



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



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**Faculté Génie Civil et Architecture**

**Département de Génie Civil**

### **MÉMOIRE DE MASTER**

**Présenté par : Seddik Abderrahmen Kilani**

**Ben Abdallah Ibrahim**

**DOMAINE : Science et technologie**

**FILIERE : Génie Civil**

**OPTION : Structures**

### **Thème**

## **Etude d'un Parking R+4 en Charpente Métallique**

### **Jury de soutenance :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>qualité</b>
Azzouz Lakhdar	Pr	Président
Bachiri Attia	M.C.B	Examineur
Amara Salah	Pr	Encadreur
Bahaz Abdesselam	M.C.B	Co- Encadreur

**Promotion : 2022 - 2023**

# *Avent propos*

*Ce travail a été réalisé à l'université de Laghouat.*

*Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail. Louange à Dieu tout-puissant qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.*

*Tout d'abord, nous voudrions remercier nos encadreur et Co-encadreur Pr. Amara Salah et Pr. Bahaz Abdesselam pour avoir accepté de nous prendre en charge.*

*Nos remerciements les plus sincères vont aux membres du jury Pr. Azzouz Lahkdar et Pr. Bachiri Attia pour l'intérêt qu'ils ont portés à nos travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leur expérience.*

*Enfin, nous remercions tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation de master en génie civil.*

## *Dédicaces*

*Nous dédions ce modeste travail à :  
Nos mères, sources de tendresse et  
d'amours pour leurs soutiens tout le long  
de notre vie scolaire. Nos pères, qui nous  
ont toujours soutenus et qui ont fait tout  
possible pour nous aider. Nos frères et nos  
sœurs, que nous aimons beaucoup. Nos  
grandes familles. Nos chers amis et  
enseignants. Tous ceux qui ont collaboré  
de près ou de loin à la réalisation de ce  
travail.*

*Ibrahim & Kilani*

# Table des Matières

Introduction Générale.....	1
<b>CHAPITRE I : Présentation de L'Ouvrage</b>	
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.1.1 Caractéristiques Géométriques de l'ouvrage .....	4
I.1.2 données concernant le site .....	4
I.2. Matériaux utilisés.....	4
I.2.1. L'acier .....	4
I.2.2. Le béton .....	5
I.3. Les règlements utilisés .....	5
I.4. Les actions .....	6
I.5. Les combinaisons d'action.....	6
I.5.1 Situations durables .....	6
I.5.2 Situations accidentelles .....	6
I.6. Limite des flèches et des déplacements .....	7
I.6.1. Flèche verticale .....	7
I.7. Les assemblages.....	7
I.7.1. Assemblages par boulonnage.....	7
I.7.2. Assemblages par soudage .....	7
I.8. Conclusion .....	7
<b>CHAPITRE II : Etude Climatique</b>	
II.1. Charges climatiques.....	8
II.1.2. Effet du vent .....	8
II.1.2.1. Données relatives au site .....	9
II.1.2.2. Détermination de coefficient dynamique $C_d$ .....	9
II.1.2.3. Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ .....	9
II.1.2.4. Détermination des coefficients $C_{pe}$ et $C_{pi}$ .....	10
II.1.2.4.1 Coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ .....	10
II.1.2.4.2 Coefficients de pression intérieure .....	14
II.1.2.5. Calcul de la pression de vent ( $q_j$ ).....	15
II.1.2.6. Calcul des forces de frottement .....	19
II.1.2.7. Calcul de la force résultante des pressions : $F_x$ , $F_y$ , $F_z$ .....	19
II.1.3. Actions de la neige.....	19

II.2 Conclusion .....	20
-----------------------	----

### **CHAPITRE III : Calcul des Eléments**

III.1. Introduction .....	21
III.2. Le Plancher.....	21
III.2.1. Évaluation des charges .....	21
III.2.2. Pré-dimensionnement de solives .....	22
III.2.2.1. Condition de flèche .....	23
III.2.2.2. vérification de la résistance en flexion .....	23
III.2.2.3. vérification l'effort tranchant .....	24
III.2.3. pré-dimensionnement des poutres centrales.....	24
III.2.3.1. Condition de flèche .....	25
III.2.3.2.vérification de la résistance en flexion .....	25
III.2.3.3. Vérification à l'effort tranchant .....	26
III.2.4. pré-dimensionnement des poutres de rive .....	26
III.2.4.1. Condition de flèche .....	27
III.2.4.2. vérification de la résistance en flexion .....	27
III.2.4.3. Vérification à l'effort tranchant .....	27
III.2.5. panneaux de dalle .....	27
III.2.5.1. Exposé de la méthode utilisée pour le calcul Des dalles reposant sur 4 côtés.....	28
III.2.5.2. Calcul d'armatures .....	29
III.2.6. Plancher collaborant .....	32
III.2.6.1. Méthode de calcul .....	32
III.2.7. Etude des Rampes .....	36
III.2.7.1. Pré-dimensionnement des Solives.....	36
III.2.7.1.1. Condition de flèche .....	36
III.2.7.1.2. Vérification la résistance en flexion .....	37
III.2.7.1.3. Vérification à l'effort tranchant .....	37
III.2.7.2. pré-dimensionnement des poutres .....	38
III.2.7.2.1. Condition de flèche .....	38
III.2.7.2.2. Vérification la résistance en flexion .....	39
III.2.7.2.3. Vérification à l'effort tranchant .....	39
III.2.7.3 Poutre maîtresse .....	39

III.2.7.3.1. Condition de flèche .....	40
III.2.7.3.2. Vérification à l'effort tranchant .....	40
III.2.7.4. Panneaux de dalle.....	40
III.2.7.4.1 Calcul d'armatures .....	41
III.2.7.5. Plancher collaborant .....	43
III.2.7.5.1 Méthode de calcul .....	43
III.2.8. Etude des connecteurs .....	45
III.2.8.1. Calcul des connecteurs des solives de rampe IPE240.....	45
III.2.8.2. Calcul des connecteurs des solives IPE120.....	47
III.2.9. Pré dimensionnement de poteau.....	49
III.2.9.1. Evaluation de charge .....	50
III.2.9.2. Résistance au flambement.....	50
III.2.10. Bardage.....	53
III.3. calcul les éléments secondaire.....	54
III.3.1. les escaliers.....	54
III.3.1.1. dimensionnement de l'escalier .....	54
III.3.1.2. Évaluation des charges .....	55
III.3.1.3. Calcul de la poutre palière.....	58
III.3.2. Calcul de l'Acrotère .....	60
III.3.2.1. Définition .....	60
III.3.2.2. Dimensions.....	61
III.3.2.3. Evaluation des charges .....	61
III.3.2.4. Calcul de Ferrailage .....	63
III.4 Conclusion.....	65

## **CHAPITRE IV: Étude Sismique**

IV.1. Introduction.....	66
IV.2. Présentation ROBOT .....	66
IV.3.Choix de la Méthode de calcul.....	66
IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale.....	66
IV.3.2. Critères de classification par le RPA99 Version 2003.....	67
IV.3.2.1. Classification des zones sismique .....	67
IV.3.2.2. Classification de l'ouvrage.....	67
IV.3.3. Modélisation de la structure .....	67
IV.3.4. Spectre de réponse.....	68

IV.3.5. Le résultat d'analyse modale.....	70
IV.3.6. Déformation modale .....	70
IV.3.7. Le joint sismique .....	72
IV.4. Disposition de contreventement.....	72
IV.4.1. Contreventement dans le sens X-X .....	73
IV.4.2. Contreventement dans le sens Y-Y .....	73
IV.5. Calcul de la force sismique total .....	74
IV.6. Vérification de déplacement et l'effet de ( $P - \Delta$ ).....	76
IV.6.1. Vérification de déplacement .....	76
IV.6.2. Vérification de l'effet de ( $P - \Delta$ ).....	77
IV.7. Vérification au renversement de la structure .....	78
IV.7.1. Vérification au renversement dans le sens X .....	78
IV.7.2. Vérification au renversement dans le sens Y .....	79
IV.8. Conclusion .....	80

## **CHAPITRE V : Dimensionnement des Sections**

V.1. Introduction .....	81
V.2. Resultat de vérification des éléments structuraux .....	82
V.3. Vérification des éléments structuraux .....	82
V.3.1. Dimensionnement des Poteaux .....	82
V.3.1.1. Classe du profilé HEA 550.....	83
V.3.1.2. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant).....	83
V.3.1.3. Résistance d'une section transversale soumise à un moment fléchissant et un effort axial .....	83
V.3.1.4. Résistance au flambement .....	84
V.3.2. Dimensionnement des poutres principales .....	85
V.3.2.1. Classe du profilé HEA500.....	85
V.3.2.2. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant).....	86
V.3.2.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) .....	86
V.3.3. Dimensionnement des solives .....	86
V.3.3.1 Classe du profilé IPE120.....	87
V.3.3.2. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant).....	87
V.3.3.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) .....	87
V.4. Conclusion.....	88

## CHAPITRE VI : Etude des Assemblages

VI.1. Introduction .....	89
VI.2. Type des assemblages .....	89
VI.3. Calcul des assemblages .....	89
VI.3.1. Assemblage poteau – poutre principale (HEA550-HEA500) .....	89
VI.3.1.1. les efforts sollicitant .....	90
VI.3.1.2. Soudure de la platine .....	91
VI.3.1.3. Vérification de la soudure de la semelle a la traction .....	91
VI.3.1.4. Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement .....	91
VI.3.1.5. Disposition constructive.....	92
VI.3.1.6. Vérification a la traction .....	93
VI.3.1.7. Vérification au poinçonnement de la platine .....	94
VI.3.1.8. Vérification au glissement .....	94
VI.3.1.9. Vérification à la pression diamétrale .....	94
VI.3.1.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.....	95
VI.3.1.11. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimé	95
VI.3.1.12. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée ....	96
VI.3.2. Assemblage poteau -poteau (HEA 450-HEA 450) .....	96
VI.3.2.1. Efforts sollicitant.....	97
VI.3.2.2. Disposition constructif .....	97
VI.3.2.3. Dimensionnement des couvres joints de la semelle (extérieur) .....	98
VI.3.2.3.1 Distance entre axe des boulons .....	98
VI.3.2.3.2. Calcul d'épaisseur de couvre joint .....	98
VI.3.2.3.3. Vérification de la section nette.....	98
VI.3.2.3.4. Vérification au cisaillement des boulons (semelle) .....	98
VI.3.2.3.5. Vérification à la pression diamétrale .....	98
VI.3.2.3.6. Vérification à la résistance de l'assemblage .....	99
VI.3.2.4. Dimensionnement des couvres joints de l'âme (intérieur).....	98
VI.3.2.4.1 Distance entre axe des boulons .....	99
VI.3.2.4.2 Calcule d'épaisseur de couvre joint .....	99
VI.3.2.4.3 Vérification de la section nette.....	99
VI.3.2.4.4 Vérification au cisaillement des boulons (l'âme) .....	99
VI.3.2.4.5 Vérification à la pression diamétrale .....	100
VI.3.3. Assemblage poutre principale-solive .....	100

VI.3.3.1. Efforts sollicitant.....	101
VI.3.3.2. Disposition Constructive des pinces .....	101
VI.3.3.3. Détermination de diamètre requis des boulons .....	102
VI.3.3.4. Vérification au cisaillement des boulons .....	102
VI.3.3.5. Vérification de la Pression diamétrale .....	102
VI.3.4. Assemblage des contreventements (DCED120X12) .....	103
VI.3.4.1. Efforts sollicitant.....	103
VI.3.4.2. Détermination de diamètre requis des bouloun.....	103
VI.3.4.3. Disposition constructive.....	104
VI.3.4.4. Les dimensions des goussets.....	104
VI.3.4.5. Distance entre axe des boulons .....	104
VI.3.4.6. Vérification au cisaillement des boulons .....	104
VI.3.4.7. Vérification à la pression diamétrale .....	104
VI.3.4.8. Vérification à la résistance .....	105
VI.4. Pied de poteau .....	105
VI.4.1. Dimensionnement en plan de platine A et B.....	106
VI.4.2. Vérification des contrainte de traction dans les goujons.....	106
VI.4.3. Vérification de l'épaisseur de la platine.....	107
VI.4.4. Synthèse des pied de poteaux.....	109
VI.5. Conclusion .....	109

## **CHAPITRE VII : Etude des Fondations**

VII.1. Introduction.....	110
VII.2. Etude de la semelle $S_{f1}$ .....	111
VII.2.1. Dimensionnement la semelle filante.....	111
VII.2.1.1. Déterminent de la largeur de la semelle .....	111
VII.2.2. calcule de Ferrailage de Semelle $S_{f1}$ .....	112
VII.2.2.1. Calcul des Armatures principales .....	112
VII.2.2.2. Calcul des armatures de répartition .....	113
VII.3. Etude de la semelle $S_{f2}$ .....	113
VII.3.1. Dimensionnement la semelle filante.....	113
VII.3.1.1. Déterminent de la largeur de la semelle .....	114
VII.3.2. calcule de Ferrailage de Semelle $S_{f2}$ .....	114
VII.3.2.1. Calcul des Armatures principales .....	115
VII.3.2.2. Calcul des armatures de répartition .....	115
VII.4. Etude de la semelle $S_{f3}$ .....	116

VII.4.1. Dimensionnement la semelle filante.....	116
VII.4.1.1. Déterminent de la largeur de la semelle .....	116
VII.4.2. calcule de Ferrailage de Semelle $S_{f3}$ .....	117
VII.4.2.1. Calcul des Armatures principales .....	117
VII.4.2.2. Calcul des armatures de répartition .....	117
VII.5. Conclusion .....	118

# LISTE DE FIGURE

Figure I.1. Vue en plan de la structure .....	3
Figure I.2 Vue de la structure en 3D .....	4
Figure II.1. Directions du vent sur une paroi .....	8
Figure II.2. Caractéristique des parois verticales .....	11
Figure II.3. Coefficients de pression extérieure de paroi de vent1 .....	11
Figure II.4. Caractéristique des toitures plates .....	12
Figure II.5. Caractéristique des Parois verticale .....	13
Figure II.6. Coefficients de pression extérieure de paroi de vent 2.....	13
Figure II.7. Caractéristique des Tortures plates .....	14
Figure II.8. Coefficients de pression intérieure.....	14
Figure III.1. Plancher Mixte à dalle collaborant .....	21
FigureIII. 2. Disposition des solives .....	22
Figure III.3. Schéma Statique et diagramme des moments fléchissant de la solive .	23
Figure III. 4. Schéma statique et diagramme de l'effort tranchant .....	24
Figure III. 5. Schéma statique de poutre principale .....	24
Figure III.6. Schéma statique de poutre de rive .....	26
Figure III.7.disposition d'armatures entre les dalles.....	29
Figure III.8. Plancher mixte à dalle collaborant.....	33
Figure III.9.Diagrammes des contraintes dues aux charges extérieures .....	33
Figure III.10. Schéma des solives de rampes .....	36
Figure III.11.Schéma statique et diagramme des moments fléchissant Dans la solive .....	37
Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant.....	37
Figure III.13. Schéma statique des poutres de rampe .....	38
Figure III.14.disposition d'armatures entre les dalles .....	41
Figure III.15. Goujon à tête soudée.....	45
Figure III.16.shéma ferrailage de plancher et disposition les connecteurs .....	49
Figure III.17. Disposition et espacement entre les connecteurs .....	49
Figure III.18.Schéma statique des escaliers .....	54
Figure III.19.Schéma statique de charge d'escalier .....	56

Figure III.20. Schéma ferrailage de l'escalier .....	60
Figure III.21. Schéma de Dimensionnement d'acrotère .....	61
Figure III.22. Schéma de ferrailage d'acrotère .....	65
Figure IV.1 Modélisation en 3D final de la structure.....	68
Figure IV.2 Spectre de réponse suivant X.....	68
Figure IV.3 Spectre de réponse suivant Y.....	69
Figure IV.4 Déformée du mode 1 .....	70
Figure IV.5 Déformée du mode 2 .....	71
Figure IV.6 Déformée du mode 3 .....	71
Figure IV.7 Position du système de contreventement.....	72
Figure IV.8 Contreventement dans le sens X-X.....	73
Figure IV.9 Disposition du contreventement dans le sens X-X.....	73
Figure IV.10 Contreventement dans le sens Y-Y .....	73
Figure IV.11 Disposition du contreventement dans le sens Y-Y .....	74
Figure IV.12. Schéma de L'effort tranchant et la force sismique .....	78
Figure V.1 Modèle 3D final de la structure.....	81
Figure V.2 Le résumé de résultat final .....	88
Figure V.3 La Coupe 1-1 le résumé de résultat final .....	88
Figure VI .1 Assemblage poteau - poutre principale.....	89
Figure VI .2 Détail d'assemblage poteau - poutre principale .....	90
Figure VI .3 Symbole pour l'entraxe des fixations .....	92
Figure VI .4 Assemblage poteau –poteau .....	97
Figure VI .5 Détail d'assemblage poteau –poteau .....	97
Figure VI .6 Assemblage poutre-solive (HEA500-IPE120) .....	100
Figure VI .7 Détail d'assemblage poutre-solive (HEA500-IPE120).....	101
Figure VI .8 Assemblage des diagonales DCED120X12 cornières avec gousset...	103
Figure VI .9 Détail d'assemblage des diagonales DCED120X12 cornières Avec gousset.....	103
Figure VI .10 Valeur maximaux de F et M .....	106
Figure VI .11 dimension pied de poteau HEA550 .....	106
Figure VI .12 Schéma de charge appliqué de platine.....	108

Figure VI .13 schéma d'effort de traction de boulon .....	108
FigureVII.1. Plan de fondation.....	110
FigureVII.2. Caractéristiques géométrique de la semelle filante sous poteaux .....	111
FigureVII.3.ferraillage de semelle filante $S_{f1}$ .....	113
FigureVII.4. ferraillage de semelle filante $S_{f2}$ .....	115
FigureVII.5. ferraillage de semelle filante $S_{f3}$ .....	118

# LISTE DE TABLEAU

Tableau II.1. Caractéristiques relatives à notre site .....	9
Tableau II.2. Caractéristiques de Pression dynamique .....	10
Tableau II.3. La pression dynamique pour l'étage .....	10
Tableau II.4. Coefficients de pression extérieure de paroi .....	11
Tableau II.5. Coefficients de pression extérieure de toiture plate .....	12
Tableau II.6. Coefficients de pression extérieure de toiture plate de vent 1 .....	12
Tableau II.7. Coefficients de pression extérieure de toiture plate de vent 2 .....	14
Tableau II.8. La pression de vent1 .....	15
Tableau II.9. La pression de vent2 .....	16
Tableau II.10. Force résultante $L_a$ de vent1 .....	16
Tableau II.11. Force résultante $L_a$ de vent2 .....	17
Tableau II.12. La somme des Force résultante de vent1 et vent 2 .....	18
Tableau III.1. Les valeurs des coefficients $\mu_x$ ; $\mu_y$ .....	28
Tableau III.2. Les valeurs facteur d'imperfection $\alpha$ .....	62
Tableau III.3. Coefficient d'accélération de zone A .....	62
Tableau III.4. Combinaisons d'actions d'acrotère .....	60
Tableau IV.1 Le résultat d'analyse modale .....	70
Tableau IV.2 Le résultat de réaction et déplacement .....	72
Tableau IV.3 Résultante des forces sismique à la base .....	76
Tableau IV.4 Déplacement relative dans le sens X .....	76
Tableau IV.5 Déplacement relative dans le sens Y .....	77
Tableau IV.6 L'effet de $(P - \Delta)$ suivant l'axe X-X .....	78
Tableau IV.7 L'effet de $(P - \Delta)$ suivant l'axe Y-Y .....	78
Tableau IV.8 calcul la force sismique et du moment de reversement	
Dans le sens X .....	79
Tableau IV.9 calcul la force sismique et du moment de reversement	
Dans le sens Y .....	79
Tableau V.1. Dimensions des différents éléments structuraux données par Robot ..	82
Tableau V.2 Facture d'imperfection $\alpha$ entre courbe de flambement .....	84

Tableau V.3 Résultat finaux de dimensionnement des sections .....	88
Tableau VI .1 Les efforts sollicitant de l'assemblage poteau- poutre principal.....	90
Tableau VI .2 Caractéristiques mécaniques des boulons .....	93
Tableau VI .3 Caractéristiques géométriques des boulons .....	93
Tableau VII.1. L'effort normal N logiciel robot .....	111
Tableau VII.2. L'effort normal N logiciel robot .....	114
Tableau VII.3. L'effort normal N logiciel robot .....	116

# Liste des Notations

## Charges

$G$ : Charge permanente.

$Q$  : Surcharge d'exploitation.

$E$ : Charge sismique.

$S$ : Charge climatique de la neige.

$W$  : Charge climatique du vent.

## Caractéristiques d'un profilé en I, en H, et en U

$A$  : Section brute.

$A_{net}$ : Section nette.

$A_v$ : Aire de cisaillement.

$A_w$ : Section de l'âme.

$b$ : Longueur de la semelle.

$d$ : Hauteur de l'âme.

$h$  : Hauteur du profilé.

$I$ : Moment d'inertie.

$t_w$ : Epaisseur de l'âme du profilé.

$t_r$ : Epaisseur de la semelle du profilé.

$W_{el}$ : Module de résistance élastique.

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

## Majuscules latines

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$A_{ser}$ : Aire des armatures à l'ELS.

$A_u$ : Aire des armatures à l'ELU.

$C_d$ : Coefficient dynamique.

$C_e$ : Coefficient d'exposition.

$C_{ff}$ : Coefficient de frottement

$C_{pi}$ : Coefficient de pression interne.

$C_{pe}$ : Coefficient de pression externe

$C_r$ : Coefficient de rugosité.

$C_t$ : Coefficient de topographie

$D$  : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale.

$F$  : Force.

$F_{vb,rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage.

$H$  : Hauteur.

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

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

$N_{c,rd}$  : Effort normal de compression dans le poteau.

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

$N_{j,Rd}$  : Effort normal sollicitant l'assemblage.

$N_{j,Rd}$  : Résistance de la plaque d'assise à l'effort axiale.

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

$N$  : Effort normal sollicitant

$N_t$ : Effort normal de traction.

$N_u$  : Effort normal sollicitant à l'ELU.

$q$ : Facteur de qualité de la structure.

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure.

$S_t$  : Espacement des barres de ferrailage.

$T$  : Période propre du bâtiment.

$V_{pl,rd}$  : Effort tranchant résistant plastique.

$V$  : Effort tranchant sollicitant.

$W$ : Poids de la structure.

### **Minuscules latines**

$f_{c28}$ : Résistance du béton à la compression à 28 jours.

$f_{t28}$ : Résistance du béton à la traction à 28 jours

$\delta_v$  : Flèche des planchers

$e$ : Epaisseur.

$e_0$ : Excentricité entre le centre de pression et le centre de gravité.

$f_t$ : Contrainte de traction de l'acier.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$g$ : Giron d'escalier.

$h$  : Hauteur.

$l$  : Largeur.

$\bar{\lambda}$ : Longueur de flambement.

$z_0$ : Paramètre de rugosité.

### **Minuscules grecques**

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

$\chi$  : Coefficient de réduction de flambement

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent

$\gamma_c$  : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton Mi

$\gamma$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_{Mb}$  : Coefficient de sécurité de boulon

$\gamma_{MS}$ : Coefficient partiel de sécurité

$\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement

$\lambda$  : Élancement

$\phi$  : LT Rotation de déversement

$\phi$  : Rotation

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha$  : Facteur d'imperfection

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\sigma$  : Contraint normale

$\tau_e$  : Contraint limite de cisaillement en élasticité

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier 0,5

$\eta$  : Facteurs de distribution

$\psi$  : Rapport de contraintes

عنوان المذكرة: دراسة موقف سيارات بهيكل معدني يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى أربعة طوابق

المؤطر: عمارة صالح	الاسم: عبد الرحمان كيلاني	اللقب: صديق
المساعد: بهاز عبد السلام	الاسم: ابراهيم	اللقب: بن عبد الله

### ملخص:

يهدف هذا المشروع الى دراسة موقف سيارات بهيكل معدني , يتواجد هذا الموقف في ولاية تلمسان. يحتوي على طابق أرضي بالإضافة إلى أربعة طوابق اخرى. الغرض منه هو توقف الحافلات والسيارات. تم تصنيف هذه الولاية حسب اللوائح الجزائرية لرصد الزلازل "1999 نسخة 2003" في "المنطقة الأولى" و تم إجراء الدراسات المناخية وفقاً للوائح الجزائرية للتلوج والرياح "1999". تم إجراء دراسة العناصر المختلفة (الاعمدة والكمرات و السقف ) وفقاً لأنماط التشغيل المختلفة للوائح "النظام الاوروبي 3 و 4". يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الحزم والأعمدة ونظام التدعيم. اجريت دراسة وتحليل البناء بواسطة برنامج "تحليل المنشآت الهندسية(robot) ". يتم حساب تعزيز الأساسات وفقاً للقواعد المعمول بها: "CBA93" و "BAEL91 mod 99"

كلمات مفتاحية: هيكل معدنية، خرسانة ، البرنامج الالي ROBOT، فولاذ

## Memory title: Steel frame car park R+4

**Name: Seddik**                      **First name: Abderrahmen Kilani**    **Directed by: Salah Amara**  
**Name: Ben Abdallah**           **First name: Ibrahim**            **Co-directed by: Abdessalam Bahaz**

### **Abstract:**

This project consists of studying a steel frame car park for light vehicles located in the wilaya of TLEMCEM (Algeria). This car park is composed of a ground floor, plus four storeys. It is intended for parking minibuses and cars. The site is classified in "Zone I" according to the Algerian Seismic Regulations "R.P.A. version 2003". The climatic study was carried out in accordance with the Algerian Snow and Wind codes "R.N.V. 99". The sizing of the different elements, the study of the composite floor and the connections according to their different modes of operation were performed according to the "EUROCODE 3 and 4" codes. The stability of the structure is ensured by beams, columns, and a bracing system. The study and analysis of the construction were carried out by the software "Auto desk Robot Structural Analyses Professional". The foundation design is carried out according to "B.A.E.L.91 modified 99" and "R.P.A 99 version 2003" codes.

**Keywords:** steel construction, composite floor, Eurocode 3, RPA 99, Robot Structural Analyses Professional.steel

## **Titre du mémoire : parking R+4 en charpente métallique**

**Nom: Seddik                      Prénom: Abderrahmane Kilani                      Encadreur: Saleh Amara**  
**Nom: ben Abdallah              Prénom: Ibrahim                      Co-Encadreur : Abdessalam Bahaz**

### **Résumé :**

Le présent projet consiste à étudier un parking à ossature métallique pour véhicules légers situé à la wilaya de TLEMCEM. Ce parking est composé d'un rez-de-chaussée, plus quatre étages. Il est destiné au stationnement de minibus et voitures. Le site est classé en « Zone I » suivant le Règlement Parasismique Algérien « R.P.A. version 2003 ». L'étude climatique a été réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent « R.N.V. 99 ». Le dimensionnement des différents éléments, l'étude du plancher mixte et les assemblages selon leurs différents modes de fonctionnement ont été effectués selon les règlements « EUROCODE 3 et 4 ». La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, des poteaux, et un système de contreventement. L'étude et l'analyse de la construction ont été effectuées par le logiciel « Auto desk Robot Structural Analysais Professional ». Le calcul du ferrailage des fondations est effectué conformément aux règles en vigueur : « B.A.E.L.91 modifié 99 » et « R.P.A 99 version 2003 ».

**Mots clés :** Charpente métallique, plancher mixte, Eurocode 3, RPA 99, ROBOT Structural Analysais Professional, acier

### Introduction Générale

La structure à étudier est un parc de stationnement à étages multiples largement ventilés. Ce type de structure 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 de cette structure une très bonne ventilation permettant d'évacuer facilement l'énorme quantité de fumée que peut générer un incendie.

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

- ✓ **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 place.
- ✓ **Le coût compétitif** : les éléments étant préfabriqués, les délais de réalisation sont réduits, et le coût maîtrise.

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

Ce type de constructions doit garantir la résistance à l'ensemble des efforts et sollicitations qui lui sont appliqués. Ceci est assuré par les éléments structuraux, tels que les poutres, les poteaux, et les contreventements, tous connectés par une variété d'assemblages. Les charges climatiques et accidentelles horizontales sont également reprises par le plancher et transmises aux dispositifs de contreventements verticaux.

L'objectif principal de cette étude est de mettre en pratique l'ensemble des connaissances théoriques et pratiques acquises durant les 5 années du parcours universitaire, et d'assurer une conception et un dimensionnement optimaux de l'ouvrage en tant qu'ingénieur en Génie Civil, afin de s'intégrer au monde professionnel.

Ce mémoire est structuré en sept chapitres, répartis comme suit :

- Le chapitre 01 présente de l'ouvrage, définit ces différentes caractéristiques géométriques, les données du site, et les différents matériaux utilisés.
- Le chapitre 02 calcul des charges climatiques.
- Le chapitre 03 est consacré au pré-dimensionnement des sections des éléments de l'ossature sous le chargement statique.
- Le chapitre 04 traite l'étude sismique de l'ouvrage, ainsi que le calcul des cas de charge accidentelle.
- Le chapitre 05 est consacré au dimensionnement final des sections des éléments constitutifs de la structure, et à la vérification de la structure porteuse et des éléments secondaires.

- Le chapitre 06 étudie les différents assemblages liant les éléments constitutifs de l'ouvrage.
- Le chapitre 07 détaille le dimensionnement de l'infrastructure et le calcul des fondations de la structure.

L'étude sera menée conformément aux règlements en vigueur de l'état algérien : CCM97, RNV2013, RPA99 version 2003, DTR, BAEL91 ainsi que les règlements européens : Eurocode3, Eurocode4.

# ***CHAPITRE I***

## ***Présentation de L'Ouvrage***

### I.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet de fin d'études consiste en l'étude d'un parking (R+4), en charpente métallique.

Le parc de stationnement est supposé être implanté au niveau de la wilaya Tlemcen, qui est une zone de faible sismicité (1) selon le règlement RPA99 version 2003.

Le schéma d'implantation de notre parking est représenté dans la figure I.1

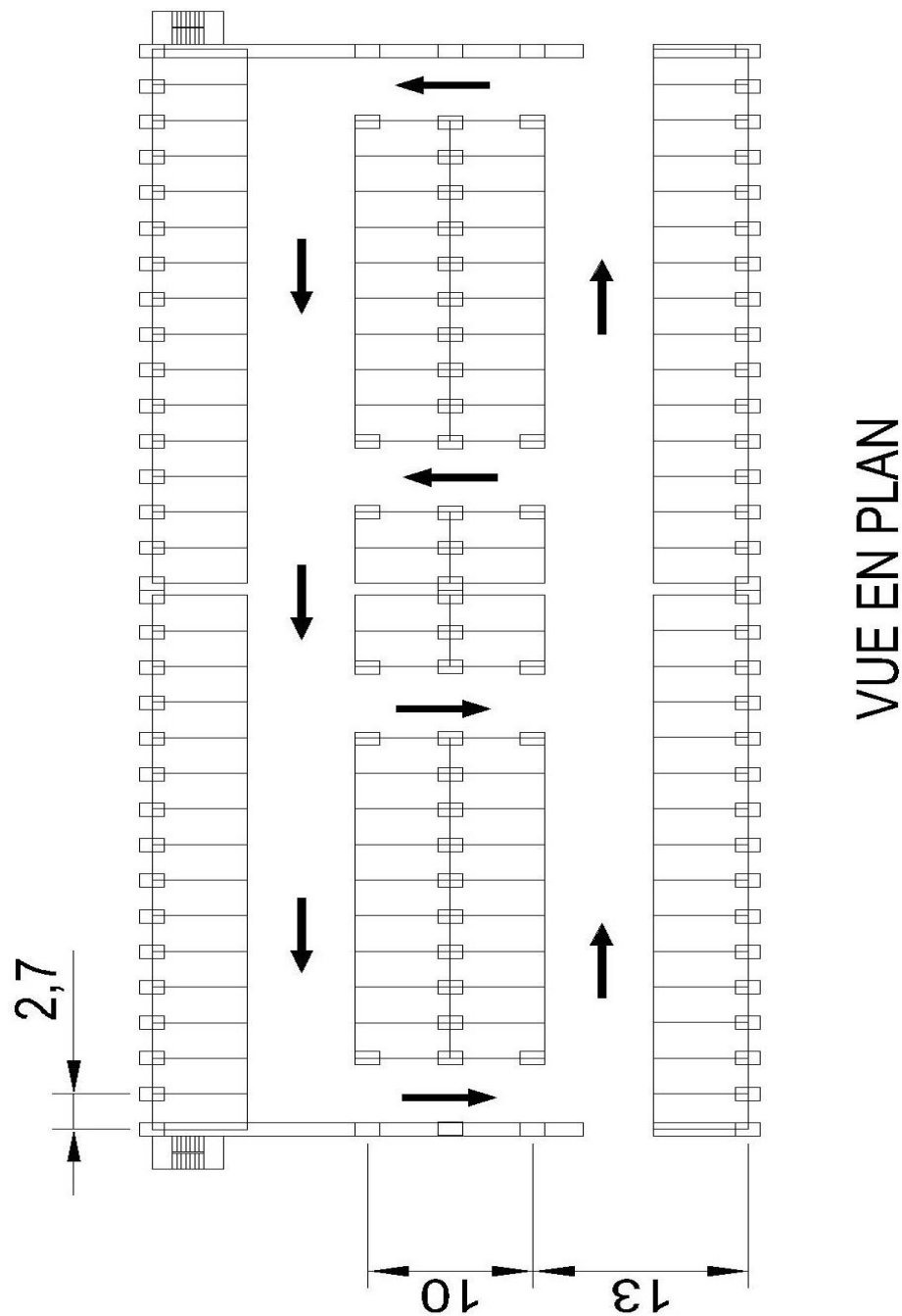


Figure I.1 Vue en plan de la structure

La Vue de la structure en 3D établie par l'Autodesk ROBOT est représentée dans la figure I.2

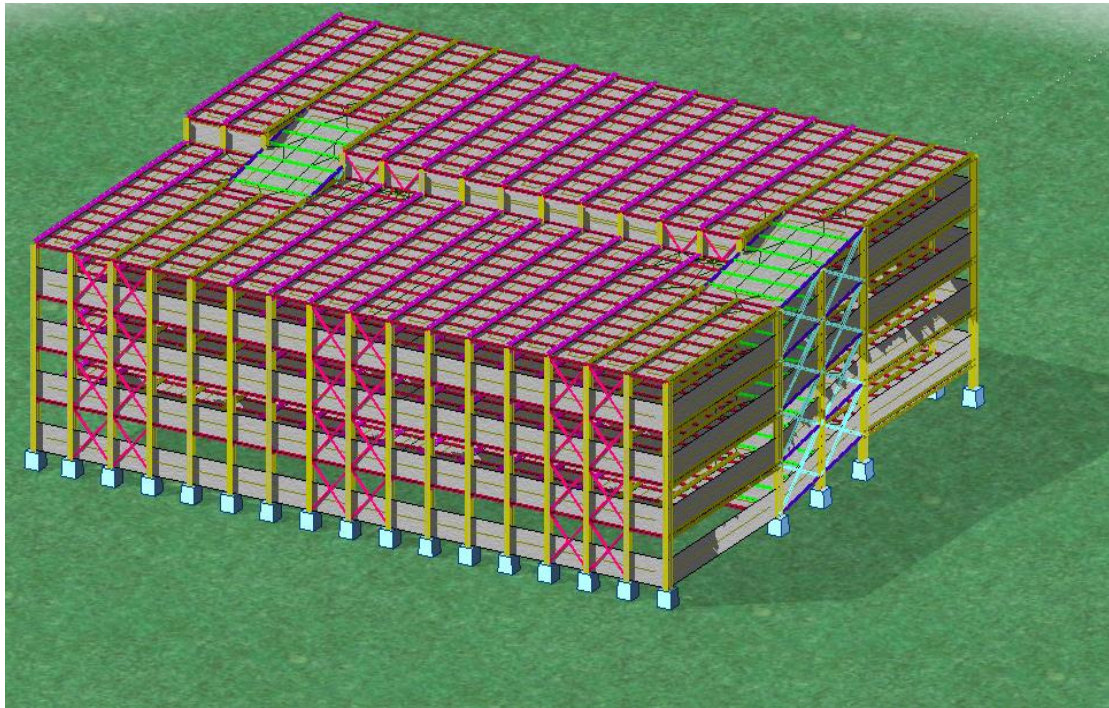


Figure I.2 Vue de la structure en 3D

Cet ouvrage est constitué d'un rez-de-chaussée, de quatre étages, de deux rampes pour l'accès des véhicules et deux escaliers en béton pour piétons.

