

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



**UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1**  
**Faculté de technologie**  
**Département de génie civil**  
**MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDES**

Pour l'obtention du diplôme

De master en génie civil

**Option** : Structures métalliques et mixtes

**Thème**

**ÉTUDE D'UN PARKING EN CHARPENTE MÉTALLIQUE**

**R+4**

Encadré par  
**Mr. K. RAHMANI**

Soutenue par  
**MANSEUR Sara**

## Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, on a été appelé à mener une étude d'un parc de stationnement en charpente métallique (R+4) implanté à Alger, considéré par le RPA99 version 2003 comme zone de forte sismicité.

Comme dans la majorité des cas, une étude bien faite doit répondre à certains critères, notamment la sécurité de l'ouvrage ainsi que l'économie.

C'est dans ce contexte que nous avons abordé l'étude de ce projet tout en essayant de répondre aux critères suscités.

Pour ce faire, on a dû passer par les étapes conventionnelles suivantes :

- Estimation des charges et surcharges
- Prédimensionnement et la modélisation sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS
- Vérification vis-à-vis du feu
- Étude dynamique
- Vérification des éléments
- Assemblages
- Infrastructure

Mots clés : Charpente métallique, dynamique, plancher mixte, vérification au feu.

## **Abstract**

Within the framework of our dissertation, we were called to carry out a study of a Steel-framed, Multi-story car park (R+4) located in the wilaya of Algiers, which is considered by the (RPA99 version 2003) as a strong seismic activity area.

As in most cases, a well done study must meet certain criteria, notably the safety of the work as well as the economy.

It is in this context that we approached the study of this project while trying to answer the criteria raised.

To do this, we had to go through the following conventional steps:

- Loads evaluation
- Pre-design and modeling on the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS
- Dynamic analyses
- Steel design check
- Connection design
- Foundation design

Key words: Steel structure, dynamic, mixed floor, fire check

## ملخص

في إطار مشروع مذكرة تخرج، تم استعداؤنا لإجراء دراسة لموقف سيارات بهيكل فولاذي (R + 4) الذي يقع في الجزائر العاصمة، والذي يعتبره (2003 version RPA99) كمنطقة زلزالية عالية. كما هو الحال في معظم الحالات، يجب أن تفي الدراسة الجيدة بمعايير معينة، بما في ذلك سلامة الهيكل وللجانب الاقتصادي.

في هذا السياق بمقاربة دراسة هذا المشروع أثناء محاولتنا الإجابة على المعايير المطروحة. للقيام بذلك، كان علينا اتباع الخطوات التالية:  
-تقدير الأحمال.

-الأبعاد المسبقة والنمذجة على برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

-دراسة ديناميكية

-التحقق من العناصر

-تصميم الوصلات

-بنية تحتية

**الكلمات المفتاحية:** هيكل فولاذي، ديناميكي، أرضية مختلطة، التحقق من الحريق

## DEDICACES

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

Mon père, qui a toujours été mon soutien numéro un, et qui me pousse toujours à faire de mon mieux.

À ma tendre maman, aucun mot ne peut exprimer l'amour et le respect que j'ai pour cette femme si patiente, ses prières et ses bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'étude.

Que dieu les protèges et préserve leur santé.

À mes adorables petites sœurs, SIHEM et YOUSRA, qui m'ont toujours soutenues dans mon parcours.

À mes merveilleuses tantes, qui sont un exemple de réussite pour moi.

À mes cousins et cousines qui m'ont soutenue et encouragé.

À la mémoire de mes très chers grands parents, des piliers d'une famille aimante et soudés.

Particulièrement à la mémoire de mon grand-père paternel.

Et en fin, à ma copine HADJER qui m'a soutenue tout au long de la préparation.

## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Merci à Dieu tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Tout d'abord, je remercie mon promoteur Monsieur K. RAHMANI pour avoir accepté de me prendre en charge, et pour son œil critique qui m'a été très précieux afin d'améliorer la qualité du travail.

Mes remerciements les plus sincères vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont portés à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leur expérience.

Je remercie également Mr Aichouche de m'avoir transmis ses connaissances dans le domaine du génie civil.

Je remercie également l'entreprise ENCC CR METAL-BLIDA, de m'avoir accueillies au sein de leur bureau d'étude.

Enfin, je remercie tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation d'ingénieur en génie civil.

# LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

<b>Tableau III-1</b> : Charge permanente des étages courants .....	35
<b>Tableau III-2</b> : Charge permanente terrasse accessible .....	35
<b>Tableau III-3</b> : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible .....	36
<b>Tableau III-4</b> : Coefficient en fonction de la catégorie de terrain .....	40
<b>Tableau III-5</b> : Récapitulatif du calcul du coefficient $C_r$ conformément à .....	41
<b>Tableau III-6</b> : Récapitulatif du calcul du coefficient $I_v$ conformément à .....	42
<b>Tableau III-7</b> : Récapitulatif du calcul du coefficient $C_e$ conformément à .....	42
<b>Tableau III-8</b> : Récapitulatif de tous les coefficients conformément à .....	43
<b>Tableau III-9</b> : Valeurs des surfaces et pourcentage dominant .....	43
<b>Tableau III-10</b> : Coefficient $C_f$ en fonction de l'obstruction .....	44
<b>Tableau III-11</b> : Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique pour le RDC jusqu'au 2eme étage .....	45
<b>Tableau III-12</b> : Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique pour le 3eme étage ..	45
<b>Tableau III-13</b> : Calcul du $C_{pe}$ .....	46
<b>Tableau III-14</b> : Calcul de la pression aérodynamique pour la toiture isolée .....	47
<b>Tableau IV-1</b> : Caractéristiques géométrique du profilé IPE200 .....	51
<b>Tableau IV-2</b> : Récapitulatif pour les solives de chaque niveau .....	57
<b>Tableau IV-3</b> : Vérification de la flèche de vibration.....	57
<b>Tableau IV-4</b> : Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau.....	60
<b>Tableau IV-5</b> : Caractéristiques géométriques du profilé IPE400 .....	61
<b>Tableau IV-6</b> : Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux .....	66
<b>Tableau IV-7</b> : Tableau de descente des charges .....	70
<b>Tableau IV-8</b> : Sections et profilés nécessaires.....	71
<b>Tableau IV-9</b> : Caractéristique géométrique de profilé HEA300 .....	71
<b>Tableau IV-10</b> : Vérification au flambement du poteau RDC.....	72
<b>Tableau IV-11</b> : Vérification au flambement du 1 <sup>er</sup> niveau.....	72
<b>Tableau IV-12</b> : Vérification au flambement du 2 <sup>eme</sup> niveau.....	73
<b>Tableau IV-13</b> : Vérification au flambement du 3 <sup>eme</sup> niveau.....	73
<b>Tableau IV-14</b> : Vérification au flambement du 4 <sup>eme</sup> niveau.....	73
<b>Tableau IV-15</b> : Vérification au flambement du niveau terrasse inaccessible .....	73
<b>Tableau VII-1</b> : Facteur de qualité suivant les deux sens .....	104
<b>Tableau VII-2</b> : Pourcentage de participation massique .....	106
<b>Tableau VII-3</b> : Choix de la période de calcul .....	107
<b>Tableau VII-4</b> : Les forces sismiques suivant les deux sens .....	109

<b>Tableau VII-5</b> : Comparaison de $V_{dyn}$ et 80% V .....	109
<b>Tableau VII-6</b> : Déplacement résultant suivant x .....	110
<b>Tableau VII-7</b> : Déplacement résultant suivant Y.....	110
<b>Tableau VII-8</b> : Pourcentage de participation massique .....	112
<b>Tableau VII-9</b> : Les forces sismiques suivant les deux sens .....	112
<b>Tableau VII-10</b> : Comparaison de $V_{dyn}$ et 80% V .....	113
<b>Tableau VII-11</b> : Déplacement résultant suivant x .....	113
<b>Tableau VII-12</b> : Déplacement résultant suivant Y.....	113
<b>Tableau VII-13</b> : L'effet P- $\Delta$ selon le sens x-x.....	114
<b>Tableau VII-14</b> : L'effet P- $\Delta$ selon le sens y-y .....	114
<b>Tableau VII-15</b> : Pourcentage de participation massique .....	116
<b>Tableau VII-16</b> : Choix de la période de calcul .....	116
<b>Tableau VII-17</b> : Les forces sismiques suivant les deux sens .....	118
<b>Tableau VII-18</b> : Comparaison de $V_{dyn}$ et 80% V .....	119
<b>Tableau VII-19</b> : Déplacement résultant suivant x .....	119
<b>Tableau VII-20</b> : Déplacement résultant suivant Y.....	120
<b>Tableau VII-21</b> : L'effet P- $\Delta$ selon le sens x-x.....	121
<b>Tableau VII-22</b> : L'effet P- $\Delta$ selon le sens y-y .....	121
<b>Tableau VII-23</b> : Récapitulatif des éléments finaux.....	121
<b>Tableau VIII-1</b> : Caractéristiques de profilé HEA400 .....	124
<b>Tableau VIII-2</b> : Facteur d'imperfection $\alpha$ .....	126
<b>Tableau VIII-3</b> : Efforts internes des poteaux sous $N_{max}$ pour chaque niveau .....	127
<b>Tableau VIII-4</b> : Vérifications au flambement par flexion .....	127
<b>Tableau VIII-5</b> : Efforts internes des poteaux sous $M_{y_{sdmax}}$ pour chaque niveau .....	128
<b>Tableau VIII-6</b> : Vérifications au flambement par flexion .....	128
<b>Tableau VIII-7</b> : Efforts internes des poteaux sous $M_{z_{sdmax}}$ pour chaque niveau.....	128
<b>Tableau VIII-8</b> : Vérifications au flambement par flexion .....	129
<b>Tableau VIII-9</b> : Choix final des poteaux .....	130
<b>Tableau VIII-10</b> : Caractéristiques géométriques du profilé RECC260X180X16 .....	134
<b>Tableau VIII-11</b> : Caractéristiques géométriques du profilé RECC260X180X16 .....	136
<b>Tableau IX-1</b> : Caractéristiques géométriques des profilés .....	142
<b>Tableau IX-2</b> : Valeur du facteur de corrélation .....	146
<b>Tableau IX-3</b> : Caractéristiques géométriques des profilés (IPE450-IPE220) .....	149
<b>Tableau X-1</b> : numérotation des nœuds à la base de la structures .....	155
<b>Tableau X-2</b> : dimensions des semelles filantes dans le sens x .....	157
<b>Tableau X-3</b> :dimensions des semelles filantes dans le sens y .....	158
<b>Tableau X-4</b> : pourcentage des surfaces des semelles filantes .....	158



<b>Tableau X-5:</b> stabilité du radier sous 0.8+E .....	161
<b>Tableau X-6 :</b> Contraintes sous le radier à l'ELU .....	162
<b>Tableau X-7:</b> contraintes sous le radier à l'ELS.....	163
<b>Tableau X-8:</b> calcul des moments à l'ELU .....	164
<b>Tableau X-9:</b> calcul des moments à l'ELS.....	164
<b>Tableau X-10 :</b> Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier .....	165
<b>Tableau X-12:</b> Ferrailage des nervures suivant X-X.....	166
<b>Tableau X-13 :</b> Ferrailage des nervures suivant y-y.....	166

<b>Figure II-1</b> : Schéma représentatif de la connexion entre la poutre et la dalle en béton .....	29
<b>Figure II-2</b> : Schéma représentatif du plancher collaborant .....	29
<b>Figure II-3</b> : Types de connecteurs .....	31
<b>Figure II-4</b> : Les types d'escalier métallique.....	32
<b>Figure II-5</b> : Rampe demi-niveau.....	32
<b>Figure III-1</b> : Composition d'un plancher .....	35
<b>Figure III-2</b> : Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle .....	36
<b>Figure III-3</b> : Schéma de l'acrotère.....	38
<b>Figure III-4</b> : Directions du vent.....	40
<b>Figure III-5</b> : Schéma représentatif des hauteurs d'après .....	41
<b>Figure III-6</b> : Écoulement de l'aire autour des toitures isolées .....	44
<b>Figure III-7</b> : Légende pour les toitures plates .....	45
<b>Figure IV-1</b> : Représentation 3D d'un plancher collaborant .....	49
<b>Figure IV-2</b> : Schéma de l'espacement entre solives dessiner avec AutoCad .....	50
<b>Figure IV-3</b> : Schéma statique d'une solive.....	51
<b>Figure IV-4</b> : Schéma statique de la solive avec un étaie (appui intermédiaire).....	51
<b>Figure IV-5</b> : Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton .....	55
<b>Figure IV-6</b> : Dimensions de la tôle et du connecteur .....	58
<b>Figure IV-7</b> : Limite de K .....	59
<b>Figure IV-8</b> : Espacement des goujons de solive .....	60
<b>Figure IV-9</b> : Schéma statique de la poutre principale .....	61
<b>Figure IV-10</b> : Réactions des solives sur la poutre principale .....	62
<b>Figure IV-11</b> : Largeur efficace de la zone comprimée .....	65
<b>Figure IV-12</b> : Dimensions de la tôle et du connecteur .....	67
<b>Figure IV-13</b> : Espacement entre les goujons de la poutre principale .....	68
<b>Figure IV-14</b> : Surface reprise par le poteau le plus sollicité .....	69
<b>Figure V-1</b> : Vue en 3D d'un escalier .....	75
<b>Figure V-2</b> : Vue en plan de l'escalier tirer du plan d'architecture .....	76
<b>Figure V-3</b> : Charges appliqué sur le limon .....	76
<b>Figure V-4</b> : Charges revenant au limon .....	77
<b>Figure V-5</b> : schéma d'une marche .....	78
<b>Figure V-6</b> : Schéma statique de la poutre palière.....	79
<b>Figure V-7</b> : Coupe A-A d'une rampe tirer du plan d'architecture .....	80
<b>Figure VI-1</b> : Exigences de résistances au feu en fonction du type du bâtiment et de sa hauteur .....	86
<b>Figure VI-2</b> : Développement du feu .....	87
<b>Figure VI-3</b> : Phases de développement d'un incendie .....	88

<b>Figure VI-4</b> : Influence des conditions de ventilation du lieu sur le développement de l'incendie .....	89
<b>Figure VI-5</b> : Trois scénarios d'incendie de véhicule .....	91
<b>Figure VI-6</b> : Feu de sept véhicules .....	92
<b>Figure VI-7</b> : Feu de quatre véhicules de classe3 .....	92
<b>Figure VI-8</b> : Schéma isostatique de la solive .....	93
<b>Figure VI-9</b> : Image représentatif de l'exposition de la poutre au feu .....	95
<b>Figure VI-10</b> : Schéma statique de la poutre principale .....	96
<b>Figure VII-1</b> : Spectre re réponse.....	105
<b>Figure VII-2</b> : Modèle initial de la structure en 3D.....	106
<b>Figure VII-3</b> : Translation suivant l'axe Y-Y avec une période de 1.23 sec .....	107
<b>Figure VII-4</b> : Translation +rotation suivant de l'axe X-X avec une période de 0.94 sec .....	108
<b>Figure VII-5</b> : Translation+ rotation suivant l'axe Z-Z avec une période de 0.83 sec .....	108
<b>Figure VII-6</b> : Modèle intermédiaire de la structure en 3D .....	111
<b>Figure VII-7</b> : Modèle final de la structure en 3D.....	115
<b>Figure VII-8</b> : Translation suivant l'axe y-y avec une période de 0.28 sec .....	117
<b>Figure VII-9</b> : Translation suivant l'axe x-x avec une période de 0.27 sec .....	117
<b>Figure VII-10</b> : Rotation autour de l'axe z-z avec une période de 0.23 sec.....	118
<b>Figure VIII-1</b> : Facteurs de distribution pour poteaux continus .....	125
<b>Figure VIII-2</b> : Schéma statique de la poutre principale .....	130
<b>Figure VIII-3</b> : Types de systèmes de contreventement.....	132
<b>Figure VIII-4</b> : Contreventement intérieur au niveau des rampes .....	133
<b>Figure VIII-5</b> : Contreventement en X .....	134
<b>Figure VIII-6</b> : Contreventement en V .....	136
<b>Figure IX-1</b> : Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison .....	141
<b>Figure IX-2</b> : Disposition constructive des boulons (assemblage poteau-poutre principale) dessiner sur le logiciel TEKLA .....	143
<b>Figure IX-3</b> : Assemblage soudé poutre-platine.....	147
<b>Figure IX-4</b> : détails de l'assemblage poutre principal-poteau dessiner sur le logiciel TEKLA .....	149
<b>Figure IX-5</b> : Assemblage poutre IPE450-Solive IPE200 dessiner sur le logiciel TEKLA .....	150
<b>Figure IX-6</b> : Disposition constructive des boulons. (Assemblage poutre-solive) dessiner sur le logiciel TEKLA .....	151
<b>Figure X-1</b> : Contraintes sous le radier.....	162

## LISTE DES SYMBOLES

- $A$  Section brute d'une pièce.
- $A_{net}$  Section nette d'une pièce.
- $A_w$  Section de l'âme.
- $A_p$  Surface portante.
- $A_s$  Aire de la section résistante à la traction du boulon.
- $E$  Module d'élasticité longitudinale.
- $F$  Force générale.
- $F_p$  Force de calcul précontraint.
- $F_s$  Résistance d'un boulon au glissement.
- $F_{trd}$  Résistance d'un boulon en traction.
- $F_{brd}$  Résistance à la pression diamétrale.
- $G$  Charge permanente.
- $I$  Moment d'inertie.
- $K_c$  Coefficient de rigidité des poteaux.
- $K_{ij}$  Coefficient de rigidité des poutres.
- $K_y$  Coefficient de flambement-flexion.
- $L$  Longueur.
- $M_{sd}$  Moment fléchissant.
- $M_{rd}$  Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- $M_{pl}$  Moment plastique.
- $M_{cr}$  Moment critique.
- $N_{sd}$  Effort normal.
- $N_{tsd}$  Effort normal de traction.
- $N_{csd}$  Effort normal de compression.
- $N_{pl}$  Effort normal plastique.
- $N_u$  Effort ultime.
- $N_j$  Force d'adhérence avec le béton.
- $Q$  Charge d'exploitation.
- $W_{pl}$  Module de résistance plastique.
- $W_{el}$  Module de résistance élastique.
- $b$  Largeur de l'âme.
- $b_{eff}$  Largeur efficace.
- $d$  Entraxe.
- $d_0$  Diamètre de perçage des trous de boulon.