Le dimensionnement et la vérification des éléments structuraux sont établis conformément aux règlements Eurocode 3 et Eurocode 4.

### I.1.1 Caractéristiques Géométriques de l'ouvrage

- Longueur totale du parking ..... 86.4 m
- Largeur totale du parking ..... 36 m
- Surface de parking ..... 3110.4m<sup>2</sup>
- Hauteur totale du parking ..... 15.6 m
- Hauteur de l'étage ..... 2.9m
- Hauteur des rampes ..... 1.45m
- Longueur des rampes ..... 10m

### I.1.2 Données concernant le site

Le parking a été construit sur un sol ferme avec une contrainte admissible :

$$\sigma_{\text{sol}} = 0.25 \text{ MPa}$$

Le site est classé dans la zone sismique I (Tlemcen) selon le RPA 99 version 2003

## I.2. Matériaux utilisés

### I.2.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant généralement pas 1%

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés.

Soit

- ✓ Involontairement comme le phosphore et le soufre... Qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- ✓ Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. Qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion.) on parle dans ce cas d'aciers alliés.

#### a- Les propriétés de l'acier :

##### 1. Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limitent sa donnée par l'Eurocode 3 et le CCM 97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

##### 2. Ductilité : [1]

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Le rapport  $\frac{f_u}{f_y} > 1.1$
- ✓ La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique  $(\epsilon_u \geq 15 \times \epsilon_y)$
- ✓ Allongement à la rupture  $> 15\%$
- ✓  $\epsilon_y$ : la déformation élastique  $(\epsilon_y = \frac{f_y}{E})$

##### 3. Caractéristiques mécaniques de l'acier : [1]

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

- ✓ Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité transversal :  $G = \frac{E}{1+\nu} = 0.4 \times E$
- ✓ Coefficient de poisson :  $\nu=0.3$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$ .
- ✓ Masse volumique :  $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$
- ✓ Nuance d'acier: Fe360.
- ✓ La limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ✓ Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises)

$$\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0.58 \times f_y$$

### I.2.2. Le béton

Le béton est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement. Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont.

- ✓ Masse volumique :  $\rho=2500 \text{ kg/m}^3$
- ✓ La résistance à la compression à 28 jour :  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  pour un béton de classe C25/30.
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours:  $f_{t28}= 2.1 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha =10^{-3}/^\circ\text{C}$
- ✓ Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$

### I.3. Les règlements utilisés

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- CCM97 D.T.R.-B.C.-2.44.
- RPA99 version 2003 D.T.R.-B.C.-2.48.
- RNV99 D.T.R.-C2-4.7.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (D.T.R.-B ; C-2.2).
- Eurocode 1,3 et 4
- BAEL 91 modifié 99

### I.4. 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.5. Les combinaisons d'action

Selon le document « CCM97-article 2.3.2.2 » :

#### I.5.1 Situations durables

##### a- ELU :

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

$$\sum 1.35G_{KJ} + 1.5Q_{K,max}$$

##### b- ELS :

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

$$\sum G_{KJ} + Q_{K,max}$$

### I.5.2 Situations accidentelles

Selon Eurocode 1[2], les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- ✓  $4/3 G + 3/2 P$
- ✓  $4/3 G + 3/2 N_n$
- ✓  $4/3 G + 3/2 V_n$
- ✓  $4/3 G + 17/12(V_n + 0.5 N_n)$
- ✓  $G + N_e$
- ✓  $G + V_e$
- ✓  $G + V_e + 0.5N_e$
- ✓  $G - V_e$

## I.6. Limite des flèches et des déplacements

### I.6.1. Flèche verticale

Tous les planchers de notre structure sont accessibles.

$$\delta_{v,max} = L/250 \quad \text{Pour tous les planchers de structure}$$

## I.7. Les assemblages

Deux types d'assemblages ont été utilisés dans notre projet :

### I.7.1. Assemblages par boulonnage

Le boulonnage est parmi les modes assemblages le plus utilisées dans le domaine de la construction métallique et plus particulièrement pour les éléments principaux de la structure (poteaux-poutres). Il possède l'avantage de garantir la bonne liaison entre pièces, la rapidité de montage et démontage et la facilité de mise en œuvre. Pour notre projet, nous avons utilisé des boulons de classe 8.8 ; 10.9 pour la bonne résistance.

### I.7.2. Assemblages par soudage

Le soudage permet de réaliser une liaison permanente entre deux-pièces. Il est défini par une longueur du cordon et son épaisseur qu'il faut déterminer.

## I.8. Conclusion

Les recherches effectuées dans ce chapitre permettent de bien comprendre les caractéristiques de l'ouvrage et du site d'installation, ainsi que les propriétés de tous les matériaux utilisés. C'est une étape nécessaire avant de commencer à étudier les questions structurelles. Ces paramètres sont essentiels pour démarrer le calcul des charges et la conception et le dimensionnement des éléments structuraux.

***CHAPITRE II***  
***Étude Climatique***

## II.1. Charges climatiques

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par le vent et la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV99 version 2013). Le règlement RNV99 version 2013 [3] s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Toute la donnée cite dans ce chapitre sont pris de ce règlement RNV99 version 2013 [3]

### II.1.2. Effet du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Les directions de vents sur une paroi sont représentées dans la figure II .1

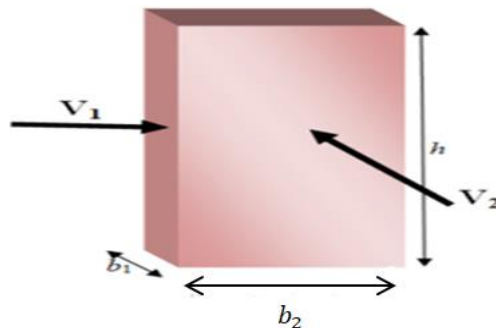


Figure II.1. Directions du vent sur une paroi

L'étude des structures vis-à-vis du vent doit passer par les étapes suivantes :

1. Détermination des données relatives au site
2. Détermination de coefficient dynamique  $C_d$ .
3. Détermination de la pression dynamique  $q_{dyn}$ .
4. Détermination des coefficients  $C_{pe}$  et  $C_{pi}$ .
5. Calcul de la pression de vent  $q_j$ .
6. Calcul des forces de frottement.
7. Calcul de la résultante des pressions :  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F$

**I.1.2.1. Données relatives au site**

Coefficient de topographie ( $C_t$ ) :

Le Coefficient de topographie ( $C_t$ ) prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles tels que les Collines, les dénivellations isolées...  $C_t = 1$  pour votre cas site plat

$$C_t = 1 \qquad \text{car} \quad \phi < 0.05$$

Le site du projet se trouve dans la région de wilaya de Tlemcen

- ✓  $K_T$  : Facteur de terrain,
- ✓  $Z_0$  (en m) : Paramètre de rugosité,
- ✓  $z_{min}$ (en m) : Hauteur minimale,
- ✓  $\epsilon$ : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$

Les caractéristiques relatives à notre site est représenté dans le Tableau II.1

Tableau II.1. Caractéristiques relatives à notre site

Catégories de terrain	$K_T$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$\epsilon$
III : Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0.22	0.3	8	0.37

**II.1.2.2. Détermination de coefficient dynamique  $C_d$**

En fonction des dimensions de la structure et du sens du vent, la valeur du coefficient dynamique  $C_d$  pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 du Chapitre 3 du RNVA99.

Notre structure de parking ayant une hauteur de 15.6 m, et selon la direction du Vent on tire les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \text{Vent 1} & b1 = 36m, h = 15.6m \rightarrow cd = 0.92 \\ \text{Vent 2} & b2 = 86.5m, h = 15.6m \rightarrow cd = 0.88 \end{cases}$$

**II.1.2.3. Détermination de la pression dynamique  $q_{dyn}$**

Structure permanentes :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e (Z_j) \qquad (II. 1)$$

a- Coefficient exposition  $C_e$  :

$$C_d < 1.2$$

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

b- Pression dynamique de référence :

Les caractéristiques de Pression dynamique est représenté dans le Tableau II.2

Tableau II.2. Caractéristiques de Pression dynamique

zone	q <sub>ref</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>temp</sub> (N/m <sup>2</sup> )	V <sub>ref</sub> (m/s)
I	375	270	25

c- Coefficient de rugosité C<sub>r</sub> (Z):

$$C_r(Z) \begin{cases} K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \\ K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } 200m > z > z_{min} \end{cases} \quad (II.3)$$

La pression dynamique pour l'étage est représenté dans le Tableau II.3

Tableau II.3.La pression dynamique pour l'étage

niveau	Zj(m)	C <sub>r</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )
toiture	15.6	0.869	2.093421	785.0329
4	13.05	0.83	1.9671	737.6625
3	10.15	0.744	1.699296	637.236
2	7.25	0.722	1.633164	612.4365
1	4.35	0.722	1.633164	612.4365
RDC	1.45	0.722	1.633164	612.4365

#### II.1.2.4. Détermination des coefficients C<sub>pe</sub> et C<sub>pi</sub>

##### II.1.2.4.1 Coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub>

$$C_{pe} = C_{pe,1}$$

$$\text{Si : } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10}(S)$$

$$\text{Si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

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

$$\text{Si : } S \geq 10 \text{ m}^2$$

A)-Vent 1:

$$\begin{cases} b1 = 36m \\ d = 86.4m \\ h = 15.6m \end{cases}$$

a) Parois verticales :

$$e = \text{Min}[b; 2h] \quad (II.4)$$

$$e = \min \{36 ; 31.2\} = 31.2m \quad d = 86.4m$$

✓ Cas où d > e

Les caractéristiques des parois verticales sont montrées dans la Figure II.2.

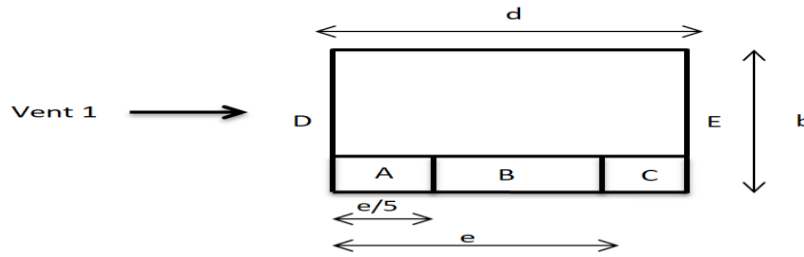


Figure II.2. Caractéristique des parois verticales

$$\begin{cases} A = \frac{e}{5} = \frac{31.2}{5} = 6.24\text{m} \\ A + B = e = 31.2\text{m} \\ C = d - e = 55.2\text{m} \end{cases}$$

$S_A = 6.24 \times 2.9 = 18.096\text{m}^2$                        $10\text{m}^2 < 18.096\text{m}^2$

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

Les Coefficients de pression extérieure de paroi sont représentés dans le Tableau II.4.

Tableau II.4. Coefficients de pression extérieure de paroi

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Les coefficients de pression extérieure de paroi de vent 1 sont représentés dans la Figure II.3.

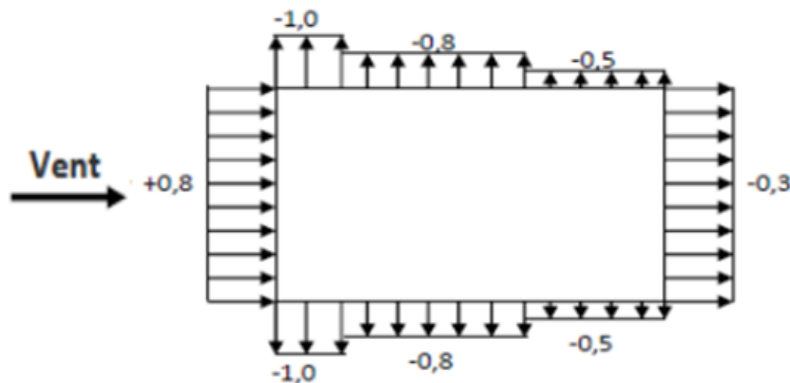


Figure II.3. Coefficients de pression extérieure de paroi de vent 1

b) Toitures plates:

Les caractéristiques des toitures plates sont montrées dans la Figure II.4

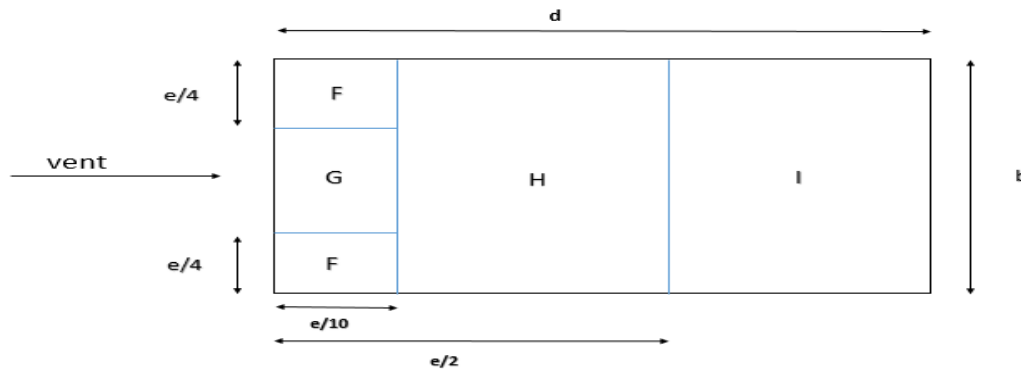


Figure II.4. Caractéristique des toitures plates

$$\begin{cases} \frac{e}{4} = 7.8\text{m} \\ \frac{e}{10} = 3.12\text{m} \\ \frac{e}{2} = 15.6\text{m} \end{cases}$$

Surface =  $3.12 \times 7.8 = 24.336\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

Donc  $c_{pe}=C_{pe10}$

Les coefficients de pression extérieure de toiture plate sont représentés dans le Tableau II.5.

Tableau II.5. Coefficients de pression extérieure de toiture plate

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives		- 1,8	-2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	-1,2	± 0,2	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	-1,2	± 0,2	

Les coefficients de pression extérieure de toiture plate de vent 1 sont représenté dans le Tableau II.6

Tableau II.6. Coefficients de pression extérieure de toiture plate de vent 1

	F	G	H	I	
$C_{pe10}$	-1.3	-0.85	-0.7	0.2	-0.2

B)-Vent 2:

$$\begin{cases} b_2 = 86.4m \\ d = 36m \\ h = 15.6m \end{cases}$$

a) Parois verticales :

$$e = \text{Min}[b; 2h]$$

$$e = \text{min} \{86.4 ; 31.2\} = 31.2m \quad d = 36m$$

✓ Cas où  $d > e$

Les caractéristiques des parois verticales sont montrées dans la Figure II.5

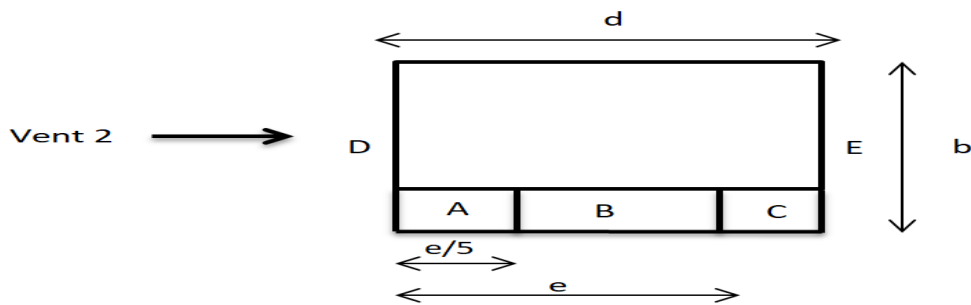


Figure II.5. Caractéristique des Parois verticales

$$\begin{cases} A = \frac{e}{5} = \frac{31.2}{5} = 6.24m \\ A + B = e = 31.2m \\ C = d - e = 4.8m \end{cases}$$

$$S_A = 4.8 \times 2.9 = 13.92m^2$$

$$10m^2 < 13.92m^2$$

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

Les coefficients de pression extérieure de paroi de vent 2 sont représentés dans la Figure II.6

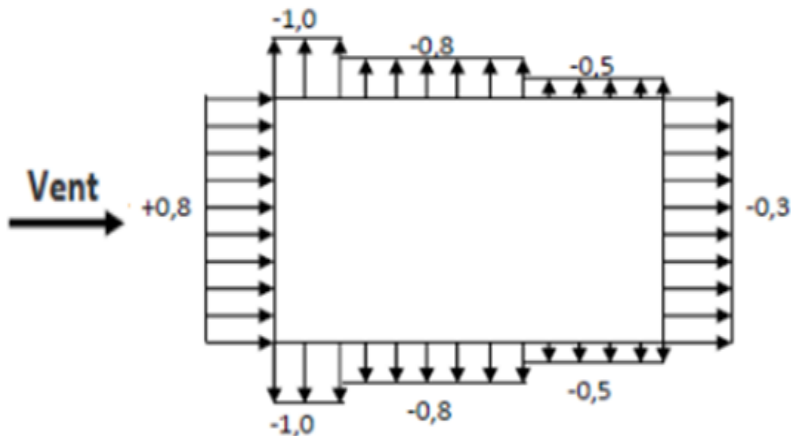


Figure II.6. Coefficients de pression extérieure de paroi de vent 2

c) Tortures plates:

Les caractéristiques des toitures plates sont montrées dans la Figure II.7

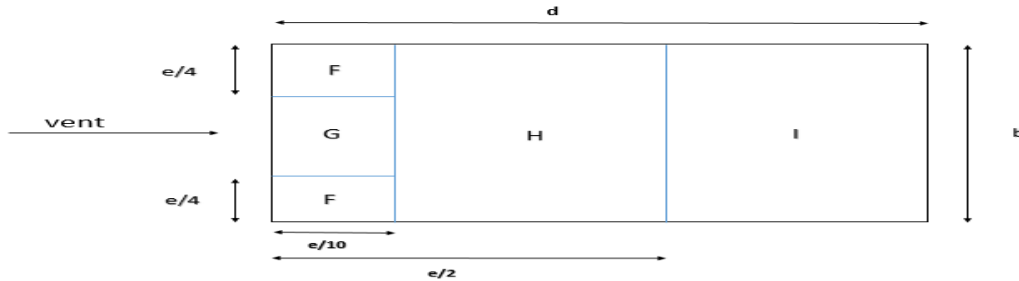


Figure II.7. Caractéristique des Toitures plates

$$\begin{cases} \frac{e}{4} = 7.8m \\ \frac{e}{10} = 3.12m \\ \frac{e}{2} = 15.6m \end{cases}$$

Surface = 3.12 × 7.8 = 24.336m<sup>2</sup> > 10m<sup>2</sup>

Donc c<sub>pe</sub>=c<sub>pe10</sub>

Les coefficients de pression extérieure de toiture plate de vent 2 sont représenté dans le Tableau II.7

Tableau II.7. Coefficients de pression extérieure de toiture plate de vent 2

	F	G	H	I	
C <sub>pe10</sub>	-1.3	-0.85	-0.7	0.2	-0.2

**II.1.2.4.2 Coefficients de pression intérieure**

$$\mu_b = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \tag{II.5}$$

Les coefficients de pression intérieure sont montrés dans la Figure II.8

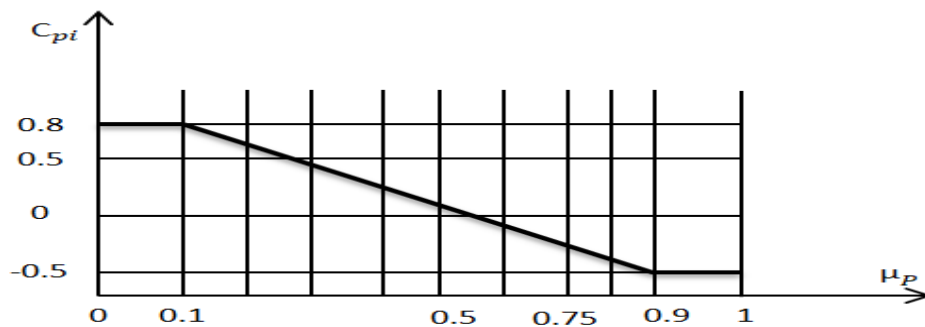


Figure II.8. Coefficients de pression intérieure

Vent 1:

$$\mu_b = \frac{86.4 \times (2.9 - 1.6) \times 2 + 36 \times (2.9 - 1.6)}{86.4 \times (2.9 - 1.6) \times 2 + 36 \times (2.9 - 1.6) \times 2} = 0.85 \dots \dots \dots C_{pi} \approx -0.5$$

Vent 2:

$$\mu_b = \frac{36 \times (2.9 - 1.6) \times 2 + 86.4 \times (2.9 - 1.6)}{86.4 \times (2.9 - 1.6) \times 2 + 36 \times (2.9 - 1.6) \times 2} = 0.65 \dots \dots \dots C_{pi} \approx 0$$

**II.1.2.5. Calcul de la pression de vent (qj) :**

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (II. 6)$$

La pression de vent1 est représentée dans le Tableau II.8

Tableau II.8. La pression de vent1

zj(m)	zone	cd	qdyn(N/m2)	Cpe	Cpi	qj(N/m2)
RDC	A	0.92	612.4365	-1	-0.5	-281.721
	B	0.92	612.4365	-0.8	-0.5	-169.032
	C	0.92	612.4365	-0.5	-0.5	0
	D	0.92	612.4365	0.8	-0.5	732.4741
	E	0.92	612.4365	-0.3	-0.5	112.6883
1	A	0.92	612.4365	-1	-0.5	-281.721
	B	0.92	612.4365	-0.8	-0.5	-169.032
	C	0.92	612.4365	-0.5	-0.5	0
	D	0.92	612.4365	0.8	-0.5	732.4741
	E	0.92	612.4365	-0.3	-0.5	112.6883
2	A	0.92	612.4365	-1	-0.5	-281.721
	B	0.92	612.4365	-0.8	-0.5	-169.032
	C	0.92	612.4365	-0.5	-0.5	0
	D	0.92	612.4365	0.8	-0.5	732.4741
	E	0.92	612.4365	-0.3	-0.5	112.6883
3	A	0.92	637.236	-1	-0.5	-293.129
	B	0.92	637.236	-0.8	-0.5	-175.877
	C	0.92	637.236	-0.5	-0.5	0
	D	0.92	637.236	0.8	-0.5	762.1343
	E	0.92	637.236	-0.3	-0.5	117.2514
4	A	0.92	737.6625	-1	-0.5	-339.325
	B	0.92	737.6625	-0.8	-0.5	-203.595
	C	0.92	737.6625	-0.5	-0.5	0
	D	0.92	737.6625	0.8	-0.5	882.2444
	E	0.92	737.6625	-0.3	-0.5	135.7299
Toiture	F	0.92	785.0329	-1.3	-0.5	-577.784
	G	0.92	785.0329	-0.85	-0.5	-252.781
	H	0.92	785.0329	-0.7	-0.5	-144.446
	I	0.92	785.0329	0.2	-0.5	505.5612
	I	0.92	785.0329	-0.2	-0.5	216.6691

La pression de vent 2 est représentée dans le Tableau II.9

Tableau II.9. La pression de vent2

$z_j(m)$	zone	$c_d$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
RDC	A	0.88	612.4365	-1	0	-538.944
	B	0.88	612.4365	-0.8	0	-431.155
	C	0.88	612.4365	-0.5	0	-269.472
	D	0.88	612.4365	0.8	0	431.1553
	E	0.88	612.4365	-0.3	0	-161.683
1	A	0.88	612.4365	-1	0	-538.944
	B	0.88	612.4365	-0.8	0	-431.155
	C	0.88	612.4365	-0.5	0	-269.472
	D	0.88	612.4365	0.8	0	431.1553
	E	0.88	612.4365	-0.3	0	-161.683
2	A	0.88	612.4365	-1	0	-538.944
	B	0.88	612.4365	-0.8	0	-431.155
	C	0.88	612.4365	-0.5	0	-269.472
	D	0.88	612.4365	0.8	0	431.1553
	E	0.88	612.4365	-0.3	0	-161.683
3	A	0.88	637.236	-1	0	-560.768
	B	0.88	637.236	-0.8	0	-448.614
	C	0.88	637.236	-0.5	0	-280.384
	D	0.88	637.236	0.8	0	448.6141
	E	0.88	637.236	-0.3	0	-168.23
4	A	0.88	737.6625	-1	0	-649.143
	B	0.88	737.6625	-0.8	0	-519.314
	C	0.88	737.6625	-0.5	0	-324.572
	D	0.88	737.6625	0.8	0	519.3144
	E	0.88	737.6625	-0.3	0	-194.743
Toiture	F	0.88	785.0329	-1.3	0	-898.078
	G	0.88	785.0329	-0.85	0	-587.205
	H	0.88	785.0329	-0.7	0	-483.58
	I	0.88	785.0329	0.2	0	138.1658
	I	0.88	785.0329	-0.2	0	-138.166

La force résultante  $L_a$  de vent1 est représentée dans le Tableau II.10

Tableau II.10. Force résultante  $L_a$  de vent1

-0.5						
$z_j(m)$	zone	$q_j(N/m^2)$	$S_j(m^2)$	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_z(KN)$
RDC	A	-281.721	18.096	-5.09802	0	
	B	-169.032	72.384	-12.2352	0	
	C	0	160.08	0	0	
	D	732.4741	104.4	76.4703	0	
	E	112.6883	104.4	11.76466	0	

1	A	-281.721	18.096	-5.09802	0	
	B	-169.032	72.384	-12.2352	0	
	C	0	160.08	0	0	
	D	732.4741	104.4	76.4703	0	
	E	112.6883	104.4	11.76466	0	
2	A	-281.721	18.096	-5.09802	0	
	B	-169.032	72.384	-12.2352	0	
	C	0	160.08	0	0	
	D	732.4741	104.4	76.4703	0	
	E	112.6883	104.4	11.76466	0	
3	A	-293.129	18.096	-5.30446	0	
	B	-175.877	72.384	-12.7307	0	
	C	0	160.08	0	0	
	D	762.1343	104.4	79.56682	0	
	E	117.2514	104.4	12.24105	0	
4	A	-339.325	18.096	-6.14043	0	
	B	-203.595	72.384	-14.737	0	
	C	0	160.08	0	0	
	D	882.2444	104.4	92.10632	0	
	E	135.7299	104.4	14.1702	0	
Toiture	F	-577.784	24.336			-14.061
	G	-252.781	63.648			-16.089
	H	-144.446	449.28			-64.8967
	I	505.5612	2548.8			1288.574
	I	216.6691	2548.8			552.2462

La force résultante  $L_a$  de vent 2 est représentée dans le Tableau II.11

Tableau II.11. Force résultante  $L_a$  de vent2

0						
$z_i$ (m)	zone	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)
RDC	A	-538.944	18.096	0	-9.75273	
	B	-431.155	72.384	0	-31.2087	
	C	-269.472	13.92	0	-3.75105	
	D	431.1553	250.56	0	108.0303	
	E	-161.683	250.56	0	-40.5113	
1	A	-538.944	18.096	0	-9.75273	
	B	-431.155	72.384	0	-31.2087	
	C	-269.472	13.92	0	-3.75105	
	D	431.1553	250.56	0	108.0303	
	E	-161.683	250.56	0	-40.5113	
2	A	-538.944	18.096	0	-9.75273	
	B	-431.155	72.384	0	-31.2087	
	C	-269.472	13.92	0	-3.75105	
	D	431.1553	250.56	0	108.0303	

	E	-161.683	250.56	0	-40.5113	
3	A	-560.768	18.096	0	-10.1477	
	B	-448.614	72.384	0	-32.4725	
	C	-280.384	13.92	0	-3.90295	
	D	448.6141	250.56	0	112.4047	
	E	-168.23	250.56	0	-42.1517	
4	A	-649.143	18.096	0	-11.7469	
	B	-519.314	72.384	0	-37.59	
	C	-324.572	13.92	0	-4.51804	
	D	519.3144	250.56	0	130.1194	
	E	-194.743	250.56	0	-48.7948	
Toiture	F	-898.078	24.336			-21.8556
	G	-587.205	883.584			-518.845
	H	-483.58	1078.272			-521.431
	I	138.1658	1762.56			243.5255
	I	-138.166	1762.56			-243.526

La somme des Force résultante de vent1 et vent 2 est représentée dans le Tableau II.12

Tableau II.12.La somme des Force résultante de vent1 et vent 2

$z_j$ (m)	zone	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)
RDC	A	-5.09802	-9.75273	
	B	-12.2352	-31.2087	
	C	0	-3.75105	
	D	76.4703	108.0303	
	E	11.76466	-40.5113	
1	A	-5.09802	-9.75273	
	B	-12.2352	-31.2087	
	C	0	-3.75105	
	D	76.4703	108.0303	
	E	11.76466	-40.5113	
2	A	-5.09802	-9.75273	
	B	-12.2352	-31.2087	
	C	0	-3.75105	
	D	76.4703	108.0303	
	E	11.76466	-40.5113	
3	A	-5.30446	-10.1477	
	B	-12.7307	-32.4725	
	C	0	-3.90295	
	D	79.56682	112.4047	
	E	12.24105	-42.1517	
	A	-6.14043	-11.7469	
	B	-14.737	-37.59	

4	C	0	-4.51804	
	D	92.10632	130.1194	
	E	14.1702	-48.7948	
Toiture	F			-35.9166
	G			-534.934
	H			-586.328
	I			1532.1
	I			308.7202
total		371.877	119.6191	374.9212

**II.1.2.6. Calcul des forces de frottement:**

Cette force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent

Les forces de frottement doivent être calculées si :

Le rapport  $d/b \geq 3$ , ou  $d/h \geq 3$

$$\frac{d}{b} = \frac{36}{86.4} = 0.4166 < 3 \text{ ou } \frac{d}{h} = \frac{36}{15.6} = 2.307 < 3$$

✓  $F_{fr}=0$

**II.1.2.7. Calcul de la force résultante des pressions :  $F_x, F_y, F_z$  :**

La force R se décompose en deux composantes :

- ✓ Force globale horizontale ( $F_w$ ) : résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales et de la composante horizontale appliquée à la toiture.
- ✓ Force de soulèvement verticale ( $F_v$ ) : correspond à la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante F de la pression du vent et des forces de frottement est :

$$\begin{cases} F_{wx} = \Sigma F_x + \Sigma F_{frx} [N] \\ F_{wy} = \Sigma F_y + \Sigma F_{fry} [N] \\ F_v = \Sigma F_z \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{wx} = 371.877 \text{ kN} \\ F_{wy} = 119.61 \text{ kN} \\ F_v = 374.92 \text{ kN} \end{cases}$$

**II.1.3. Actions de la neige**

La surcharge produite par l'accumulation de la neige sur la toiture de l'ouvrage doit être prise en considération dans la conception de la structure. Le projet se trouve à une altitude  $H = 815m$ , on peut donc évaluer cette charge conformément au R.N.V. qui est applicable à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 815mètres. D'après le règlement, la charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

$\mu$ : Coefficient d'ajustement des charges, ou coefficient de forme. Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans ce projet, on a une toiture avec  $\alpha = 0$ .

Alors :  $\mu = 0.8$

Charge de la neige sur le sol en fonction de l'altitude  $H$  du site d'implantation et de la zone de neige.

Le projet est implanté dans la Wilaya Tlemcen, il s'agit donc d'une zone de neige A. L'altitude est de  $H = 815 \text{ m}$ .

Alors :

$$S_k = \frac{0.07H + 15}{100} = \frac{0.07 * 815 + 15}{100} = 0.72 \text{ kN/m}^2$$

On a donc :

$$S = 0.8 \times 0.72 = 0.5764 \text{ kN/m}^2$$

## II.2 Conclusion

Les recherches menées dans ce chapitre nous ont permis de déterminer les Charges climatiques de neige et de vent pour la structure étudiée. Ces évaluations différentes combinaisons de chargements et d'actions permettront la poursuite des études structurelle, à partir de la phase de pré-dimensionnement le prochain chapitre.

***CHAPITRE III***  
***Calcul des Eléments***

### III.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente des charges verticales transmises par les planchers vers les éléments porteurs qui les transmettent à leur tour aux fondations. Le calcul se fera conformément aux règles de l'Eurocode 3 [4] et du CCM97.

### III.2. Le Plancher

Le parking comporte cinq planchers mixtes composés d'une dalle en BA de 15 cm d'épaisseur reposant sur un ensemble de poutres et de solives métalliques

Le bac d'acier est de type TN40. Cet élément constitue un coffrage perdu pour la dalle en béton armé

- ✓ Enter axe de solive est de 1.5m
- ✓ Enter axe de poutre est de 2.7 m

En fait le calcul du plancher terrasse (c'est le plus défavorable du a la présence de le sur charge de la neige)

La Figure III.1 montre schéma de Plancher Mixte à dalle collaborant

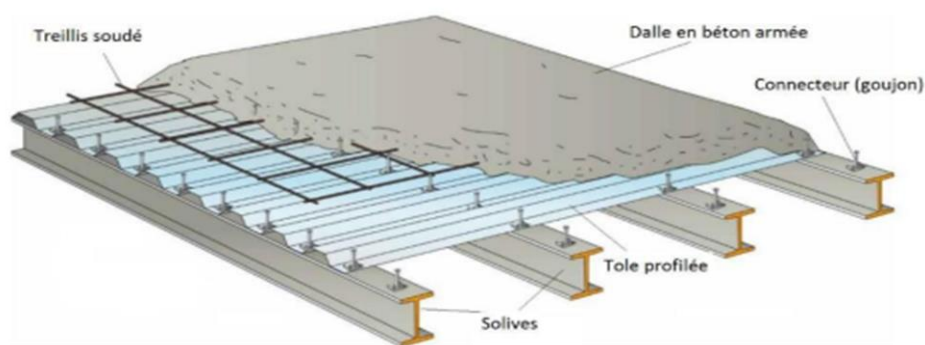


Figure III.1. Plancher Mixte à dalle collaborant

#### III.2.1. Évaluation des charges [5]

- ✓ **Charge permanente :**

Dalle :  $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$

Coffrage TN40:  $0.15 \text{ kN/m}^2$

Soit:  $G = 3.9 \text{ kN/m}^2$

- ✓ **Surcharge d'exploitation:**

Surcharge statique :  $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Coefficient de majoration dynamique :  $\alpha = 1.15$

Soit :  $Q_e=2.875 \text{ kN/m}^2$

✓ **Surcharge de la neige :**

$$Q_n=0.5764 \text{ kN/m}^2$$

$$Q'=Q_e+Q_n=3.45 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Charge ultime :**

$$q_u = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q' \quad (\text{III. 1})$$

$$q_u = \frac{4}{3} \times 3.9 + 1.5 \times 3.45 = 10.37 \text{ kN/m}^2$$

Après avoir choisi la structure du bâtiment (poutres principales, secondaires et solives)

On pré-dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- ✓ Condition de flèche pour déterminer le type de profile adéquat
- ✓ Puis la vérification se fera selon la condition de la résistance
- ✓ Et on termine avec la valeur limite pour la condition de vibration.

### III.2.2. Pré-dimensionnement de solives:

$$L_x=2.7 \text{ m}$$

$$L_y=1.5 \text{ m}$$

Les dispositions des solives sont représenté dans la Figure III.2

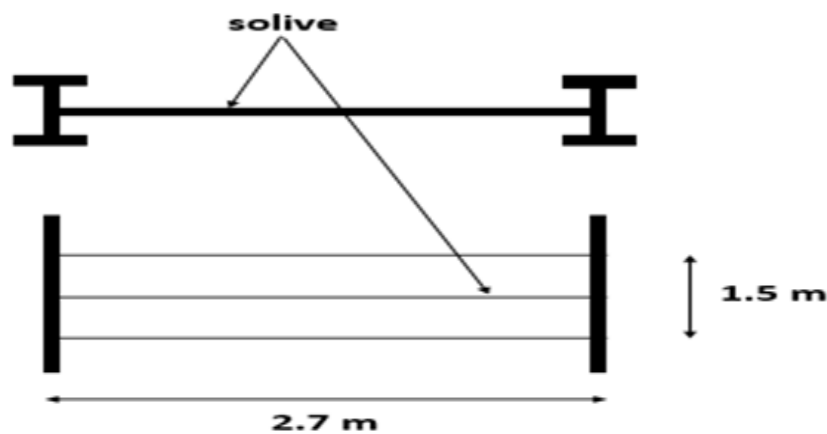


Figure III. 2. Disposition des solives

Les solives sont disposées horizontalement et prennent appuis sur les poutres maitresses

Par estimation le poids propre de la solive est près égale à  $0.104 \text{ kN/m}$

$$G=G' \times L_y + P_{Ps}$$

$$G= (3.9 \times 1.5 + 0.104) = 5.956 \text{ kN/m}$$

$$Q=Q \times L_y=2.875 \times 1.5=4.31 \text{ kN/m}$$

**III.2.2.1. Condition de flèche**

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 EI_x} = \frac{L}{250}$$

$$I_x \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$q=G+Q=5.956+4.31=10.266 \text{ kN/m}$

$$I_x \geq \frac{1250 \times 10.266 \times 270^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 313.22 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE120 ( $I_x = 318 \text{ cm}^4$ )

**III.2.2.2. Vérification de la résistance en flexion**

Le schéma statique et diagramme des moments fléchissant de la solive est représenté dans la Figure III.3

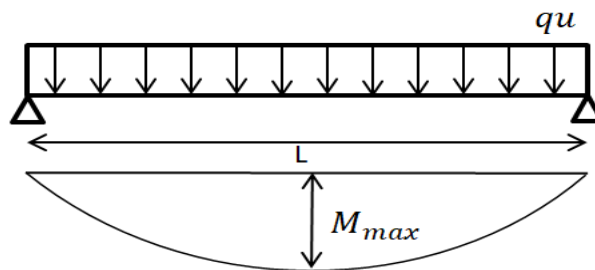


Figure III.3. Schéma Statique et diagramme des moments fléchissant de la solive

$$q_u = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = \frac{4}{3} \times 5.956 + 1.5 \times 4.31 = 14.4 \text{ kN/m}$$

Le moment fléchissant maximal

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14.4 \times 2.7^2}{8} = 13.12 \text{ kN.m} \tag{III.2}$$

Le moment résistance plastique :

$$M_{c,rd} = M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{58 \times 235}{1} = 13.63 \text{ kN.m} \tag{III.3}$$

$M_{sd} = 13.12 \text{ kN.m} < M_{c,rd} = 13.63 \text{ kN.m}$  .....c'est vérifier

**III.2.2.3. Vérification à l'effort tranchant**

Le schéma statique et diagramme de l'effort tranchant est représenté dans la Figure III.4

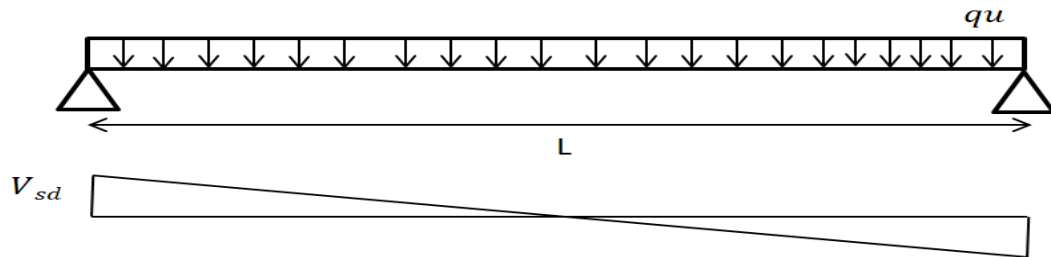


Figure III. 4. Schéma statique et diagramme de l'effort tranchant

L'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \tag{III. 4}$$

$$V_{sd} = \frac{14.4 \times 2.7}{2} = 19.44 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement résistant plastique :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \tag{III. 5}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{631 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 85.612 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 19.44 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 85.612 \text{ kN}$ .....c'est vérifié

Donc le profil IPE120 est maintenu pour la solive

**III.2.3. Pré-dimensionnement des poutres centrales**

Le schéma statique de poutre principale est représenté dans la Figure III.5

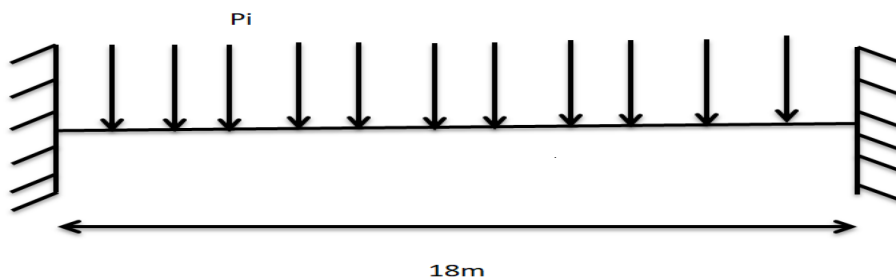


Figure III. 5. Schéma statique de poutre principale

On peut considérer ici comme une charge uniformément répartie-équivalente à des charges concentrées appliquées à la poutre à des intervalles réguliers

$Q_1=14.4\text{kN/m}$

$$p_i = \frac{q_1 \times l}{2} \times 2 \quad (\text{III. 6})$$

$$p_i = \frac{14.4 \times 2.7}{2} \times 2 = 38.88 \text{ kN}$$

$$q_2 = \frac{p_i \times n}{l} \quad (\text{III. 7})$$

$$q_2 = \frac{38.88 \times 11}{18} = 23.76 \text{ kN/m}$$

n: nombre de solives

Par estimation le poids propre de la poutre est pris égale à  $P_p=0.7\text{kN/m}$

Donc :  $q=q_2+P_p=23.76 + 0.7=24.46 \text{ kN/m}$

### III.2.3.1. Condition de flèche

$$I_x \geq \frac{250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_x \geq \frac{250 \times 24.46 \times 1800^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 44224.55 \text{ cm}^4$$

On prend HEA400 ( $I_x = 45070 \text{ cm}^4$ )

### III.2.3.2. Vérification de la résistance en flexion

$$q_u = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = \frac{4}{3} \times 5.956 + 1.5 \times 4.31 = 14.4 \text{ kN/m}$$

$$p_i = 2.7 \times 14.4 = 38.88 \text{ kN}$$

$$G = \frac{p_i \times n}{l} = \frac{38.88 \times 11}{18} = 23.76 \text{ kN/m}$$

Le poids propre de HEA400 :  $p=1.25\text{kN/m}$

$$q_u = G + 4/3p = 25.43 \text{ kN/m}$$

Le moment fléchissant maximal

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{25.43 \times 18^2}{12} = 686.52 \text{ kN.m}$$

Le moment résistance résistant plastique :

$$M_{c,rd} = M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2311 \times 235}{1} = 543.08 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 686.52 \text{ kN.m} > M_{c,rd} = 543.08 \text{ kN.m}$  .....N'est pas vérifié

Donc on augmente le profile HEA500

Le poids propre de HEA500 :  $p=1.55\text{kN/m}$

$$q_u = G + 4/3p = 25.73 \text{ kN/m}$$

Le moment fléchissant maximal

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{25.73 \times 18^2}{12} = 694.71 \text{ kN.m}$$

Le moment résistance plastique :

$$M_{c,rd} = M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3550 \times 235}{1} = 834.25 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 694.71 \text{ kN.m} < M_{c,rd} = 834.25 \text{ kN.m}$  .....c'est vérifier

**III.2.3.3. Vérification à l'effort tranchant**

L'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{25.73 \times 18}{2} = 231.57 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement résistant plastique :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{7472 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 1013.78 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 231.57 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 1013.78 \text{ kN}$  .....c'est vérifié

Donc le profil HEA500 est maintenu pour la poutre centrale

**III.2.4. Pré-dimensionnement des poutres de rive**

Le schéma statique de poutre de rive est représenté dans la Figure III.6

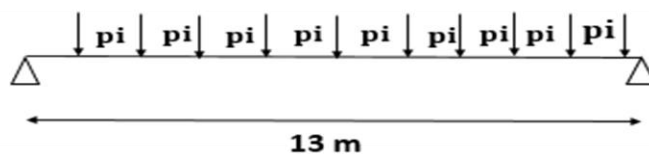


Figure III.6. Schéma statique de poutre de rive

$$Q_1 = 10.31 \text{ kN/m}$$

$$P_i = 10.31 \times 2.7 = 27.85 \text{ kN}$$

$$q_2 = \frac{p_i \times n}{l} = \frac{27.8553 \times 8}{13} = 17.14 \text{ kN/m}$$

Soit P.P=1.4kN/m

$$q_u = G + 4/3p = 19 \text{ kN/m}$$

**III.2.4.1. Condition de flèche :**

$$I_x \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_x \geq \frac{1250 \times 21.34 \times 1300^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 64729 \text{ cm}^4$$

On prend HEA500 ( $I_x = 86970 \text{ cm}^4$ )

**III.2.4.2. Vérification la résistance en flexion**

$$q_u = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = \frac{4}{3} \times 6.25 + 1.5 \times 5.17 = 16.08 \text{ kN/m}$$

$$p_i = 2.7 \times 16.08 = 43.41 \text{ kN}$$

$$G = \frac{p_i \times n}{l} = \frac{43.41 \times 9}{13} = 30.05 \text{ kN/m}$$

Le poids propre de HEA500 :  $p = 1.55 \text{ kN/m}$

$$Q = G + 4/3p = 32.11 \text{ kN/m}$$

Le moment fléchissant maximal

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{32.11 \times 13^2}{8} = 678.32 \text{ kN.m}$$

Le moment résistance plastique :

$$M_{c,rd} = M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3949 \times 235}{1} = 928.015 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 678.32 \text{ kN.m} < M_{c,rd} = 928.015 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

**III.2.4.3. Vérification à l'effort tranchant**

L'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{32.11 \times 13}{2} = 208.71 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement résistant plastique :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{7472 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 1013.78 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 208.71 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 1013.78 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

Donc le profile HEA500 est maintenu pour les poutres de rive

**III.2.5. Panneaux de dalle [6]**

On étudie le panneau de dalle central

$$L_x = 1.5 \text{ m}$$

$$L_y = 2.7 \text{ m}$$

- ✓ Rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$
  - ✓ Si  $\rho < 0.4$  la dalle travaille suivant une seule direction
  - ✓ Si  $0.4 < \rho < 1$  la dalle travaille suivant deux directions
- Détermination du rapport de  $\rho$

$$\rho = \frac{1.5}{2.7} = 0.55 > 0.4 \quad \text{la dalle travaille suivant deux directions}$$

**III.2.5.1. Exposé de la méthode utilisée pour le calcul des dalles reposant sur 4 côtés**

On applique la méthode approchée préconisée par le règlement BAEL 91 modifiée 99 [6]

- ✓ On considère au milieu de chaque porté une bande de 1m de largeur. Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expressions :
- ✓ Dans le sens de la petite portée  $M_x = \mu_x \times P \times l_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée  $M_y = \mu_y \times M_x$

$\mu_x; \mu_y$  : des coefficients qui sont donnés en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

P: charge totale en  $\text{kg/m}^2$

Les panneaux sont considérés continus au-delà de leurs appuis.

Moment en travée :  $0.75M_x$        $0.75M_y$

Moment sur appuis:  $0.5M_x$        $0.75M_y$

- ✓ La combinaison d'action considère :  $P=1.35G+1.5Q$

$$G=3.9\text{kN/m}^2$$

$$Q=3.45\text{kN/m}^2$$

$$P=10.44\text{kN/m}^2$$

$$\rho = 0.55 \rightarrow \mu_x = 0.088$$

Les valeur des coefficients  $\mu_x; \mu_y$  sont montrés dans le Tableau III. 1

Tableau III. 1. Les valeur des coefficients  $\mu_x; \mu_y$

$l_x/l_y$	$v = 0$ (*)	
	$\mu_x = M_x/P l_x^2$	$\mu_y = M_y/M_x$
0,40	0,110	
0,45	0,102	
0,50	0,095	
0,55	0,088	
0,60	0,081	0,305 (**)
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,00	0,037	1,000

La valeur de  $\mu_y$  d'inférieures à 0.25 n'est pas à prendre en considération en application.

$$M_x = 0.088 \times 10.44 \times 1.5^2 = 2.06 \text{ kN.m}$$

$M_y = 0$ ; négligeable

### III.2.5.2. Calcul d'armatures

✓ **Les choix de diamètre d'armature :**

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \quad (\text{III. 9})$$

$$\Phi = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \rightarrow \Phi = 10 \text{ mm}$$

✓ **Détermination de la hauteur utile de la dalle:**

Les dispositions d'armatures entre les dalles sont montrées dans la Figure III.7

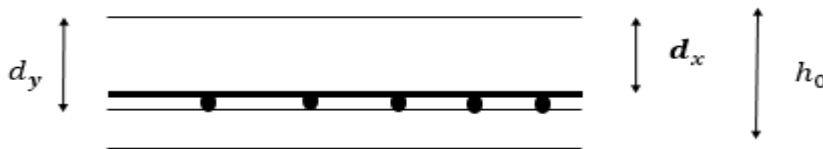


Figure III.7. disposition d'armatures entre les dalles

$$d_x = h_0 - c_x \quad (\text{III. 10})$$

$$d_x = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\Phi_x + \Phi_y}{2} \quad (\text{III. 11})$$

$$d_y = 13 - \frac{0.1 + 0.1}{2} = 12.9 \text{ cm}$$

**a) Calcul d'armatures en travées et sur appuis**

**1- Suivant la portée  $l_x$ :**

✓ En travée de rive:

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 1.55 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ mpa}; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad (\text{III. 12})$$

$$\mu = \frac{1550 \times 10^3}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.006 < \mu_l = 0.427$$

Donc ( $A'=0$ ) tableau  $\alpha=0.008$

$$\beta = 0.9967$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \quad (\text{III. 13})$$

$$A = \frac{1550}{0.9967 \times 130 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de non fragilité:

$$A_x \geq 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

✓ Sur appuis :

$$M_{tx} = 0.5 M_x = 1.03 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ mpa}; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1030 \times 10^3}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.0072 < \mu_l = 0.427$$

Donc ( $A'=0$ ) tableau  $\alpha=0.0091$

$$\beta = 0.9963$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{1030}{0.9963 \times 130 \times 348} = 0.228 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de non fragilité:

$$A_x \geq 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad (\text{III. 14})$$

**2- Suivant la portée  $l_y$ :**

✓ En travée de rive:

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ mpa}; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = 0$$

Donc ( $A'=0$ ) tableau  $\alpha=0$

$$\beta = 1$$

$$A = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de non fragilité:

$$A_x \geq 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \times 12.9 \times 2.1}{400} = 1.55 \text{ cm}^2$$

✓ Sur appuis :

$$M_{ty} = 0.5M_y = 0$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ mpa}; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0 < \mu_l = 0.427$$

Donc ( $A'=0$ ) tableau  $\alpha=0$

$$\beta = 1$$

$$A = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \times 12.9 \times 2.1}{400} = 1.55 \text{ cm}^2$$

**b) Vérification au cisaillement :**

$$P_u = Q_u \times l_x \times l_y \quad (\text{III. 15})$$

$$P_u = 10.44 \times 2.7 \times 1.5 = 42.28 \text{ kN.m}$$

$$T_x = \frac{P_u}{2l_y \times l_x} \quad (\text{III. 16})$$

$$T_x = \frac{42.28}{2 \times 1.5 \times 2.7} = 6.12 \text{ kN}$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{b \times d} \quad (\text{III. 17})$$

$$\tau_x = \frac{6.12}{1000 \times 130} = 0.047 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\text{lin}} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\delta_b} \quad (\text{III. 18})$$

$$\tau_u^{\text{lin}} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_x = 0.047 \leq \tau_u^{\text{lin}} = 1.16 \dots \dots \dots$  donc le cisaillement est vérifié

- Les dispositions constrictives générales sont respectées.
- La réalisation se fait sans reprise de bétonnage

Donc on n'a pas besoin des armatures transversales

**c) Les espacements :**

Selon la direction la plus sollicitée

$$\text{Selon } l_x : S_t \leq \min(3h_0, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Pour la direction perpendiculaire

$$\text{Selon } l : S_t \leq \min(4h_0, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

**III.2.6. Plancher collaborant [7]**

Le plancher mixte à dalle collaborant est considéré comme le plus judicieux de point de vue économique et technique.

La dalle en béton armé est collaborant parce qu'elle participe à l'inertie globale du plancher ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse pour cela il faut prévoir des liaisons (connecteurs à l'interface acier-béton).

**III.2.6.1. Méthode de calcul**

Évaluation des charges :

✓ Charge permanente :

$$G_g = (G_{dalle} \times b) + PP_{IPE140} \quad (\text{III. 19})$$

$$G_g = (3.9 \times 1.5) + 0.129 = 5.979 \text{ kN/ml}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$P_g = p \times b \quad (\text{III. 20})$$

$$P_g = 3.45 \times 1.5 = 5.17 \text{ kN/ml} \quad \text{Avec } b = \text{entraxes des solives.}$$

✓ Charge ultime :

$$q = 5.979 + 5.17 = 11.149 \text{ kN/ml}$$

✓ Moment maximal:

$$M_{max} = \frac{q \times l^2}{8} \quad (\text{III. 21})$$

$$M_{max} = \frac{11.149 \times 2.7^2}{8} = 10.15 \text{ kN.m}$$

Inertie globale poutre et dalle.

Section mixte

La Figure III.8 montre le Plancher mixte à dalle collaborant

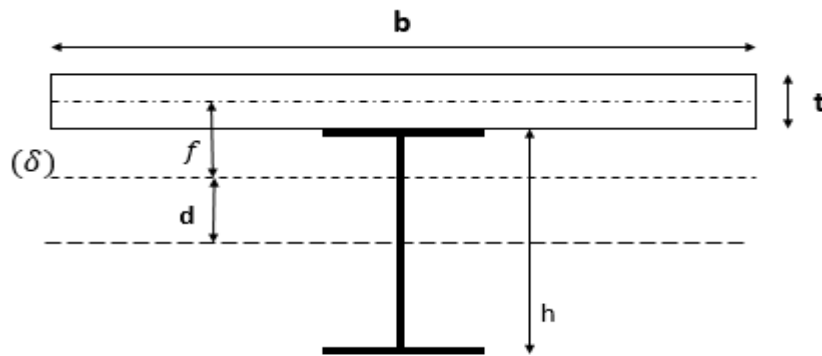


Figure III.8. Plancher mixte à dalle collaborant

$$S = A + \frac{B}{n} \tag{III. 22}$$

$$S = 16.4 + \frac{150 \times 15}{15} = 166.4 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2 \times S} \tag{III. 23}$$

$$d = \frac{150 \times 15}{15} \times \frac{15 + 14}{2 \times 166.4} = 13.07 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (δ) est

$$I = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t + h}{2} - d \right)^2 \tag{III. 24}$$

$$I = 541 + 16.4 \times 13.07^2 + \frac{150 \times 15^3}{12 \times 15} + \frac{150 \times 15}{15} \left( \frac{15 + 14}{2} - 13.07 \right)^2 = 6461.76 \text{ cm}^4$$

**A- Contraintes de flexion simple dues aux charges extérieures:**

Les diagrammes des contraintes dues aux charges extérieures sont représenté dans la Figure III.9

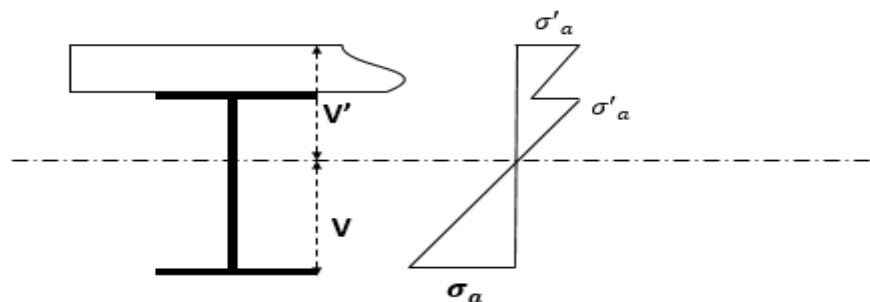


Figure III.9. Diagrammes des contraintes dues aux charges extérieures

✓ Contraintes dans la solive :

$$V = \frac{h}{2} + d \quad (\text{III. 25})$$

$$V = \frac{14}{2} + 13.07 = 20.07 \text{ cm}$$

$$V' = \frac{h}{2} + t - d \quad (\text{III. 26})$$

$$V' = \frac{14}{2} + 15 - 13.07 = 8.93 \text{ cm}$$

On doit vérifier :

✓ Traction

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} \quad (\text{III. 27})$$

$$\sigma_a = \frac{10.15 \times 20.07}{6461.76} = 31.52 \text{ MPa}$$

✓ Compression

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} (V' - t) \quad (\text{III. 28})$$

$$\sigma'_a = \frac{10.15}{6461.76} (8.93 - 15) = -9.53 \text{ MPa}$$

• Contraintes dans la dalle:

$$\sigma'_{b1} = \frac{M}{n.I} (V' - t) \quad (\text{III. 29})$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{10.15}{15.6461.76} (8.93 - 15) = -0.635 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{M}{n.I} (V') \quad (\text{III. 30})$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{10.15}{15.6461.76} (8.93) = 0.935 \text{ MPa}$$

**B- Contraintes dues au retrait du béton.**

$$\beta = \frac{(h + t)}{2} \quad (\text{III. 31})$$

$$\beta = \frac{14 + 15}{2} = 14.5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} \quad (\text{III. 32})$$

$$\alpha = \frac{541}{16.4 \times 14.5} = 2.275 \text{ cm}$$

$$k = \frac{B \cdot E_a \cdot A \cdot \beta \cdot \varepsilon}{n I_a \cdot A + B \cdot I_a + B \cdot A \cdot \beta^2} \quad (\text{III. 33})$$

$$k = \frac{150 \times 15 \times 21 \times 10^5 \times 2 \times 10^4 \times 14.5 \times 16.4}{15 \times 541 \times 16.4 + 150 \times 15 \times 541 + 150 \times 15 \times 16.4 \times 14.5 \times 14.5} \\ = 24.67 \text{ kg/cm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha \quad (\text{III. 34})$$

$$y_1 = \frac{14}{2} + 2.275 = 9.275 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t \quad (\text{III. 35})$$

$$y_2 = 9.275 + 15 = 24.275 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = k \times y_1 \quad (\text{III. 36})$$

$$\sigma'_a = 24.67 \times 9.275 = 22.881 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = k(h - y_1) \quad (\text{III. 37})$$

$$\sigma_a = 24.67(14 - 9.275) = 11.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n}(E_a \cdot \varepsilon - k \cdot y_1) \quad (\text{III. 38})$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{15}(21 \times 10^5 \cdot 2 \times 10^{-4} - 24.67 \times 9.27) = 1.275 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n}(E_a \cdot \varepsilon - k \cdot y_2) = \frac{1}{15}(21 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 24.67 \times 24.275) \\ = -1.192 \text{ MPa}$$

### C- Contraintes finales:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_a = 22.881 + (-9.53) = 13.351 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa. } \textit{ok} \\ \sigma_a = 11.65 + 31.52 = 43.17 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa. } \textit{ok} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{b1} = -0.635 + 1.275 = 0.64 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa. } \textit{ok} \\ \sigma'_{b2} = -0.953 + 1.32 = 0.367 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa. } \textit{ok} \end{array} \right.$$

### III.2.7. Etude des Rampes [4]

#### III.2.7.1. Pré-dimensionnement des Solives

Le schéma des solives de rampes est représenté dans la Figure III.10

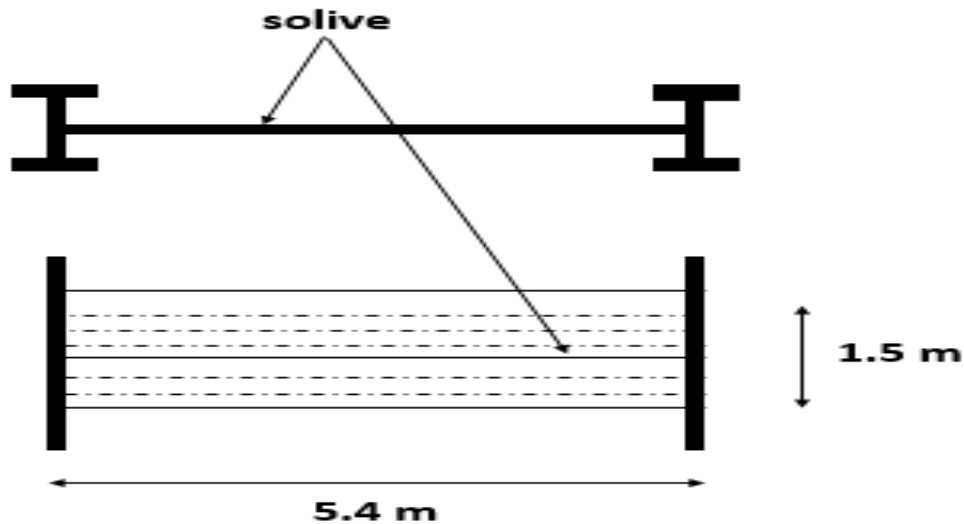


Figure III.10. Schéma des solives de rampes

$$L_x = 1.5 \text{ m}$$

$$L_y = 5.4 \text{ m}$$

Les solives sont déposées horizontalement et prennent appuis sur les poutres maîtresses

On estime le poids propre de la solive à :  $P_{PS} = 0.4 \text{ kN/m}$

$$G = G' \times L_y + P_{Ps}$$

$$G = (3.9 \times 1.5 + 0.4) = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$Q = Q' \times L_y = 3.45 \times 1.5 = 5.17 \text{ kN/m}$$

$$q = G + Q = 6.25 + 5.17 = 11.42 \text{ kN/m}$$

#### III.2.7.1.1. Condition de flèche

La condition de flèche à l'état limite de service s'écrit :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

D'où l'on a :

$$I_x \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_x \geq \frac{1250 \times 11.42 \times 540^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2787.448 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un IPE240

**III.2.7.1.2. Vérification la résistance en flexion**

Le schéma statique et diagramme des moments fléchissant est représenté dans la solive dans la Figure III.11

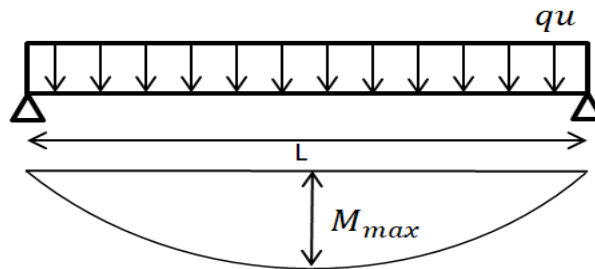


Figure III.11. Schéma statique et diagramme des moments fléchissant dans la solive

Calcul de la charge ultime

$$q_u = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = \frac{4}{3} \times 6.25 + 1.5 \times 5.17 = 16.08 \text{ kN/m}$$

Le moment fléchissant maximal

$$M_{sd} = M_{x \text{ max}} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{16.08 \times 5.4^2}{8} = 58.61 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant plastique :

$$M_{c,Rd} = M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot x f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{367 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 86.245 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 58.61 \text{ kN} < M_{c,Rd} = 86.245 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

**III.2.7.1.3. Vérification à l'effort tranchant**

Le Diagramme de l'effort tranchant est représenté dans la Figure III.12

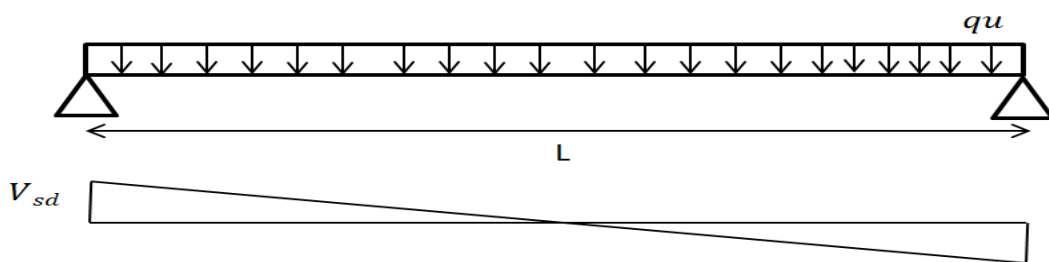


Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal:

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{16.08 \times 5.4}{2} = 43.41 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement résistant plastique :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{19.1 \times 235 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1} = 148.87 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 43.41 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 148.87 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le profil IPE240 est maintenu pour la solive

### III.2.7.2. Pré-dimensionnement des poutres de rampe [4]

On peut considérer la poutre comme étant soumise à une charge uniformément répartie équivalente à des charges concentrées appliquées à la poutre à des intervalles réguliers.

Le schéma statique des poutres de rampe est représenté dans la Figure III.13

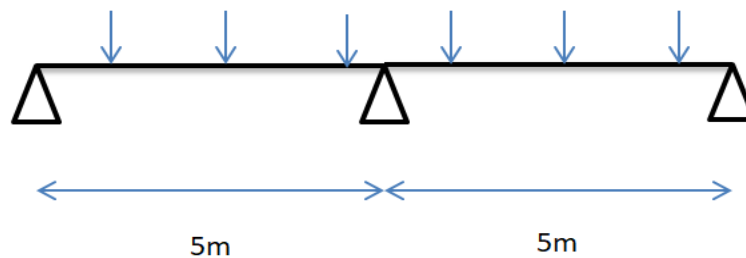


Figure III.13. Schéma statique des poutres de rampe

$$Q_1 = 11.42 \text{ kN/m}$$

$$p_i = \frac{q_1 \times l}{2} = \frac{11.42 \times 5.4}{2} = 30.83 \text{ kN} = \text{Réaction de la solive sur la poutre.}$$

$$q_2 = \frac{p_i \times n}{l} = \frac{30.83 \times 6}{10} = 18.5 \text{ kN/m}$$

n: nombre de solives

Par estimation le poids propre de la poutre de rampe est pris égale à  $P_p = 0.8 \text{ kN/m}$

$$\text{Donc : } q = q_2 + P_p = 18.5 + 0.8 = 19.3 \text{ kN/m}$$

#### III.2.7.2.1. Condition de flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 EI_x} = \frac{L}{250}$$

$$I_x \geq \frac{1250 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_x \geq \frac{1250 \times 19.3 \times 500^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 3739.61 \text{ cm}^4$$

On prend HEA220 ( $I_x = 5410 \text{ cm}^4$ )

#### III.2.7.2.2. Vérification la résistance en flexion

$$q_u = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = \frac{4}{3} \times 6.25 + 1.5 \times 5.17 = 16.08 \text{ kN/m}$$

$$p_i = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.4 \times 16.08}{2} = 43.41 \text{ kN}$$

$$G = \frac{p_i \times n}{l} = \frac{43.41 \times 6}{10} = 26.046 \text{ kN/m}$$

Le poids propre de HEA220 :  $p=0.505 \text{ kN/m}$

$$Q=G+4/3p=26.71 \text{ kN/m}$$

Le moment fléchissant max :

$$M_{sd} = M_{x\max} = Q \times \frac{L^2}{8} = 26.71 \times \frac{5^2}{8} = 20.96 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant plastique :

$$M_{c,Rd} = M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{568.5 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 133.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 20.96 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 133.59 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.7.2.3. Vérification à l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal:

$$V_{sd} = T = \frac{q \times l}{2} = \frac{26.71 \times 5}{2} = 66.77 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement résistant plastique :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{20.67 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 280.4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 66.77 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 280.4 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est donc vérifiée.