$f$  Flèche d'une poutre.  
 $f_y$  Limite d'élasticité d'un acier.  
 $f_{yb}$  Limite d'élasticité d'un boulon.  
 $f_u$  Limite de rupture d'une pièce.  
 $f_{ub}$  Contrainte de rupture d'un boulon.  
 $f_{ck}$  Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.  
 $f_j$  Résistance de contact de la liaison.  
 $h$  Hauteur.  
 $i$  Rayon de giration.  
 $K$  Facteur de longueur.  
 $K_s$  Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.  
 $K_j$  Facteur de concentration.  
 $n$  Nombre de boulon.  
 $m$  Nombre de plans de cisaillement.  
 $r_c$  Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.  
 $t_w$  Épaisseur de l'âme.  
 $t_f$  Épaisseur des semelles.  
 $t_{wc}$  Épaisseur de l'âme d'un poteau.  
 $t_{fc}$  Épaisseur des semelles d'un poteau.  
 $t_p$  Épaisseur de platine.  
 $\chi$  Coefficient de réduction de flambement.  
 $\beta_w$  Facteur de corrélation.  
 $\beta_M$  Facteur de moment uniforme.  
 $\beta_j$  Coefficient relatif à la liaison.  
 $\gamma_c$  Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.  
 $\gamma_M$  Coefficient de sécurité.  
 $\gamma_{Mb}$  Coefficient de sécurité des boulons.  
 $\gamma_{ms}$  Coefficient partiel de sécurité.  
 $\bar{\lambda}$  Élanement.  
 $\alpha$  Facteur d'imperfection.  
 $\mu$  Coefficient de frottement.  
 $\tau_s$  Contrainte limite de cisaillement en élasticité.  
 $\varepsilon$  Coefficient de réduction élastique de l'acier.  
 $\eta$  Facteur de distribution.  
 $\psi$  Rapport de contrainte.

$\varphi_0$  La rotation initiale dans les poutres continues.

$\delta_0$  La flèche initiale dans les poutre continues.

# TABLE DES MATIERES

Résumé .....	2
Abstract.....	3
ملخص.....	4
DEDICACES .....	5
REMERCIEMENTS .....	6
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	7
LISTE DES SYMBOLES .....	12
TABLE DES MATIERES .....	15
INTRODUCTION GENERALE.....	18
Chapitre I- Généralités et présentation de l'ouvrage.....	3
I.1 Présentation de l'ouvrage .....	19
I.2 Caractéristiques géométriques .....	19
I.3 Propriétés des matériaux utilisés .....	19
I.4 Moyen d'assemblage :.....	21
I.5 Les actions.....	21
I.6 Les combinaisons d'action .....	21
I.7 Limites des flèches et des déplacements.....	22
I.8 Logiciels utilisés.....	23
Chapitre II- Conception de l'Ouvrage.....	24
II.1 Introduction .....	25
II.2 Conception architectural.....	25
II.3 Conception structurale.....	25
Chapitre III- Évaluation des charges et surcharges.....	34
III.1 Introduction .....	35
III.2 Charges permanentes G.....	35
III.3 Résiste au poinçonnement .....	36
III.4 Garde-corps .....	37
III.5 Acrotère.....	37

III.6	Charges d'exploitation Q.....	38
III.7	Étude climatique.....	38
III.8	Effet du vent.....	39
Chapitre IV-	Prédimensionnement des éléments principaux .....	48
IV.1	Introduction .....	49
IV.2	Étude du plancher mixte (collaborant).....	49
IV.3	Prédimensionnement des solives .....	51
IV.4	Prédimensionnement des poutres secondaires .....	60
IV.5	Prédimensionnement des poutres principales .....	61
IV.6	Prédimensionnement des poteaux.....	69
Chapitre V-	Étude des éléments secondaires .....	74
V.1	Escalier métallique .....	75
V.2	Poutres de rampe d'accès .....	80
Chapitre VI-	Protection au feu.....	84
VI.1	Introduction .....	85
VI.2	Généralités sur le feu .....	85
VI.3	Caractérisation des éléments exposés au feu .....	90
VI.4	Scénarios d'incendie.....	90
VI.5	Comportement des structures .....	93
VI.6	Vérification au feu des éléments.....	93
Chapitre VII-	Étude dynamique .....	99
VII.1	Étude sismique .....	100
Chapitre VIII-	Vérification des éléments .....	122
VIII.1	Introduction .....	123
VIII.2	Vérification des poteaux.....	123
VIII.3	Vérification des poutres principales.....	130
VIII.4	Vérification des contreventements.....	132
Chapitre IX-	Calcul des assemblages.....	139
IX.1	Introduction .....	140



IX.2	Classification des assemblages .....	140
IX.3	Choix du type d'assemblage.....	141
IX.4	Assemblages poteau-poutre.....	142
IX.5	Assemblage poutre-solive .....	149
Chapitre X-	Étude de l'infrastructure .....	153
X.1	Introduction .....	154
X.2	Choix du type de fondation .....	154
X.3	Calcul des fondations .....	154
CONCLUSION GENERALE	.....	167
REFERENCES	.....	168
ANNEXES	.....	169

# INTRODUCTION GENERALE

La construction en charpente métallique commence à avoir une place de plus en plus importante dans le domaine du génie civil en Algérie. Au cours de ces dernières années, la stimulation du développement économique et social a nécessité le lancement de différents projets parmi lesquels; la construction des salles omnisports, des bâtiments industriels, et des parkings étagés. Ces derniers sont le sujet de notre mémoire.

Ce travail s'insère dans l'objectif de respecter et maîtriser les règlements en vigueur, et les techniques de conceptions et des constructions contemporaines dans le domaine.

L'ouvrage étudié est un parc de stationnement de cinq niveaux (R+4) largement ventilé, ils ont comme principale caractéristique une très bonne ventilation permettant d'évacuer facilement l'énorme quantité de fumée que peut générer un incendie.

Afin de mener à bien notre étude, nous avons organisé notre travail comme suit :

- Le chapitre 1 est consacré aux généralités et la présentation de l'ouvrage.
- Le chapitre 2 présente la conception architecturale et structurel de l'ouvrage.
- Le chapitre 3 est dédié à l'évaluation des charges appliquées à notre structure.
- Le chapitre 4 porte sur la conception initiale des éléments structuraux.
- Le chapitre 5 est dédié à l'étude des éléments non porteur de la structure.
- Le chapitre 6 présente des généralités sur le feu ainsi qu'un exemple de calcul de vérification d'une solive et une poutre principale.
- Le chapitre 7 est consacré à l'étude dynamique.
- Le chapitre 8 porte sur la vérification des éléments de la structure.
- Le chapitre 9 évoque les assemblages utilisés et leur vérification.
- Le chapitre 10 est consacré à l'étude de l'infrastructure.

Ce mémoire sera clôturé par une conclusion générale reprenant les principaux points abordés.

# Chapitre I- Généralités et présentation de l'ouvrage

## I.1 Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous sommes amenés à faire l'étude d'un parking aérien de 5 niveaux (R+4) et de 258 places, de forme rectangulaire, en charpente métallique.

Le parc de stationnement est supposé être implanté au niveau de la **wilaya d'Alger**, plus précisément au niveau **ville de Reghaia**, qui est une zone de forte sismicité (**III**) selon le règlement **RPA99 V2003**.

- Altitude par rapport au niveau de la mer ..... 20 m
- Zone sismique .....III
- Zone de vent .....I

## I.2 Caractéristiques géométriques

### • Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment ..... 17.46 m
- Hauteur RDC ..... 3.74 m
- Hauteur du 1<sup>er</sup> au 3<sup>eme</sup> .....3.06 m
- Hauteur du 4<sup>eme</sup> ..... 3.94 m

### • Dimensions en plan :

- Surface occupée par le bâtiment ..... 1958.4 m<sup>2</sup>
- Longueur totale du bâtiment ..... 48 m
- Largeur totale du bâtiment ..... 40.8 m

## I.3 Propriétés des matériaux utilisés

### I.3.1 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 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 de l'acier
- 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'acier alliés.

- **Résistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

- **Ductilité**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$ ;
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$ );
- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieure à 15%.

- **Coefficient de calcul de l'acier**

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

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\,000$  MPa.
- Module de cisaillement :  $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  par °c
- Masse volumique  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>

### I.3.2 Le béton

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

Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Masse volumique :  $\rho = 2500$  kg/m<sup>3</sup>
- La résistance à la compression a 28 jours  $f_{c28} = 25$ MPA pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction a 28 jours  $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.5 = 2.1$ MPA

#### I.3.2.1 Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\mu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\mu = 0$  ..... Béton fissuré à l'ELU
- $\mu = 0.2$  ..... Béton non fissuré à l'ELS.

### I.3.2.2 Déformation longitudinale du béton

Ce module, connue sous le nom de module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales à court et long terme.

- Module d'élasticité instantanée :

$$E_{iv} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{i28} = 32164.19 \text{ MPA}$

- Module 'élasticité différée :

Il est réservé pour les charges à appliquer à long terme, (supérieur a 24h), ce module est défini par :

$$E_{iv} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{i28} = 10818.86 \text{ MPA}$

### I.4 Moyen d'assemblage :

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurent la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance (HR)
- Boulons ordinaires
- Soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles de la nuance d'acier utilisé dans la structure.

### I.5 Les actions

C'est l'ensemble des forces 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'exploitations  $Q_i$
- Des charges climatiques W et S
- Des charges accidentelles  $E_i$

### I.6 Les combinaisons d'action

#### I.6.1 Situations durables

⇒ **E.L.U**

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

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

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{k,max} \quad [6]$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{ki}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Gj} = 1.35 \rightarrow \text{Si l'action agit défavorablement.} \\ \gamma_{Gj} = 1 \rightarrow \text{Si l'action agit favorablement.} \end{array} \right.$$

⇒ **E.L.S**

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

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

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

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{kj} + 0.9 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki} \quad [6]$$

## I.6.2 Situations accidentelles

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \quad \dots\dots [7] \\ G + Q \pm 0.8E \end{array} \right.$$

## I.7 Limites des flèches et des déplacements

### I.7.1 Flèche verticale

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{vmax} = \frac{L}{250} \rightarrow \text{Pour tous les planchers de la structure.} \\ \Delta_{vmax} = \frac{L}{200} \rightarrow \text{Pour les planchers de toitures.} \end{array} \right.$$

### I.7.2 Flèche horizontale

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{i,max} = \frac{h_i}{250} \rightarrow \text{Sans vent.} \\ \Delta_{i,max} = \frac{h_i}{300} \rightarrow \text{Avec vent.} \end{array} \right.$$

**I.8 Logiciels utilisés**

- Autodesk AutoCAD 2016 : outils de dessin (DAO)
- Autodesk Robot Structural Analysis 2019 : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures, il est aussi connecté au (BIM)
- Tekla Structures : Logiciel structurel pour la modélisation de l'information des bâtiments (BIM)
- Excel : tableur pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments, le calcul au vent ...



## Chapitre II- Conception de l'Ouvrage

## II.1 Introduction

L'une des phases la plus déterminante dans un projet de construction, c'est la phase de conception et modélisation de la structure.

## II.2 Conception architectural

Notre parking est de forme rectangulaire, il ne représente aucun décrochement en élévation. Au niveau du 4<sup>ème</sup> étage la terrasse est accessible aux véhicules. Ce parc de stationnement est considéré comme largement ventilé, car les ouvertures représentent une large surface.

## II.3 Conception structurale

### II.3.1 Structure horizontale

Elle désigne le plancher qui constitue la poutraison et la dalle, il a comme fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux).

Les planchers ont aussi pour rôle de transmettre les forces horizontales aux contreventement verticaux dues aux vents et aux séismes, et agissent ainsi comme contreventement horizontal pour la structure.

Les plancher sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment, il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

Notre bâtiment contient trois sortes de planchers ; plancher courant, plancher terrasse accessible et inaccessible.

### II.3.2 Plancher mixte

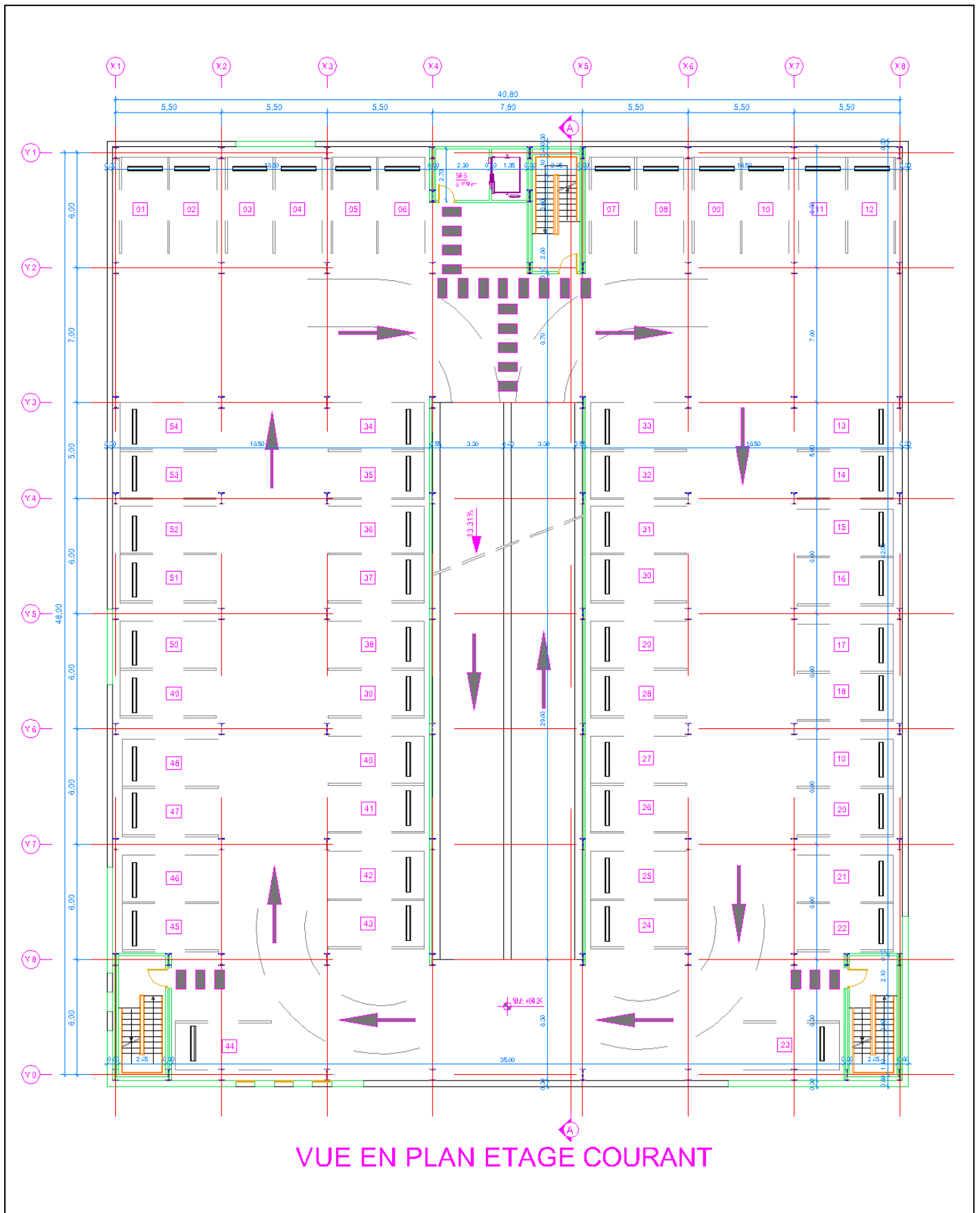
On appelle un plancher mixte, une dalle en béton reposant sur des poutres en acier dont elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

- Le béton qui a une forte résistance à la compression, et faible a la traction
- L'acier qui résiste plus à la traction qu'à la compression due aux phénomènes d'instabilités (flambement, déversement et voilement).

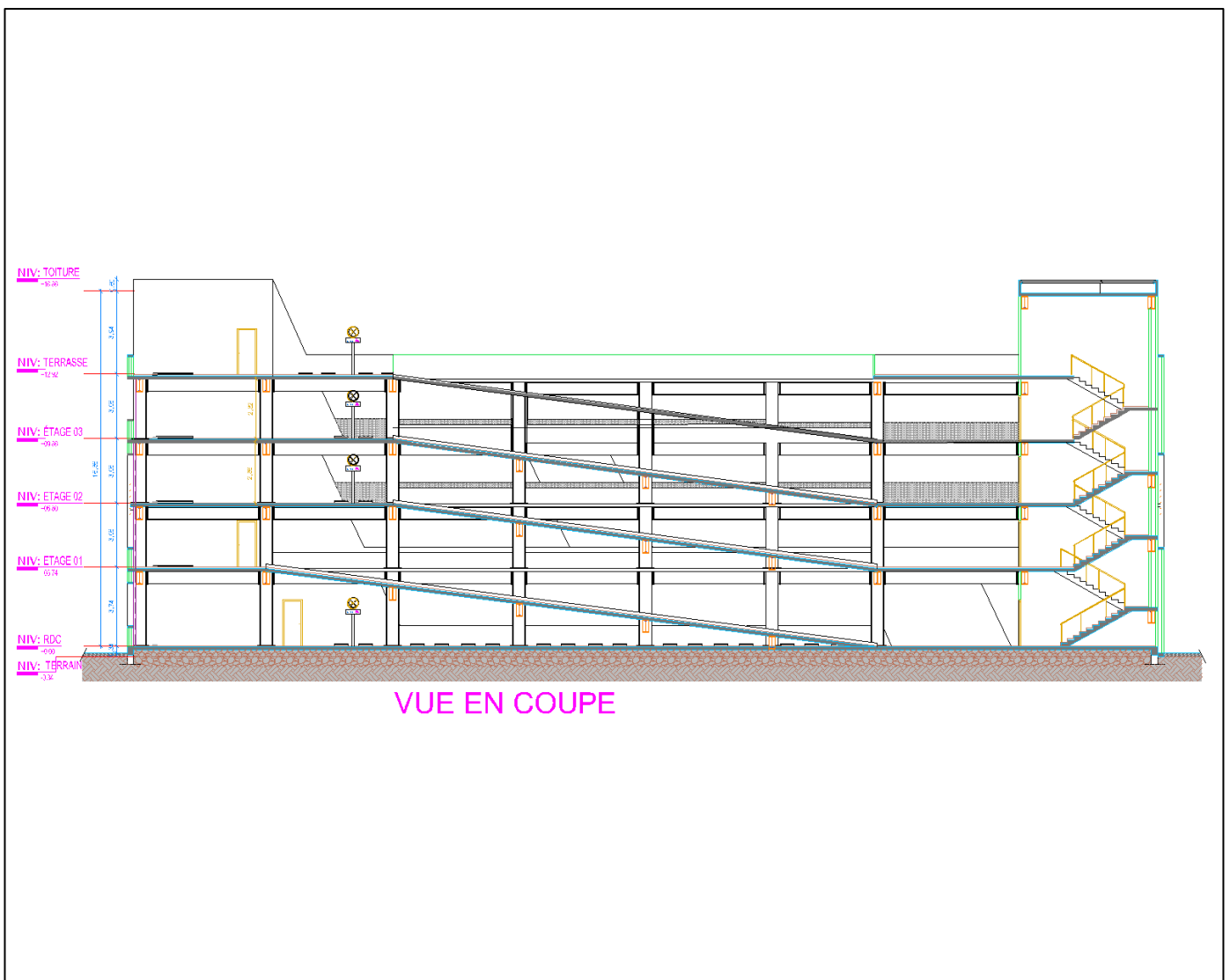
Ce plancher associe une dalle de compression en béton armé a des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature.

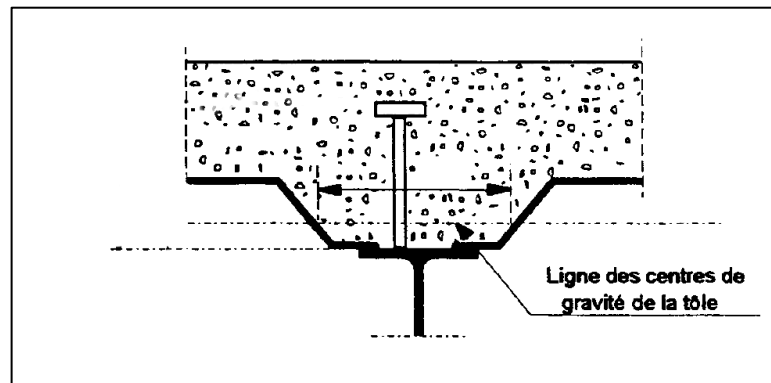
Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle, c'est le rôle des connecteurs.





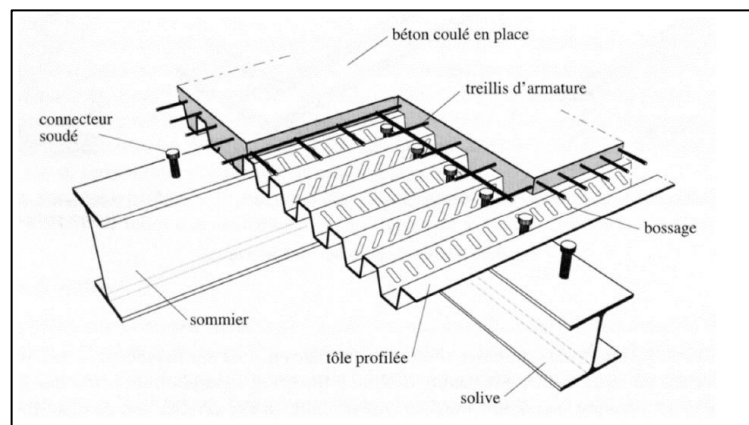
VUE EN PLAN ETAGE COURANT





**Figure II-1** : Schéma représentatif de la connexion entre la poutre et la dalle en béton  
Le plancher mixte est un élément structural qui possède de nombreux avantages :

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



**Figure II-2** : Schéma représentatif du plancher collaborant [12]

Les conditions à vérifier sont :

- **En phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul et il reprend les charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvrier) estimé généralement a  $0,75 \text{ KN/m}^2$

- **En phase de construction :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillent ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton sec
- Surcharge d'exploitation
- Finition

### II.3.2.1 Dalle en béton

L'épaisseur minimum de la dalle est imposée par les conditions au feu, et dans notre cas elle prend aussi en compte les conditions de poinçonnement due à la charge des véhicules.

$$P_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$P_u$  : Poids d'un véhicule

$U_c$  : périmètre de contact

$h$  : hauteur du plancher

Les calculs sont développés au chapitre III.

### II.3.2.2 Bac d'acier

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2m à 3m avec une épaisseur de dalle variante. Dans un parking l'épaisseur des dalles varient de 10 à 30 cm.

La largeur maximale des bacs est de 1m, les épaisseurs de la tôle varient de 0.75 à 1.2mm.

Les bacs peuvent être posés ou fixés :

- Sur poutre ;
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre (dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre l'âme de la poutre) ;
- Lors du coulage du béton ;

Pour notre cas on a opté pour le bac d'acier de type COFRASTRA40, il permet :

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

Voir fiche technique en annexe.

### II.3.2.3 Connexion poutre-dalle

Il existe plusieurs types de connecteurs acier-béton qui peuvent être utilisés dans la construction mixte. Chaque type de connecteurs a des caractéristiques spécifiques, mais ils ont deux points communs :

- Les connecteurs sont faits d'acier fixés sur la poutre métallique et enrobés de béton ;
- Les connecteurs sont sollicités par un effort tranchant et un effort de traction du au soulèvement de la dalle.

Les premiers types utilisés avaient des formes simples, et étaient soudés à l'arc. Les connecteurs les plus courants au début étaient en forme de cerceau, en forme de T ou en cornière.

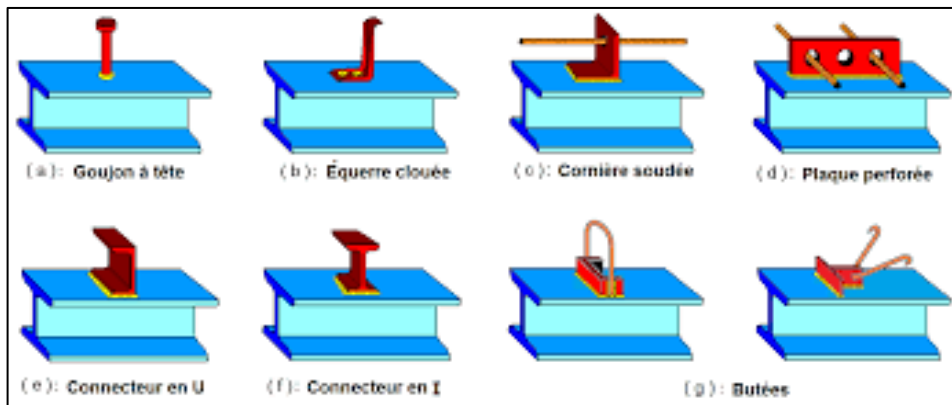


Figure II-3 : Types de connecteurs [12]

L'inconvénient majeur de ces connecteurs repose dans la complexité de leur forme et du volume de travail lié au soudage sur le chantier. Ces derniers ont été surmontés avec l'arrivée des connecteurs du type Goujons, leur avantage est dans une mise en place facile et rapide, ce qui permet une exploitation beaucoup plus économique des poutres mixtes.

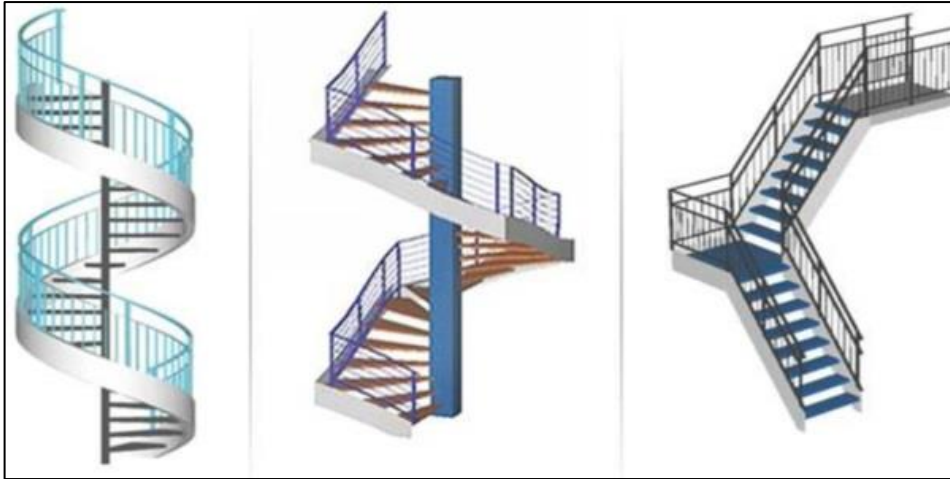
La fonction première des connecteurs est d'assurer le transfert des efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle en béton et le profilé métallique, et d'empêcher le soulèvement de la dalle, et de réduire le glissement entre les deux éléments.

Les trois caractéristiques qui décrivent le comportement des connecteurs mécaniques sont la résistance, la raideur et la capacité de déformation.

### II.3.3 L'escalier

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès au différent niveau d'un bâtiment, ils peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini. Notre structure comporte un seul type d'escalier droit à deux volées avec palier de repos.



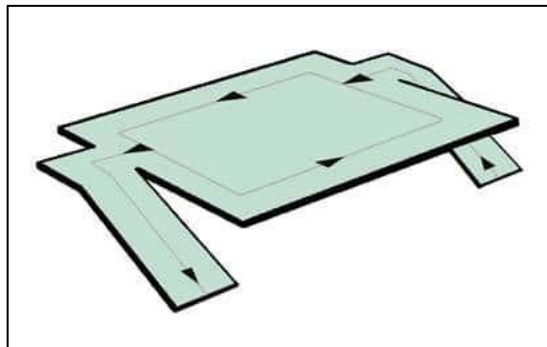


**Figure II-4** : Les types d'escalier métallique [12]

### II.3.4 Les rampes

Les rampes sont un moyen d'accéder aux places de stationnements, il existe plusieurs types de rampes, dans notre projet on a opté pour des rampes droites

La rampe droite est de loin le type de rampe le plus courant dans les parkings. Ces dernières permettent un accès rapide aux étages. Économique et nécessitant une surface au sol raisonnable.



**Figure II-5** : Rampe demi-niveau [12]

Notre structure comporte deux rampes droites qui relient entre chaque étage de la structure, une façon de réduire la longueur des rampes tout en conservant des pentes d'inclinaison raisonnable, qui doivent être inférieures à 15%.

Notre pente a une inclinaison de 13.31 % ce qui est satisfaisant.

### II.3.5 Les façades

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

Les façades du parking sont en aquapanel avec peinture pliolite.

### **II.3.6 Les gardes corps**

L'inconvénient des parkings aériens a étages peut résider en son impact esthétique dans l'environnement, mais de nombreuses solutions de personnalisation et d'habillages permettent une liberté architecturale des façades.

Pour notre parking, l'Architecte a opté pour une façade en aquapanel et des garde-corps métalliques perforés.

### **II.3.7 Les contreventements**

Ce sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol. Ils sont disposés en façades (palées de stabilité). On utilise pour cela des palés triangulés en X, ou en V. ils peuvent être réalisés en double UPN, double cornière ou même, des sections tubulaires, ces dernières ont une meilleure performance en vue de leur grande inertie.

# Chapitre III- Évaluation des charges et surcharges

### III.1 Introduction

Toutes les structures sont sollicitées à différentes charges (permanentes, d'exploitation et climatiques) suivant le règlement DTR B.C.2.2 [1], et le RNVA99 V2013 [2].

### III.2 Charges permanentes G

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

#### III.2.1 Plancher étages courants

Tableau III-1 : Charge permanente des étages courants

Types	$G$ (KN/m <sup>2</sup> )
Résine époxy +béton bitumineux (ép. =5 cm)	1.19
Dalle en BA (ép. =15 cm)	3.5
Bac d'acier cofrastra 40 (ép. =1 mm)	0.13
$\Sigma G$	<b>4.82</b>

#### III.2.2 Plancher terrasse accessible

Tableau III-2 : Charge permanente terrasse accessible

Types	$G$ (KN/m <sup>2</sup> )
Résine époxy +béton bitumineux (ép. =5 cm)	1.19
Étanchéité multicouche (ép. =2 cm)	0.12
Forme en pente (ép. =10 cm)	2.2
Isolation thermique (bloc de liège ép. =4 cm)	0.16
Dalle en béton (ép. =15 cm)	3.5
Bac d'acier cofrastra 40 (ép. =1 mm)	0.13
$\Sigma G$	<b>7.1</b>

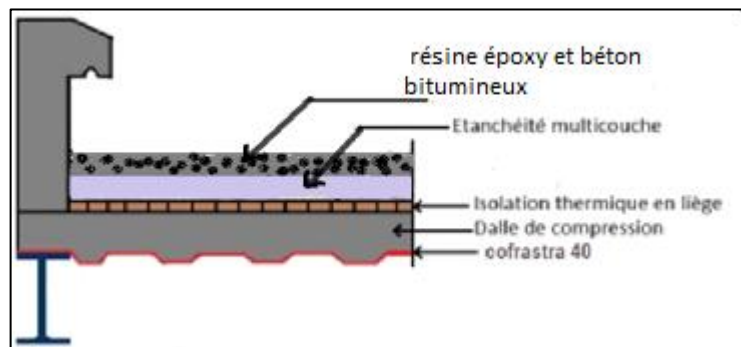


Figure III-1 : Composition d'un plancher [12]

### III.2.3 Plancher terrasse inaccessible

Tableau III-3 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

Type	G (KN/m <sup>2</sup> )
Étanchéité multi couche (ép. =2cm)	0.12
Forme en pente (ép. =10cm)	2.2
Isolation thermique (ép. = 4cm)	0.16
Dalle de compression (ép. = 8cm)	2
Bac d'acier cofrastra 40 (ép. =1mm)	0.13
Gravillon de protection	0.2
$\Sigma G$	<b>4.81</b>

### III.3 Résiste au poinçonnement

Les planchers d'un parking sont sujet au poinçonnement, ce dernier peut être causer par un cric qui reprend la moitié du poids du véhicule et qui sera concentré sur une petite surface, cette pression peut causer un éclatement de la dalle.

La vérification se fait suivant [4].

- L'effort de poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

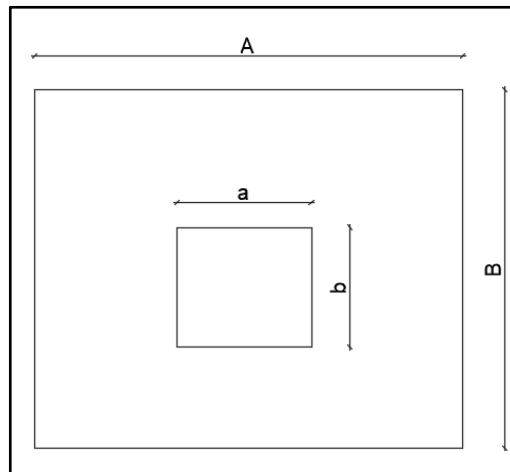


Figure III-2 : Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle

Avec :

$U_c$  : le périmètre de contact entre le cric et la dalle  $U_c = [(a + b) + 2h].2$

$h_0$  : demi hauteur du plancher  $h_0 = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm}$

$f_{c28}$  : résistance a la compression du béton 25MPa.