Le profilé HEA 220 est maintenu pour la poutre de rampe.

### III.2.7.3 Poutre maîtresse [4]

En plus de la charge permanente et la surcharge d'exploitation, la poutre maîtresse est soumise au milieu par a un effort concentré qui est l'effort tranchant de la poutre de rive (13 m)

Charge répartie

$$q_u = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = \frac{4}{3} \times 6.25 + 1.5 \times 5.17 = 16.08 \text{ kN/m}$$

$$T = 32.11 \times \frac{13}{2} = 208.7 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = M_{\max} = \frac{T \times l}{4} + \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{208.7 \times 5.4}{4} + \frac{16.08 \times 5.4^2}{8} = 340.35 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{sd}}{W_h} \leq \sigma_e \rightarrow W_h \geq \frac{340.35 \times 10^4}{2400} = 1418.125 \text{ cm}^3$$

On prend IPE450 ( $W_h = 1500 \text{ cm}^3$ )

### III.2.7.3.1. Condition de flèche

$$f_1 = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 EI_x} = \frac{5 \times 11.42 \times 540^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740} = 1.78 \text{ cm}$$

Charge concentrée au milieu

$$f_2 = \frac{T \times L^3}{48 \times E \times I} = \frac{152.18 \times 540^3}{48 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740} = 0.0704 \text{ cm}$$

$$f_1 + f_2 \leq \frac{L}{250} \rightarrow 1.78 + 0.0704 \leq \frac{540}{250}$$

$$f = 1.85 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.16 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok vérifié}$$

### III.2.7.3.2. Vérification à l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal:

$$V_{sd} = \frac{T}{2} + \frac{q_u \times l}{4} = \frac{208.7}{2} + \frac{16.08 \times 5.4}{4} = 126.058 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement résistant plastique :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{5090 \times 235 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1} = 690.59 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 126.058 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 690.59 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est donc vérifiée.

Le profilé IPE 450 est maintenu pour la poutre maîtresse.

### III.2.7.4. Panneaux de dalle [6]

On étudie le panneau de dalle central.

$$L_x = 1.5 \text{ m} \quad L_y = 5.4 \text{ m}$$

✓ Rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Si  $\rho < 0.4$  la dalle travaille suivant une seule direction

Si  $0.4 < \rho < 1$  la dalle travaille suivant deux directions

Détermination du rapport  $\rho$

$$\rho = \frac{1.5}{5.4} = 0.27 < 0.4 \quad \text{la dalle travaille suivant une seule direction}$$

On applique la méthode approchée préconisée par le règlement BAEL 91 modifié 99

- ✓ On considère au milieu de chaque portée une bande de 1m. Le moment fléchissant développés au centre de panneau ont pour expression :

- ✓ Dans le sens de la petite portée  $M_x = \mu_x \times P \times l_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée  $M_y = \mu_y \times M_x$

$\mu_x; \mu_y$  : des coefficients qui sont donnée en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

P: charge totale en  $\text{kg/m}^2$

Les panneaux sont considérés contenus au-delà de leurs appuis

Moment en travée :  $0.75M_x$        $0.75M_y$

Moment en appuis:  $0.5M_x$        $0.75M_y$

- ✓ La combinaison d'action considérée :  $P=1.35G+1.5Q$

$$G=3.9 \text{ kN/m}^2$$

$$Q=3.45 \text{ kN/m}^2$$

$$P=10.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0.27 \rightarrow \mu_x = 0.088$$

La valeur de  $\mu_y$  d'inférieure à 0.25 n'est pas à prendre en considération en application.

$$M_x=0.088 \times 10.44 \times 1.5^2=2.06 \text{ kN.m}$$

$M_y=0$ ; négligeable

### III.2.7.4.1 Calcul d'armatures

#### a) Choix du diamètre d'armatures :

Les dispositions d'armatures entre les dalles sont représentées dans la Figure III.14

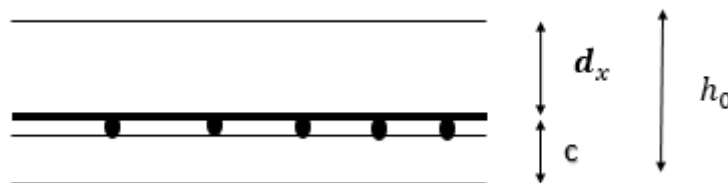


Figure III.14. disposition d'armatures entre les dalles

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm}$$

#### b) Détermination de la hauteur utile de la dalle:

$$d_x = h_0 - c_x$$

$$d_x = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

**c) Calcul des moments :**

- ✓ Pour les moments sur appuis :  $M_a=0.5M_0$
- ✓ pour le moment en travée:  $M_t=0.75M_0$

$$M_0 = \frac{P \times l_x^2}{8} = \frac{10.44 \times 1.5 \times 1.5}{8} = 2.93 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 2.19 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 1.47 \text{ kN.m}$$

**d) Calcul d'armatures en travée et sur appuis :**

- ✓ En travée de rive:

$$M_t = 0.75M_0 = 2.19 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2190 \times 10^3}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.009 < \mu_l = 0.427$$

$$\text{Donc } (A'=0) \quad \text{tableau} \quad \alpha = 0.0113$$

$$\beta = 0.9954$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{2190}{0.9954 \times 130 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification non fragilité:

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- ✓ Sur appuis :

$$M_a = 0.5M_0 = 1.47 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1470 \times 10^3}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.0062 < \mu_l = 0.427$$

$$\text{Donc } (A'=0) \quad \text{tableau} \quad \alpha = 0.0076$$

$$\beta = 0.9969$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{1470}{0.9969 \times 130 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

**e) Les espacements :**

Selon la direction la plus sollicitée

$$\text{Selon } l_x : St \leq \min(3h_0, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Pour la direction perpendiculaire

$$\text{Selon } l_y : St \leq \min(4h_0, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Donc on adopte un ferrailage commun pour tous les panneaux de rampe et de plancher soit un treillis soudé  $\Phi 8$  de maille (15x15)

### III.2.7.5. Plancher collaborant [7]

#### III.2.7.5.1. Méthode de calcul

Evaluation des charges

✓ Charge permanente :

$$G_g = (G_{dalle} \times l) + PP_{IPE240} = (3.9 \times 1.5) + 0.307 = 6.157 \text{ kN/m}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$P_g = p \times b = 3.45 \times 1.5 = 5.17 \text{ kN/m}$$

Avec  $b$  = entre axes des solives.

✓ Charge ultime :

$$q = 6.157 + 5.17 = 11.327 \text{ kN/m}$$

✓ Moment maximal:

$$M_{max} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{11.327 \times 5.4^2}{8} = 41.28 \text{ kN.m}$$

Inertie globale poutre/dalle

Section mixte

$$S = A + \frac{B}{n} = 45.9 + \frac{150 \times 15}{15} = 195.9 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2 \times S} = \frac{150 \times 15}{15} \times \frac{15 + 27}{2 \times 195.9} = 16.07 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\delta$ ) est

$$I = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 5790 + 45.9 \times 16.07^2 + \frac{150 \times 15^3}{12 \times 15} + \frac{150 \times 15}{15} \left( \frac{15+27}{2} - 16.07 \right)^2$$

$$= 24101.25 \text{ cm}^4$$

**A. Contrainte de flexions simples dues aux charges extérieures:**

1) Contrainte dans la solive :

$$V = \frac{h}{2} + d = \frac{27}{2} + 16.07 = 29.57 \text{ cm}$$

$$V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{27}{2} + 15 - 16.07 = 12.43 \text{ cm}$$

On doit vérifier :

✓ Traction

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{41.28 \times 29.57}{24101.25} = 50.64 \text{ MPa}$$

✓ Compression

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} (V' - t) = \frac{41.28}{24101.25} \times (12.45 - 15)$$

$$= -4.36 \text{ MPa (Traction)}$$

2) Contrainte dans la dalle:

$$\sigma'_{b1} = \frac{M}{n \times I} (V' - t) = \frac{41.28}{15 \times 24101.25} (12.45 - 15) = -0.29 \text{ MPa (Traction)}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{M}{n \times I} (V') = \frac{41.28}{15 \times 24101.25} (12.45) = 1.42 \text{ MPa}$$

**B- Contraintes dues au retrait du béton.**

$$\beta = \frac{(h+t)}{2} = \frac{27+15}{2} = 21 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{5790}{45.9 \times 21} = 6 \text{ cm}$$

$$k = \frac{B \cdot E_a \cdot A \cdot \beta \cdot \varepsilon}{n I_a \cdot A + B \cdot I_a + B \cdot A \cdot \beta^2}$$

$$= \frac{150 \times 15 \times 21 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 21 \times 45.9}{15 \times 5790 \times 45.9 + 150 \times 15 \times 5790 + 150 \times 15 \times 45.9 \times 21 \times 21}$$

$$= 14.56 \text{ kg/cm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{27}{2} + 6 = 19.5 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 19.5 + 15 = 34.5 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = k \times y1 = 14.56 \times 19.5 = 2.839MPa$$

$$\sigma_a = k(h - y1) = 14.56(27 - 19.5) = 1.092MPa$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n}(E_a \cdot \varepsilon - k \cdot y1) = \frac{1}{15}(21 \times 10^5 \cdot 21 - 14.56 \cdot 19.5) = 0.09MPa$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n}(E_a \cdot \varepsilon - k \cdot y2) = \frac{1}{15}(21 \times 10^5 \cdot 21 - 14.56 \cdot 34.5) = -0.054 MPa$$

**3) Contraintes finales:**

$$\begin{cases} \sigma'_a = 2.839 + (-4.36) = -3.43 < \sigma_e = 235MPa \dots\dots\dots ok \\ \sigma_a = 1.092 + 50.64 = 73.22 < \sigma_e = 235MPa \dots\dots\dots ok \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma'_{b1} = 0.09 - 0.29 = -0.2 < \sigma_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots ok \\ \sigma'_{b2} = -0.054 + 1.42 = 1.366 < \sigma_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots ok \end{cases}$$

**III.2.8. Etude des connecteurs [7]**

Les connecteurs sont utilisés pour assurer la liaison 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 en acier et en 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 en atelier, soit au travers des tôles profilées en acier sur chantier.

On utilise comme connecteurs des goujons à têtes cylindriques de capacité Q

**III.2.8.1. Calcul des connecteurs des solives de rampe IPE240**

La Figure III.15 montre les dimensions de goujons doivent respecter les conditions

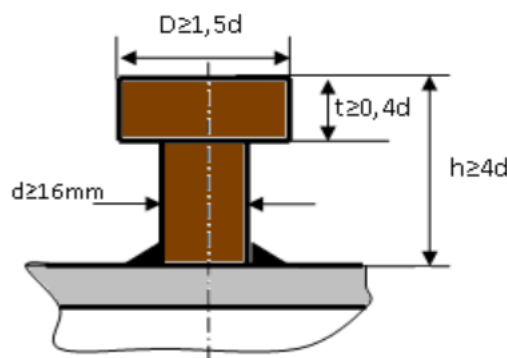


Figure III.15. Goujon à tête soudée

$$1cm \leq d \leq 3.2cm$$

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées de dimensions :

- ✓ d=20mm
- ✓ h=80mm

### 1. Résistance du connecteur isolée

$$p_{rd} = \min \begin{cases} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{c28} \times E}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times f_u \times \frac{d^2 \times \pi}{4 \times \gamma_v} \end{cases} \quad (\text{III. 39})$$

Avec :

- ✓  $\gamma_v$  : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25
- ✓  $d$  : diamètre du goujon
- ✓  $f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 360 MPa
- ✓  $E$  : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 21000 MPa
- ✓  $f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases} \quad (\text{III. 40})$$

$$\text{pour } 3 \leq \frac{80}{20} = 4 \leq 4$$

$$\alpha = 1$$

$$p_{rd} = \min \begin{cases} 0.29 \times 1 \times 20^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 21000}}{1.25} = 67.239 \text{ kN} \\ 0.8 \times 360 \times \frac{20^2 \times 3.14}{4 \times 1.25} = 72.38 \text{ kN} \end{cases}$$

$$p_{rd} = 67.239 \text{ kN}$$

### 2. Résistance de compression de la dalle en béton :

$$R_b = 0.57 \times f_{c28} (b_{\text{eff}} \times h_c) \quad (\text{III. 41})$$

Avec

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$h = 150 \text{ mm}$  Hauteur de la dalle en béton

$h_p = 40 \text{ mm}$  Hauteur du bac d'acier

$h_c = h - h_p = 150 - 40 = 110 \text{ mm}$  Hauteur du béton

$b_{\text{eff}}$  espacement entre les solive égale 1.5m

$$R_b = 0.57 \times f_{c28} (b_{\text{eff}} \times h_c) = 0.57 \times 25 \times 1500 \times 110 = 2351.25 \text{ kN}$$

### 3. Résistance de traction du profilé d'acier :

$$R_a = 0.95 A_a \times F_y \quad (\text{III. 42})$$

$$R_a = 0.95 \times 3910 \times 235 = 872.907 \text{ kN}$$

D'où :  $R_L = R_a = 872.907 \text{ kN}$

n: Nombre de connecteurs pour un demi largeur

$$n = \frac{R_L}{p_{rd}} = \frac{872.907}{67.239} = 12.98 \quad (\text{III. 43})$$

Ce qui nous fera un total de 26 connecteurs sur toute la longueur de la solive.

Espacement entre les goujons

Soit l'espacement entre les goujons calculé comme suit :

$$E = \frac{L}{n-1} = \frac{540}{26-1} = 21.6 \text{ cm} \quad (\text{III. 44})$$

$$E_{\min} \geq 5 \times d \rightarrow E_{\min} \geq 5 \times 20 = 80 \text{ mm}$$

$$E_{\max} = 6 \times h_c \rightarrow E_{\max} \geq 6 \times 110 = 660 \text{ mm}$$

On opte pour un espacement de 20cm entre les goujons.

### III.2.8.2. Calcul des connecteurs des solives IPE140

Les dimensions de goujons doivent respecter les conditions:

$$1 \text{ cm} \leq d \leq 3.2 \text{ cm}$$

✓ d=20mm

✓ h=80mm

#### 1. Résistance du connecteur isolée

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{c28} \times E}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times f_u \times \frac{d^2 \times \pi}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

-  $\gamma_v$  : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25

-  $d$  : diamètre du goujon

-  $f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 360 MPa

-  $E$  : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 21000 MPa

-  $f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa

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

$$\text{pour } 3 \leq \frac{80}{20} = 4 \leq 4$$

$$\alpha = 1$$

$$p_{rd} = \min \begin{cases} 0.29 \times 1 \times 20^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 21000}}{1.25} = 67.239 \text{ kN} \\ 0.8 \times 360 \times \frac{20^2 \times 3.14}{4 \times 1.25} = 72.38 \end{cases}$$

$$p_{rd} = 67.239 \text{ kN}$$

## 2. Résistance de compression de la dalle en béton :

$$R_b = 0.57 \times f_{c28} (b_{\text{eff}} \times h_c)$$

Avec

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$h = 150 \text{ mm}$  Hauteur de la dalle en béton

$h_p = 40 \text{ mm}$  Hauteur du bac d'acier

$h_c = h - h_p = 150 - 40 = 110 \text{ mm}$  Hauteur du béton

$b_{\text{eff}}$  espacement entre les solive égale 1.5m

$$R_b = 0.57 \times f_{c28} (b_{\text{eff}} \times h_c) = 0.57 \times 25 \times 1500 \times 110 = 2351.25 \text{ kN}$$

## 3. Résistance de traction du profilé d'acier :

$$R_a = 0.95 A_a \times F_y$$

$$R_a = 0.95 \times 1640 \times 235 = 366.13 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } R_L = R_a = 366.13 \text{ kN}$$

$n$  : nombre de connecteurs par demi-portée

$$n = \frac{R_L}{p_{rd}} = \frac{366.13}{67.239} = 5.44$$

Ce qui nous fera un total de 12 connecteurs sur toute la longueur de la solive, et donc 6 connecteurs par demi-portée.

Espacement entre les goujons

Soit l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{12-1} = 24.54 \text{ cm}$$

$$E_{\min} \geq 5 \times d \rightarrow E_{\min} \geq 5 \times 20 = 80 \text{ mm}$$

$$E_{\max} = 6 \times h_c \rightarrow E_{\max} \geq 6 \times 110 = 660 \text{ mm}$$

On opte pour un espacement de 20 cm entre les goujons.

Le schéma de ferrailage des différents planchers ainsi que les dispositions des connecteurs sont montrées dans la Figure III.16. on adopte le même ferrailage pour tous les dalle

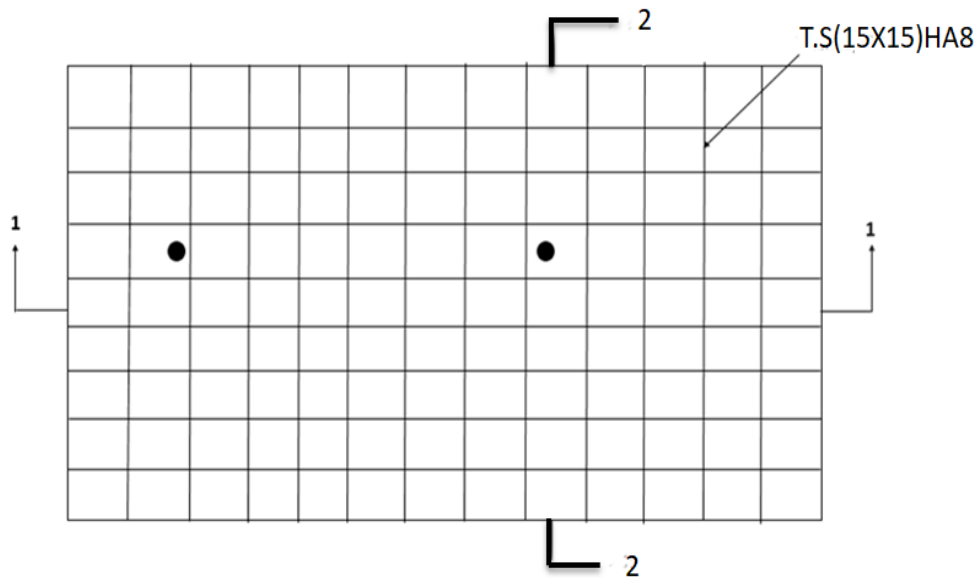


Figure III.16. Shéma ferrailage de plancher et disposition les connecteurs

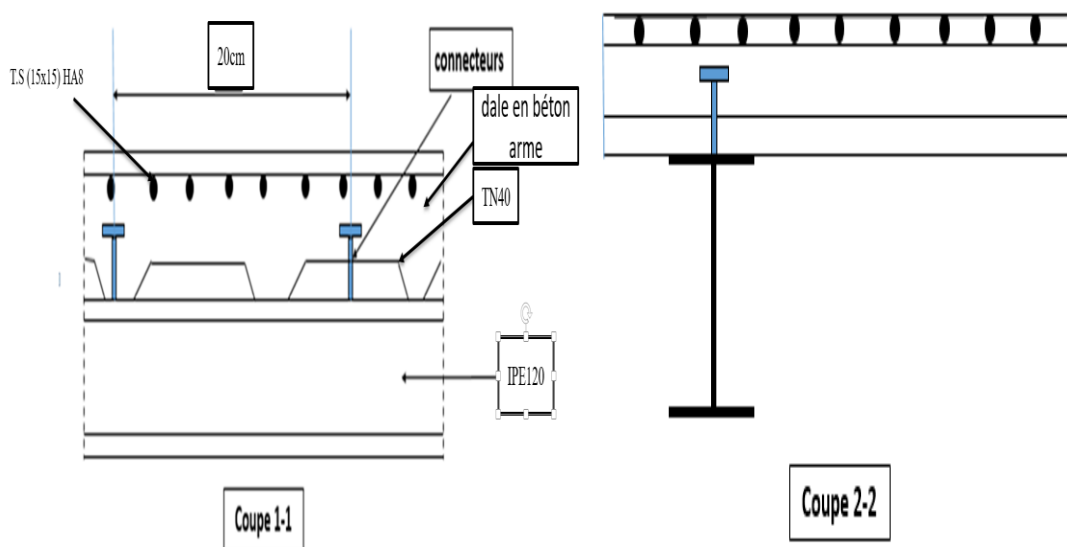


Figure III.17. Disposition et espacement entre les connecteurs

**III.2.9. Pré-dimensionnement de Poteau [4]**

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 2.9m. Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface de

$$S = 18 \times 2.7 = 48.6m^2$$

**III.2.9.1. Evaluation de charge**

✓ Charge permanente G (kN) :

Poids propre de poutre ..... (2.04x18x5)=183.6kN

Poids propre de solive ..... (1.29x12x2.7x5)=208.98kN

Poids propre de planche..... (25x0.15x48.6)=911.25kN

Poids propre de poteau ..... (2.9x5xP.poteau)=14.5xP.poteau

Charge permanent : 1303.83+14.5P.p

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = (2.5 \times 48.6 \times 5) + 0.57 = 608.07kN$$

$$Q_u = \frac{4}{3} \times G + \frac{3}{2} \times Q = 2650.54 + 19.57 \times P.poteau$$

✓ dimensionnement :

Par estimation le Poids propre de poteaux est près égale à =0.7kN/m

$$Q_u = 2664.23kN$$

$$\frac{Q}{A} \leq \sigma_e \rightarrow A \geq \frac{Q}{\sigma_e} = \frac{2664230}{24000} = 111.003cm^2 \tag{III. 45}$$

On prend: HEA300.....A=112.5cm<sup>2</sup>

**III.2.9.2. Résistance au flambement**

✓ Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24.47 \leq 33\varepsilon$$

Avec

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

→ L'âme est de classe 1.

✓ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{14} = 10.71 \leq 33\varepsilon$$

Avec

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

→ La semelle est de classe 1.

Donc la section du profilé est de classe 1

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

$$N_{Sd} < N_{pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{III. 46})$$

avec  $\beta_A = 1$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = 0,7 \times \frac{2,9}{7,49 \times 10^{-2}} = 27,1 \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{27,1}{93,9} = 0,288$$

$$\bar{\lambda} = 0,288 \geq 0,2$$

Donc il y a un risque de flambement du poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 \\ t_f \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Le Facteur d'imperfection est représenté dans le Tableau III. 2

Tableau III. 2. Les valeur facteur d'imperfection  $\alpha$

<b>Tableau 4 : Facteurs d'imperfection <math>\alpha</math></b>				
<b>Courbe de flambement</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
<b>Facteur D'imperfection <math>\alpha</math></b>	<b>0.21</b>	<b>0.34</b>	<b>0.49</b>	<b>0.76</b>

$\alpha$ : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

Plan (z-z) : Axe (z-z) → courbe (b) →  $\alpha = 0,34$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = 0,7 \times \frac{2,9}{7,49 \times 10^{-2}} = 27,1 \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{27,1}{93,9} = 0,288$$

$$\bar{\lambda} = 0,288 \geq 0,2$$

Donc Il y a un risque de flambement du poteau

$$x = \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2})} \leq 1 \quad (\text{III. 47})$$

Avec:

$$\Phi = 0.5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) \quad \text{(III. 48)}$$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + 0.34(0.288 - 0.2) + 0.288^2] = 0.556$$

$$x = \frac{1}{(0.556 + \sqrt{0.556^2 - 0.288^2})} = 0.96$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0.96 \times 1 \times 235 \times 11250}{1.1} = 2307.42 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = q_u + [1.35 \times Q_{p,p}] = 2664.23 + 1.35 \times 0.883 \times 2.9 \times 5 = 2680.87 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 2307.42 \text{ kN} < N_{sd} = 2680.87 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ n'est pas vérifié}$$

Donc on augmente le poteau HEA340 ..... A=133.5cm<sup>2</sup>

✓ Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} = \frac{243}{9.5} = 25.57 \leq 33\epsilon \quad \text{(III. 49)}$$

Avec

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \epsilon = 1 \quad \text{(III. 50)}$$

→ L'âme est de classe 1.

✓ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{16.5} = 9.09 \leq 10\epsilon \quad \text{(III. 51)}$$

Avec

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \epsilon = 1$$

→ La semelle est de classe 1

Donc la section du profilé est de classe 1.

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

$$N_{sd} < N_{pl,Rd} = X \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{avec } \beta_A = 1$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = 0.7 \times \frac{2.9}{7.49 \times 10^{-2}} = 27.1 \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{27.1}{93.9} = 0.288$$

$$\bar{\lambda} = 0.288 \geq 0.2$$

Donc il y a un risque de flambement du poteau

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1.1 \\ t_f \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3

Plan (y-y) : Axe (y-y) → courbe (b) →  $\alpha = 0,34$

$$x = \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2})} \leq 1$$

Avec:

$$\Phi = 0.5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)) + \bar{\lambda}^2$$

$$\Phi = 0,5 \times [1 + 0,34(0,288 - 0,2)] + 0,288^2 = 0.556$$

$$X = \frac{1}{(0.556 + \sqrt{0.556^2 - 0.288^2})} = 0.96$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0.96 \times 1 \times 235 \times 13350}{1.1} = 2737.96kN$$

$$N_{sd} = N_{sd} + [1.35 \times Q_{p,p}] = 2664.23 + 1.35 \times 1.05 \times 2.9 \times 5 = 2684.78kN$$

$$N_{sd} = 2684.78kN < N_{pl,Rd} = 2737.96kN$$

Donc le profil de poteau HEA340

### III.2.10. Bardage [8]

Le bardage est réalisé par des panneaux préfabriqués :

Les dimensions du panneau : 0.1 x 1.6 x 5.4 (m)

Assemblés aux poteaux par des boulons sont sollicités à un effort de cisaillement du au poids propre du panneau et à un effort de traction du à la succion du vent :

#### a) Détermine des efforts :

T: effort totale cisaillement du au poids propre du panneau :

$$T = (0.1 \times 1.6 \times 5.4) \times 25 = 21.6kN$$

$$T^* = \frac{T}{4} = \frac{21.6}{4} = 5.4kN$$

N: effort normale du à la succion de vent

$$q = Q \times b$$

Q: succion du vent

$$Q = \frac{371887}{32} = 11621.4N/m^2$$

b : largeur du bardage = 1.6 m

$$q = 11621.4 \times 1.6 = 18594.35 N/m$$

D'où :

$$T^* = \frac{q \times l}{2} = 18.594 \times \frac{5.4}{2} = 50.2kN$$

$$N^* = \frac{N}{2} = \frac{119.6191}{2} = 59.8kN$$

### Vérification :

On prend des boulons ordonnais  $\Phi 24$  ( $A_r = 3.53cm^2$ )

Vérification au cisaillement:

$$\frac{1.45 \cdot T^*}{A_r} \leq \sigma_e \quad (\text{III. 52})$$

$$1.45 \times \frac{50.2}{3.53} = 20.62kN/cm^2 < \sigma_e = 235MPa$$

Vérification à la traction

$$1.25 \times \frac{N^*}{A_r} < \sigma_e \quad (\text{III. 53})$$

$$\frac{59.8}{3.53} \times 1.25 = 21.17kN/cm^2 < \sigma_e = 235MPa$$

Pour éviter la corrosion des boulons ces derniers sont cachés par un revêtement

## III.3. Calcul les éléments secondaires [6]

### III.3.1. Les escaliers

La Figure III.17 montre le Schéma statique des escaliers

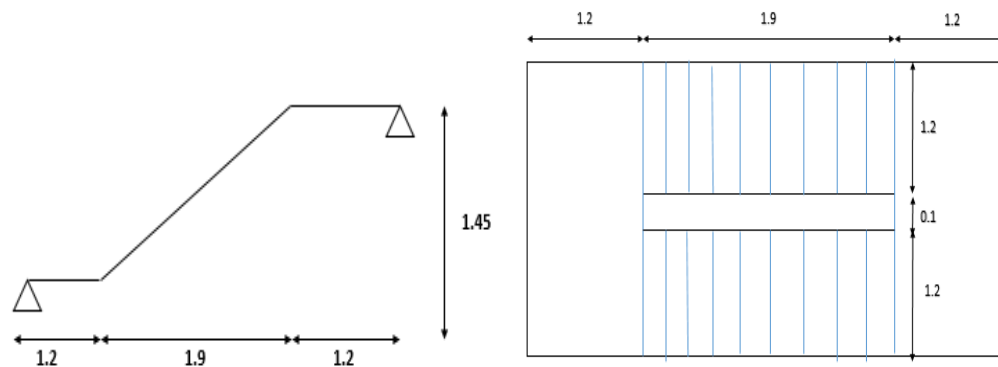


Figure III.18.Schéma statique des escaliers

#### III.3.1.1. Dimensionnement de l'escalier

- 1) Détermination de l'épaisseur de la paillasse:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad (\text{III. 54})$$

$$l = 1.2 + 1.2 + 1.90 = 4.3m$$

On prend donc l'épaisseur:  $e = 18 \text{ cm}$

2) Détermination de nombre des marches:

On a:

g: giron

h: hauteur des marches

n: nombre des marches

$$g + 2h = 63 \quad (1)$$

$$L = 1.9 = n \times g \Rightarrow g = \frac{L}{n} \quad (2)$$

$$H = 1.45 = (n + 1)h \Rightarrow h = H/(n + 1) \quad (3)$$

On remplace (2) et (3) dans (1) on obtient:

$$\rightarrow 63n^2 + (63 - 2H - L)n - L = 0$$

$$63n^2 + (63 - 2 \times 145 - 190)n - 190 = 0$$

$$n = 7$$

D'où :

$$g = L/7 = 190/7 \cong 28 \text{ cm}$$

$$h = H / 8 = 145/8 = 18.5 \text{ cm}$$

3) Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18.5}{28} = 33^\circ$$

### III.3.1.2. Évaluation des charges

#### A) Palier :

Carrelage (2 cm): .....  $0.40 \times (2.70/2) = 0.54 \text{ kN/ml}$

Mortier de pose (2 cm): .....  $0.40 \times 1.35 = 0.54 \text{ kN/ml}$

Dalle pleine de palier (BA) : .....  $25 \times 0,18 \times 1.35 = 6.075 \text{ kN/ml}$

Enduit ciment (2 cm): .....  $0.36 \times 1.35 = 0.48 \text{ kN/ml}$

$$G_1 = 7.63 \text{ kN/ml}$$

$$Q_1 = 2.5 \times 1.35 = 3.375 \text{ kN/ml}$$

#### B) Volée (paillasse) :

- Carrelage (2 cm): ..... 0.40 x 1.20 = 0.48 kN/ml
- Mortier de pose (2 cm): ..... 0.40 x 1.20 = 0.48 kN/ml
- Poids des marches : ..... 25 x 1.20 x 0.185 / 2 = 2.77 kN/ml
- Paillasse (e = 18 cm) :..... 25 x 1.20 x 0.18 = 5.4 kN/ml
- Enduit ciment (1 cm): ..... 0.18 x 1.20 = 0.216 kN/ml
- Garde-corps :..... = 1.0 kN / ml
- $G_2 = 10.34$  kN/ml  $Q_2 = 2.5 \times 1.2 = 3$  kN/ml

**1) Determination des efforts internes:**

Le schéma statique des charges d’escalier est représenté dans la Figure III.19

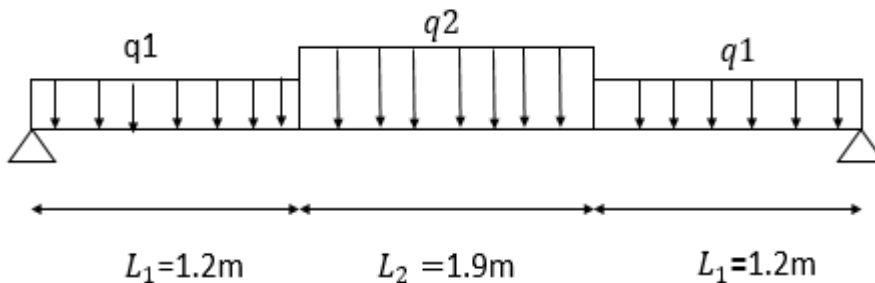


Figure III.19.Schéma statique de charge d’escalier

**Combinaison des charges :**

E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q = 15.36 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q = 18.45 \text{ kN/ml}$$

E.L.S:

$$q_{ser1} = G_1 + Q = 11.001 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q = 13.34 \text{ kN/ml}$$

**Réactions d’appuis :**

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4.3 - 15.36 \times \frac{1.2^2}{2} - 18.45 \times 1.9 \left(1.2 + \frac{1.9}{2}\right) - 15.36 \times 1.2 \left(1.2 + 1.9 + \frac{1.2}{2}\right) = 0$$

$$R_B = 35.95 \text{ kN}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 18.45 \times 1.9 + 15.36 \times 1.2 \times 2 = 35.96 \text{ kN}$$

**Effort tranchant :**

$$T = R_A = 35.96 \text{ kN}$$

**Moment fléchissant :**

On calcul le moment en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- On fait le calcul exact de la poutre isostatique du schéma statique de l'escalier
- On utilise la formule de la poutre isostatique simplifiée suivante

✓ En travée :

$$M_{tu} = \frac{q \times l^2}{8}$$

Tel que  $q = \max \{q_{u1} ; q_{u2}\} = \max \{15.35 ; 18.45\} = 18.45 \text{ kN}$ .

$$q_u = 18.45 \text{ kN}$$

$$M_{tu} = \frac{18.45 \times 4.3^2}{8} = 42.85 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 13.34 \text{ kN}$$

$$M_{ts} = \frac{13.34 \times 4.3^2}{8} = 30.83 \text{ kN.m}$$

✓ **En appui :**

$$M_{Au} = 0.2 M_{tu} = 8.57 \text{ kN.m}$$

## 2) Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire d'une bonde de 1m, de dimension:  
 $b=100 \text{ cm}$  ;  $h=e = 18 \text{ cm}$

$F_{c28}=25 \text{ MPa}$ ;  $F_{bc}=14.17 \text{ MPa}$  ;  $F_{t28}=2.1 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s=348 \text{ MPa}$  ;  $F_e=400 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b=1.5$ ;  
 $\gamma_s=1.15$ ;  $d=0.9$

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.85 \times 10^6}{1000 \times 145^2 \times 14.17} = 0.14 < 0.39 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.18$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.928 \quad \text{pivot } A$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{42.85 \times 10^6}{0.928 \times 1450 \times 348} = 9.15 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{choise 6HA14}$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 145 \times 2.1}{400} = 1.75 \text{ cm}^2$$