$q_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (poids d'une voiture)

$\gamma_b = 1.5$

- Dimension utilisée pour le cric

$$a = 100 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

On aura :

$$U_c = 2[(a + b) + 2h] \rightarrow U_c = 2 \times [(100 + 100) + 2 \times 150] \times 2 \rightarrow U_c = 1000 \text{ mm}$$

$$q_u = 2 T \rightarrow q_u = 2000 \text{ KG}$$

Le cric reprend la moitié du poids du véhicule, or on aura  $q_u = \frac{2000}{2} = 1000 \text{ KG}$

Or :  $q_u = 10 \text{ KN}$

$$10 \text{ KN} \leq 0.045 \times 1000 \times 75 \times \frac{25}{1.5}$$

$10 \text{ KN} < 56.25 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

Alors on retient une épaisseur de dalle de 15 cm pour tous les étages.

### III.4 Garde-corps

L'acier peut être utilisé dans différentes parties d'un garde-corps :

- La main courante
- Les montants, qui peuvent être constitués :
  - o D'un plat épais soudé sur platine ;
  - o De deux plats moisés ;
  - o De tubes ronds ou carrés.
- L'appui précaire ou remplissage du garde-corps, qui peut être constitué d'une tôle d'acier perforée ou pleine ou de métal déployé ;
- Les lisses intermédiaires de protection qui peuvent être constituées de carrés ou de ronds pleins, de tiges ou de câbles tendus en inox.

Le poids propre des gardes corps est pris égale à 1kn /ml [1].

### III.5 Acrotère

Dans l'architecture contemporaine, un acrotère est le rallongement du mur de façade jusqu'à la toiture terrasse. Ce muret généralement en béton, surplomb le toit d'environ 15cm. Il a plusieurs fonctions tel que :

Soutenir les fixations d'un garde-corps sur la toiture terrasse ;

Dissimuler les équipements techniques ;

Participer à l'aspect esthétique de la construction ;

Préserver la façade et son revêtement ;

Mais son utilité première est de participer à l'étanchéité de la structure.

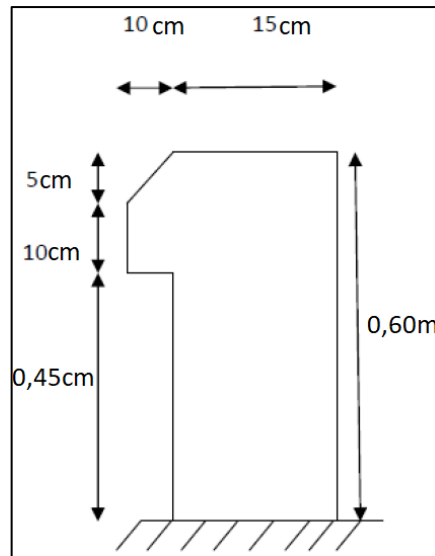


Figure III-3 : Schéma de l'acrotère

- Surface :

$$S = \frac{0.05+0.1}{2} + (0.1 \times 0.1) + (0.15 + 0.6) \rightarrow S = 0.175m^2$$

- Poids propre :

$$G = S \times \gamma_b = 0.175 \times 25 \rightarrow G = 4.375 KN/ml$$

### III.6 Charges d'exploitation Q

Elles désignent les surcharges dues à l'exploitation des surfaces par les usagers. [1]

- Plancher terrasse accessible ..... 2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher terrasse inaccessible .....1 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher étages courant (parking) ..... 2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Escalier (parking) .....4 KN/m<sup>2</sup>

### III.7 Étude climatique

#### III.7.1 Action de la neige

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

Notre structure est située en Algérie à une altitude inférieure à 2000 m, alors [2] peut être appliqué

##### III.7.1.1 Calcul des charges de neiges

$$S = \mu \cdot S_k \dots\dots KN/m^2$$

Avec :

S : charge caractéristique de la neige par unité de surface.

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

$S_k$  : charge de neige sur le sol

Notre structure se trouve à la wilaya d'Alger, classé **zone B** par [2].

Alors la charge de la neige sur le sol sera calculée comme suite :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100}$$

H est l'altitude du site, → Reghaia a une altitude d'environ 20m par rapport au niveau de la mer

$$S_k = \frac{0.04 \times 20 + 10}{100} \rightarrow S_k = 0.108 \text{ KN/m}^2$$

- **Coefficient de forme de la toiture  $\mu$**

Les coefficients de forme des toitures sont obtenus par le tableau 1 chap.6.2. [2]

Pour une toiture qui se termine par un obstacle de retenue de la neige, tels que garde-corps, barrière à neige ou autre, le coefficient de forme de la toiture ne peut être réduit à une valeur inférieure à 0.8. [2]

C'est le cas de notre structure, car il y a un garde-corps on pourra donc prendre  $\mu = 0.8$

La charge caractéristique de la neige, prendra la valeur de :

$$S = 0.8 \times 0.108 \rightarrow S = 0.0864 \text{ KN/m}^2$$

### III.8 Effet du vent

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on cite le vent, le but est de calculer la pression de ce dernier sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer ses efforts à chaque niveau.

On assimile le vent à des forces statiques appliquées à la construction, il correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure. En général dans les constructions métalliques, son effet est prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et vent Algérien version 2013. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Le Site d'implantation de la structure et de son environnement

La forme géométrique et des ouvertures de la structure



Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions, à savoir :

La direction V1 : perpendiculaire à la façade principale qui se trouve en longueur

La direction V2 : parallèle à la façade principale

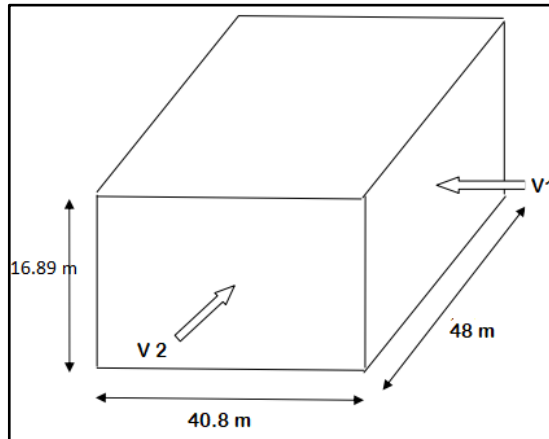


Figure III-4 : Directions du vent

**III.8.1 Données relatives au site**

Le projet se trouve dans la zone urbaine d'ALGER.

- ZONE I .....  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$
- Nature du site : plat .....  $C_t = 1$

**Tableau III-4 : Coefficient en fonction de la catégorie de terrain [2]**

Catégorie	$K_t$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$\epsilon$
IV	0.234	1	10	0.67

Avec :

- $K_t$  : facteur du terrain
- $Z_0$  : le paramètre de rugosité
- $Z_{min}$  : la hauteur nominale
- $\epsilon$  : coefficient

**III.8.2 Détermination de la pression de pointe**

$$q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j) \dots\dots [daN/m^2]$$

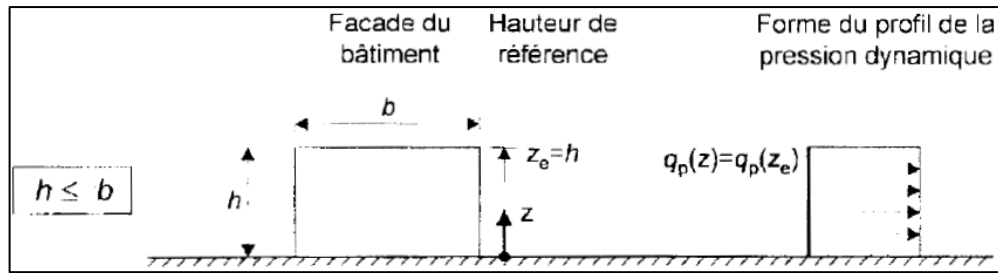


Figure III-5 : Schéma représentatif des hauteurs d'après [2]

**III.8.3 Coefficient d'exposition  $C_e$**

Le coefficient d'exposition tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. [2]

$$C_e(Z_j) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times (1 + 7I_v(Z))$$

**III.8.4 Calcul du coefficient de rugosité  $C_r$**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r = K_t \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots\dots \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_t \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \dots\dots\dots \text{pour } Z_{min} > Z$$

Tableau III-5 : Récapitulatif du calcul du coefficient  $C_r$  conformément à [2]

	$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$	$Z_{min} > Z$
Hauteurs (m)	$C_r$	
3,74	/	0,539
6,8		0,539
9,86		0,539
12,92	0,599	/
16,86	0,661	
17,46	0,669	

**III.8.4.1 Calcul du Coefficient de turbulence  $I_v$**

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \dots\dots \text{Pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} \dots\dots \text{Pour } Z < Z_{min}$$

Tableau III-6 : Récapitulatif du calcul du coefficient  $I_v$  conformément à [2]

	Pour $Z > Z_{min}$	Pour $Z < Z_{min}$
Hauteurs (m)	$I_v$	
3,74	/	0,434
6,8		0,434
9,86		0,434
12,92	0,391	/
16,86	0,354	
17,46	0,350	

### III.8.4.2 Coefficient topographique $C_t$

Le coefficient de topographie  $C_t$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellements isolés ...etc.

Le site d'implantation de notre structure, est un site plat ; alors  $C_t = 1$ .

### III.8.4.3 Calcul du coefficient d'exposition

Tableau III-7 : Récapitulatif du calcul du coefficient  $C_e$  conformément à [2]

Hauteurs (m)	$C_e$
3,74	1,173
6,8	1,173
9,86	1,173
12,92	1,339
16,86	1,520
17,46	1,544

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique de pointe comme suit :

$$q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

**Tableau III-8** : Récapitulatif de tous les coefficients conformément à [2]

Hauteurs (m)	C <sub>t</sub>	C <sub>r</sub>	I <sub>v</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>réf</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )
3,74	1	0,539	0,434	1,173	375	439,827
6,8		0,539	0,434	1,173		439,827
9,86		0,539	0,434	1,173		439,827
12,92		0,599	0,391	1,339		502,224
16,86		0,661	0,354	1,520		569,906
17,46		0,669	0,350	1,544		579,014

### III.8.5 Vérification de l'existence de toiture isolée

Lorsque au moins deux faces du bâtiment (façade ou toiture), l'aire totale des ouvertures existant sur chacune des faces représente 30% de l'aire de cette face, il convient de calculer les actions exercées sur la construction à partir des règles définies pour les toitures isolées. [2]

Les surfaces des ouvertures ont été relevés à partir des plans architecturaux des différentes façades. Voir annexe.

**Tableau III-9** : Valeurs des surfaces et pourcentage dominant

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m <sup>2</sup> )	Surface de la face (m <sup>2</sup> )	%
Façade principale	257.3004	620.16	41.48
Façade latérale	243.8183	620.16	39.31
Cage d'escalier façade latérale	2.3	53.0284	4.33
Façade nord	246.0472	527.136	46.67
Façade sud	175.4928	527.136	33.29
Cage d'escalier Façade sud	2.256	60.0966	3.75
Terrasse accessible au stationnement	39.615	40.8	97.09

On remarque que 4 faces de notre structure représentent 30% de l'aire de la face considéré, ce qui nous amène à dire qu'on doit calculer la pression du vent conformément aux règles de toiture isolés [2].

### III.8.6 Calcul de la pression aérodynamique due au vent

$$W(Z) = q_p(Z) \cdot c_{pnet}$$

Pour les étages courants (RDC jusqu'au 3ème) les calculs ont démontré que ce sont des toitures isolées [2], le règlement définit les toitures isolées comme étant des toitures ne comportant pas de murs permanents, telles que celles des stations-services.

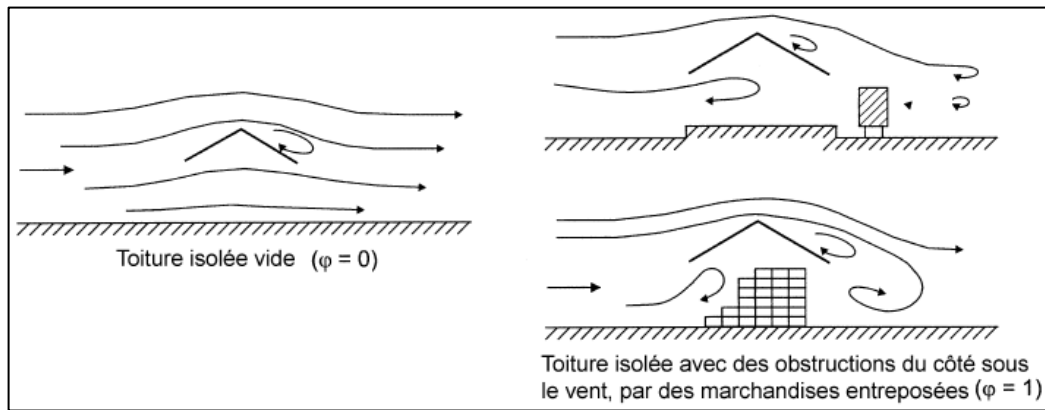
Le coefficient pour ce type de toiture est le  $C_{pnet}$ , il tient compte de l'effet combiné du vent agissant sur la surface inférieure et supérieure de la toiture. [2]

**III.8.7 Valeurs des coefficients de pression**

Pour toutes les directions du vent, les valeurs des coefficients de force globaux et les coefficients de pression locaux  $C_{pnet}$ , sont données dans le tableau 5.8 pour les toitures à un versant [2].

On considère que l'angle de la toiture  $\alpha = 0^\circ$

$\varphi = 0$  et  $\varphi = 1$  tiennent compte de l'effet combiné du vent agissant à la fois sur les surfaces supérieure et inférieure des toitures isolées quelles que soient les directions du vent. [3]



**Figure III-6 :** Écoulement de l'air autour des toitures isolées [3]

$\varphi$  Représente l'obstruction, c'est le rapport de l'aire des obstructions sous la toiture divisée par l'aire de la section transversale sous la voute. Or, dans notre cas, nous n'avons aucun objet disposé sur la hauteur de la rive sous le vent. Ce qui nous amène à prendre la valeur de  $\varphi = 0$ . [3].

**Tableau III-10 :** Coefficient Cf en fonction de l'obstruction [3]

Angle de la toiture	Obstruction $\phi$		Cf	Zone t	Zone r	Zone u
$\alpha$	Surpression	Quelconque	0,2	0,5	1,8	1,1
0	Dépression	0	-0,5	-0,6	-1,3	-1,4

**III.8.8 Pressions aérodynamiques pour chaque niveau**

- Pour le RDC jusqu'au 2ème étage

$$W = q_p \times W$$

Exemple de calcul  $\rightarrow W = 439,827 \times 0,5 = 219,914 \text{ N/m}^2$

**Tableau III-11** : Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique pour le RDC jusqu'au 2eme étage

Zones	$q_p (N/m^2)$	$C_{pnet}$		$W (N/m^2)$	
		(+)	(-)	(+)	(-)
t	439,827	0,5	-0,6	219,914	-263,896
r	439,827	1,8	-1,3	791,689	-571,776
u	439,827	1,1	-1,4	483,810	-615,758

- Pour le 3éme étage

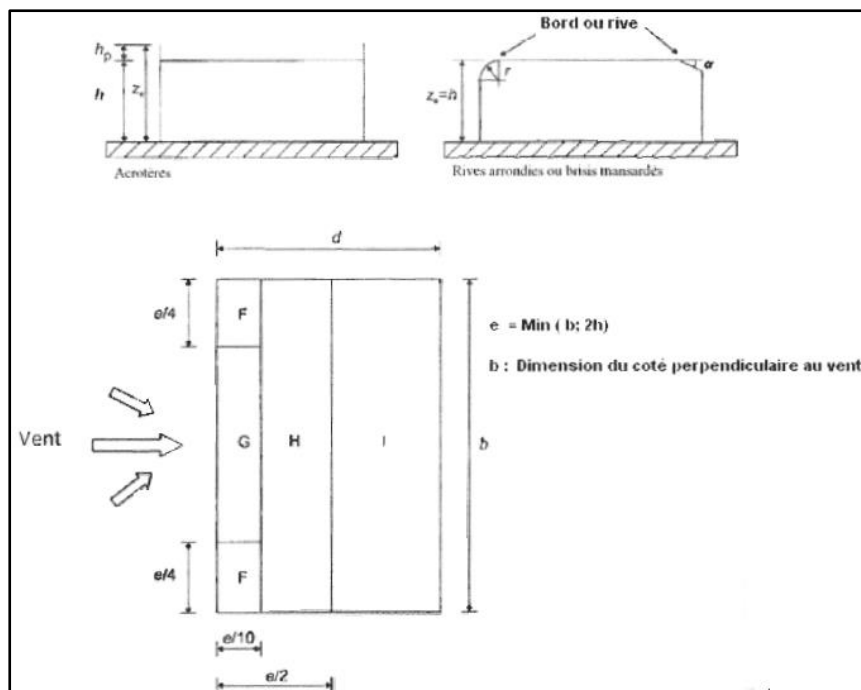
**Tableau III-12** : Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique pour le 3eme étage

Zones	$q_p(N/m^2)$	$C_{pnet}$		$W (N/m^2)$	
		(+)	(-)	(+)	(-)
t	502,224	0,5	-0,6	251,112	-301,335
r	502,224	1,8	-1,3	904,004	-652,891
u	502,224	1,1	-1,4	552,447	-703,114

- Pression aérodynamique pour la toiture non accessible a  $h = 16,85 m$

Cette partie de la structure est considéré comme une toiture plate, la toiture est considérée comme plate si  $\alpha \leq 5^\circ$ . [2]

- Coefficient de pression extérieure



**Figure III-7** : Légende pour les toitures plates [2]

$b \dots\dots\dots 48m$

$d \dots\dots\dots 40,8m$

$h \dots\dots\dots 16,86 m$

$h_p \dots\dots\dots 0,60 m$  (hauteur de l'acrotère).

$e = \min(48,2 \times 16,86) = 34,92m$

$\frac{h_p}{h} = 0,036$

$\frac{e}{10} = 3,492 m$

$\frac{e}{2} = 17,46 m$

$b - 2 \left(\frac{e}{4}\right) = 30,54 m$

$d - \left(\frac{e}{10}\right) = 37,308 m$

**Tableau III-13 : Calcul du  $C_{pe}$  [2]**

Zones		F	G	H	I
Surf (m2)		30,48516	106,64568	670,464	1120,32
<b>hp/h</b>	0,025	$C_{pe}=C_{pe10}$			
		-1,6	-1,1	-0,7	-0,2
		/	/	/	0,2
<b>hp/h</b>	0,05	-1,4	-0,9	-0,7	-0,2
		/	/	/	0,2
<b>hp/h</b>	0,036	-1,515	-1,0	-0,7	-0,2
		/	/	/	0,2

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

Une note stipule que lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer  $\mu$  pour un cas particulier, il convient alors de donner a  $C_{pi}$  la valeur la plus sévère de +0,2 et -0,3. [3]

- **Pression aérodynamique de la toiture non accessible**

$$W = q_p \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III-14 : Calcul de la pression aérodynamique pour la toiture isolée [2]

Zones	$q_p \text{ N/m}^2$	$C_{pe}$		$C_{pi}$		$W \text{ N/m}^2$	
		(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
<b>F</b>	579,014	-1,515	/	-0,3	+0,2	-703,502	115,802
<b>G</b>		-1,0	/	-0,3	+0,2	-405,309	
<b>H</b>		-0,7	/	-0,3	+0,2	-231,605	
<b>I</b>		-0,2	0,2	-0,3	+0,2	57,901	

### III.8.9 Calcul de la force de frottement

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4h).

D'après [2], les effets du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à quatre fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent.

$$S_1 + S_2 \leq 4S_3$$

$$S_1 = 40,8 \times 17,46 = 712,368 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_1 = 712,368 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 48 \times 17,46 = 838,08 \text{ m}^2$$

$$712,368 + 712,368 = 1424,736 \text{ m}^2 < 4 \times 838,08 = 3352,32 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent.



# Chapitre IV- Prédimensionnement des éléments principaux

## IV.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet.

En se basant sur le principe de la descente de charge verticales transmises par les planchers vers les éléments porteurs qui les transmettent à leur tour aux fondations.

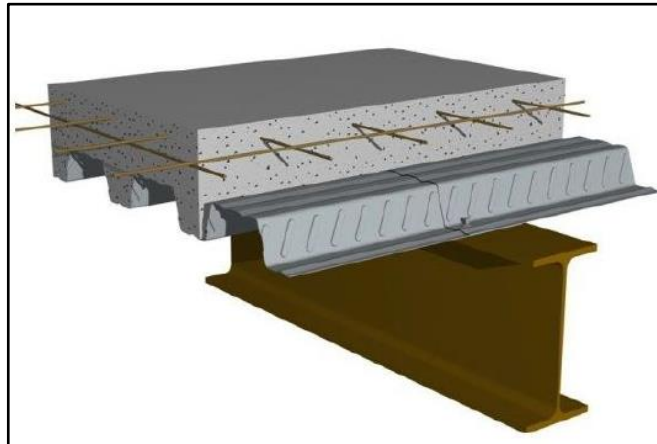
Le calcul se fera conformément aux règles de l'Eurocode 3[5] et du CCM97 [6].

## IV.2 Étude du plancher mixte (collaborant)

Les planchers mixtes sont composés de solives en IPE travaillant à la flexion simple, assemblés perpendiculairement aux poutres principales.

Le calcul du plancher se fait en deux phases :

- Phase initiale (phase de construction)
- Phase finale



**Figure IV-1** : Représentation 3D d'un plancher collaborant [12]

- **Phase initiale**

Le profilé d'acier travail seul les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge d'ouvrier

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, le profilé en acier et la dalle en béton, travaillent ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton sec
- Surcharge d'exploitation

- **Entraxe des solives**

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

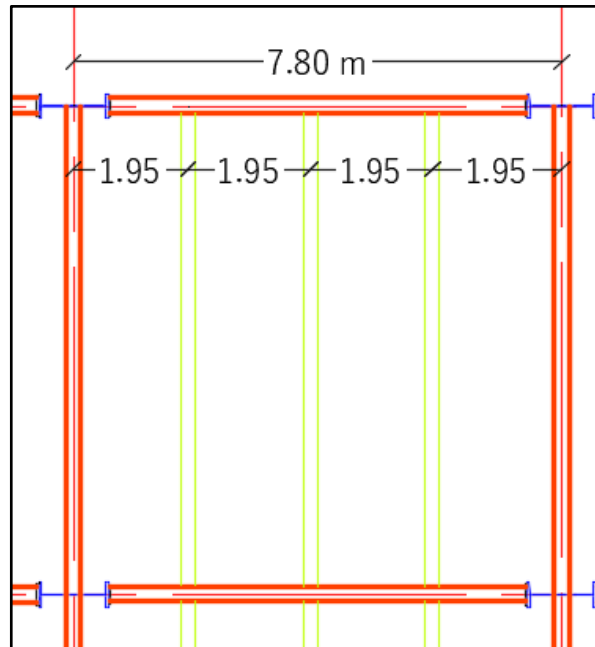
$$0.7 \text{ m} \leq e \leq 1.5 \text{ m}$$

Longueur de la solive :  $L = 7 \text{ m}$

Portée max  $L_{max} = 7,80 \text{ m}$

Calcul de l'entraxe des solives

$$e = \frac{7,80}{4} = 1,95 \text{ m}$$



**Figure IV-2** : Schéma de l'espacement entre solives dessiner avec Autocad

Les solives sont dimensionnées sous la condition de flèche.

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f_{adm}$  ; pour une poutre bi-articulée

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384 \cdot EI}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

On a:

$$G_{b\acute{e}ton} = \rho_b \cdot (e_b - e_{cofrastra}) \rightarrow G_{b\acute{e}ton} = 25 \times (0,15 - 0,001)$$

$$G_{b\acute{e}ton} = 3,725 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ouvrier} = 0,75 \text{ Kn/m}^2$$

q : la charge non pondérée

$$q = G + Q$$

$$\text{Avec : } G = G_{b\acute{e}ton} + G_{cofrastra40} \rightarrow G = 3,725 + 0,13 = 3,855 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } q = 3,855 + 0,75 \rightarrow q = 4,605 \text{ KN/m}^2$$

La charge sur la solive est de :  $q' = q \times e$

$$q = 4,605 \times 1,95 \rightarrow q = 8,97 \text{ KN/m}$$

$E=210000 \text{ MPA}$  ;  $L = 7 \text{ m}$  , on choisit de mettre un étaie afin de diminuer la flèche

$$\frac{L}{2} = 3,5 \text{ m}$$

$$I \geq \frac{5 \times 8,97 \times (3500)^3 \times 250}{384 \times 210000} \times 10^{-4} \rightarrow I \geq 596,15 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{IPE 200}$$

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

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{3500}{250} \rightarrow f_{adm} = 14 \text{ mm}$$

On ajoute le poids propre de profilé choisi :  $q + G_{IPE200}$

$$q = 8,97 + 0,224 \rightarrow q = 9,194 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \times 9,194 \times 3500^4}{384 \times 210000 \times 1943 \times 10^4} \rightarrow f = 4,40 \text{ mm}$$

$f = 4,40 \text{ mm} < f_{adm} = 14 \text{ mm}$  ..... Condition vérifiée.

### IV.3 Prédimensionnement des solives

- Exemple de calcul sur une solive du plancher courant

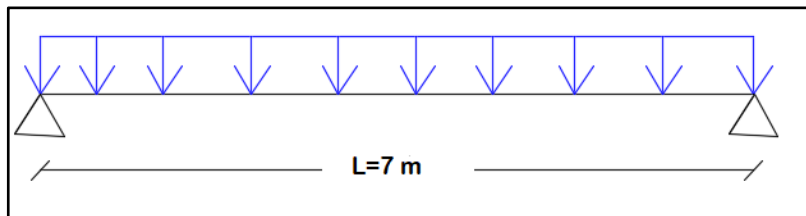


Figure IV-3 : Schéma statique d'une solive

Tableau IV-1 : Caractéristiques géométrique du profilé IPE200

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(cm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	Tf(mm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	w <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>IPE 200</b>	22,4	28,5	200	100	8,5	142,4	1943	44,61	220,6	8,26	2,24

#### IV.3.1 Phase initiale

Avec 1 étaie pour diminuer la flèche.

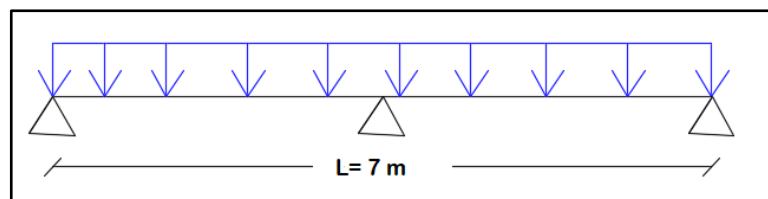


Figure IV-4 : Schéma statique de la solive avec un étaie (appui intermédiaire)

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase initial sont :

- Poids propre du béton frais .....  $G_b = 3.725 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier cofrastra 40 (1mm) .....  $G_{bac} = 0.13 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction .....  $Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du profilé IPE200 .....  $G = 0.224 \text{ KN/ml}$

L'entraxe entre les solives est de  $e = 1.95 \text{ m}$

$L_{solive} = 7 \text{ m} \rightarrow$  Avec étaie  $L_{solive} = 3.5 \text{ m}$

• **Combinaison de charge**

$\Rightarrow$  ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 \times [G + (G_b + G_{bac}) \times e] + [1.5 \times Q_{ouvrier} \times e] \rightarrow q_u = 1.35 \times [0.224 + (3.725 + 0.13) \times 1.95] + [1.5 \times 0.75 \times 1.95]$$

$$q_u = 12.644 \text{ KN/ml}$$

$\Rightarrow$  ELS :  $q_s = G + Q$

$$q_s = (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \times e + G \rightarrow q_s = (3.725 + 0.13 + 0.75) \times 1.95 + 0.224$$

$$q_s = 9.204 \text{ KN/ml}$$

• **Vérifications des résistances**

○ **Flexion**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot (L/2)^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{12.644 \times (7/2)^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 19.362 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{220.6 \times 10^3 \times 275}{1} \rightarrow M_{plrd} = 60.665 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19.362 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 60.665 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant**

$$V_{sdy} \leq V_{plrdy}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_u(L/2)}{2} \rightarrow V_{sdy} = \frac{12.644 \times (7/2)}{2} \rightarrow V_{sdy} = 22.128 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = A - A_{vz} \rightarrow A_{vy} = 1450 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrdy} = \frac{1450 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} \rightarrow V_{plrdy} = 230.218 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 22.128 \text{ KN} < V_{plrdy} = 230.218 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Étude de l'interaction moment fléchissant et effort tranchant :**

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 22.128 \text{ KN} < 115.109 \text{ KN} \text{ Pas d'interaction}$$

○ **Vérification du déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par [5].

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui touche les poutres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, la partie comprimée de la poutre subit dans son plan vertical sous une forte compression, une déformation en dehors de son plan, ce qui se traduit par une flexion dans le plan horizontale et une rotation autour du centre de cisaillement.

Dans le cas d'un élément fléchi non maintenu latéralement. La résistance au déversement doit être prise égale à :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

- **Classification de la solive IPE200**

Classification de l'âme :  $\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72 \varepsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$

Âme de classe 1.

Classification des semelles :  $\frac{c}{t_f} = \frac{47.2}{8.5} = 5.52 \leq 10\varepsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$

Semelles de classe 1, donc notre profilé IPE200 est de classe 1.

Avec :

$\beta_w = 1$ , pour les sections 1 et 2 ; (notre profilé est de classe 1)

$\gamma_{m1} = 1.1$  Facteur partiel de sécurité pour les vérifications aux instabilités [6]

$\chi_{Lt}$  : coefficient de réduction, il est en fonction de l'élément réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  et qui ont pour valeur

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} \beta_w \geq 0.4$$

Avec :

$c_1 = 1,132$  ;  $C_2 = 0.459$  ;  $C_3 = 0.525$  (facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement, tableau B.1.1 [6].

$K = K_w = 1$  (Pour être en sécurité vis-à-vis du gauchissement)

$\alpha_{LT} = 0.21$ , profilé laminé

$G = 80777 \text{ Mpa}$  ;  $E = 210000 \text{ MPA}$

$Z_g = 0$ , symétrie totale

$L = 3.5 \text{ m}$

$I_t = 7503037.576 \text{ mm}^4$  (Moment d'inertie de torsion)

$I_w = I_z \left( \frac{(h-t_f)}{2} \right)^2$  (Facteur de gauchissement ou inertie sectoriel de torsion)

$I_w = 142.4 \times 10^3 \left( \frac{200-8.5}{2} \right)^2 \rightarrow I_w = 13055.321 \times 10^6 \text{ mm}^6$

$I_z = 142.4 \text{ cm}^4$  (Moment d'inertie de la section suivant l'axe de faible inertie)

$M_{cr}$  : moment critique élastique de déversement

$$M_{cr} = C_1 \left( \frac{\pi^2 EI_Z}{(K_Z L)^2} \right) \left[ \sqrt{\left( \frac{K_Z}{K_W} \right)^2 \frac{I_W}{I_Z} + \frac{(K_Z L)^2 G I_t}{\pi^2 EI_Z} + (C_2 Z_g)^2} - (C_2 Z_g) \right]$$

Or:

$$M_{cr} = 1,132 \left( \frac{\pi^2 \times 210000 \times 142.4 \times 10^4}{(1 \times 7000/2)^2} \right) \left[ \sqrt{\left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{13055.321 \times 10^6}{142.4 \times 10^4} + \frac{(1 \times 7000/2)^2 \times 80777 \times 7503037.576}{\pi^2 \times 210000 \times 142.4 \times 10^4}} \right]$$

$$M_{cr} = 26128612251707.4 \text{ N. mm}$$

Ce qui nous donne :  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{220 \times 10^3 \times 275}{26128612251707.4}} \times 1 \geq 0.4 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.002$  pas de risque de déversement.

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

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow M_{brd} = 1 \times 1 \times 220.6 \times 10^3 \frac{275}{1.1} \quad M_{brd} = 57.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19.362 \text{ KN.m} < M_{brd} = 57.549 \text{ KN.m} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé en IPE200 est stable vis-à-vis du déversement.

### IV.3.2 Phase finale

Le béton ayant durci, on peut enlever l'étaie et donc prendre  $L=7\text{m}$

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé ....  $G_p = 0.224 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente .....  $G = 4.82 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation .....  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison de charge**

Entraxe entre solives  $e = 1.95 \text{ m}$

$$\Rightarrow \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times [G_p + G \times e] + [1.5 \times Q \times e] \rightarrow q_u = 1.35 \times [0.224 + 4.82 \times 1.95] + [1.5 \times 2.5 \times 1.95]$$

$$q_u = 20.304 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$q_s = G_p + (G \times e) + (Q \times e) \rightarrow q_s = 0.224 + (4.82 \times 1.95) + (2.5 \times 1.95)$$

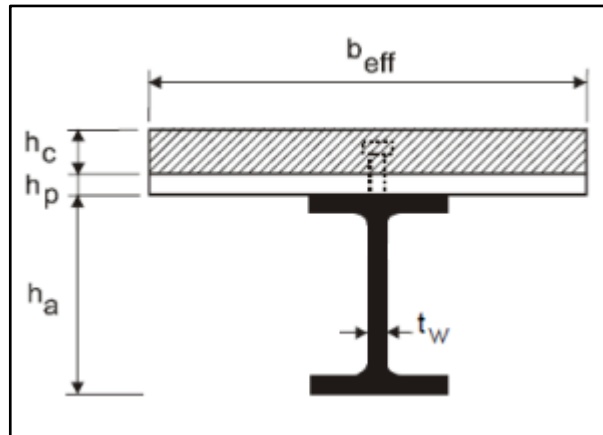
$$q_s = 14.498 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace**

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 7}{8} = 1.75 \text{ m} \\ b = 1.95 \text{ m} \end{array} \right.$$

$b_{eff} = 1.75 \text{ m}$  ; (largeur utile de la dalle en béton).



**Figure IV-5** : Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton [12]

○ **Position de l'axe neutre**

• **Résistance de compression de la dalle en béton :**

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

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

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

$h_p = 55 \text{ mm}$  Hauteur du bac d'acier ;

$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$  Hauteur du béton

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (1750 \times 95)$$

$$R_b = 2355.208 \text{ KN}$$

• **Résistance de traction du profilé d'acier :**

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 2850 \times 275$$

$$R_a = 744.563 \text{ KN}$$

$$R_b = 2355.208 \text{ KN} > R_a = 744.563 \text{ KN}$$

→ L'Axe neutre plastique est dans la dalle de béton, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

○ **Moment de flexion**

$$M_{plrd} = R_a \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_a \cdot h_c}{2R_b} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 744.563 \times \left[ \frac{200 \times 10^{-3}}{2} + 95 \times 10^{-3} + 55 \times 10^{-3} - \left( \frac{744.563 \times 95 \times 10^{-3}}{2 \times 2355.208} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 174.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{20.304 \times (7)^2}{8}$$



$$M_{sd} = 124.359 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 124.359 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 174.96 \text{ KN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sdy} = \frac{q_u(L)}{2} \rightarrow V_{sdy} = \frac{20.304 \times 7}{2} \rightarrow V_{sdy} = 71.062 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = A - A_{vz} \rightarrow A_{vy} = 1450 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrdy} = \frac{1450 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} \rightarrow V_{plrdy} = 230.218 \text{ KN} ..$$

$$V_{sdy} = 71.062 \text{ KN} < V_{plrdy} = 230.218 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 71.062 \text{ KN} < 115.109 \text{ KN}$$

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

○ **Rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{7000}{250} \rightarrow f_{adm} = 28 \text{ mm}$$

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c}$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2h_p + h_0)^2}{4(1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_{ya}$$

$I_{ya}$  : moment d'inertie de la solive.