**L'espacement est calculé comme suit**

$$S_t = 100/6 = 16.66 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**Armature de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 9.15/4 = 2.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Sur appuis**

$$M_{au} = 8.57 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.57 \times 10^6}{1000 \times 145^2 \times 14.17} = 0.0287 < 0.39 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0287}) = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9856 \quad \text{pivot A}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.57 \times 10^6}{0.9856 \times 1450 \times 348} = 1.74 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{choise 6HA8}$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 145 \times 2.1}{400} = 1.75 \text{ cm}^2$$

**L'espacement est calculé comme suit**

$$S_t = 100/6 = 16.66 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**Armature de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 1.74/4 = 0.43 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on choisit 4HA8}$$

### 3) Vérifications :

**Effort tranchant:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{35.96 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.248 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok vérifié}$$

### III.3.1.3. Calcul de la poutre palière

Évaluation de la charge de la poutre palière:

Poids propre de la poutre: .....  $25 \times 0.3 \times 0.2 = 1.50 \text{ kN/ml}$

Réactions des volées .....  $2R_A/L = (35.96 \times 2/2.5) = 28.76 \text{ kN/ml}$

$q_u = (1.5 \times 1.35 + 28.76 = 22.78 \text{ kN/ml}$  : la charge du palier est déjà pondérée

Sollicitation internes :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{22.78 \times 2.5^2}{8} = 17.79 \text{ kN.m}$$

➤ En travée:

$$M_{Tu} = 0.85 M_0 = 15.12 \text{ kN.m}$$

➤ En appui:

$$M_{Au} = 0.2 M^0 = 3.55 \text{ kN.m}$$

### Calcul des armatures :

$b=30 \text{ cm}$  ;  $h=25 \text{ cm}$  ;  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  
 $f_e=400 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $d=0,9h = 22.5 \text{ cm}$

➤ En travée:

$$M_{tu} = 15.12 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.12 \times 10^6}{300 \times 225^2 \times 14.17} = 0.07 < 0.39 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) = 0.090$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9636 \quad \text{pivot A}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.12 \times 10^6}{0.9636 \times 225 \times 348} = 2.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 225 \times 1000 \times 2.1}{400} = 2.71 \text{ cm}^2$$

on choisit 3HA12

➤ En appui:

$$M_{Au} = 0.2 M_0 = 3.55 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.55 \times 10^6}{300 \times 225^2 \times 14.17} = 0.016 < 0.39 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.016}) = 0.020 \quad \text{Pivot A}$$

$$\beta = 0.9919$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots 3\text{HA}10$$

La Figure III.20 montre le schéma ferrailage de l'escalier

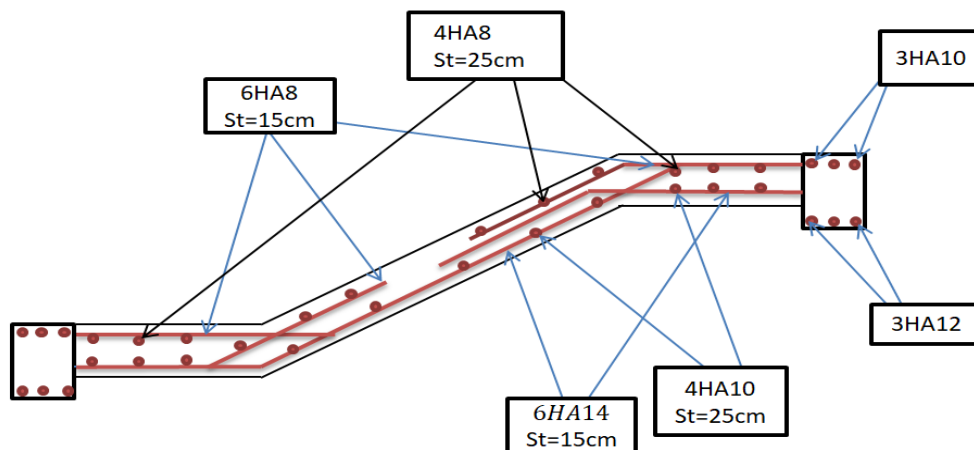


Figure III.20. Schéma ferrailage de l'escalier

### III.3.2. Calcul de l'Acrotère [9]

Rôle de l'acrotère :

Calcul de l'Acrotère

- ✓ Assurer la sécurité totale des personnes au niveau de la terrasse inaccessible
- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau
- ✓ Protéger le gravie de la poussée du vent

#### III.3.2.1. Définition

- ✓ L'acrotère un élément en béton armé exposé à l'intempérie
- ✓ Il est assimilé à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse
- ✓ La section la plus défavorable donc est au niveau de l'encastrement

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur
- ✓ La fissuration est peu nuisible
- ✓ Le calcul sera fait en flexion composée

### III.3.2.2. Dimensions

Le schéma de dimensionnement d'acrotère est représenté dans la Figure III.21

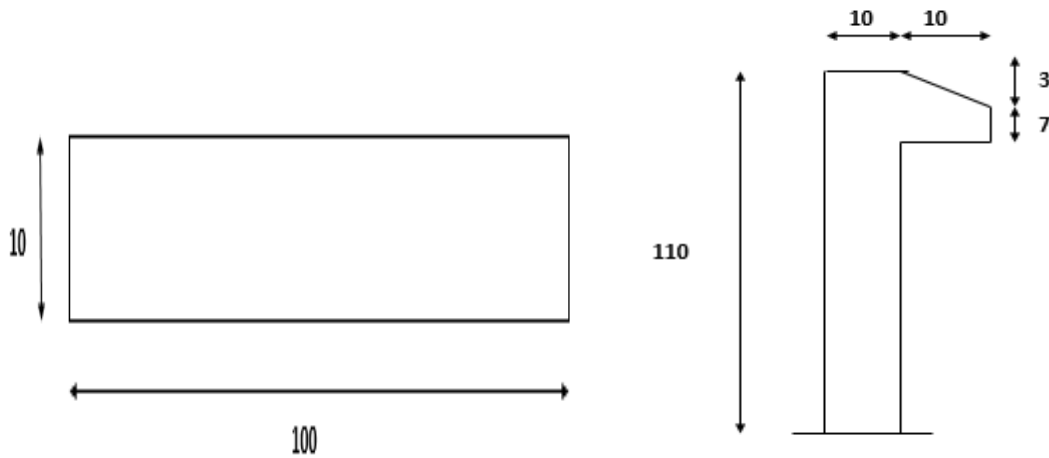


Figure III.21. Schéma de Dimensionnement d'acrotère

$$S = [(1 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1)/2] = 0.1085 \text{ m}^2$$

### III.3.2.3. Evaluation des charges :

Charge permanente :

- Poids propre :  $25 \times 0.1085 \times 1.1 = 2.98 \text{ kN}$
- Enduit extérieur (ciment :  $e = 1.5 \text{ cm}$ ) :  $18 \times 0.015 \times 1 \times 1.1 = 0.297 \text{ kN}$
- Enduit intérieur (ciment :  $e = 2 \text{ cm}$ ) :  $18 \times 0.020 \times 1 \times 1.1 = 0.396 \text{ kN}$

$$G = \sum G_i = 3.67 \text{ kN}$$

Charge d'exploitation :

Est une force horizontale due à l'application de la main courante.

$$Q = 1 \text{ kN}$$

Force sismique horizontale

$F_p$  : selon RPA99 art. 6.2.3

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{III. 55})$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (voir Tableau 4.1, PA99) pour la zone et le groupe d'usage appropriés. ( $A = 0.1$ )

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir Tableau 6.1, RPA99).  
On prend  $C_p = 0.8$ .

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 3.67 = 1.17 \text{ kN}$$

Le coefficient d'accélération de zone A est représenté dans le Tableau III. 3

Tableau III. 3 Coefficient d'accélération de zone A

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

### Calcul des sollicitations

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 3.67 \text{ kN}$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 1.1 = 1.1 \text{ kN.m}$$

$$N_{Fp} = 0$$

$$M_{Fp} \approx F_p \times H/2 = 1.1 \times 1/2 = 0.55 \text{ kN.m}$$

### Combinaisons d'actions :

Les Combinaisons d'actions d'acrotère sont représentées dans le Tableau III. 4

Tableau III. 4. Combinaisons d'actions d'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (kN)	3.67	4.95	3.67
M (kN.m)	1.65	1.65	0.55

La combinaison à considérer est:  $1,35G + 1,5Q$ .

$$N_u = 4.95 \text{ kN.}$$

$$M_u = 1.65 \text{ kN.m}$$

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

-  $e_1$  : excentricité du premier ordre, de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = M_u / N_u = 0.30 \text{ m}$$

-  $e_2$  : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi) \quad (\text{III. 56})$$

$L_f$ : Longueur de flambement :  $L_f = 2 \times l_0 = 2 \times 1.1 = 2.2 \text{ m}$

$\phi$  : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée ( $\phi$  généralement égale à : 2)

$h$  : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ( $h = 10 \text{ cm}$ )

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (\text{III. 57})$$

Donc:

$$e_2 = \frac{3 \times 2.2^2}{10000 \times 0.1} \times 2 = 0.029 \text{ m}$$

$-e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution)

$$e = \max \{ 2 \text{ cm} ; 1/250 \text{ cm} \}$$

$$e = \max \{ 2 \text{ cm} ; 1.1 / 250 = 0.44 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm}$$

$$D'où : e = e_1 + e_2 + e_a = 0,02 + 0,30 + 0,022 = 0,342 \text{ m}$$

### Centre de pression :

$$\text{On a : } h / 6 = 0.1/6 = 0.016 \text{ m} < e = 0.34 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle  $[-h/6 ; +h/6]$ , la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment féctif  $M_u$

### Sollicitations majorées :

$$M_u = M + e \times N_u = 1.65 + 0.342 \times 4.95 = 3.34 \text{ kN.m} \quad (\text{III. 58})$$

Le moment Effective :

$$M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 3.34 + 4.95 \times 0.03 = 3.49 \text{ kN.m} \quad (\text{III. 59})$$

#### III.3.2.4. Calcul de Ferrailage [9]

Le moment réduit :

$$\frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.49 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.037 < 0.186$$

Donc l 'ELU est atteint au pivot A ; ( $A' = 0$ ).

**La section fictive d'aciers tendus :**

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} \quad (\text{III. 60})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.047 < 0.259 \quad \text{pivot A}$$

$$A_{sf} = 0.7 \text{ cm}^2$$

**La section réelle d'acier tendu :**

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{III. 61})$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{smin} = \max\left(b \times \frac{h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}\right)$$

$$F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s \text{ min} = 1.0 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend  $A_s$  min qui correspond à 4HA8 avec  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{On adopte } 4\emptyset 8$$

**Espacement**

- $S_t = b / 4 = 110 / 4 = 27.5 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t \max} < \min(30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \max} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

La condition est vérifiée.

**Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau < \bar{\tau} \rightarrow \tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = F_p + Q = 2 \text{ kN.}$$

$$\tau = \frac{2 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

La Figure III.21 montre le schéma de ferrailage d'acrotère

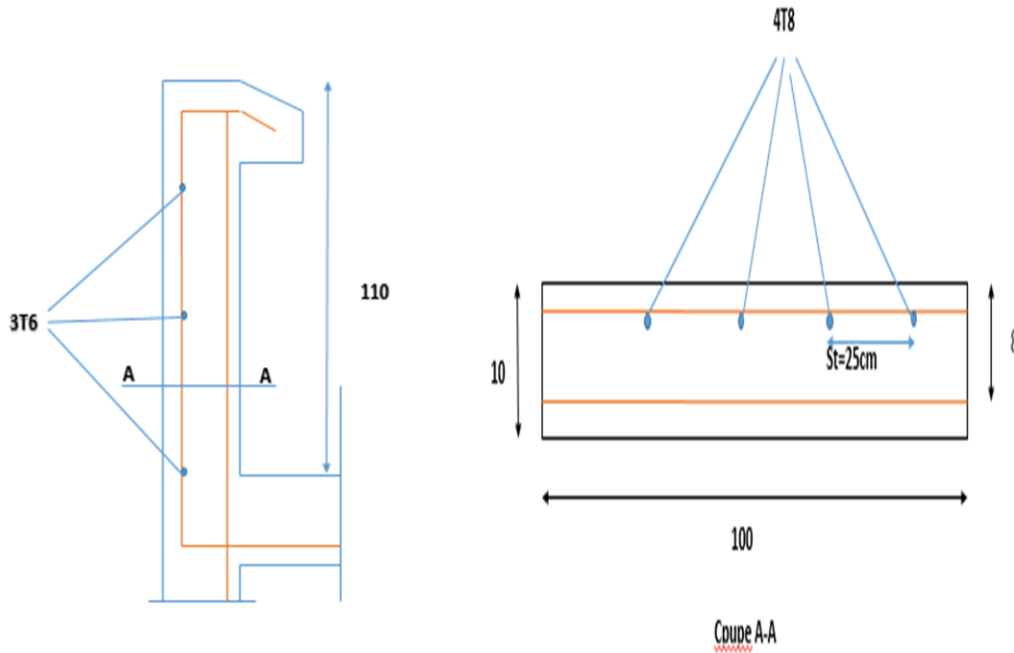


Figure III.21. Schéma de ferrailage d'acrotère

### III.4 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 résistantes, mais la vérification des éléments métalliques avec la descente de charge seule n'est pas suffisante pour faire le dimensionnement final.

***CHAPITRE IV***  
***Étude Sismique***

## IV.1. Introduction

Les tremblements de terre sont l'un des phénomènes naturels les plus dévastateurs et l'une des principales causes de dommages structurels. Le grand nombre de pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Pour limiter les dommages causés aux bâtiments, il est nécessaire que les structures soient bien étudiées et conçues de manière à résister à ces tremblements de terre. De telles études sont souvent très laborieuses, c'est pourquoi l'analyse se fait par un logiciel de calcul. Dans notre cas on a utilisé l'Autodesk ROBOT qui est un Autodesk de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, qui est basé sur la méthode des éléments finis.

## IV.2. Présentation ROBOT

Le logiciel Autodesk ROBOT propose aux ingénieurs structures des fonctionnalités de Simulation et d'analyse structurelle évolué pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel est un logiciel interactif basé sur la méthode des éléments finis. Il Est utilisé dans les calculs scientifiques et dans les problèmes d'ingénierie parce qu'il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par rapport à les calculs manuels courants, et ce grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs Options de calcul testé et regroupé selon l'usage dans ce logiciel

## IV.3. Choix de la Méthode de calcul

D'après l'article 4.1.1 du RPA 99 V2003 [9], le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérographe

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale

#### Principe :

Selon le paragraphe 4.3.1 du RPA 99 V2003, avec cette méthode, l'influence maximale dans la structure des forces sismiques représentées par le spectre reconsidéré informatiquement est recherchée pour chaque mode de vibration. Ces influences se conjuguent ensuite pour repenser la structure.

### IV.3.2. Critères de classification par le RPA99 Version 2003

#### IV.3.2.1. Classification des zones sismique

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

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : sismicité faible.
- ✓ Zone II<sub>a</sub> et II<sub>b</sub> : sismicité moyenne
- ✓ Zone III : sismicité élevé

Pour ce cas, d'après la carte et le tableau cité précédemment : la wilaya de Tlemcen : (Zone I faible sismicité).

#### IV.3.2.2. Classification de l'ouvrage

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Cet ouvrage représente un parking de stationnement public, il est considéré comme un ouvrage de moyenne importance, groupe2. Le site ferme donc il est classé en catégorie S2.

#### IV.3.3. Modélisation de la structure

Pour déterminer les efforts et vérifier les éléments structuraux de nos constructions, nous les modélisons à l'aide d'un logiciel adapté à ce type d'ouvrage, Robot structural analysais. Les modèles numériques basés sur les éléments finis permettent de déterminer les efforts internes (moments, efforts normaux, efforts tranchants, déplacements et contraintes) à partir des efforts imposés par le poids propre, les charges d'exploitation, la neige, le vent et les tremblements de terre, etc.

La Figure IV.1 montre le modélisation en 3D final de la structure

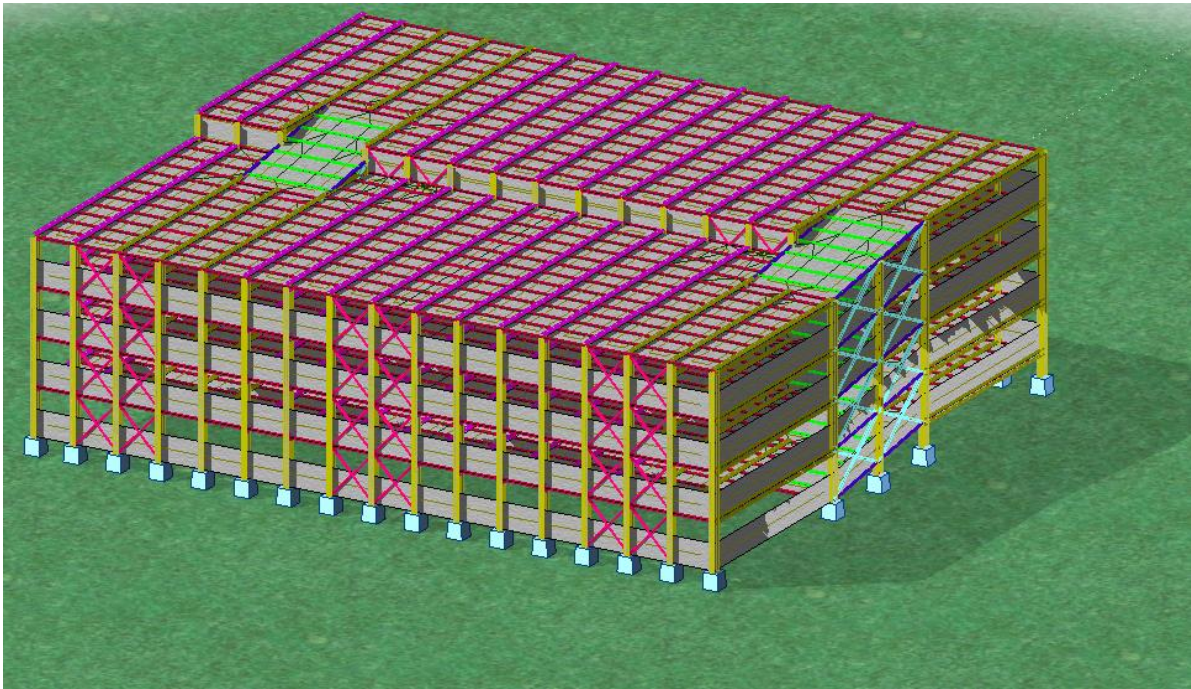


Figure IV.1 Modélisation en 3D final de la structure

#### IV.3.4. Spectre de réponse

➤ Cas 4 : EX

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

Le spectre de réponse suivant X est représenté dans la Figure IV.2

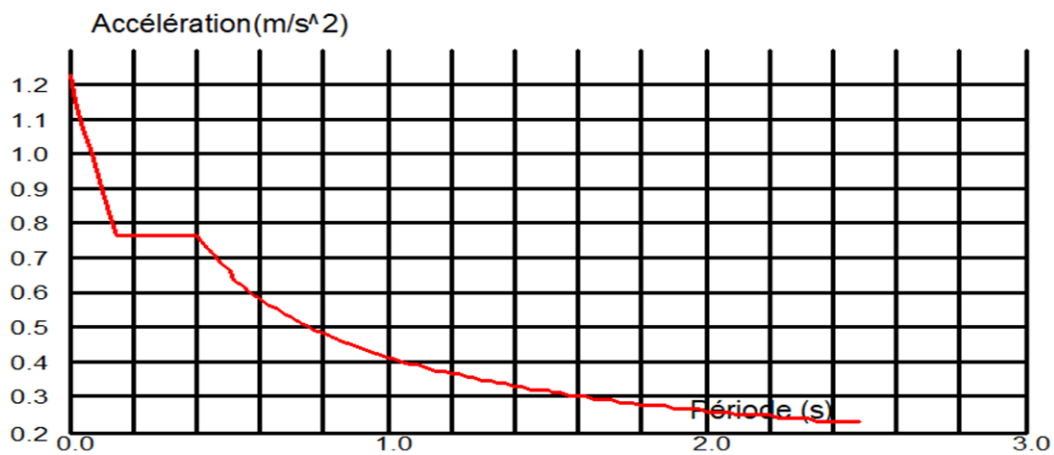


Figure IV.2 Spectre de réponse suivant X

**Données:**

Zone : I  
 Usage : 2  
 Assise : S2  
 Coefficient de qualité : 1.250  
 Coefficient de comportement : 5.000  
 Amortissement :  $x = 5.00\%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} = 1.000$   
 $A = 0.100$   
 $T_1 = 0.150$   $T_2 = 0.400$

➤ **Cas 5** : **EY**

**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)**

Direction de l'excitation:

$X = 0.000$   
 $Y = 1.000$   
 $Z = 0.000$

Le spectre de réponse suivant Y est représenté dans la Figure IV.3

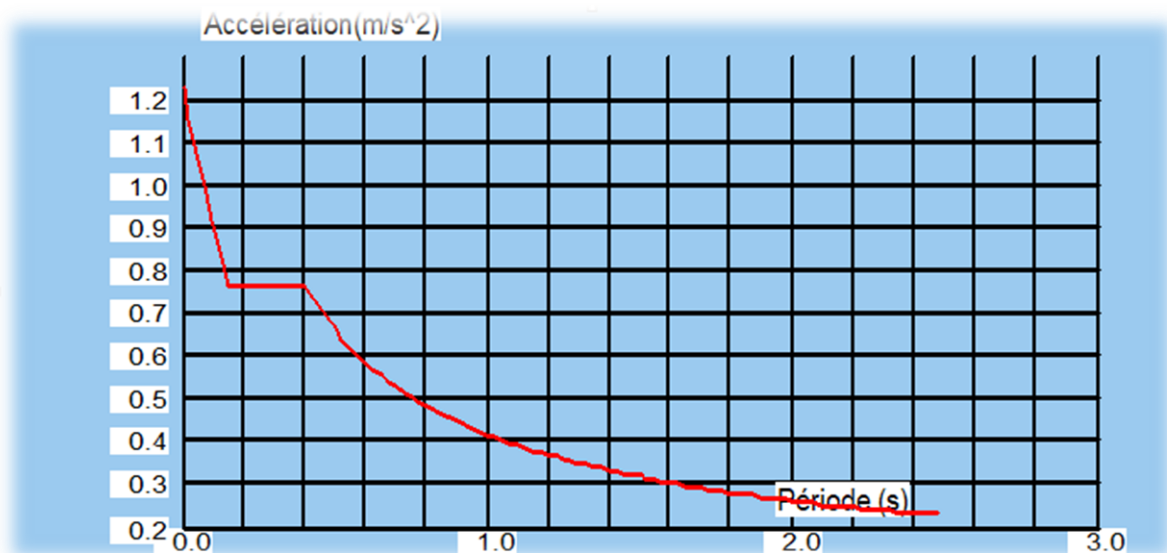


Figure IV.3 Spectre de réponse suivant Y

**Données:**

Zone : I  
 Usage : 2  
 Assise : S2  
 Coefficient de qualité : 1.250  
 Coefficient de comportement : 5.000  
 Amortissement :  $x = 5.00\%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} = 1.000$   
 $A = 0.100$   
 $T_1 = 0.150$   $T_2 = 0.400$

### IV.3.5. Le résultat d'analyse modale

Le résultat d'analyse modale est représenté dans le Tableau IV.1

Tableau IV.1 Le résultat d'analyse modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	2,68	0,37	77,97	0,02	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 2	3,10	0,32	78,04	74,61	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 3	3,83	0,26	78,44	76,27	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 4	8,14	0,12	90,54	76,27	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 5	9,76	0,10	90,54	88,37	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 6	11,80	0,08	90,58	88,51	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 7	13,58	0,07	93,64	88,51	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 8	17,21	0,06	93,66	92,18	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 9	17,61	0,06	94,68	92,23	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0
5/ 10	19,65	0,05	94,74	92,23	0,0	3854917,742	3811802,717	0,0

### IV.3.6. Déformation modale

Le Déformée du mode 1 (déformée suivant X) est représenté dans la Figure IV.4

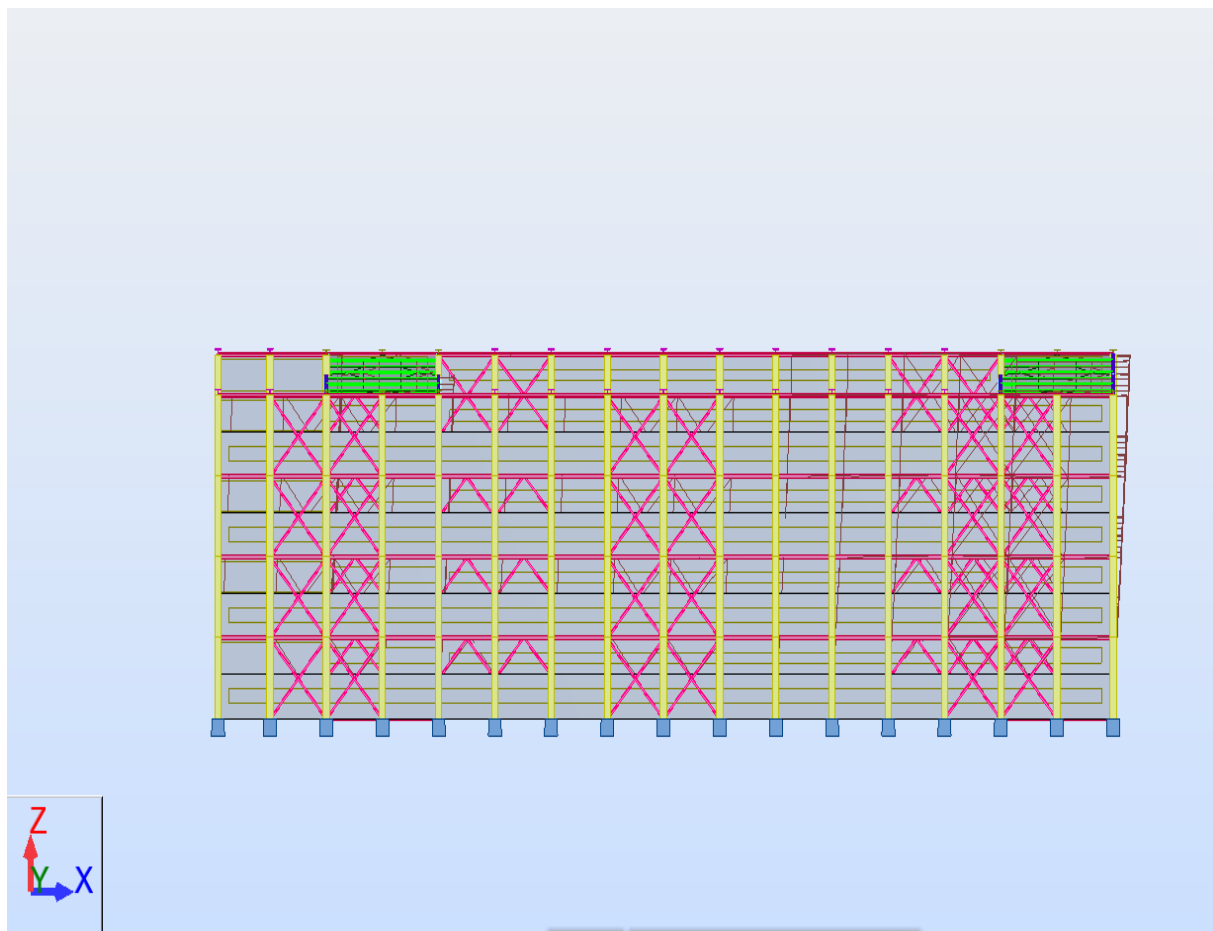


Figure IV.5 Déformée du mode 1

Le Déformée du mode 2 (déformée suivant Y) est représenté dans la Figure IV.5

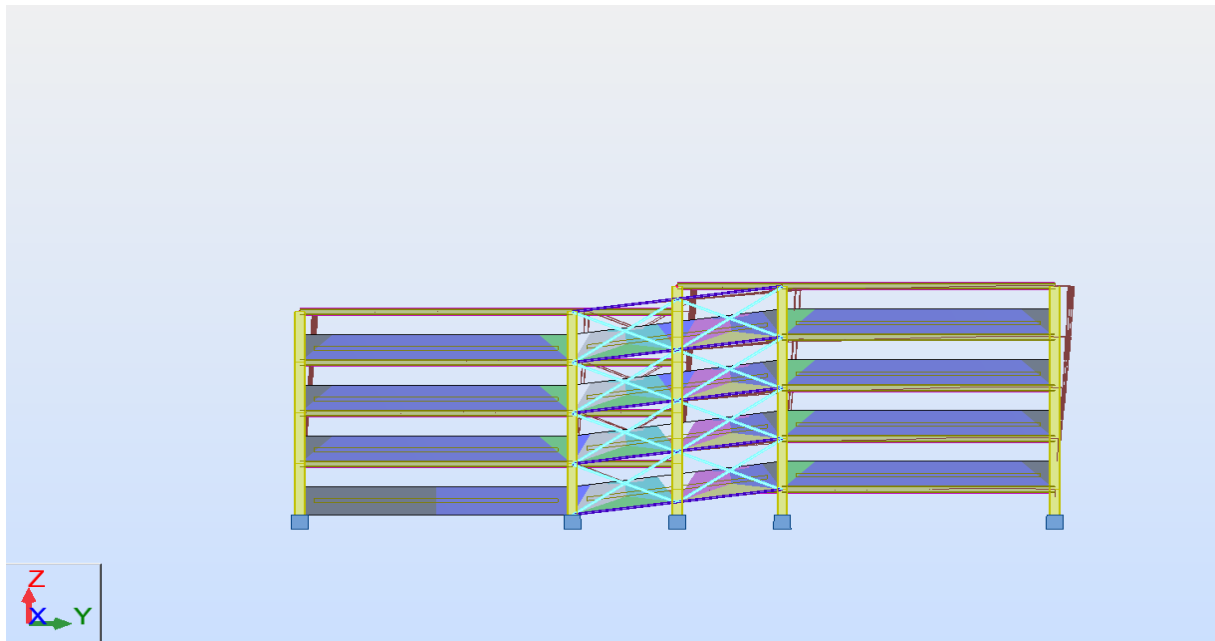


Figure IV.6 Déformée du mode 2

Le Déformée du mode 3 (rotation) est représenté dans la Figure IV.6

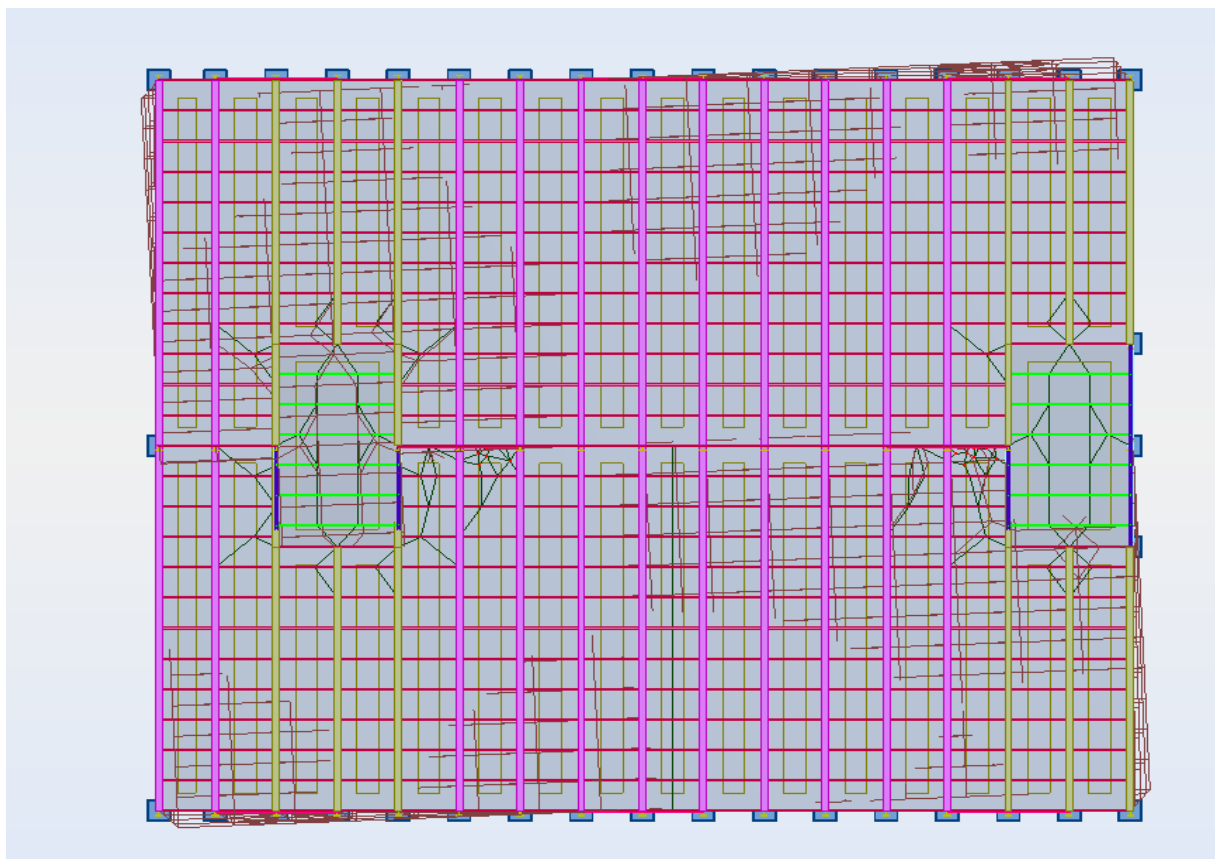


Figure IV.7 Déformée de rotation du mode 3

### IV.3.7. Le joint sismique

Après le calcul des déplacements, on dimensionne le joint sismique conformément aux valeurs maximales des déplacements trouvées

Le résultat de réaction et déplacement est représenté dans le Tableau IV.2

Tableau IV.2 Le résultat de réaction et déplacement

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	2,270479	1,931268	0,272850	0,010	0,007	0,001
<b>Noeud</b>	2309	1968	1070	2086	2040	793
<b>Cas</b>	22 (C) (CQC)	24 (C) (CQC)	28 (C) (CQC)	3 (C)	3 (C)	22 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	-2,313287	-1,832686	-6,134301	-0,010	-0,007	-0,001
<b>Noeud</b>	2304	2304	2090	1844	2140	1269
<b>Cas</b>	23 (C) (CQC)	25 (C) (CQC)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	23 (C) (CQC)