Avec :  $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} \rightarrow V = \frac{2850}{(1750 \times 95)} \rightarrow V = 0.017$$

$$I_c = 120728622.948 \text{ mm}^4$$

Donc :  $f^{max} = 17.878 \text{ mm} < f_{adm} = 28 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Flèche final :

$$f_{final} = f_{max}^{initial} + f_{max}^{final} \leq f_{adm}^{final}$$

$$f_{final} = 4.407 + 17.878 \rightarrow f_{final} = 22.285 \text{ mm}$$

$$f_{final} = 22.285 \text{ mm} < f_{adm} = 28 \text{ mm}$$

Le profilé IPE200 est retenu pour le plancher courant du parking.

**REMARQUE** : la procédure de calcul de la solive ci-dessus est la même pour les autres solives, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Récapitulatif pour les solives de chaque niveau

Niveau	Profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	qs KN/m	qu KN/ml	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 200	7	1.95	14.498	20.304	28	17.878
Terrasse accessible	IPE 200	7	1.95	19.334	26.832	28	23.841
Terrasse inaccessible	IPE 200	7	1.95	11.554	15.890	28	18.654

### IV.3.3 Vibrations du plancher

En général, des mesures appropriées doivent être prises dans la conception pour tenir compte des effets des charges d'exploitation susceptibles de provoquer des vibrations.

Pour ce faire, le CCM97 [6] indique des valeurs limites des vibrations de planchers de construction ouvertes au public dans l'article 4.3.2, il stipule que :

- La fréquence naturelle la plus basse du plancher doit être  $\geq 3$  Hz pour les parkings
- La flèche totale doit être au plus égale à 28mm.

Il est admis de prendre la condition (1) comme satisfaite si la condition (2) est vérifiée.

Or on a dans notre cas :

Tableau IV-3 : Vérification de la flèche de vibration

Niveau	Profilé	Flèche max (mm)	Flèche admissible de vibration (mm)	Vibration
Étage courant	IPE 200	17.878	28	Admis
Terrasse accessible	IPE 200	23.841		Admis
Terrasse inaccessible	IPE 200	18.654		Admis

La condition (2) étant vérifié, on peut dire que nos planchers résistent aux vibrations, et que leur fréquence dépasse les 3Hz.

### IV.3.4 Calcul des connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour renforcer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. Dans le cas de notre parking on opte pour des connecteurs de types Goujon Nelson, en vue de ses avantages de facilité et rapidité d'exécution.

- Résistance du connecteur isolée

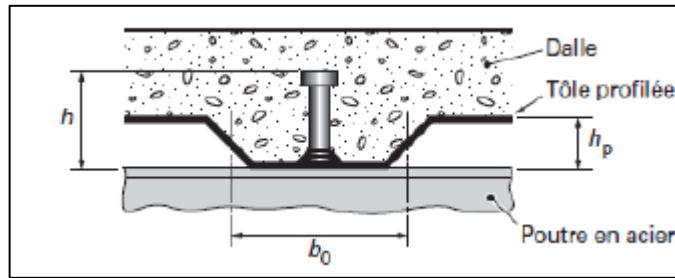


Figure IV-6 : Dimensions de la tôle et du connecteur [12]

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

Avec :

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

$d$  : diamètre du goujon,  $d = 19 \text{ mm}$

$f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPA

$E_c$  : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA

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

$K$  : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont parallèle a la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} & \text{si les nervures sont perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

Avec :

$N_r$  : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1

$h_c$  : hauteur de la dalle en béton

$h_p$  : hauteur du bac d'acier

$b_0$  : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du cofrastra 40) 46.5mm

$K_{t,max}$  : limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 de [5].

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur $t$ de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_T = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_T = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Figure IV-7 : Limite de K [5]

$\alpha$  : facteur correctif.

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

Dans notre cas, on a :  $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Et, les nervures sont perpendiculaires aux solives, donc :

$$K = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) \rightarrow K = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{46.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1\right) \rightarrow K = 0.36$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.36 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 26.98 \text{ KN} \\ 0.36 \times 0.8 \times 430 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 30.125 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 26.98 \text{ KN}$$

- Effort tranchant repris par les goujons

$$R_L = \min (R_b; R_a)$$

Avec :

$R_b$  : Résistance de compression du béton ;  $R_b = 2355.208 \text{ KN}$

$R_a$  : Résistance de traction du profilé d'acier ;  $R_a = 744.563 \text{ KN}$

D'où :  $R_L = R_a = 744.563 \text{ KN}$

- Nombre de connecteurs par demi portée

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

$$n = \frac{744.563}{26.98} \rightarrow n = 27.59$$

Ce qui nous fera un total de 28 connecteurs sur toute la longueur de la solive, et donc 14 connecteurs par demi porté.

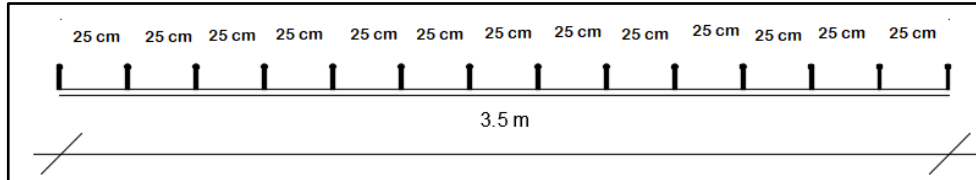
- **Espacement entre les goujons**

Soit E l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n - 1}$$

L Est la longueur de la solive ;  $L = 7m$

$$\Rightarrow E = \frac{7000}{28-1} \rightarrow E = 250 \text{ mm}$$



**Figure IV-8 :** Espacement des goujons de solive

#### IV.4 Prédimensionnement des poutres secondaires

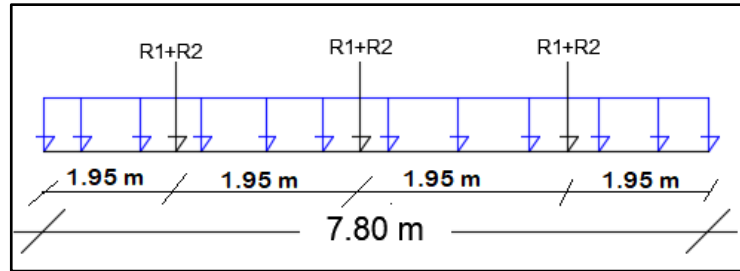
Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les solives. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médiane, avec un espacement entre deux poutre secondaires 7.80 m. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-4 :** Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau

Niveau	Profilé	Longueur (m)	e (m)	qs KN/m	qu KN/ml	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 360	7	7.80	57.667	80.775	28	16.462
Terrasse accessible	IPE 400	7	7.80	77.103	107.014	28	16.924
Terrasse inaccessible	IPE 360	7	7.80	45.889	63.120	28	13.1

**IV.5 Prédimensionnement des poutres principales**

- Exemple de calcul pour poutre principale intermédiaire du plancher courant



**Figure IV-9 :** Schéma statique de la poutre principale

$$L_{poutre} = 7.80 \text{ m}$$

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

$$\frac{7800}{25} \leq h \leq \frac{7800}{15}$$

$$312 \leq h \leq 520$$

**Tableau IV-5 :** Caractéristiques géométriques du profilé IPE400

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(cm <sup>2</sup> )	h(m) m)	b(m) m)	Tf(m) m)	I <sub>z</sub> (c m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (c m <sup>4</sup> )	Wplz(c m <sup>3</sup> )	Wply(c m <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (c m)	i <sub>z</sub> (c m)
<b>IPE 400</b>	66,3	84,46	400	180	13,5	1318	2313 0	229	1307	16,5 5	3,95

**IV.5.1 Phase initiale**

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

- Poids propre du profilé ..... $G_p = 0.663 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais ..... $G_b = 3.725 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier ..... $G_{bac} = 0.13 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) ..... $Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$

- Calcul des réactions des solives

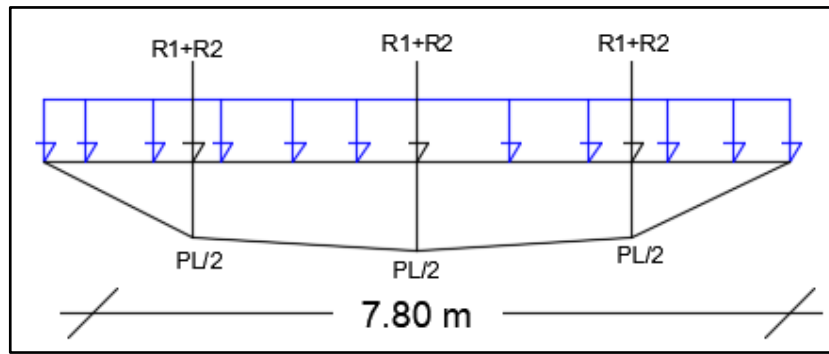


Figure IV-10 : Réactions des solives sur la poutre principale

La poutre principale intermédiaire retient deux solives de longueur différentes, les réactions sont les suivantes :

⇒ ELU

$$R_1 = \frac{q_u \cdot L_1}{2} \rightarrow R_1 = \frac{12.644 \times 7}{2} \rightarrow R_1 = 44.256 \text{ KN}$$

$$R_2 = \frac{q_u \cdot L_2}{2} \rightarrow R_2 = \frac{12.644 \times 6}{2} \rightarrow R_2 = 37.933 \text{ KN}$$

Avec :  $q_u$  : combinaison de charge des solives à l'ELU en phase initiale

$q_s$  : combinaison de charge des solives à l'ELS en phase initiale

-  $L_1$  et  $L_2$  : longueurs des solives

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = 44.256 + 37.933 \rightarrow R_u = 82.189 \text{ kn}$$

⇒ ELS

$$R_1 = \frac{q_s \cdot L_1}{2} \rightarrow R_1 = \frac{9.204 \times 7}{2} \rightarrow R_1 = 32,213 \text{ KN}$$

$$R_2 = \frac{q_s \cdot L_2}{2} \rightarrow R_2 = \frac{9.204 \times 6}{2} \rightarrow R_2 = 27,611 \text{ KN}$$

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = 32,213 + 27,611 \rightarrow R_s = 59,824 \text{ kn}$$

- Combinaison de charge

⇒ ELU

$$q_u = 1.35(G_p + (G_b + G_{bac}) \times b_p) + (1.5 \times Q_{ouvrier} \times b_p)$$

Avec :  $b_p$  : largeur de la semelle de la poutre principal

$$q_u = 1.35(0.663 + (3.725 + 0.13) \times 0.2) + (1.5 \times 0.75 \times 0.18)$$

$$q_u = 2.034 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = G_p + (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \cdot b_p \rightarrow q_s = 0.663 + (3.725 + 0.13 + 0.75) \times 0.18$$

$$q_s = 1.491 \text{ KN/ml}$$

- **Vérifications**

Le calcul des résistances sont fait avec un étaie.

- **Moment fléchissant**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot (L/2)^2}{8} + \frac{R_u \cdot L}{2} \rightarrow M_{sd} = \frac{2.034 \times (\frac{7.8}{2})^2}{8} + \frac{82.189 \times (\frac{7.8}{2})}{2} \rightarrow M_{sd} = 168 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{1307 \times 10^3 \times 275}{1} \rightarrow M_{plrd} = 359.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 168 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 359.43 \text{ KN.m} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sdy} \leq V_{plrdy}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_u(L/2)}{2} + \frac{3}{2}R_u \rightarrow V_{sdy} = \frac{2.034 \times (\frac{7.8}{2})}{2} + 82.189 \times \frac{3}{2} \rightarrow V_{sdy} = 131.22 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = 4177 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrdy} = \frac{4177 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} \rightarrow V_{plrdy} = 663.19 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 131.22 \text{ KN} < V_{plrdy} = 663.19 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 131.22 \text{ KN} < 331.595 \text{ KN}$$

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

- **Vérification de la rigidité**

D'après le formulaire des poutres voir annexe

$$f_{adm} = \frac{L/2}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{(7800/2)}{250} \rightarrow f_{adm} = 15.60 \text{ mm}$$

$$f_1^{max} = \frac{19 \cdot q_s \cdot (L)^3}{384 \cdot E \cdot I_z} \rightarrow f_1 = \frac{19 \times 1.491 \times (\frac{7800}{2})^3}{384 \times 210000 \times 1318 \times 10^4} \rightarrow f_1^{max} = 0.0015 \text{ mm}$$

$$f_2^{max} = \frac{19 \cdot R_s \cdot (L)^3}{384 \cdot E \cdot I_z} \rightarrow f_2 = \frac{19 \times 59.824 \times (7800/2)^3}{384 \times 210000 \times 1318 \times 10^4} \rightarrow f_2^{max} = 0.06 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm} \rightarrow f^{max} = 0.0015 + 0.06 = 0.0615 \text{ mm}$$

$$0.0615 \text{ mm} < 15.60 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au Déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par [5]. Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on peut donc considérer que la poutre ne risque pas de se déverser.



### IV.5.2 Phase finale

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé ....  $G_p = 0.663 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente ....  $G = 4.82 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation .....  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives en phase finale**

⇒ ELU

$$R_1 = \frac{q_u \cdot L_1}{2} \rightarrow R_1 = \frac{20.304 \times 7}{2} \rightarrow R_1 = 71.062 \text{ KN}$$

$$R_2 = \frac{q_u \cdot L_2}{2} \rightarrow R_2 = \frac{20.304 \times 6}{2} \rightarrow R_2 = 43.494 \text{ KN}$$

Avec :  $q_u$  : combinaison de charge des solives à l'ELU en phase finale

$q_s$  : combinaison de charge des solives à l'ELS en phase finale

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = 71.062 + 43.494 \rightarrow R_u = 114.556 \text{ KN}$$

⇒ ELS

$$R_1 = \frac{q_s \cdot L_1}{2} \rightarrow R_1 = \frac{14.498 \times 7}{2} \rightarrow R_1 = 50.743 \text{ KN}$$

$$R_2 = \frac{q_s \cdot L_2}{2} \rightarrow R_2 = \frac{14.498 \times 6}{2} \rightarrow R_2 = 43.494 \text{ KN}$$

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = 50.743 + 43.494 \rightarrow R_s = 94.237 \text{ KN}$$

- **Combinaison de charge**

⇒ ELU :

$$q_u = 1.35 \times [G_p + G \times b_p] + [1.5 \times Q \times b_p] \rightarrow q_u = 1.35 \times [0.776 + 4.82 \times 0.18] + [1.5 \times 2.5 \times 0.18]$$

$$q_u = 2.741 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS :

$$q_s = G_p + (G \times b_p) + (Q \times b_p) \rightarrow q_s = 0.776 + (4.82 \times 0.18) + (2.5 \times 0.18)$$

$$q_s = 1.980 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace de la dalle**

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 7.8}{8} = 1.95 \text{ m} \\ b = 7 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.95 \text{ m}$$

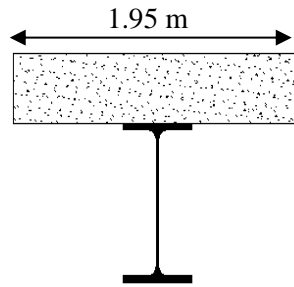


Figure IV-11 : Largeur efficace de la zone comprimée [12]

○ **Position de l'axe neutre**

- Résistance de compression de la dalle en béton :

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

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$h = 150 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (1950 \times 95)$$

$$R_b = 2624.375 \text{ KN}$$

- **Résistance de traction du profilé d'acier :**

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 8446 \times 275$$

$$R_a = 2206.156 \text{ KN}$$

$R_b > R_a \rightarrow$  L'axe neutre plastique est dans la dalle en béton, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

○ **Moment fléchissant**

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

$$M_{plrd} = R_a \left[ \frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_a \cdot h_c}{2R_b} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 684.159 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} + \frac{R_u \cdot L}{2}$$

$$M_{sd} = 601.179 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 601.179 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 684.159 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sdy} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3}{2} R_u \rightarrow V_{sdy} = 182.526 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \rightarrow V_{plrdy} = 663.188 \text{ KN}$$

$V_{sdy} = 182.526 \text{ KN} < V_{plrdy} = 663.188 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow$  Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{7000}{250} \rightarrow f_{adm} = 31.20 \text{ mm}$$

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c} + \frac{19 R_s L^3}{384 E I_c}$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2h_p + h_0)^2}{4(1+m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_{ya}$$

Avec : m=15

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} \rightarrow V = \frac{8446}{(1950 \times 95)} \rightarrow V = 0.04$$

$$I_c = 913827128.744$$

$$\underline{\text{D'où}} : f^{max} = \frac{5 \times 1.980 \times 7800^4}{384 \times 210000 \times 913827128.744} + \frac{19 \times 94.237 \times 7800^3}{384 \times 210000 \times 913827128.744}$$

$$f^{max} = 3.64 + 0.01 \rightarrow f^{max} = 3.65 \text{ mm}$$

$f^{max} = 3.65 \text{ mm} < f_{adm} = 31.20 \text{ mm}$  ..... Condition vérifiée.