- On prend un joint sismique d'une épaisseur égale à 5cm

### IV.4. Disposition de contreventement

La Figure IV.8. Montre le choix de la position du système de contreventement

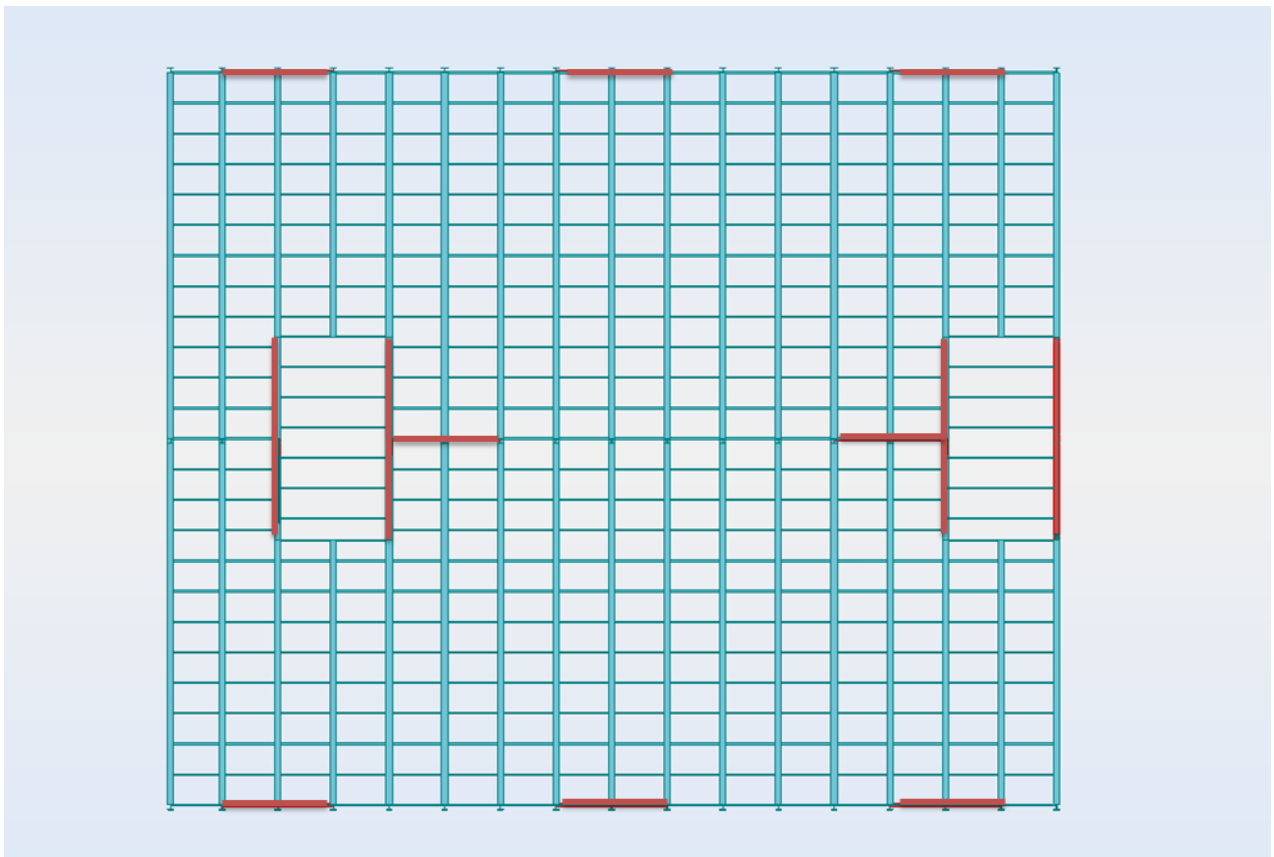


Figure IV.9 Position du système de contreventement

#### IV.4.1. Contreventement dans le sens X-X

On choisit pour les diagonales des corniers DCED150x15 est représenté dans la Figure IV.10

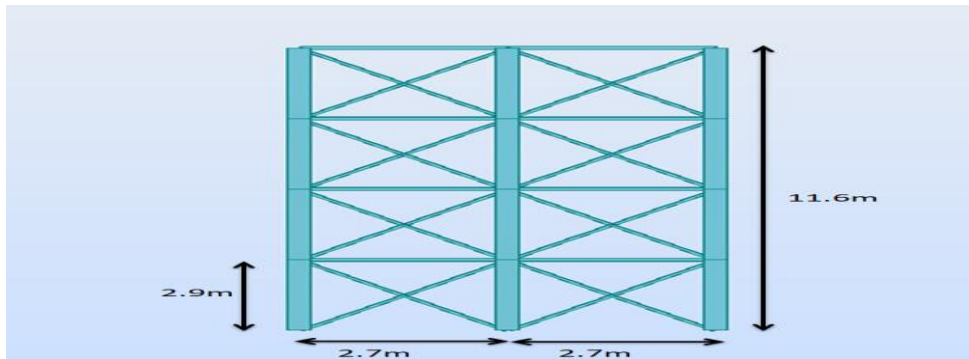


Figure IV.11 Contreventement dans le sens X-X

La disposition du contreventement dans le sens X-X est représentée dans la Figure IV.12

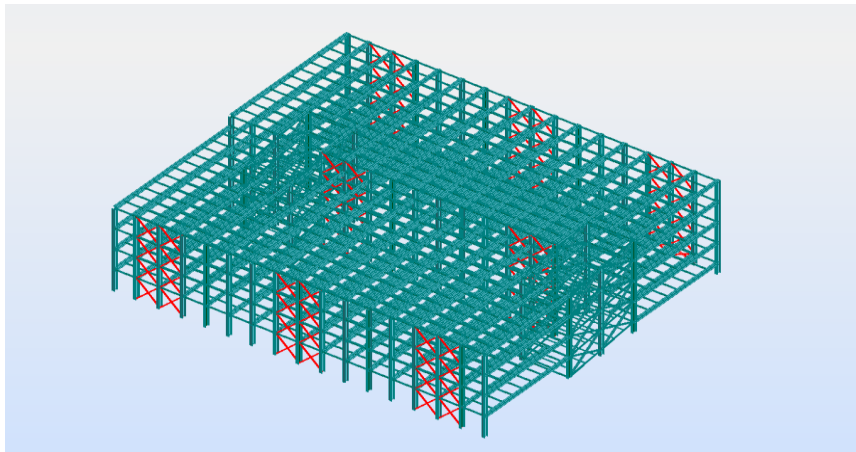


Figure IV.13 Disposition du contreventement dans le sens X-X

#### IV.4.2. Contreventement dans le sens Y-Y

On choisit pour les diagonales des corniers DCED120x12 est représenté dans la Figure IV.14

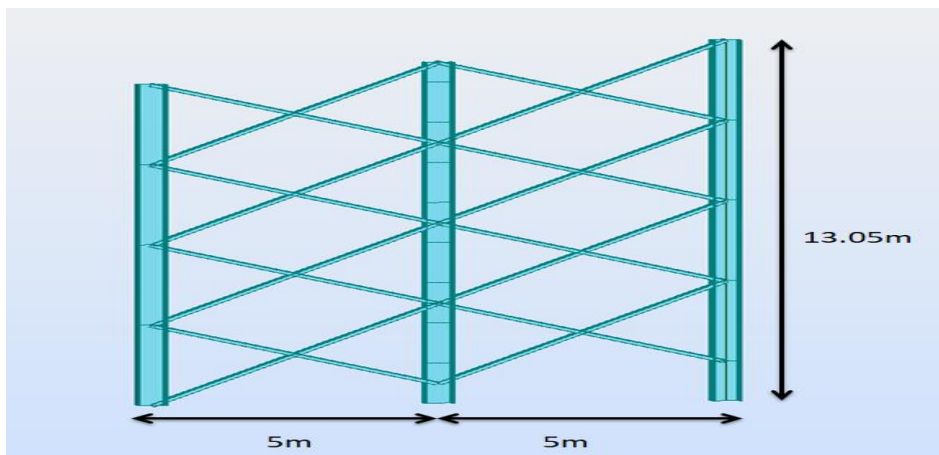


Figure IV.15 Contreventement dans le sens Y-Y

La disposition du contreventement dans le sens Y-Y est représentée dans la Figure IV.11

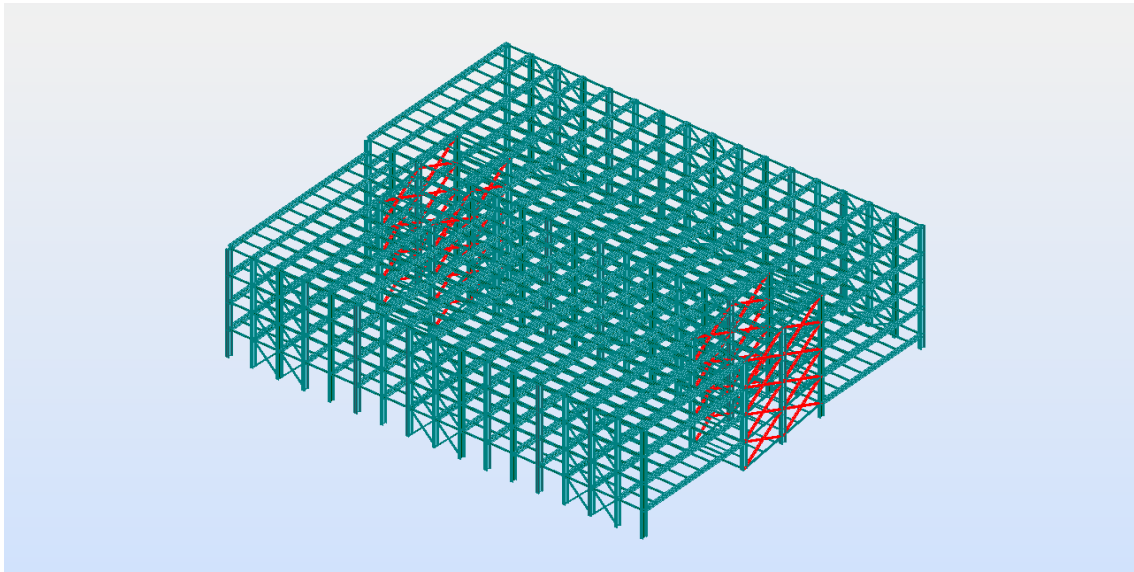


Figure IV.16 Disposition du contreventement dans le sens Y-Y

#### IV.5. Calcul de la force sismique total

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99 V2003, la force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- ✓  $A$ : Coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique, donné par le tableau 4.1 du RPA99 V2003.

Dans notre cas, c'est le groupe d'usage 2 et la zone sismique I  $\Rightarrow A=0.1$

- ✓  $Q$  : facteur de qualité

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{IV.2})$$

$$Q=1+0,05+0,05+0+0+0+0,05+0,1=1,25$$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99 V2003.

- ✓  $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure( $T$ ), il est donné par la formule 4-2 du RPA 99 V2003

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{IV. 3})$$

$T_2$  : Période caractéristique associées à la catégorie du site et donnée par le tableau 4-7 du RPA99 V2003.

Dans notre cas, le site est ferme

$$\text{Site de catégorie 2 : } \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

- $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%), donné par la formule 4.3 du RPA99 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{IV. 4})$$

Avec :

- $\xi$  (%) Le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif du type des remplissages donnée par le Tableau 4-2 du RPA99 V2003.

Dans notre cas, nous avons une structure constituée de portiques auto stables en acier, remplissage dense, donc :  $\xi=5\%$

$$\eta = 1 > 0.7$$

T: La valeur de la période fondamentale de la structure.

$$T = C_t \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (\text{IV. 5})$$

- $h_N$  : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.
- $C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage  
Tableau 4.6 : valeurs du coefficient  $C_T$ . Dans ce cas remplissage :  $C_T = 0,085$ .

$$T = 0.085 \times 14.5^{\frac{3}{4}} = 0.63s$$

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site. Dans notre cas on a  $T_2=0.4s$

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.4}{0.63}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.84$$

$W = 3854917,742$  Kg (Masse totale de la structure).

$$V = \frac{0,1 \times 1,84 \times 1,25}{5} \times 38549,17742 = 1773.26 \text{ kN}$$

La Vérificatin des forces sismique à la base est représenté dans le Tableau IV.3

Tableau IIV.3 Résultante des forces sismique à la base

	$V_t(\text{kN})$	$V$ (kN)	80% V (kN)	$V_t > 80\% V$
$V_X$	2345,29	1773.26	1418.6	Vérifiée
$V_Y$	2236,63	1773.26	1418.6	Vérifiée

## IV.6. Vérification de déplacement et l'effet de ( $P - \Delta$ )

### IV.6.1. Vérification de déplacement

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{IV. 6})$$

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

R: Coefficient de comportement

$\Delta_k$  : déplacement relative au niveau «k» par rapport au niveau « k-1 »

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{IV. 7})$$

Avec :

$$\Delta_k < 1\% h_k$$

$h_k$  : la hauteur d'étage

Le déplacement relative dans le sens X est représenté dans le Tableau IV.4

Tableau IV.4 Déplacement relative dans le sens X.

Niveau	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k$ (cm)	R	$\Delta_k(\text{cm})$	1% (cm)	condition
RDC	0,426	2,13	5	0,426	2,9	vérifiée
Etage1	0,896	4,48	5	0,471	2,9	vérifiée
Etage2	1,319	6,595	5	0,423	2,9	vérifiée
Etage3	1,640	8,2	5	0,321	2,9	vérifiée
Etage4			5		2,9	vérifiée

Le déplacement relative dans le sens Y est représenté dans le Tableau IV.5

Tableau IV.5 Déplacement relative dans le sens Y.

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	R	$\Delta_k$ (cm)	1% (cm)	condition
RDC	0,269	1,345	5	0,269	2,9	vérifiée
Etage1	0,643	3,215	5	0,373	2,9	vérifiée
Etage2	0,979	4,895	5	0,336	2,9	vérifiée
Etage3	1,241	6,205	5	0,262	2,9	vérifiée
Etage4			5		2,9	vérifiée

#### IV.6.2. Vérification de l'effet de ( $P - \Delta$ )

$$\theta = \frac{\Delta_K \times P_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad (IV.8)$$

Avec :

- ✓  $\Delta_K$  : déplacement relative au niveau «k» par rapport au niveau « k-1 ».
  - ✓  $h_K$  : La hauteur d'étage.
  - ✓  $V_K$  : L'effort tranchant d'étage au niveau K.
  - ✓  $P_K$  : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.
1. Si  $0.1 < \theta_k < 0,2$  : 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  $1/(1 - k)$ .
  2. Si  $\theta_k > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum W_i$$

avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de charge d'exploitation, donnée par le tableau 4 .5 en RPA 99 V 2003 on a  $\beta = 0,6$

L'effet de  $(P - \Delta)$  suivant l'axe X-X est représenté dans le Tableau III.6

Tableau IV.6 L'effet de  $(P - \Delta)$  suivant l'axe X-X

Niveau	$\Delta_K$ (cm)	$P_k$ (kN)	$h_k$ (cm)	$V_k$ (kN)	$\theta_k$	$\theta \leq 0,1$
RDC	0,426	-128417,06	290	2345,29	0,0804	vérifiée
Etage 1	0,471	-82519,69	290	2189,56	0,0612	vérifiée
Etage 2	0,423	-46754,68	290	1825,75	0,0373	vérifiée
Etage 3	0,321	-21059,09	290	1277,59	0,0182	vérifiée
Etage 4		-5432,93	290	513		

L'effet de  $(P - \Delta)$  suivant l'axe Y-Y est représenté dans le Tableau V.7

Tableau VI.7 L'effet de  $(P - \Delta)$  suivant l'axe Y-Y

Niveau	$\Delta_K$ (cm)	$P_k$ (kN)	$h_k$ (cm)	$V_k$ (kN)	$\theta_k$	$\theta \leq 0,1$
RDC	0,269	-128417,06	290	2236,63	0,0532	vérifiée
Etage 1	0,373	-82519,69	290	2102,86	0,0504	vérifiée
Etage 2	0,336	-46754,68	290	1763,33	0,0307	vérifiée
Etage 3	0,262	-21059,09	290	1242,58	0,0153	vérifiée
Etage 4		-5432,93	290	507,74		

## IV.7. Vérification au renversement de la structure

### IV.7.1. Vérification au renversement dans le sens X

La Figure IV.12 montre le schéma des efforts tranchants ainsi que ceux des forces sismiques.

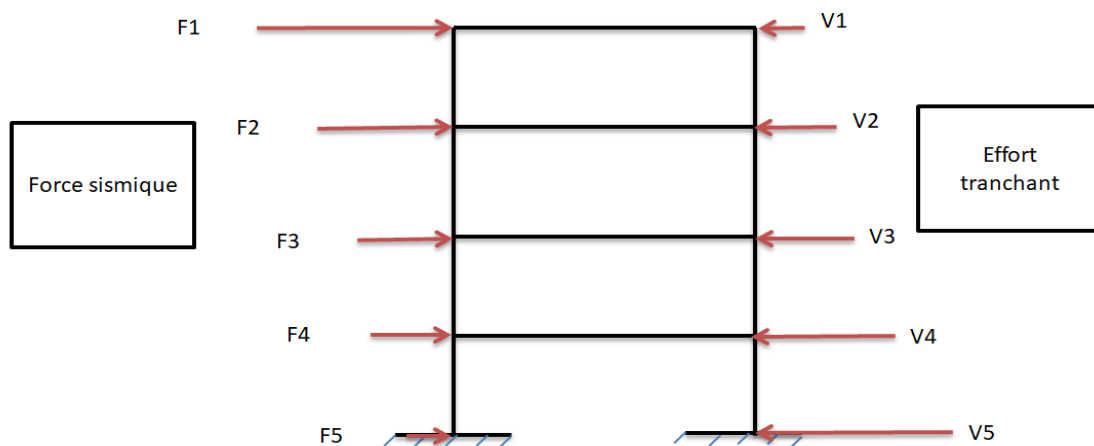


Figure IV.12. Schéma de L'effort tranchant et la force sismique

$$V_i = \sum_{i=1}^{i=5} F_i \quad (\text{IV. 9})$$

Le Calcul de la force sismique et du moment de renversement dans le sens X est représenté dans la Tableau IV.8

Tableau IV.8 calcul la force sismique et du moment de renversement dans le sens X

Etage	W <sub>totale</sub> (kN)	h(m)	V <sub>x</sub> (kN)	F(kN)	M <sub>r</sub> = ∑ h × F <sub>i</sub> (kN)
1	46828,57	2.9	557.78	557.78	23772.57
2		5.8	1318.64	760.86	
3		8.7	1825.92	507.28	
4		11.6	2168.1	342.18	
5		14.5	2326.9	158.9	

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5 \quad (\text{IV. 10})$$

M<sub>s</sub> : moment de stabilisant

M<sub>r</sub> : moment de renversement

W<sub>totale</sub> : Poids total de structure

$$M_s = \frac{w_{totale} \times l_x}{2} = 46828.57 \times \frac{43}{2} = 1006814.26 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{1006814.26}{23772.57} = 42.35 > 1.5 \quad \text{ok vérifier}$$

#### IV.7.2. Vérification au renversement dans le sens Y

Le Calcul de la force sismique et du moment de renversement dans le sens Y est représenté dans la Tableau IV.9

Tableau IV.9 calcul la force sismique et du moment de renversement dans le sens Y

Etage	W <sub>totale</sub> (kN)	h(m)	V <sub>Y</sub> (kN)	F (kN)	M <sub>r</sub> = ∑ h × F <sub>i</sub> (kN)
1	46828,57	2.9	518,64	518,64	16987.56
2		5.8	1286,99	768.35	
3		8.7	1836,08	549.08	
4		11.6	2197,50	361.65	
5		14.5	2338,95	141.72	

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

$$M_s = 46828.57 \times \frac{36}{2} = 1685828.52 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{1685828.52}{16987.56} = 99.23 > 1.5 \quad \text{ok vérifier}$$

### **IV.8. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons étudié le comportement de la structure vis-à-vis du séisme et selon le Règlement Algérienne Parasismique « RPA version 2003 » et selon la méthode d'analyse modale spectrale. Nous avons déterminé le type de contreventement qui vérifie les conditions de période, effort tranchant et déplacements de chaque niveau de notre parking.

# ***CHAPITRE V***

## ***Dimensionnement des Sections***

### V.1. Introduction

La phase de dimensionnement consiste à déterminer les dimensions finales des sections transversales des éléments structuraux de l'ouvrage, qui sont déjà prédéterminées. Dans notre cas, l'ossature de la structure est constituée d'un système de contreventement (poteau-poutre-contreventement). Ces éléments seront ensuite dimensionnés pour résister aux différents efforts et charges appliquées, en tenant compte à la fois des aspects techniques et économiques, selon la réglementation en vigueur. Le logiciel "Auto desk Robot Structural Analysis Professionnel" est utilisé pour modéliser les éléments de structure de l'ouvrage 3D, comme la montre la figure V.1 ci-dessous

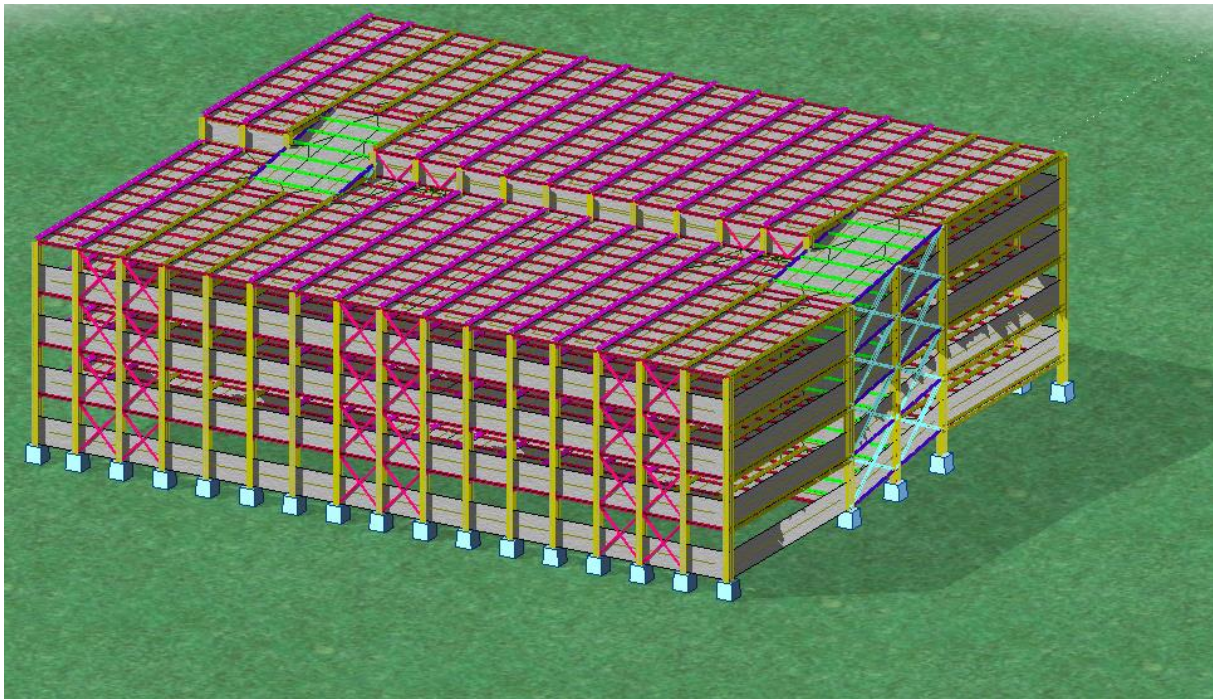


Figure V.1 Modèle 3D final de la structure

### V.2. Résultat de vérification des éléments structuraux

Les dimensions des éléments structuraux établis par le logiciel Robot sont résumées dans le tableau V.1 ci-dessous.

Tableau V.1. Dimensions des différents éléments structuraux données par Robot

Pièce	Profil	Matériau	Lav	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 poteau</b>						
2414	HEA 500	Steel	6.91	20.02	1.09	3 ELU
Poteau1_2414	HEA 550		6.31	20.29	0.80	
	HEA 600		5.81	20.55	0.59	
<b>Famille : 2 poutre principale</b>						
2456	HEA 450	Steel	95.14	246.86	1.29	3 ELU
Poutre1_2456	HEA 500		85.78	248.47	0.87	
	HEA 550		78.29	251.83	0.64	
<b>Famille : 3 poutre secondaire</b>						
406	HEA 400	Steel	77.21	177.13	1.13	3 ELU
Poutre1_406	HEA 450		68.71	178.29	0.72	
	HEA 500		61.95	179.45	0.48	
<b>Famille : 4 poutre de rampe</b>						
2688	HEA 180	Steel	67.83	111.77	1.49	3 ELU
	HEA 200		61.00	101.43	0.96	
	HEA 220		55.10	91.67	0.62	
<b>Famille : 5 solive de rampe</b>						
2664	IPE 220	Steel	59.25	217.93	1.38	3 ELU
Poutre1_2664	IPE 240		54.14	200.55	0.95	
	IPE 270		48.11	178.64	0.64	
<b>Famille : 6 poutre maitrise</b>						
2463	IPE 550	Steel	24.17	121.22	1.23	3 ELU
Poutre1_2463	IPE 600		22.22	115.88	0.99	
	IPE 750x137		17.84	99.27	0.77	
<b>Famille : 7 contreventement v</b>						
2929	DCED 90x9x16	Steel	112.88	71.51	1.06	22 G+Q-1,2EX
	DCED 100x10		101.71	74.50	0.95	
	DCED 100x10x8		101.71	69.73	0.87	
<b>Famille : 8 contreventement x</b>						
3219	DCED 120x12x2	Steel	54.24	34.64	1.36	21 G+Q+1,2EX
	DCED 150x15		43.35	31.74	0.85	
	DCED 150x15x1		43.35	30.05	0.78	
<b>Famille : 9 solive</b>						
2527	IPE 100	Steel	66.33	217.39	1.40	3 ELU
Poutre1_2527	IPE 120		55.05	186.56	0.91	
	IPE 140		47.04	163.29	0.63	

### V.3. Vérification des éléments structuraux

#### V.3.1. Dimensionnement des Poteaux

En général, les éléments porteurs verticaux de l'ossature du bâtiment sont en compression, Selon le système statique utilisé, il peut y avoir des flexions produites par des forces horizontales, de sorte que le poteau est conçu pour travailler à la flexion composée. Nous prenons pour Exemple de calcul pour une colonne de rez-de-chaussée avec profil HEA 550 d'une hauteur de 2,9 m. Selon Autodesk Robot Software, nous retirons la valeur de charge la plus ultime obtenue par La combinaison la plus défavorable qui est donnée par 1.35G+1.5Q :

- ✓  $N_{sd} = 2345.18 \text{ kN}$
- ✓  $M_y = 293.59 \text{ kN.m}$
- ✓  $M_z = 0.91 \text{ kN.m}$
- ✓  $V_{sd} = 178.58 \text{ kN}$

**V.3.1.1. Classe du profilé HEA 550**

✓ Classe de l'âme fléchie :

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

$$\frac{438}{12.5} = 35.04 \leq 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe 1}$$

✓ Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{150}{24} = 6.25 \leq 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

**V. 3.1.2. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant)**

On doit vérifier si l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligeable et ceci par la vérification de la formule suivante : (article k .4 et K .5) EUROCODE 3 [4]

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \tag{V.1}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \tag{V.2}$$

Avec

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f \tag{V.3}$$

$$A_v = 211.8 - 2 \times 300 \times 24 + (12.5 + 54) \times 24 = 8376 \text{ mm}^2$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 8376}{1.1} = 518.93 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 178.58 \text{ kN} < 0.5 \times V_{pl,rd} = 518.93 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ok vérifiée}$$

**V.3.1.3. Résistance d'une section transversale soumise à un moment fléchissant et un effort axial**

Section transversale de classe 1 : article 5.4.8.1

Il faut que :

$$M_{y,sd} \leq M_{N_y} = M_{Ply} \times \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] \tag{V.4}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,fy}}{\gamma_{m0}} = \frac{4622 \times 235}{1.1} = 987.42kN \quad (V.5)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = \frac{N_{sd}}{\frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}} \quad (V.6)$$

$$n = \frac{2345.18}{\frac{211.8 \times 235}{1.1}} = 0.518$$

$$a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} = \frac{(211.8 - 2 \times 300 \times 24)}{211.8} = 0.32 \quad (V.7)$$

$$M_{y,sd} = 293.59 \text{ kN.m} \leq M_{Ny} = 987.42 \times \left[ \frac{1 - 0.518}{1 - 0.5 \times 0.32} \right] = 566.591 \text{ kN.m}$$

ok vérifiée

### V.3.1.4. Résistance au flambement

D'après le paragraphe (5.5.4 CCM97)

$$N_{sd} < N_{pl,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad (V.8)$$

avec  $\beta_A = 1$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{540}{300} = 1.8 > 1.2 \\ t_f = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} y-y \\ z-z \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{array} \right.$$

Le Facture d'imperfection  $\alpha$  entre courbe de flambement est représentée dans le Tableau V.2

Tableau V.2 Facture d'imperfection  $\alpha$  entre courbe de flambement

courbe de flambement	a	b	c	d
Facture d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

D'après le paragraphe 5.5.49 CCM97 [10]

Plan (y-y) :

Axe (y-y) courbe (a)  $\alpha = 0,21$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 2900}{229.9} = 6,307$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{6,911}{93,9} = 0,067$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) courbe (b) b = 0,34

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 2900}{71,5} = 20,27$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{20,27}{93,9} = 0,215$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,215$$

$$X = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2})} \leq 1 \quad (V.9)$$

Avec :

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (V.10)$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,215 - 0,2) + 0,215^2] = 0,5256$$

$$X = \frac{1}{(0,5256 + \sqrt{0,5256^2 + 0,215^2})} = 0,917 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$N_{sd} = 2345,18 \text{ kN} < N_{pl,rd} = 0,917 \times 1 \times 21180 \times \frac{235}{1,1} = 4149,258 \text{ kN} \dots \dots \text{ok vérifiée}$$

**V.3.2. Dimensionnement des poutres principales**

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

Caractéristique du profilé HEA500

D'après les résultats obtenus par ROBOT 2016 : La combinaison la plus défavorable est 1.35G+1.5Q

$$M_{sd} = 449,7 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 235,09 \text{ kN}$$

**V. 3.2.1. Classe du profilé HEA500**

✓ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32,5 \leq 72\epsilon \quad \text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

L'âme est de classe 1.

✓ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{150}{23} = 6.52 \leq 10$$

La semelle est de classe 1. Donc la section est de classe 1

### V.3.2.2. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier que l'effet de l'effort tranchant et il n'y a pas d'interaction avec le moment résistant plastique est négligeable et ceci par la vérification selon la formule suivante : (article k .4 et K .5) EUROCODE 3 [4] :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

Avec

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

$$A_v = 19750 - 2 \times 300 \times 23 + (12 + 2 \times 27) \times 23 = 7468 \text{mm}^2$$

$$V_{sd} = 235,09 \text{kN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 0,5 \times \frac{0.58 \times 235 \times 7468}{1,1} = 462.67 \text{kN}$$

condition vérifiée

Pas d'interaction avec le moment résistant plastique.

### V.3.2.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier que :  $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,fy}}{\gamma_{m0}} = 3949 \times \frac{235}{1,1} = 843.65 \text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 449.7 \text{kN.m} < M_{pl,rd} = 843.65 \text{kN.m}$$

### V.3.3. Dimensionnement des solives

Les solives sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux la poutre principale et secondaire, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Caractéristique du profilé IPE120

Les sollicitations d'après ROBOT 2016 : La combinaison la plus défavorable est 1.35G+1.5Q

$$M_{sd} = 11.81 \text{kN.m}$$

$$V_{sd} = 14.35 \text{kN}$$

**V.3.3.1 Classe du profilé IPE120**

✓ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.22 \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

L'âme est de classe 1

✓ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{64}{6.3} = 5.07 \leq 1010$$

La semelle est de classe 1, donc section de classe 1.

**V.3.3.2. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant)**

On doit vérifier que l'effet de l'effort tranchant est négligeable et ceci par la vérification de la formule suivante : (article k .4 et K .5) EUROCODE 3 :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

Avec

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

$$A_v = 1320 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629.52 \text{mm}^2$$

$$V_{sd} = 14.35 \text{kN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 0,5 \times \frac{0.58 \times 235 \times 629.52}{1,1} = 39 \text{kN}$$

condition vérifiée

**V.3.3.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier que :  $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,fy}}{\gamma_{m0}} = 60.7 \times \frac{235}{1,1} = 12.967 \text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 11.81 \text{kN.m} < M_{pl,rd} = 12.967 \text{kN.m}$$

Condition vérifiée

V.4. Conclusion

Les dimensions des différents éléments structuraux de notre parking calculées manuellement et obtenues par le logiciel sont regroupées dans le tableau V.3 ci-dessous.

Tableau V.3 Résultat finaux de dimensionnement des sections

L'Élément barre	Calcule manuel (pré-dimensionnement)	Calcule logiciel
poteaux	HEA340	HEA550
poutres de rampe	HEA220	HEA200
poutres secondaires	HEA500	HEA450
poutres principales	HEA500	HEA500
solive de rampe	IPE240	IPE240
solive	IPE120	IPE120
Contreventement diagonale x	DCED120X12	DCED150X15
Contreventement diagonale Y	DCED150X16	DCED120X12
Poutre maitrise	IPE450	IPE600

Les poteaux sont pré-dimensionnés par le calcul manuel en les considérant sollicités en compression simple. Dans l'analyse globale de la structure, le logiciel prend en considération l'effet des charges horizontales qui provoquent des moments fléchissant dans les poteaux donc ils sont sollicités en flexion composée.

La Figure V.2 et V.3 représente Les sections finales des profile pris en compte dans ce travail.