- Flèche finale :

$$f_{final} = f_{max}^{initial} + f_{max}^{final} \leq f_{adm}^{final}$$

$$f_{final} = 1.64 + 3.65 = 5.25 \text{ mm} < 31.20 \text{ mm} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Le profilé **IPE400** est retenu comme étant poutre principale des plancher courants.

**REMARQUE** : la procédure de calcul de la poutre principale ci-dessus est la même pour les autres poutres, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau IV-6** : Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux

Niveau	Profilé	Longueur (m)	q <sub>s</sub> KN/m	q <sub>u</sub> KN/ml	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 400	7.80	1.980	2.741	31.20	3.65
Terrasse accessible	IPE 450	7.80	2.166	2.996	31.20	3.60
Terrasse inaccessible	IPE 400	7.80	1.980	2.741	31.20	2.91

## IV.5.3 Calcul des connecteurs

- Résistance du connecteur isolée

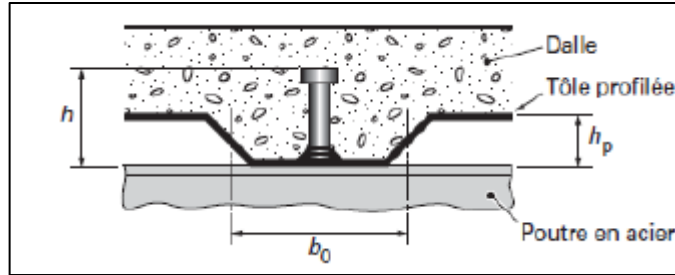


Figure IV-12 : Dimensions de la tôle et du connecteur [12]

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

Avec :

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

$d$  : diamètre du goujon,  $d = 19 \text{ mm}$ ;

$f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPA;

$E_c$  : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA;

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPA;

$K$  : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures ;

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont parallèle a la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} & \text{si les nervures sont perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

Avec :

$N_r$  : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1

$h_c$  : hauteur de la dalle en béton

$h_p$  : hauteur du bac d'acier

$b_0$  : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du cofrastra 40) 46.5mm

$K_{t,max}$  : limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 de [5].

$\alpha$  : facteur correctif.

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

Dans notre cas, on a :  $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Et, les nervures sont parallèles aux poutres principales, donc :

$$K = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = 0.6 \times \frac{46.5}{55} \left( \frac{95}{55} - 1 \right) \rightarrow K = 0.37 < 1$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.37 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 26.92 \text{ KN} \\ 0.37 \times 0.8 \times 430 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 90.69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 26.92 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

$$R_L = \min (R_b; R_a)$$

Avec :

$R_b$  : Résistance de compression du béton ;  $R_b = 2624.375 \text{ KN}$

$R_a$  : Résistance de traction du profilé d'acier ;  $R_a = 2206.156 \text{ KN}$

D'où :  $R_L = R_a = 2206.156 \text{ KN}$

- **Nombre de connecteurs par demi portée :**

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

$$n = \frac{2206.156}{26.92} \rightarrow n = 81.95$$

On choisit le nombre de 82 connecteurs pour toute la portée, ce qui fera 41 connecteurs par demi portée.

- **Espacement entre les goujons :**

Soit E l'espace entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n - 1}$$

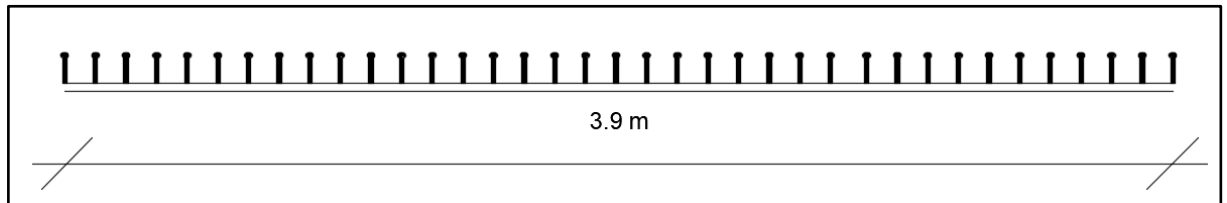
L Est la longueur de la solive ;  $L = 7.80 \text{ m}$

$$E = \frac{7800}{164 - 1} \rightarrow E = 47.85 \text{ mm}$$

$$E_{min} \geq 5d \rightarrow E_{min} \geq 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

On opte pour un espacement de 96 mm entre les goujons.



**Figure IV-13** : Espacement entre les goujons de la poutre principale

## IV.6 Prédimensionnement des poteaux

### IV.6.1 Introduction

Les poteaux sont calculés avec le principe de descente de charge, cette méthode consiste à évaluer toutes les forces qui transitent dans la structure porteuse du bâtiment, jusqu'au niveau des fondations.

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression et de flexion, et résister au flambement.

### IV.6.2 Principe de calcul

Les poteaux sont redimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

### IV.6.3 Étapes de prédimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite (ELU) vis-à-vis de la compression simple.

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_s = G + Q$$

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface de  $43.225 \text{ m}^2$  dans tous les étages.

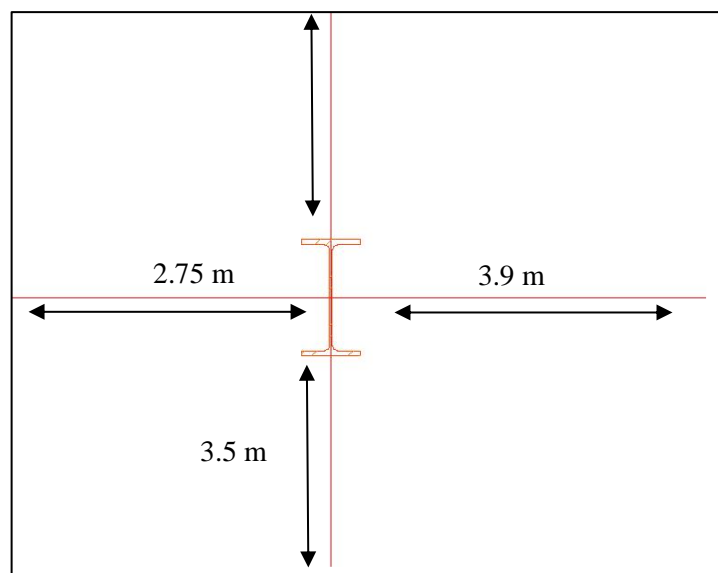


Figure IV-14 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité

Loi de dégression conformément à [1] ; l'article stipule que, pour les bâtiments a même usage, et dont les niveaux ne dépassent pas 5 étages, on applique une réduction de 10% sur les charges d'exploitations, comme la proposition ci-dessous :

$$Q_0$$

$$Q_0 + Q_1$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5$$

**Tableau IV-7** : Tableau de descente des charges

Niveaux	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	$\Sigma Q$ (KN/m2)	$\Sigma G$ (KN/m2)	$P_u$ (KN/m2)
Terrasse non accessible Q0	4,81	1	1	4,81	7,9935
Terrasse Q1	5,26	2,5	3,5	10,07	21,612
3eme Q2	4,98	2,5	5,75	15,05	31,494
2eme Q3	4,98	2,5	7,75	20,03	41,001
1 <sup>er</sup> Q4	4,98	2,5	9,5	25,01	50,133
RDC Q5	4,98	2,5	11	29,99	58,89

$$N_{sd} = (S \times P_u) + G_{poutres}$$

$$\text{Et : } G_{poutres} = 1.35 \times [(L_{pp} \times 2 \times G_{pp}) + (L_{ps} \times 2 \times G_{ps})]$$

$$G_{poutres} = 1.35 \times [(7.8 \times 2 \times 0.663) + (7 \times 2 \times 0.571)] \rightarrow G_{poutres} = 24.754 \text{ KN}$$

Avec :

$L_{pp}$  : longueur de la poutre principale

$L_{ps}$  : longueur de la poutre secondaire

$G_{pp}$  : poids propre de la poutre principale IPE400

$G_{ps}$  : poids propre de la poutre secondaire IPE360

**Tableau IV-8 : Sections et profilés nécessaires**

Niveaux	N <sub>sd</sub> (KN)	Surface (m2)	A <sub>calculé</sub> (Mm <sup>2</sup> )	Profilé
Terrasse non accessible	370,273718	43.225	1346,44988	HEA 120
Terrasse 1	958,93338		3487,03047	HEA 180
3eme	1386,08283		5040,3012	HEA 200
2eme	1797,02291		6534,62875	HEA 240
1 <sup>er</sup>	2191,75361		7970,01311	HEA 260
RDC	2570,27493		9346,45429	HEA 300

La section des poteaux est calculée par la formule suivant :

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

**IV.6.4 Vérification du flambement pour le poteau du RDC**

**Tableau IV-9 : Caractéristique géométrique de profilé HEA300**

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(mm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	Tf(mm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Wplz(cm <sup>3</sup> )	Wply(cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>HEA300</b>	88.3	112.5	290	300	14	6310	18260	641.2	1383	12.74	7.49

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à : [6]

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$  ..... Pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3 ;

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$  ..... Pour les sections transversales de classe 4.

- Suivant l'axe y-y
  - Longueur de flambement

$$L_{fy} = 0.5h \rightarrow L_{fy} = 0.5 \times 3.74 \rightarrow L_{fy} = 1.87 \text{ m}$$



- Élancement maximal

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1870}{127.4} \rightarrow \lambda_y = 14.678$$

- Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{14.678}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.169 < 0.2 \text{ Pas de risque de flambement.}$$

$$\text{Donc : } N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow N_{brd} = \frac{1 \times 1 \times 11.25 \times 10^2 \times 275}{1} \rightarrow N_{brd} = 3114.5727 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2570,27493 \text{ KN} < 3114.5727 \text{ KN} \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Suivant l'axe z-z

Le poteau est considéré encasté-articulé

- Longueur de flambement

$$L_{fz} = 0.7h \rightarrow L_{fz} = 0.7 \times 3.74 \text{ m} \rightarrow L_{fz} = 2.618 \text{ m}$$

- Élancement maximal

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2618}{74.9} \rightarrow \lambda_z = 34.95$$

- Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{34.953}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.40 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement.}$$

$$\phi_z = 0.602$$

$$\chi_z = 0.95 < 1 \dots\dots \text{ OK}$$

$$\text{Donc : } N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow N_{brd} = \frac{0.95 \times 1 \times 112.5 \times 10^2 \times 275}{1} \rightarrow N_{brd} = 2945.532 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2570,27493 \text{ KN} > N_{brd} = 2945.532 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ condition vérifiée.}$$

**REMARQUE** : la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les autres niveaux, le calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

**Tableau IV-10** : Vérification au flambement du poteau RDC

	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\phi_y$	$\phi_z$	$\chi_{\min}$	$N_{sd}$	$N_{brd}$	Résultat
HEA300	0.169	0.40	0.511	0.602	0.95	2570,27493	2945.532	OK

**Tableau IV-11** : Vérification au flambement du 1<sup>er</sup> niveau

	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\phi_y$	$\phi_z$	$\chi_{\min}$	$N_{sd}$	$N_{brd}$	Résultat
HEA260	0,196	0,463	0,519	0,635	0,935	2191,75361	2892,9773	OK

**Tableau IV-12** : Vérification au flambement du 2<sup>ème</sup> niveau

	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\phi_y$	$\phi_z$	$\% \min$	$N_{sd}$	$N_{brd}$	Résultat
HEA240	0,214	0,502	0,524	0,658	0,923	1797,029	2856,947	OK

**Tableau IV-13** : Vérification au flambement du 3<sup>ème</sup> niveau

	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\phi_y$	$\phi_z$	$\% \min$	$N_{sd}$	$N_{brd}$	Résultat
HEA200	0,260	0,605	0,540	0,726	0,88	1386,082	2746,858	OK

**Tableau IV-14** : Vérification au flambement du 4<sup>ème</sup> niveau

	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\phi_y$	$\phi_z$	$\% \min$	$N_{sd}$	$N_{brd}$	Résultat
HEA180	0,289	0,667	0,551	0,772	0,863	958,933	2668,710	OK

**Tableau IV-15** : Vérification au flambement du niveau terrasse inaccessible

	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\phi_y$	$\phi_z$	$\% \min$	$N_{sd}$	$N_{brd}$	Résultat
HEA120	0,441	0,998	0,622	0,998	0,667	370,273718	2062,27788	OK

**REMARQUE** : On choisit le même profilé pour chaque deux niveaux et demi.

RDC+1<sup>ER</sup> +1/2 2<sup>ème</sup> → HEA300

1/2 2<sup>ème</sup>+3<sup>ème</sup> +4<sup>ème</sup> → HEA240

Terrasse inaccessible → HEA120

# Chapitre V- Étude des éléments secondaires

## V.1 Escalier métallique

### V.1.1 Introduction

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, la longueur des marches s'appelle l'embranchement (L), la largeur s'appelle giron (g) et la hauteur c'est la contre marche (h).

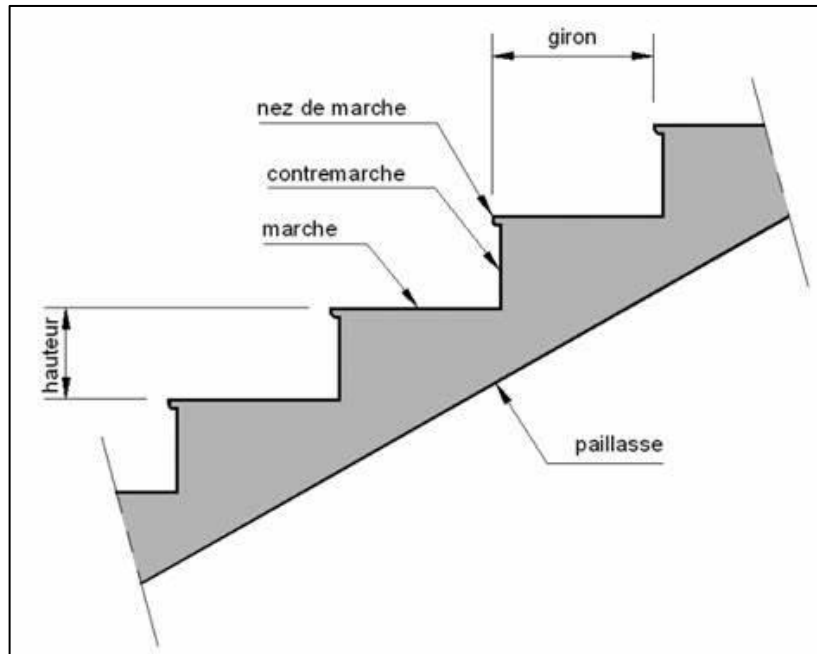


Figure V-1 : schéma représentatif d'un escalier [12]

Définitions :

- **Un palier** : ça fonction est de permettre aux usagers de se reposer pendant la montée, c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbé de l'escalier compris entre deux paliers successifs.
- **Giron** : c'est la largeur d'une marche mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successifs.
- **Limon** : c'est la partie dont laquelle s'assemble les marches et les contremarches

### V.1.2 Choix des dimensions

D'après la loi de BLONDEL et pour garantir un bon confort, ses conditions doivent satisfaire :

h : hauteur de la marche  $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 18.5 \text{ cm}$ , on prend une hauteur de marche  $H=17\text{cm}$ .

g : largeur de la marche (giron),  $27 \text{ cm} \leq g \leq 30\text{cm}$ , on prend  $g = 30 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \rightarrow g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \dots\dots$  Condition vérifiée.