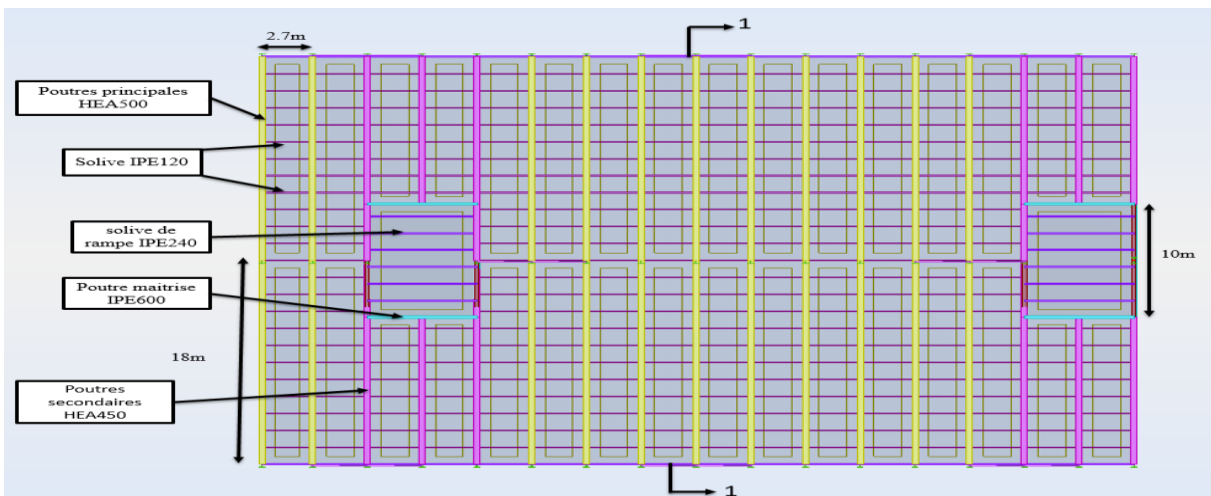


Figure V.2 Le résumé de résultat final

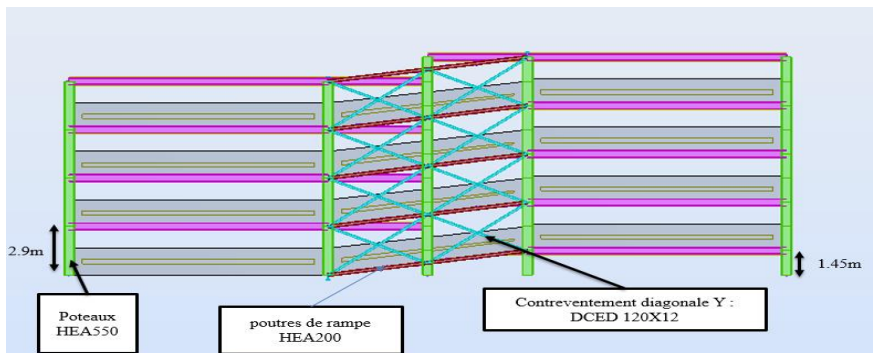


Figure V.3 Coupe 1-1 le résumé de résultat final

# ***CHAPITRE VI***

## ***Etude des Assemblages***

### VI.1. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations ( $N_{sd}$ ;  $M_{sd}$  et  $V_{sd}$ ) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions. Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments barres (poteaux et poutres) qui sont assemblées entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

### VI.2. Type des assemblages

En construction métallique. Il y a lieu de distinguer, trois grands types 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.
- c) Les assemblages semi-rigides

### VI.3. Calcul des assemblages [4]

#### VI.3.1. Assemblage poteau – poutre principale (HEA550-HEA500)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine sur les semelles et l'âme de la poutre. Elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés par boulonnage. Les figures VI.1 et VI.2 montrent les détails de l'assemblage Poteau-Poutre principal.

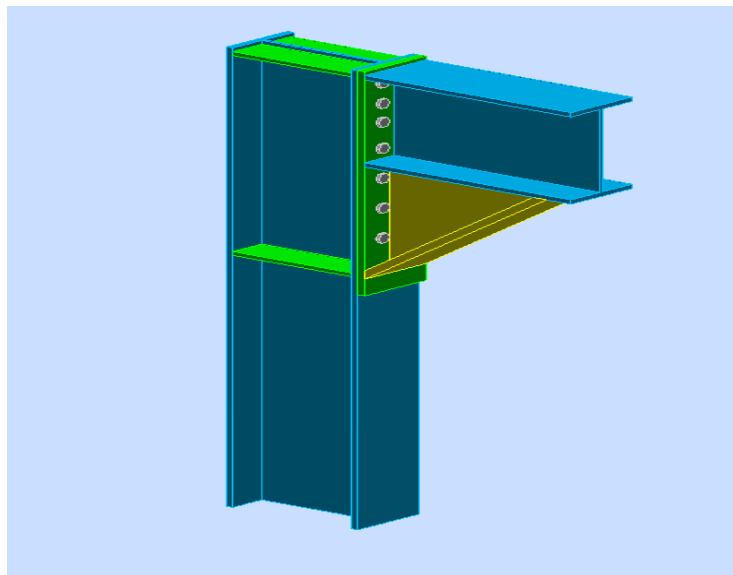


Figure VI .1 Assemblage poteau - poutre principale.

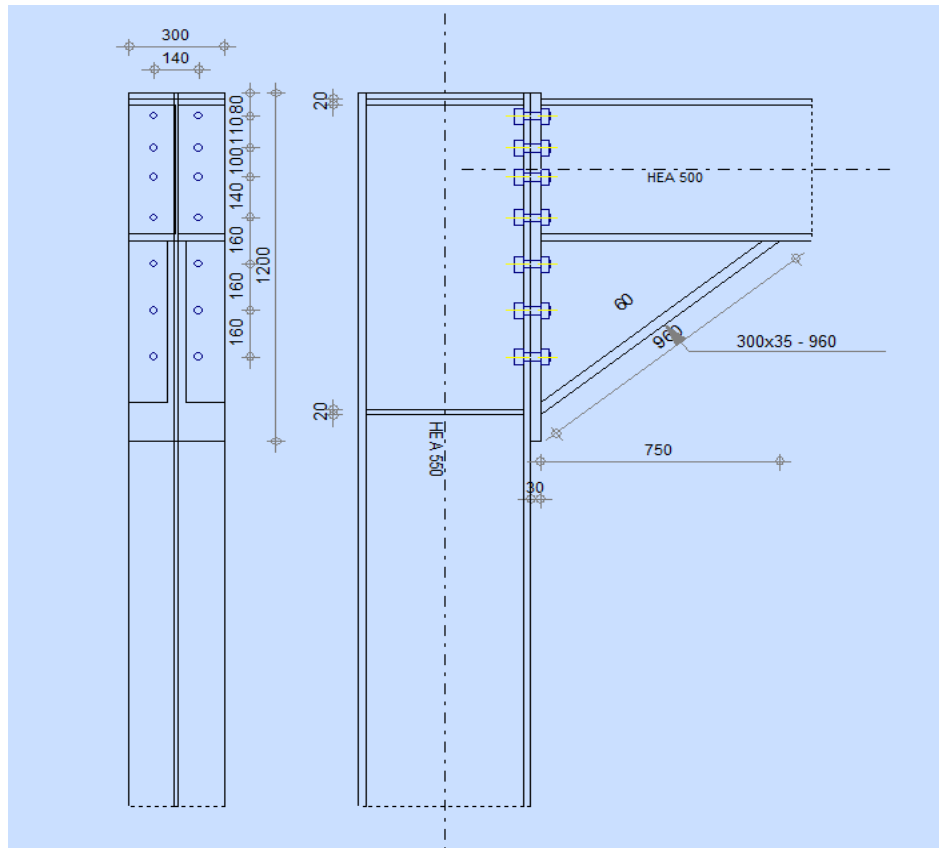


Figure VI .2 Détail d’assemblage poteau - poutre principale.

**VI.3.1.1. Les efforts sollicitants**

Les efforts sollicitant l’assemblage sous la combinaison 1,35G+1 ,5Q sont:

Les efforts sollicitant l’assemblage « poteau- poutre principale » obtenus par le logiciel robot sont résumés dans le tableau VI.1 suivant :

Tableau VI .1 Les efforts sollicitant de l’assemblage poteau- poutre principal

$M_{b1, Ed}$	730,61kN.m	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1, Ed}$	240,75kN	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1, Ed}$	133,35kN	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2, Ed}$	0	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2, Ed}$	0	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2, Ed}$	0	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1, Ed}$	-286,92kN.m	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1, Ed}$	123,04kN	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1, Ed}$	-2081,54kN	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2, Ed}$	0	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2, Ed}$	0,61kN	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2, Ed}$	-1825,63kN	Effort axial dans le poteau supérieur

**VI.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. L'effort normal est supposé repris par tous les cordons de soudure.

Epaisseur de la platine :  $e_p = 30\text{mm}$

Epaisseur de la semelle HEA550 :  $T_f = 24\text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA550 :  $t_w = 12.5\text{ mm}$

Hauteur totale de la platine :  $h = 1200\text{ mm}$

**VI.3.1.2.1. Cordon de soudure**

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Soudure de la platine sur la semelle de la poutre

$$3\text{ mm} \leq a_f \leq 0,5t_f$$

$$3\text{ mm} \leq a_f \leq 12$$

Soudure de la platine sur l'âme de la poutre

$$3\text{ mm} \leq a_w \leq 0,5t_w$$

$$3\text{ mm} \leq a_w \leq 6.25$$

On prend

$$a_f = 8\text{mm} \quad a_w = 5\text{mm}$$

**VI.3.1.3. Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \tag{VI.1}$$

Avec :  $\beta_w = 0,8$  ;  $\gamma_{mw} = 1,25$  " nuance d 'acier S235"

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 2 \times b + 4 \times (b - t_w) = 2 \times 300 + 4 \times (300 - 12.5) = 1750\text{mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 1750 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 3563.81\text{kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \tag{VI.2}$$

$$N_{sd} = \frac{730,61}{1320 - 24} = 563.74kN$$

$N_{sd} = 563.74kN < F_{w,Rd} = 3563.81kN$  condition vérifiée

**VI.3.1.4. Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$N_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \tag{VI.3}$$

Avec :  $\beta_w = 0,8$  ;  $\gamma_{mw} = 1,25$  " nuance d 'acier S235"

La longueur totale des cordons de soudure d'âme:

$$\sum l = 2 \times (h - 2 \times t_f) = 2 \times (1200 - 2 \times 24) = 2304mm$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 2304 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 2394.38kN$$

$V_{sd} = 240,75kN < F_{v,Rd} = 2394.38kN$  ... .. condition vérifiée

**VI.3.1.5. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé par 14 boulons HR de classe 8.8 de diamètre 27mm Les dimensions de la platine d'about sont 1320 mm par 300 mm avec une épaisseur de 30 mm L'épaisseur la plus mince pour la détermination les pinces est :

$$t = \min (t_f; t_{platine}) = (24, 30) = 24 \text{ mm}$$

**a) Distance entre axes des boulons**

La Figure VI.3 montre espacement entre les boulons

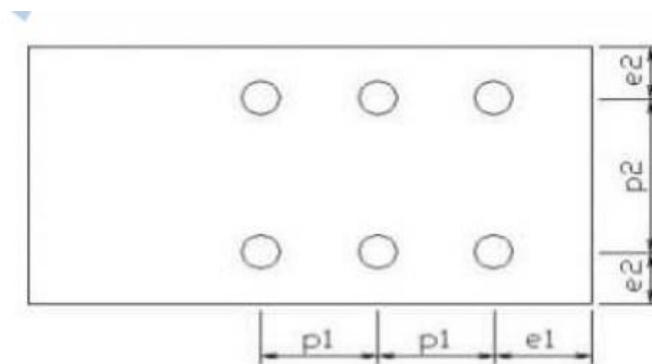


Figure VI .3 Symbole pour l'entraxe des fixations.

$$d_0 = \Phi + 2 = 27 \text{ mm}$$

✓  $1.2 d_0 = 32.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12 \times 24 = 288 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 85 \text{ mm}$

✓  $1.5 d_0 = 40.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12 \times 24 = 288 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 90 \text{ mm}$

✓  $2.2d_0 = 59.4mm \leq p_1 \leq 14 \times 24 = 336 mm \Rightarrow p_1 = 110mm$

✓  $3d_0 = 81mm \leq p_2 \leq 14t = 336mm \Rightarrow p_2 = 120mm$

**b) Calcul de la hauteur de la partie comprimée**

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{tw}} = 24 \times \sqrt{\frac{300}{12.5}} = 117.57mm$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que Tous les boulons travaillent à la traction

**VI.3.1.6. Vérification à la traction**

$$F_{t,rd} \geq F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_i}{2 \times \sum h_i^2} \tag{VI.4}$$

$F_{t, sd}$ : l' effort de traction de boulon plus sollicité

$h_i$  : la distance entre le boulon et l'axe de l'aile du jarret.

$h_1= 110 mm \quad h_2= 210 mm \quad h_3= 360 mm \quad h_4= 520 mm \quad h_5= 680 mm \quad h_6=840mm$

Les caractéristiques mécaniques des boulons sont représentées dans le Tableau VI.2

Tableau VI .2 Caractéristiques mécaniques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9	6.6
$f_{yb}$ (Mpa)	240	320	300	400	480	640	900	360
$f_{ub}$ (Mpa)	400	400	500	500	600	800	1000	600

Les caractéristiques mécaniques des boulons nécessaires sont :

$f_{yb}$  : limite d'élasticité

$f_{ub}$  : résistance à la traction

Les caractéristiques géométriques des boulons sont représentées dans le Tableau VI.3

Tableau VI .3 Caractéristiques géométriques des boulons

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		-	-

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_i}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{730,61 \times 0,84}{2 \times 2,720} = 112,81kN$$

$$F_{t,rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 459 \times 800}{1,25} = 264,384kN \quad (VI.5)$$

$F_{t,sd} = 112,81kN < F_{t,rd} = 264,384kN$  ..... condition vérifiée

**VI.3.1.7. Vérification au poinçonnement de la platine [5]**

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad (VI.6)$$

$t_p = 30mm$  Épaisseur de la pièce poinçonnée.

$d_m = 44,2 mm$  (voir tableau des caractéristique des boulons)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 44,2 \times 30 \times 360}{1,25} = 899,346kN$$

$F_{t,sd} = 112,81kN \leq B_{p,Rd} = 899,346kN$  ..... condition vérifiée

**VI.3.1.8. Vérification au glissement**

$$F_{v,sd} \leq n F_{v,Rd}$$

$n$ : le nombre de boulons  $n = 14$

$$F_{v,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{t,rd}}{\gamma_{ms}} \quad (VI.7)$$

Avec :  $K_s = 1,0$ : Les boulons utilisés pour des Trous normaux

$n = 1,0$ : une seul Plans de glissement

$\mu = 0,3$ : Classe de surface C

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 264,384}{1,1} = 72,104kN$$

$$F_{v,sd} = \frac{240,75}{14} = 17,19 < F_{v,Rd} = 72,104kN \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.1.9. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times F_u}{\gamma_{m2}} \quad (VI.8)$$

Avec:  $K_s = 2,5$  TABLEAU 6. 5. 3 CCM97 [2]

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} = 1.049 ; \left( \frac{P_1}{3d_0} - 0,25 \right) = 1.1 ; \frac{f_{ub}}{f_u} = 2.22 ; 1 \right) = 1 \quad (VI.9)$$

$t = 30+24=54 \text{ mm}$  Épaisseur platine + semelle poteau

$$F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times F_u}{\gamma_{m2}} = \frac{2.5 \times 1 \times 27 \times 54 \times 360}{1.25} = 1049.76kN$$

$$F_{v,sd} = \frac{240,75}{14} = 17.19kN < F_{b,Rd} = 1049.76kN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.3.1.10. Vérification à la résistance de l’âme du poteau dans la zone tendue [5]**

$$F_V \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad (VI.10)$$

Avec :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \times a_w + 5(t_{fc} + r) \quad (VI.11)$$

$$b_{eff} = 23 + 2 \times \sqrt{2} \times 5 + 5 \times (24 + 27) = 292.14mm$$

$F_{t,Rd}$  : résistance de l'ame du poteau a la traction

$$F_{t,Rd} = 13 \times 292.14 \times \frac{235}{1.1} = 811.35kN$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{730,61}{1.2 - 0.024} = 621.26kN < F_{t,Rd} = 811.35kN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.3.1.11. Vérification à la résistance de l’âme du poteau dans la zone comprimée [5]**

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{K_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{1 + 1,3(b_{eff}/h)^2}} \quad (VI.12)$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \times a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 23 + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5 \times (24 + 27) + 2 \times 30 = 352.14mm$$

Avec :

- ✓  $t_{fb}$ : Épaisseur semelle poutre.
- ✓  $t_{fc}$ : Épaisseur semelle poteau.
- ✓  $t_p$ : Épaisseur platine.
- ✓  $r$  : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- ✓  $a_p$ : Épaisseur de la gorge de la soudure.

$K_c$  : Interaction avec la contrainte de compression dans l’âme du poteau. Par simplification

$$K_c = 1.0$$

$$\sigma_{c.sd} \leq 0,7f_y \quad (VI.13)$$

$$\overline{\overline{\lambda}}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} \quad (VI.14)$$

$$\overline{\overline{\lambda}}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{352,14 \times 438 \times 235}{2,1 \times 10^4 \times 13^2}} = 3,195$$

$$d_{wc} = h_c - 2(f_{tc} + r) = 540 - 2 \times (24 + 27) = 438\text{mm} \quad (VI.15)$$

$$\rho = \frac{\overline{\overline{\lambda}}_p - 0,2}{\overline{\overline{\lambda}}_p^2} \quad (VI.16)$$

$$\rho = \frac{3,195 - 0,2}{3,195} = 0,937$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 352,14 \times 0,937 \times 13 \times 235}{1,1 \times \sqrt{1 + 1,3(352,14/540)^2}} = 735,373\text{kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd} \times \sum d_i}{\sum d_i^2} \quad (VI.17)$$

$$N_{sd} = \frac{730,61 \times 0,84}{2,72} = 225,629\text{kN} < F_{c,Rd} = 735,373\text{kN} \dots \text{condition vérifiée}$$

### VI.3.1.12. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_V \leq V_{Rd} = 0,9 \times f_y \times \frac{A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad (VI.18)$$

$V_{Rd}$ : la résistance au cisaillement plastique du panneau d'âme de poteau

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f \quad (VI.19)$$

$$A_v = 21180 - 2 \times 300 \times 24 + (12,5 + 2 \times 27) = 6846,5\text{mm}^2$$

$$V_{Rd} = 0,9 \times 235 \times \frac{6846,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 797,116\text{kN}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{730,61}{1,2 - 0,024} = 621,267\text{kN} < V_{Rd} = 797,116\text{kN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### VI.3.2. Assemblage poteau -poteau (HEA 450-HEA 450)

L'assemblage par éclissage se fait à l'aide de deux couvre joints intérieurs et extérieurs boulonnés qui assurent la liaison entre l'âme et semelles des deux poteaux au niveau d'extrémité. . Les figures VI.4 et VI.5 montrent les détails de l'assemblage Poteau- Poteau

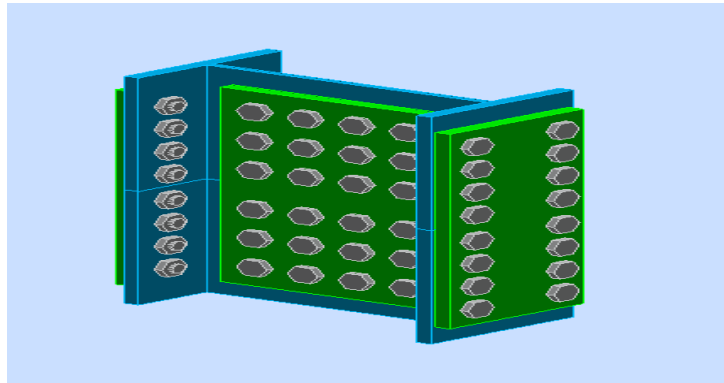


Figure VI .4 Assemblage poteau –poteau

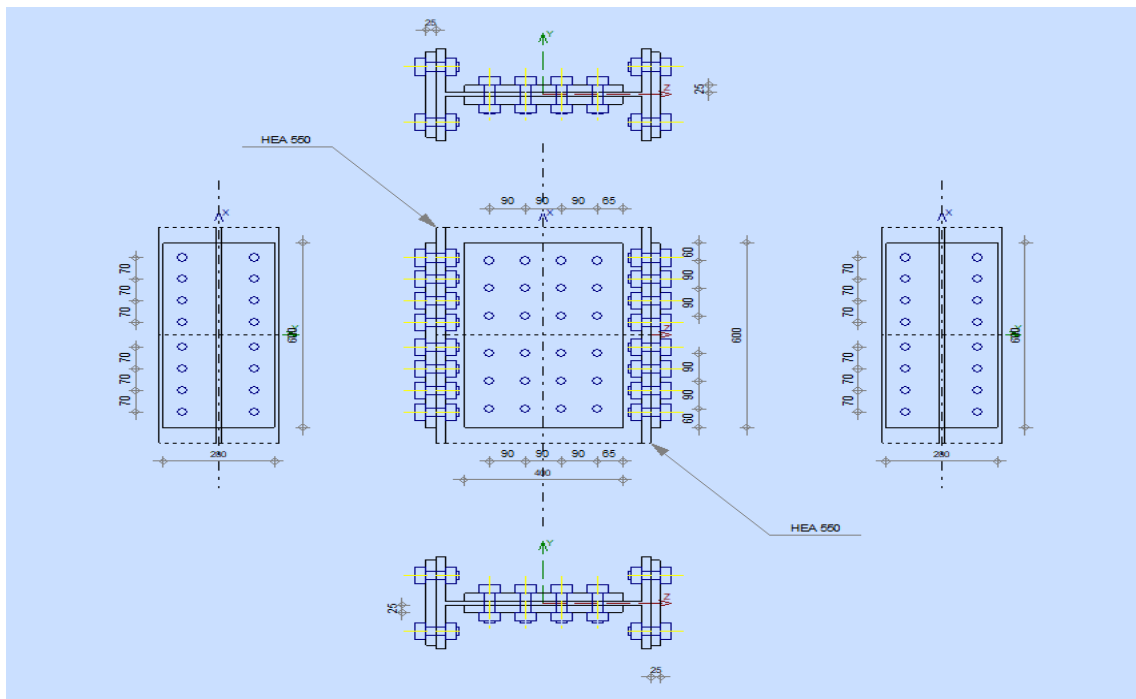


Figure VI .5 Détail d’assemblage poteau –poteau

**VI.3.2.1. Efforts sollicitants**

- ✓  $M_{sd} = 293,59 \text{ kN.m}$
- ✓  $N_{sd} = 2341,57 \text{ kN}$

**VI.3.2.2. Disposition constructif**

L’assemblage est réalisé par deux fils verticaux de huit boulons HR 8.8 M27 avec épaisseur de 25 mm de couvre joint extérieur et couvre joint intérieur

**VI.3.2.3. Dimensionnement des couvres joints de la semelle (extérieur)**

**VI.3.2.3.1 Distance entre axe des boulons**

- ✓  $1.2 d_0 = 34.8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 348 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 70 \text{ mm}$
- ✓  $1.5 d_0 = 43.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 348 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 70 \text{ mm}$
- ✓  $2.2d_0 = 59.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 406 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 90 \text{ mm}$
- ✓  $3d_0 = 81 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 406 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 200 \text{ mm}$

**VI.3.2.3.2. Calcul d'épaisseur de couvre joint**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2} \quad (VI. 20)$$

$$A \geq 1.1 \times \frac{2341,57}{2 \times 235} = 5480.27 \text{ mm}$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{5480.27}{300} = 18.26 \text{ mm}$$

on prend un épaisseur de 25 mm

**VI.3.2.3.3. Vérification de la section nette**

$$A_{nette} = (b - 2 \times d_0) \times t = 300 - 2 \times 30 = 240 \text{ mm}$$

$$N_{pl,Rd} = 0,9 A_{nette} \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \times 240 \times \frac{360}{1.25} = 62.208 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 62.208 \text{ kN} \geq \frac{N_{sd}}{2} = \frac{2341,57}{2} = 1170.78 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.2.3.4. Vérification au cisaillement des boulons (semelle)**

$$F_{v,sd} \leq n F_{v,rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.5 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 800 \times \frac{459}{1.25} = 1468.8 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{2341,57}{16} = 146.348 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 1468.8 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec : n est nombre de boulon

**VI.3.2.3.5. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :  $K_s = 2.5$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} = 0.77 ; \left( \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \right) = 0.75 ; \frac{f_{ub}}{f_u} = 2.22 ; 1 \right) = 0.77$$

$t = 49 \text{ mm}$  Épaisseur couvre joint + semelle poteau

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.77 \times 27 \times 49 \times 360}{1.25} = 733.47 \text{ kN} > F_{v,Sd} = 146.348 \text{ kN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.2.3.6. Vérification à la résistance de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum h_i^2}{h_i} = \frac{2 \times 257.04 \times 0.4459}{0.42} = 545.78 \text{ kN.m}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 459 = 257.04 \text{ kN}$$

$h_1 = 70 \text{ mm}$   $h_2 = 140 \text{ mm}$   $h_3 = 210 \text{ mm}$   $h_4 = 280 \text{ mm}$   $h_5 = 350 \text{ mm}$   $h_6 = 420 \text{ mm}$

$$M_{Rd} = 545.78 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 293.59 \text{ kN.m} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.2.4. Dimensionnement des couvre joints de l'âme (intérieur)**

**VI.3.2.4.1 Distance entre axe des boulons**

$d_0 = 30 \text{ mm}$

- ✓  $1.2 d_0 = 34.8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 348 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 65 \text{ mm}$
- ✓  $1.5 d_0 = 43.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 348 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$
- ✓  $2.2d_0 = 59.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 406 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 90 \text{ mm}$
- ✓  $3d_0 = 81 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 406 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 90 \text{ mm}$

**VI.3.2.4.2 Calcule d'épaisseur de couvre joint**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \gamma_{m0} \times \frac{N_{sd}}{2 \times f_y} = \frac{1.1 \times 2341,57}{2 \times 235} = 5480.27 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{5480.27}{300} = 18.267 \text{ mm}$$

on prend un épaisseur de 25 mm

**VI.3.2.4.3 Vérification de la section nette**

$$A_{nette} = (b - 2d_0) \times t = (300 - 2 \times 30) \times 25 = 6000 \text{ mm}$$

$$N_{pl,Rd} = 0,9 A_{nette} \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \times 6000 \times \frac{360}{1.25} = 1555.2 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 1555.2 \text{ kN} \geq \frac{N_{sd}}{2} = \frac{2341,57}{2} = 1170.78 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.2.4.4 Vérification au cisaillement des boulons (l'âme)**

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \tag{VI. 21}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times 800 \times 459}{1.25} = 146.88 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{24} = \frac{2341,57}{24} = 97.56 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 146.88 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.2.4.5 Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :  $K_s = 2.5$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} = 0.72 ; \left( \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \right) = 0.75 ; \frac{f_{ub}}{f_u} = 2.22 ; 1 \right) = 0.72$$

$t = mm$  Épaisseur couvre joint + L ' âme du poteau

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.72 \times 27 \times 38 \times 360}{1.25} = 531.878 \text{ kN} > F_{v,sd} = 97.56 \text{ kN}$$

condition vérifiée

**VI.3.3. Assemblage poutre principale-solive**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE120 avec l'âme de la poutre HEA500, avec deux files verticales de deux boulons chacune. Les figures VI.6 et VI.7 montrent les détails de l'assemblage poutre-solive

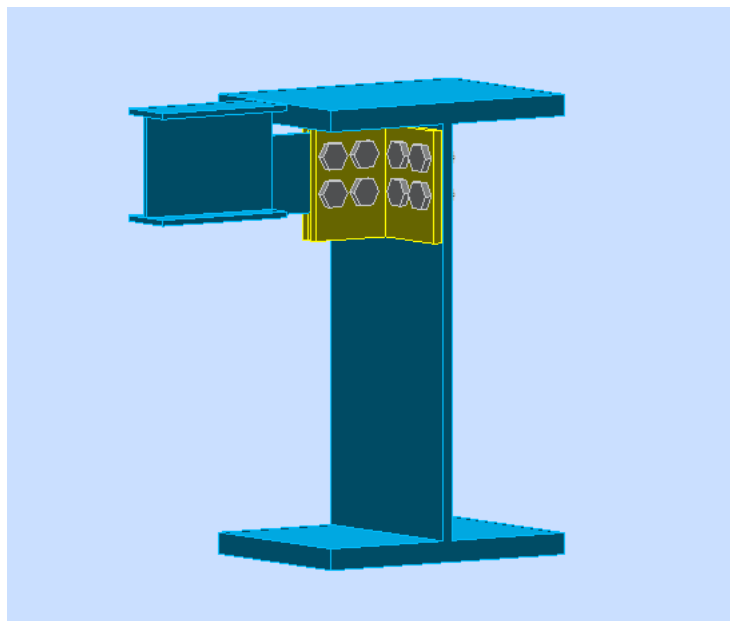


Figure VI .6 Assemblage poutre-solive (HEA500-IPE120)

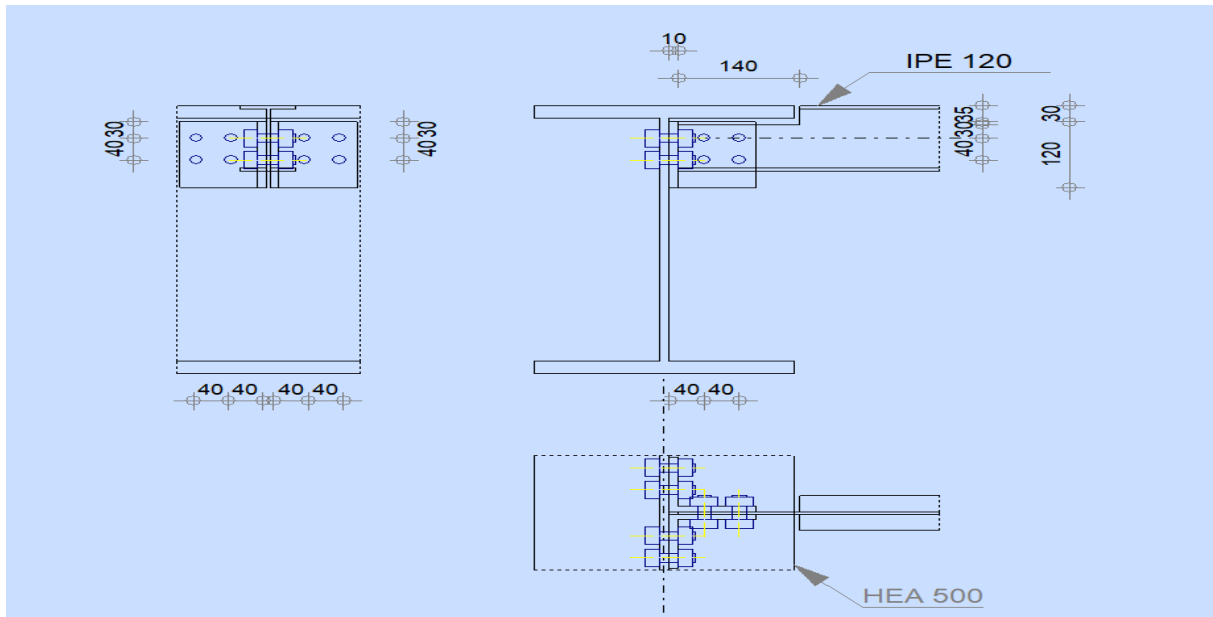


Figure VI.7 Détail d'assemblage poutre-solive (HEA500-IPE120)

**VI.3.3.1. Efforts sollicitants**

Les efforts sollicitant l'assemblage sont donnés par le logiciel Robot :

- ✓ Effort axial

$$N_{b, Ed} = -0.23 \text{ kN}$$

- ✓ Effort tranchant

$$V_{B, Ed} = 14.35 \text{ kN}$$

- ✓ Moment fléchissant

$$M_{b, Ed} = 0$$

L'assemblage est réalisé avec des boulons M16 HR de Classe 8.8

- On choisit une double Cornière de CAE 100x10

**VI.3.3.2. Disposition Constructive des pinces**

(Tableau 6.5.1 CCM97)

$$2,2d_0 = 39.6 < P_1 < 14t = 140 \Rightarrow P_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 = 21.6 < e_2 < 12t = 120 \Rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 = 21.6 < e_1 < 12t = 120 \Rightarrow e_1 = 30$$

**VI.3.3.3. Détermination de diamètre requis des boulons**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 157 \times 800}{1,25} = 50,24kN$$

$$A_s \geq \frac{\frac{F_{v,Rd}}{2} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times f_{ub}} = \frac{\frac{14,35}{2} \times 1,25}{0,5 \times 800} = 22,42mm^2$$

Donc on adopte des boulons M16HR de Classe 8. 8

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

**VI.3.3.4. Vérification au cisaillement des boulons**

$$F_{R,sd} < F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub} \times 2}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 157 \times 800 \times 2}{1,25} = 100,48kN$$

✓ Cisaillement par effort tranchant:

$$F_{v,Rd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{14,35}{2} = 7,175kN$$

✓ Cisaillement par moment :

$$F_{h,Rd} = \frac{V_{sd} \times e}{p_1} = \frac{14,35 \times 30}{40} = 10,76kN$$

✓ Cisaillement total:

$$F_{R,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,Rd}^2} \tag{VI.22}$$

$$F_{R,sd} = \sqrt{7,175^2 + 10,76^2} = 12,93kN < F_{v,Rd} = 100,48kN \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.3.5. Vérification de la Pression diamétrale**

(tableau6.5.3 CCM97)

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} = 0,625 ; \left( \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \right) = 0,58 ; \frac{f_{ub}}{f_u} = 2,22 ; 1 \right) = 0,58$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,58 \times 16 \times 10 \times 360}{1,25} = 66,816kN$$

$$V^*_{sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 7,175kN$$

$$F_{v,sd} = 7,175kN \leq F_{b,Rd} = 66,816kN \text{ Condition vérifiée}$$

**VI.3.4. Assemblage des contreventements (DCED120X12)**

Les boulons sont sollicités en cisaillement seulement. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum. Les figures VI.8 et VI.9 montrent les détails de l'assemblage diagonal DCED120X12 cornières avec gousset.

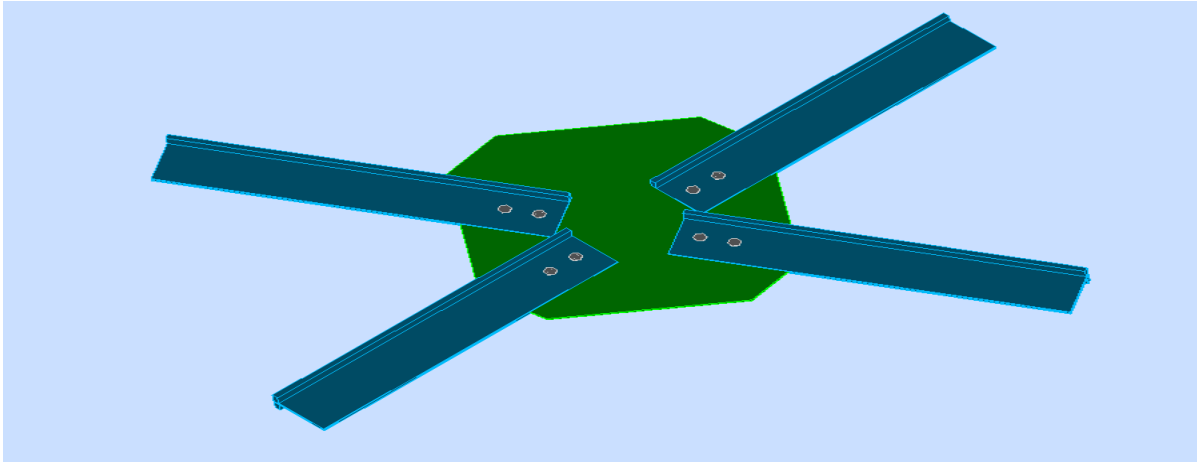


Figure VI .8 Assemblage des diagonales DCED120X12 cornières avec gousset

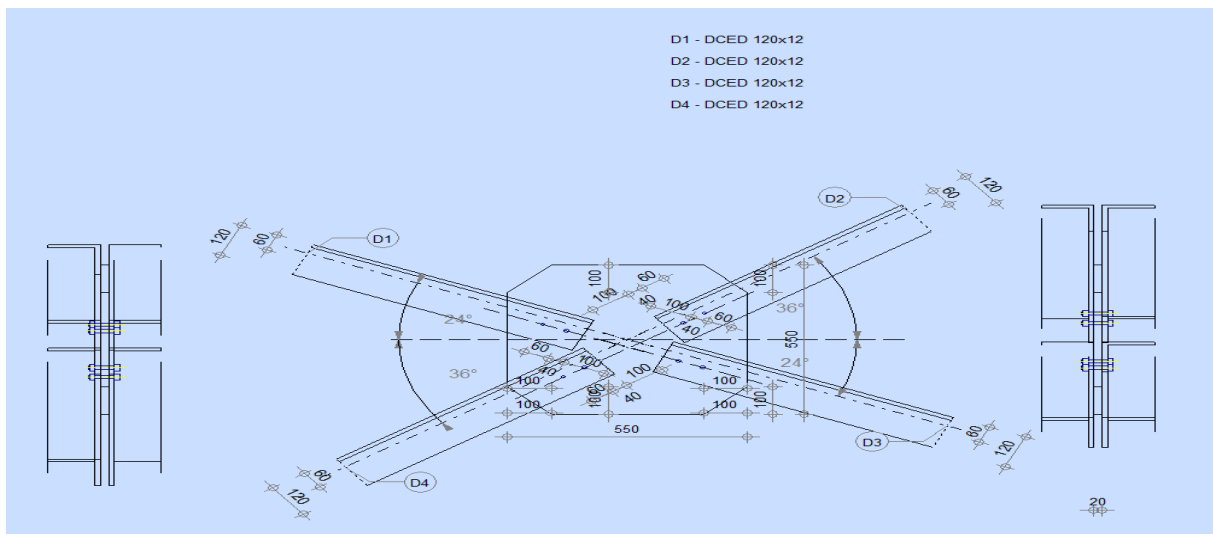


Figure VI .9 Détail d'assemblage des diagonales DCED120X12 cornières avec gousset

**VI.3.4.1. Efforts sollicitants**

L'effort sollicitant sur l'assemblage est donnée par le logiciel Robot :  $N_{sd} = 49,62kN$

**VI.3.4.2. Détermination de diamètre requis des boulons**

L'effort de cisaillement repris par un boulon est : (Tableau 6.5.3-CCM97)

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{49.62}{2} = 24.81kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

$m = 2$  : Nombre des plans de cisaillement

$$A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{m2}}{0,6 \times f_{ub} \times m} = \frac{24.81 \times 1.25}{0.6 \times 400 \times 2} = 64.60 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons 2 M12 HR de classe 4.  $8 A_s = 84.3 \text{ mm}^2$

**VI.3.4.3. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé par 2 boulons de classe 4.8 de diamètre  $\phi 12 \text{ mm}$

**VI.3.4.4. Les dimensions des goussets**

Gousset central :  $550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$  ;  $t = 20 \text{ mm}$

**VI.3.4.5. Distance entre axe des boulons**

Tableau 6.5.1-CCM97

- ✓  $1.2d_0 = 15.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 240 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$
- ✓  $1.5d_0 = 19.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 240 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$
- ✓  $2.2d_0 = 28.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 280 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$

**VI.3.4.6. Vérification au cisaillement des boulons**

Tableau 6.5.3-CCM97

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times \beta_{LF} \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$\beta_{LF} = 1.0$  : Assemblages courants

$\alpha_v = 0.6$

$m = 2$  : Nombre des plans de cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 1 \times 84.3 \times 400 \times 2}{1.25} = 32.37 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{2} = 24.81 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 32.37 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.4.7. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} = 1.02 ; \left( \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \right) = 1.538 ; \frac{f_{ub}}{f_u} = 1.11 ; 1 \right) = 1$$

$t = 20+12+12=44mm$  : Somme des épaisseurs

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 12 \times 44 \times 360}{1,25} = 380.16 \text{ kN} > F_{v,sd} = 24.81 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

#### VI.3.4.8. Vérification à la résistance

On considère que le chargement est centre sur la cassure

$$N_{max} \leq V_{eff,Rd} = \frac{A_{nt} \times f_y}{\gamma_{m2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m2}} \quad (VI.23)$$

Avec :

$A_{nt} = 6,42 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 9,66 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone de la section en traction

$$V_{eff,Rd} = \frac{6.42 \times 235}{1.25} + \frac{235 \times 9.66}{\sqrt{3} \times 1.25} = 225.547 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{2} = 24.81 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Il n y à pas un risque de rupture par cisaillement

#### VI.4. Pied de poteau : HEA550

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 encasté.

1. Platine :
  - ✓ Dimensions en plan A et B
  - ✓ Epaisseur  $e_p$
2. Boulons d'ancrage :
  - ✓ Diamètre et nombre des boulons  $\Phi$
  - ✓ Longueur d'ancrage L

Valeur maximaux de F et M établis par logiciel Robot dans la Figure VI .10

	FX [kN]	MY [kNm]
Type (couleur) de ligne		
Echelle : (cm) =	1.0	2.00
MAX	2344,48	-34,62
Barre	122	122
Point	x = 0.0000	x = 0.0000
Cas de charge	3	3

Figure VI .10 Valeur maximaux de F et M

**VI.4.1. Dimensionnement en plan de platine A et B**

$$\sigma_b = \frac{N_{CL}^{max}}{A \times B} \leq \sigma'_{bc} \tag{VI.24}$$

$\sigma'_{bc}$  Contrainte de compression dans le massif (béton)

$$\sigma'_{bc} = 15MPa$$

On choisit A=80cm et B=80cm

$$\sigma_b = \frac{2344.48 \times 1000}{800 \times 800} = 3.66MPa \ll \sigma'_{bc} = 15MPa$$

Pas d'écrasement du béton

**VI.4.2. Vérification des contraintes de traction dans les goujons**

On doit vérifier les contraintes dans les goujons à partir des dimensions que nous avons choisies.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{34.62}{2344.48} = 14.76mm$$

Le dimensionnement du pied de poteau HEA550 est représenté dans la Figure VI .11

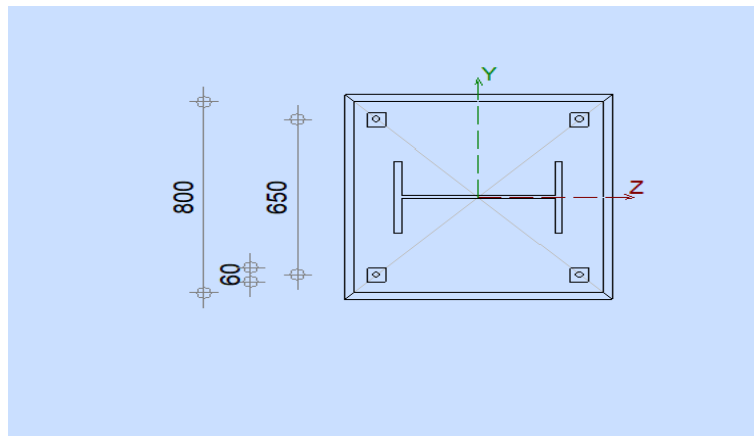


Figure VI .11 dimensionnement du pied de poteau HEA550

$$L = e + \frac{650}{2} = 339.76mm$$

$$h = 800 - 75 = 725mm$$

$$b = 800mm$$

On choisit  $\Phi 18$

$$A = 1.92 \times 2 = 3.84cm^2$$

On calcule l'équation suivant :

$$h'^3 + 3(l - h) \times h'^2 + 90 \times A \times \frac{l}{b} \times h' - 90 \times A \times \frac{l}{b} \times h = 0 \quad (VI.25)$$

$$h'^3 - 1155.72 \times h'^2 + 90 \times 384 \times \frac{339.72}{800} \times h' - 90 \times 384 \times \frac{339.72}{800} \times 725 = 0$$

$$h' = 115.1cm$$

On vérifier :

$$\sigma_b = \frac{2 \times N \times l}{b \times h' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq \sigma'_b \quad (VI.26)$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 2344.48 \times 339.72}{800 \times 1151 \times \left( 725 - \frac{1151}{3} \right)} = 5.068MPa \leq \sigma'_b = 15MPa$$

Condition vérifiée

$$\sigma_a = \frac{N \times \left( l - h + \frac{h'}{3} \right)}{A} \quad (VI.27)$$

$$\sigma_a = \frac{2344.48 \times \left( 339.72 - 725 + \frac{1151}{3} \right)}{384} = -288.57kg/cm^2 \leq \sigma_e = 2400 kg/cm^2$$

Condition vérifiée

On prend  $\Phi=18$

### VI.4.3. Vérification de l'épaisseur de la platine

A partir de la formule  $\frac{M}{W_x} = \sigma_e$  on vérifier

Le schéma de charge appliqué de platine est représenté dans la Figure VI .12

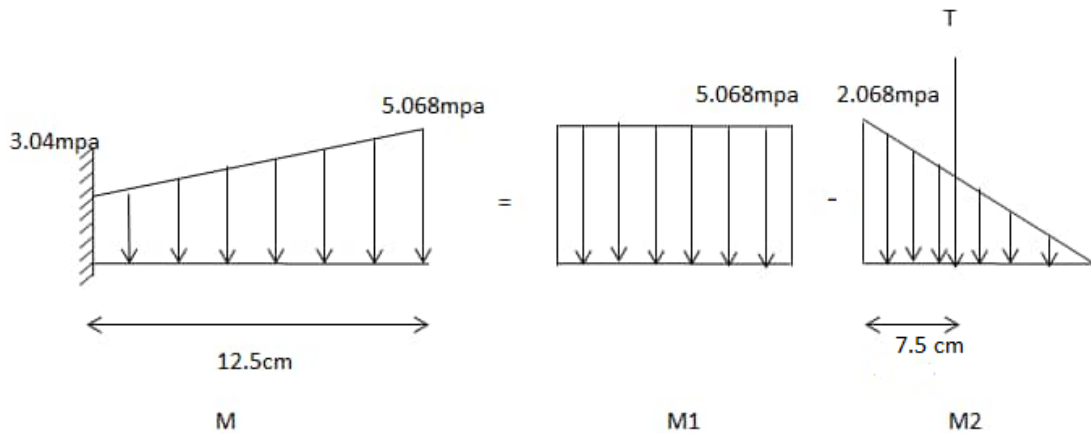


Figure VI .12 Schéma de charge appliqué de platine

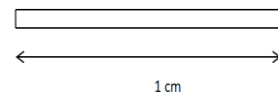
$$M_1 = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{5.068 \times 125^2}{2} = 395.9 \text{ kg.cm}$$

$$M_2 = \frac{q_2 \times l^2}{6} = \frac{2.028 \times 125^2}{6} = 52.8125 \text{ kg.cm}$$

a)

$$\frac{M_1}{W_x} = \frac{395.9}{\frac{e_p^2}{6}} \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_p = 0.989 \text{ cm}$$



b) Le schéma de l'effort de traction de boulon représenté dans la Figure VI .13

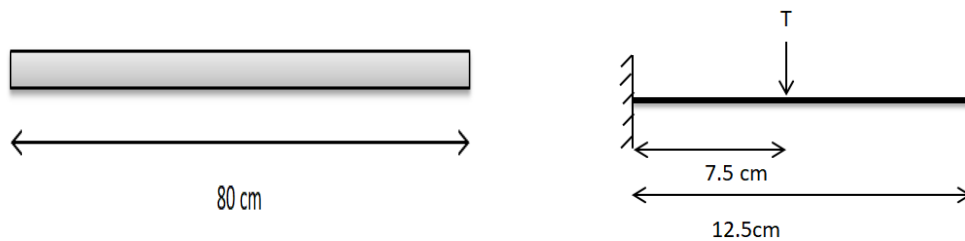


Figure VI .13 schéma d'effort de traction de boulon

$$T = A \times \sigma_a \tag{VI.28}$$

$$\frac{M_2}{W_x} = \frac{384 \times 288.57 \times 7.5}{80 \times \frac{e_p^2}{6}} \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_p = 2.08 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 3 \text{ cm}$

#### **VI.4.4. Synthèse des pieds de poteaux**

Pour les bases des poteaux de HEA550 on a

- ✓ Platine de dimension (80x80x 3) cm
- ✓ Nombre des boulons  $n=4$  et  $\Phi=18$  de classe 8.8

#### **VI.5. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons réalisé un étude de montage de tous les éléments de la structure, selon les préconisations de la réglementation CCM97 et Eurocode3. Le dimensionnement des composants comprend la vérification de la résistance des différents éléments dans leurs zones de connexion, ainsi que des boulons, des soudures, des plaques, des raidisseurs et des ancrages.

# ***CHAPITRE VII***

## ***Etude Des Fondations***

### VII.1. Introduction

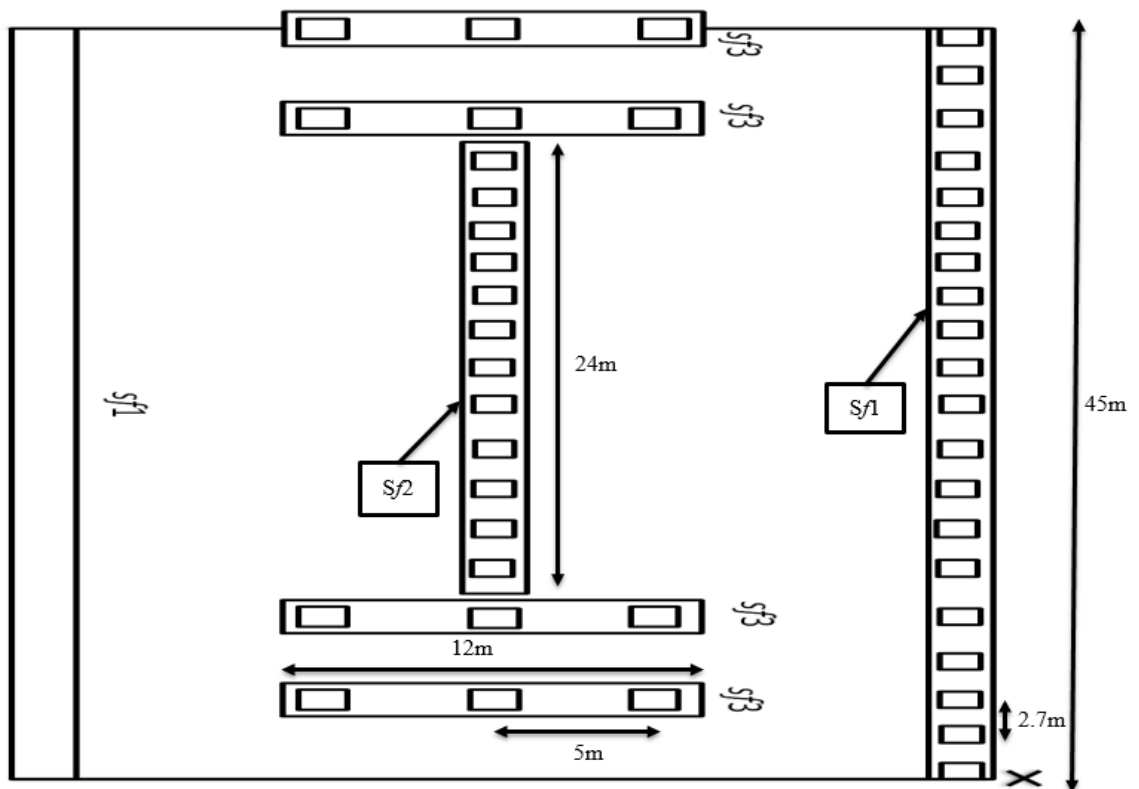
L'infrastructure représenté l'ensemble des fondations et les éléments en dessous du niveau de base de la construction. Elle doit constituer un ensemble rigide et doit remplir les fondations suivantes

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain
- ✓ Limiter les tassements différentiels, ou les déplacements horizontaux relatifs des fondations

Que pourraient réduire la résistance ou la rigidité du système structural

- ✓ On dispose des semelles filantes
- ✓ Les semelles sont poses sur un béton 25 MPa
- ✓ On prévoit des longrines entre les semelles
- ✓ La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$

La FigureVII.1 montre le plan de fondation (semelle filante)



FigureVII.1. Plan de fondation

#### Méthode de calcul :

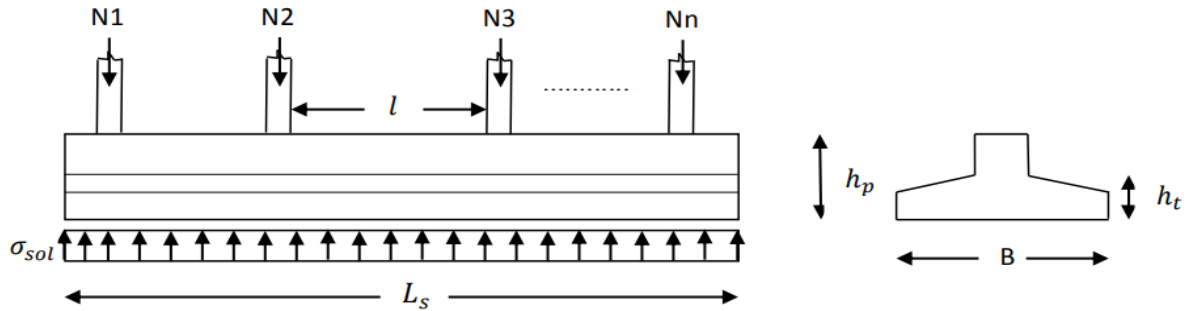
Méthode de calcul des semelles filantes sera faite conformément au règlement BAEL91mod99

La méthode des bielles est la base de not calcul de ferrillage

**VII.2. Etude de la semelle S<sub>f1</sub> [11]**

**VII.2.1. Dimensionnement de la semelle filante**

Les efforts utilisés dans le calcul des fondations sont tirés directement à partir des résultats du logiciel Robot. Les caractéristiques géométriques de la semelle filante sous poteaux est représenté dans la FigureVII.2



FigureVII.2. Caractéristiques géométriques de la semelle filante sous poteaux

L’effort normal N établi par logiciel Robot est représenté dans le Tableau VII.1

Tableau VII.1. L’effort normal N du logiciel Robot

N1	1365.88kN
N2	1145.64kN
N3	1052.48kN
N4	1215.05kN
N5	1318.54kN
N6	1319.7kN
N7	1319.01kN
N8	1306.36kN
N9	1258.23kN
N10	1365.88kN
N11	1319.8kN
N12	1316.32kN
N13	960.15kN
N14	1093.01kN
N15	1041.26kN
N16	1234.49kN
N17	679.23kN

$$\sum N = 21363.08kN$$

**VII.2.1.1. Détermination de la largeur de la semelle filante**

$$\sigma_{sol} = 2.5bars ; \quad L = 45m$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \quad (VII. 1)$$

$$S = B \times L$$

B : largeur de la semelle

L : longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{\sum N}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{21363.08 \times 10^3}{45 \times 1000 \times 0.25} = 1.87m \quad (VII. 2)$$

On prend B=2m

**La hauteur « h<sub>t</sub> »**

La hauteur de la semelle est : h<sub>t</sub> > d + 5cm

$$b = 80cm$$

b – largeur du poteau

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{200 - 80}{4} = 30cm$$

$$h_t = 40 cm$$

**VII.2.2. Calcul de Ferrailage de Semelle S<sub>f1</sub> [11]**

✓ Ferrailage des semelles filantes (méthode des bielles pour 1ml)

On applique la méthode des bielles à l'ELU

f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2,1MPa ; σ<sub>bc</sub>=15MPa ; f<sub>e</sub>=400MPa ; d=0,9h

**VII.2.2.1. Calcul des Armatures principales**

$$A_s = P_u \times \frac{(B - b)}{8 \times (h_t - 0.05) \times \sigma_{st}} \quad (VII. 3)$$

$$P_u = P_{u1} + P_{u2}$$

$$P_{u1} = \frac{\sum N}{L} = \frac{21363.08}{45} = 474.735 kN/ml$$

P<sub>u2</sub> : Poids de la semelle

Poids des semelles : P<sub>u2</sub>=0.5 x 2x25+0.3 x0.7 x25 = 30.25KN/ml

$$P_U = 474.735 + 30.25 = 504.985kN/ml$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times f_e \\ \max(0.5 \times f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}) \end{array} \right. \quad (VII.4)$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA} > 6\text{mm}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} 266.67\text{MPa} \\ \max(200 ; 201.6)\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = 201.63\text{MPa}$$

$$A_s = 504.985 \times \frac{(2000 - 300)}{8 \times (500 - 50) \times 201.63} = 11,82\text{cm}^2/\text{ml}$$

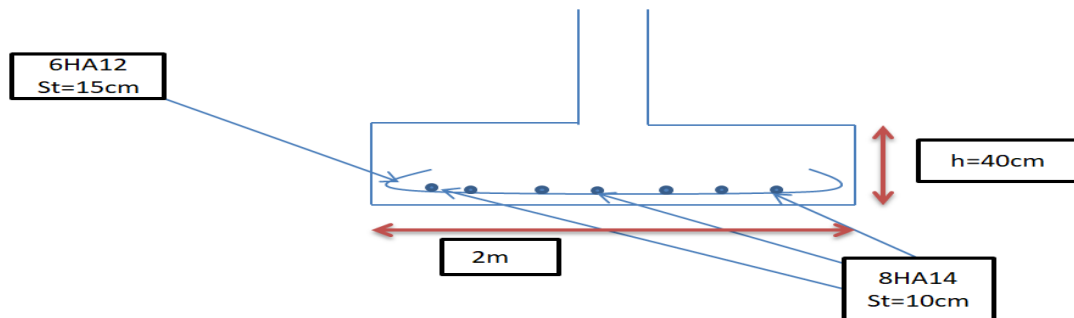
On choisit des armatures 8HA14=12.09 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement S<sub>t</sub>=10cm

**VII.2.2.2. Calcul des armatures de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{11.82 \times 2}{4} = 5.91\text{cm}^2/\text{ml} \quad (VII.5)$$

On choisit 6HA12 =6.78cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement S<sub>t</sub>=15cm

Le Ferrailage de semelle filante Sf1 est représenté dans la FigureVII.3



FigureVII.3.ferrailage de semelle filante Sf1

**VII.3. Etude de la semelle Sf2 [11]**

**VII.3.1. Dimensionnement la semelle filante**

Les efforts utilisés dans le calcul des fondations sont tirés directement à partir des résultats du logiciel Robot

L'effort normal N établi par logiciel Robot est représenté dans le Tableau VII.2

Tableau VII.2. L'effort normal N logiciel robot

N1	1918kN
N2	2230.19kN
N3	2344.65kN
N4	2345.18kN
N5	2344.45kN
N6	2344.2kN
N7	2344.02kN
N8	2200.68kN
N9	1914.68kN

$$\sum N = 19986.05 \text{ kN}$$

**VII.3.1.1. Détermination de la largeur de la semelle filante**

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars} ; \quad L = 24 \text{ m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$$

$$S = B \times L$$

B : largeur de la semelle

L : longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{\sum N}{L \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{19986.05 \times 10^3}{24 \times 1000 \times 0.25} = 3.34 \text{ m}$$

On prend B=3.5m

**La hauteur « h<sub>t</sub> »**

La hauteur de la semelle est :  $h_t > d + 5 \text{ cm}$

$$b = 80 \text{ cm}$$

b – largeur du poteau

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{350 - 80}{4} = 67.5 \text{ cm}$$

$$h_t = 75 \text{ cm}$$

**VII.3.2. Calcul de Ferrailage de Semelle S<sub>r2</sub>**

✓ Ferrailage des semelles filantes (méthode des bielles pour 1 ml)

On applique la méthode des bielles à l'ELU

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $d=0,9h$

**VII.3.2.1. Calcul des Armatures principales**

$$A_s = P_U \times \frac{(B - b)}{8 \times (h_t - 0.05) \times \sigma_{st}}$$

$$P_U = P_{U1} + P_{U2}$$

$$P_{U1} = \frac{\sum N}{L} = \frac{19986.05}{24} = 832.75\text{kN/ml}$$

$P_{U2}$  : Poids des semelles

Poids des semelles :  $0.5 \times 3.5 \times 25 + 0.3 \times 0.5 \times 25 = 42.25\text{KN/ml}$

$$P_U = 832.75 + 42.25 = 875 \text{ kN/ml}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times f_e \\ \max(0.5 \times f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}) \end{array} \right.$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA} > 6\text{mm}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} 266.67\text{MPa} \\ \max(200 ; 201.6)\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = 875 \times \frac{(3500 - 300)}{8 \times (750 - 50) \times 201.6} = 24.8\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $8\text{HA}20=25.13\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St=10\text{cm}$

**VII.3.2.2. Calcul des armatures de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{24.8 \times 3.5}{4} = 21.7\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit  $7\text{HA}20 = 21.99\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St=12\text{cm}$

Le Ferrailage de semelle filante  $S_{f2}$  est représenté dans la Figure VII.4

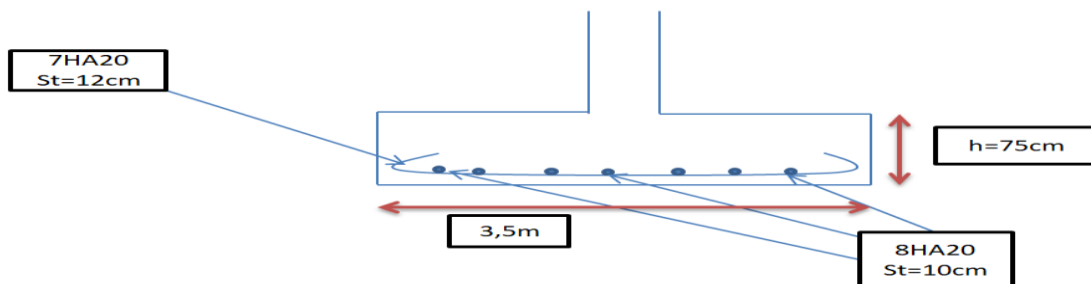


Figure VII.4. ferrailage de semelle filante  $S_{f2}$

## VII.4. Etude de la semelle S<sub>f3</sub>

### VII.4.1. Dimensionnement la semelle filante

Les efforts utilisés dans le calcul des fondations sont tirés directement a partir des résultats du logiciel Robot.

L'effort normal N établi par logiciel Robot est représenté dans le Tableau VII.3

Tableau VII.3. L'effort normal N logiciel robot

N1	1457.95 kN
N2	1659.17kN
N3	1796.23kN

$$\sum N = 4913.35kN$$

#### VII.4.1.1. Déterminent de la largeur de la semelle

$$\sigma_{sol} = 2.5bars ; \quad L = 12m$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

$$S = B \times L$$

B : largeur de la semelle

L : longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{\sum N}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{4913.35 \times 10^3}{12 \times 1000 \times 0.25} = 1.637m$$

On prend B=1.8m

#### La hauteur « h<sub>t</sub> »

La hauteur de la semelle est :  $h_t > d + 5cm$

$$b = 80cm$$

b – largeur du poteau

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{180 - 80}{4} = 25cm$$

$$h_t = 35cm$$

**VII.4.2. Calcul de Ferrailage de Semelle S<sub>f3</sub>**

✓ Ferrailage des semelles filantes (méthode des bielles pour **1ml**)

On applique la méthode des bielles à l'ELU

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $d=0,9h$

**VII.4.2.1. Calcul des Armatures principales**

$$A_s = P_u \times \frac{(B - b)}{8 \times (h_t - 0.05) \times \sigma_{st}}$$

$$P_u = P_{u1} + P_{u2}$$

$$P_{u1} = \frac{\sum N}{L} = \frac{4913.35}{12} = 409.44 \text{ kN/ml}$$

$P_{u2}$  : Poids des semelles

Poids des semelles :  $0.35 \times 1.8 \times 25 + 0.3 \times 0.65 \times 25 = 20.725 \text{ kN/ml}$

$$P_u = 409.44 + 20.725 = 430.06 \text{ kN/ml}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times f_e \\ \max(0.5 \times f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}) \end{array} \right.$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA} > 6\text{mm}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} 266.67 \text{ MPa} \\ \max(200 ; 201.6) \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = 430.065 \times \frac{(1800 - 350)}{8 \times (350 - 50) \times 201.6} = 12.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

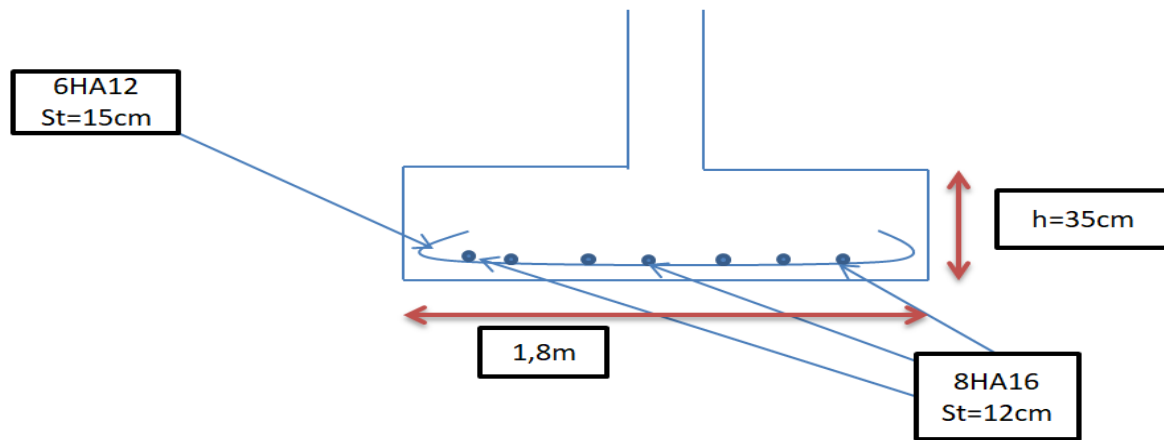
On choisit 8HA16=14.07cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement St=12cm

**VII.4.2.2. Calcul des armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{12.88 \times 1.8}{4} = 5.796 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 6HA12 =6.78cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement St=15cm

Le Ferrailage de semelle filante  $S_{f3}$  est représenté dans la Figure VII.5



FigureVII.5. ferrailage de semelle filante  $S_{f3}$

### VII.5. Conclusion

L'étude de la structure sous-jacente d'un ouvrage est une étape très importante dans les calculs de structure. La fondation assure la stabilité du bâtiment, ainsi que le transfert et la répartition des charges de la superstructure au sol. Dans ce projet des fondations à semelle filante sont choisis. Ce choix est plus protégé et réalisable.

# **Conclusion Générale**

À travers ce mémoire de fin d'études, nous eut l'occasion d'exploiter l'ensemble des connaissances acquises à travers nos parcours universitaire. Le projet étant principalement issu du domaine de la structure métallique, en tant que futurs ingénieurs civils, nous devons considérer les aspects économiques et de résistance.

La première partie du projet a permis une meilleure compréhension du site (types de sols, zones sismiques, etc.). La conception architecturale du bâtiment vise à assurer le confort et la sécurité des usagers.

Après une évaluation des charges statiques (charges permanentes, d'exploitation et climatiques) selon les réglementations en vigueur (RNVv99, DTR BC2), nous sommes en mesure de pré-dimensionner les éléments constructifs de bâtiments adaptés.

Afin d'avoir une structure proche de la réalité, nous avons utilisé un logiciel robot analyse de structure, puis nous avons vérifié les pièces avec les réglementations appropriées (CCM97, EUROCODE03 et 4, BAEL91mod 99). On peut conclure que les éléments de notre structure satisfassent au critère de résistance et de rigidité.

La vérification détaillée de tous les composants d'assemblages a été effectuée. Les contraintes supplémentaires sur les pièces connectées dues à l'excentricité de la charge ou aux interactions entre les éléments ont été vérifiées.

Considérant que tous les ouvrages de génie civil sont reliés au sol, l'étude de l'infrastructure est indispensable lors de la conception de l'ouvrage, et d'après l'étude que nous avons menée, des semelles filantes ont été conçues pour notre structure.

Les résultats finaux de profilés des différents éléments sont regroupés ci-dessus :

L'Élément barre	Calcul logiciel Autodesk ROBT
poteaux	HEA550
poutres de rampe	HEA200
poutres secondaires	HEA450
poutres principales	HEA500
solive de rampe	IPE240
solive	IPE120
Contreventement diagonale x	DCED150X15
Contreventement diagonale Y	DCED120X12
Pouter maîtres	IPE600

Enfin, Il convient de mentionner que dans cette étude, l'objectif de résistance a été atteint ; en conclusion, il faut dire que ce projet nous a été très bénéfique, et nous a permis de d'appliquer les méthodes et les différents codes de calculs acquises durant notre cursus universitaire.

## Bibliographie

- [1] : cours en charpente métallique I selon le règlement algérien C.C.M.97 et l'Eurocode3, baraka abdelhak, 2013
- [2] : Eurocode 1 Action sur les structures – part 1 action générale ,2002
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [4] : Eurocode 3: Calcul des structures en acier et document d'Application Nationale - Partie 1-1 : règles générale et règles pour les bâtiments (décembre 1992)
- [5] : 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).
- [6] : 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).
- [7] : Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-1: Règles générales et règles Our les bâtiments (décembre 2004)
- [8] : Mémoire de fin d'étude d'unparking R+7 en charpente métallique selon L'Eurocode 3 Khelifi Fatima, Bendjedia hadjer (2008-2009)
- [9] : 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).
- [10] : 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).
- [11] : Calcul des ouvrages en béton armé CBA93 Y .CHERAIT . 2<sup>ème</sup> Edition (2006)
- [12] : Mémoire de fin d'étude d'un parking R+4 CHIRANE YASSER. Tounsi Abdennour Université de Mouloud Mammeri-Tizi-Ouzou (2017-2018)