Sachant que la hauteur du RDC est de 3.74 m, le nombre de marche sera de :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3740}{170} \rightarrow n = 22 \text{ marches Par niveau}$$

La figure montre les dispositions et les dimensions des différents éléments constituant l'escalier :

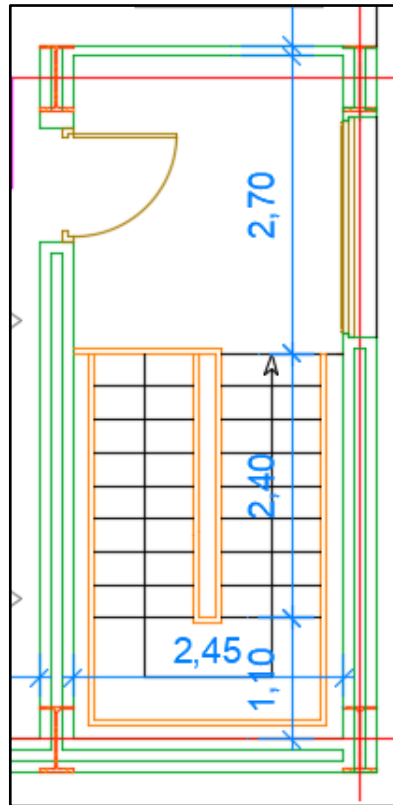


Figure V-2 : Vue en plan de l'escalier tirer du plan d'architecture

### V.1.3 Dimensionnement des limons

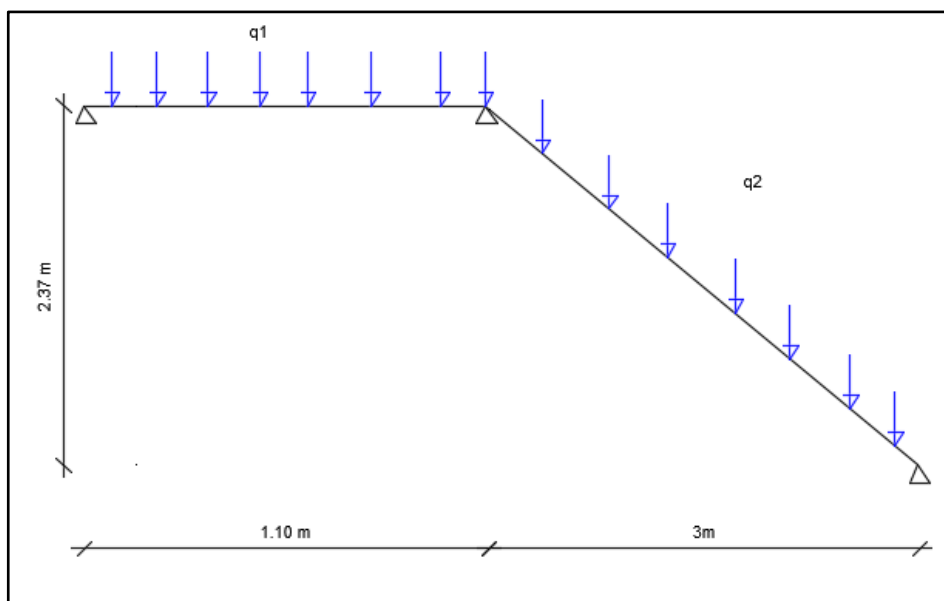


Figure V-3 : Charges appliqué sur le limon

### V.1.3.1 Évaluation des charges

- Tôle striée :  $e = 0.5 \text{ cm} \rightarrow 0.005 \times 78.5 = 0.47 \text{ KN/m}^2$
- Béton :  $e = 8 \text{ cm} \rightarrow 0.08 \times 25 = 2 \text{ KN/m}^2$
- Chappe  $\rightarrow 0.4 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage  $\rightarrow 0.44 \text{ KN/m}^2$

$$G = 3.31 \text{ KN/m}^2 ; G_{\text{gardecorps}} = 1 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{esc}} = 4 \text{ KN/m}^2$$

### V.1.3.2 Dimensionnement

$$G_1 = 3.31 \times \left(\frac{1}{2}\right) + 1 = 2.65 \text{ KN/m} ; \text{ pour la paillasse.}$$

$$G_2 = 3.31 \times \left(\frac{1}{2}\right) = 1.65 \text{ KN/m} ; \text{ pour le palier de repos.}$$

$$Q = 4 \times \left(\frac{1}{2}\right) = 2 \text{ KN/m}$$

$$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 2.65 + 2 = 4.65 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 1.65 + 2 = 3.65 \text{ KN/m}$$

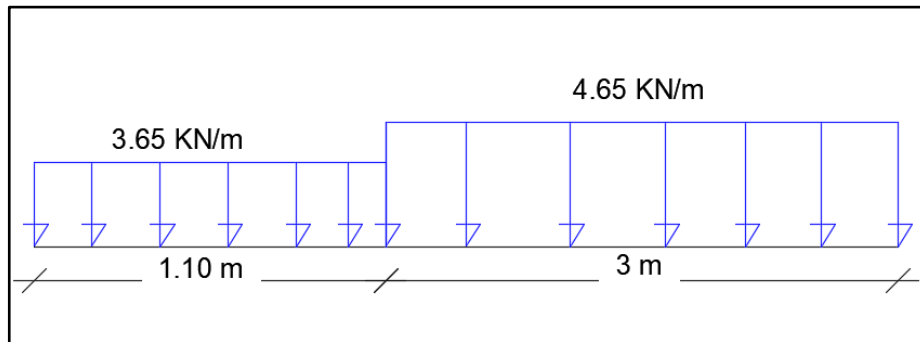


Figure V-4 : Charges revenant au limon

Pour être en sécurité, et dans le but de simplifier nos calculs on prendra :

$$Q_{eq} = \max(Q_1; Q_2) = 4.65 \text{ KN/m}$$

Réaction du limon sur la poutre palière :

$$R_L = 4.65 \times \left(\frac{4.1}{2}\right) = 9.53 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

$$\delta_{\text{max}} = \frac{5 \times 4.65 \times 4100^4}{384 \times 210000 \times I} \leq \frac{4100}{300} \rightarrow I \geq 596.13 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 180.

- **Vérification du moment fléchissant à l'ELU**

$$q_u = 1.35(G + G_{\text{upn}}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (2.65 + 0.22) + 1.5 \times 2$$

$$q_u = 6.87 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{6.87 \times 4.1^2}{8} = 14.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(179 \times 10^3) \times 275}{1} = 49.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14.43 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 49.22 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{6.87 \times 4.1}{2} = 14.08 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{15.09 \times 10^2 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 239.58 \text{ KN}$$

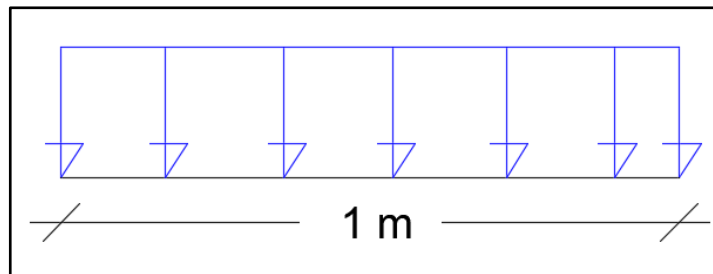
$$V_{sd} = 14.08 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 239.58 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.1.4 Dimensionnement de la cornière de marche**

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où  $I_y = 2I_z$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :



**Figure V-5** : schéma d'une marche

- **Dimensionnement**

Condition de flèche a l'ELS :

$$G_{marche} = 3.31 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.49 \text{ KN/ml}; \text{ (0.3 m étant la largeur de la marche « giron »)}$$

$$Q_{marche} = 4 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.49 + 0.6 = 1.09 \text{ KN/ml}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 1.09 \times 1000^4}{384 \times 210000 \times I} \leq \frac{1000}{300} \rightarrow I \geq 2.02 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a aile égale L40x40x5

$$I_y = I_z = 5.43 \text{ cm}^4 ; G_{L40} = 2.97 \text{ KG/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant a l'ELU**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \left(\frac{0.3}{2}\right) + 1.35G_{L40} \rightarrow q_u = [(1.35 \times 0.49) + (1.5 \times 0.6)] \times \left(\frac{0.3}{2}\right) + (1.35 \times 0.02)$$

$$q_u = 0.27 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{0.27 \times 1^2}{8} = 0.033 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(1912) \times 275}{1} = 0.525 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 0.033 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 0.525 \text{ KN.m}$  ..... Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{0.27 \times 1}{2} = 0.135 \text{ KN}$$

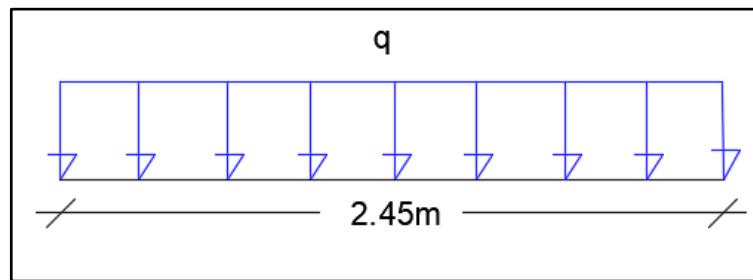
$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S}{e \cdot I_y} \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}};$$

S est le moment statique  $S = 3062.5 \text{ mm}^3$

$\tau = 34.32 \text{ MPA} \leq \tau' = 158.77 \text{ MPA}$  ..... Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L40X40X5 convient comme cornière de marche.

**V.1.5 Dimensionnement de la poutre palière**



**Figure V-6 : Schéma statique de la poutre palière**

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

- Charge de cloisons :  $3.4 \text{ KN/m}$
- Charge venant du palier :  $G = 3.31 \times \left(\frac{1.10}{2}\right) = 1.82 \text{ KN/m}$  ; avec  $1.10 \text{ m}$  est la largeur du palier

$$Q = 4 \times \left(\frac{1.10}{2}\right) = 2.2 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3.4 + 1.82 + 2.2 = 7.42 \text{ KN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 7.42 \times 2450^3 \times 300}{384 \times 210000} \rightarrow I_y \geq 202.97 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE180

- **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

$$q_u = 1.35 \times (3.4 + 1.82 + 0.15) + 1.5 \times 2.2 \rightarrow q_u = 10.54 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3.4 + 1.82 + 0.15 + 2.2 \rightarrow q_s = 7.57 \text{ KN/m}$$

- **La flèche**



$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{300} \rightarrow f_{max} = \frac{5 \times 7.57 \times 2450^4}{384 \times 210000 \times 1317 \times 10^4}$$

$$f_{max} = 1.28 \text{ mm} \leq 8.16 \text{ mm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification du moment fléchissant a l'ELU**

$$M_{sd} = \frac{10.54 \times 2.45^2}{8} = 7.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{166.4 \times 10^3 \times 275}{1} = 45.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 7.90 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 45.76 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{10.54 \times 2.45}{2} = 12.91 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{11.25 \times 10^2 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 178.61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12.91 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 178.61 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.2 Poutres de rampe d'accès**

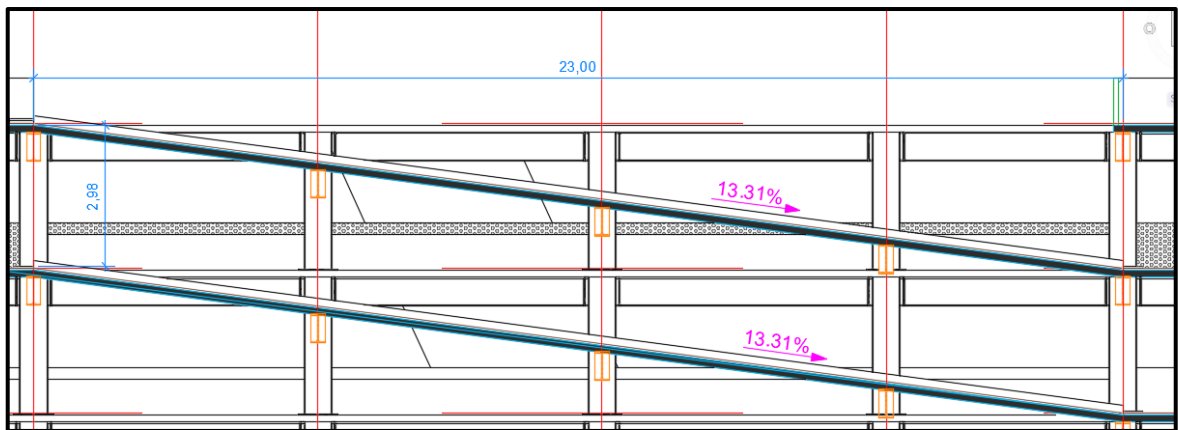
**V.2.1 Introduction**

Les rampes sont des éléments de circulation des véhicules, sous forme d'une dalle collaborant inclinée et coulé sur un bac d'acier (cofrastra 40) qui repose sur des solives, cette dernière repose sur des poutres de rampe inclinée.

**V.2.2 Plancher des rampes**

Hauteur de la rampe 2.82 m

Longueur de la rampe 23 m



**Figure V-7 : Coupe A-A d'une rampe tirer du plan d'architecture**

$$tg\alpha = \frac{2.82}{23} = 0.122 \rightarrow \alpha = 6.99^\circ ; \text{ on prend } \alpha = 7^\circ$$

**Charges permanente G**

- Poids propre du béton ..... 3.5 KN/m<sup>2</sup>
- Tôle cofrastra 40 ..... 0.13KN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la solive estimé (IPE200) ..... 0.224 KN/m
- Espacement entre solive 1.95m;

$$G = (3.5 + 0.13) \times 1.95 + 0.224 \rightarrow G = 7.302 \text{ KN/m}$$

$$G_x = 7.302 \times \sin (7) \rightarrow G_x = 0.889 \text{ KN/m}$$

$$G_y = 7.302 \times \cos (7) \rightarrow G_y = 7.247 \text{ KN/m}$$

**Charge d'exploitation Q**

$$Q = 2.5 \times 1.95 \rightarrow Q = 4.875 \text{ KN/m}$$

$$Q_x = 4.875 \times \sin (7) \rightarrow Q_x = 0.59 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = 4.875 \times \cos (7) \rightarrow Q_y = 4.838 \text{ KN/m}$$

- **Combinaison de charge**

⇒ ELU

$$q_x = 1.35G_x + 1.5Q_x \rightarrow q_x = (1.35 \times 0.889) + (1.5 \times 0.59) \rightarrow q_x = 2.085 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y \rightarrow q_y = (1.35 \times 7.247) + (1.5 \times 4.838) \rightarrow q_y = 17.04 \text{ KN/m}$$

⇒ ELS

$$q_x = G_x + Q_x \rightarrow q_x = 0.889 + 0.59 \rightarrow q_x = 1.479 \text{ KN/m}$$

$$q_y = G_y + Q_y \rightarrow q_y = 7.247 + 4.838 \rightarrow q_y = 11.63 \text{ KN/m}$$

**Remarque :** Les charges verticales obtenues pour les rampes sont les mêmes que celles obtenu pour les planchers courant de stationnement, étant donné qu'ils ont les mêmes dimensions et données initiales.

**Connecteurs des rampes**

Pour les rampes le choix du type et des dimensions des connecteurs ainsi que leur nombre et leur espacement reste le même que pour les solives des planchers des étages courants.

Donc pour le plancher des rampes on opte pour :

- Solive IPE200 avec espacement de 1.95 m
- Type de béton (C25/30)
- Épaisseur de la dalle 15cm

**V.2.3 Calcul des poutres de rampe****Charge permanente G :**

- Dalle en béton armé .....  $25 \times 0.15 \times 3.30 = 12.37 \text{ KN/m}$

- Solive IPE200 .....  $(0.224 \times 12) \times \frac{3.30}{23} = 0.385 \text{ KN/m}$
- Poids propre de la poutre estimé (IPE500) .....  $0.90 \text{ KN/m}$
- Tôle cofrastra 40 .....  $0.13 \text{ KN/m}^2$

Espacement entre deux poutres de rampe 3.30m

$$G = (3.5 + 0.13) \times 3.30 + (0.90 + 0.385) \rightarrow G = 13.40 \text{ KN/m}$$

**Charge d'exploitation Q**

$$Q = 2.5 \times 3.30 \rightarrow Q = 8.25 \text{ KN/m}$$

- **Combinaison de charge**

⇒ ELU :

$$q_{u,rampe} = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_{u,rampe} = (1.35 \times 13.40) + (1.5 \times 8.25)$$

$$q_{u,rampe} = 30.46 \text{ KN/m}$$

⇒ ELS :

$$q_{s,rampe} = G + Q \rightarrow q_{s,rampe} = 13.29 + 8.25$$

$$q_{s,rampe} = 21.65 \text{ KN/m}$$

**V.2.4 Vérification de la résistance**

- **Moment fléchissant**

$$M_{sd,max} \leq M_{plrd,y}$$

$$q_y = q_{u,rampe} \cdot \cos\alpha \rightarrow q_y = 30.46 \times \cos(7) \rightarrow q_y = 22.96 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} \rightarrow M_{sd,y} = \frac{22.96 \times (23/2)^2}{8} \rightarrow M_{sd,y} = 379.68 \text{ KN.m}$$

$$q_x = q_{u,rampe} \cdot \sin\alpha \rightarrow q_x = 30.46 \times \sin(7) \rightarrow q_x = 20.01 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd,z} = \frac{q_x \cdot l^2}{8} \rightarrow M_{sd,z} = \frac{20.01 \times (23/2)^2}{8} \rightarrow M_{sd,z} = 330.87 \text{ KN.m}$$

Le moment de plastification :  $M_{plrd,y} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{mo}}$

$$M_{plrd,y} = \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{1} \rightarrow M_{plrd,y} = 603.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 379.68 \text{ KN.m} < M_{plrd,y} = 603.35 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{2317}{250} \rightarrow f_{adm} = 9.268 \text{ m}$$

$$Q_y = 8.25 \times \cos(7) \rightarrow Q_y = 8.18 \text{ KN/m}$$

$$Q_x = 8.25 \times \sin(7) \rightarrow Q_x = 1.005 \text{ KN/m}$$

$$f_x = \frac{5 \times 8.18 \times 2317^4}{384 \times 210000 \times 48200 \times 10^4} \rightarrow f_x = 0.030 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.268 \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

---

$$f_y = \frac{5 \times 1.005 \times 2317^4}{384 \times 210000 \times 2142 \times 10^4} \rightarrow f_y = 0.083 \text{ m} \leq f_{adm} = 9.268 \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour des poutres IPE500.

## Chapitre VI- Protection au feu

## VI.1 Introduction

Dans notre société moderne, l'incendie reste un risque permanent qui doit être pris en compte lors de la construction ou la réhabilitation de bâtiments. Aussi, depuis de nombreuses années, des règlements de conception des structures soit en béton, acier ou mixte sont proposés aux concepteurs afin de limiter autant que possible ce risque. La manière la plus efficace de lutter contre les effets d'un incendie est d'éviter son déclenchement ainsi que sa propagation.

Malgré toutes les précautions prises, l'expérience montre que les trois stades : Prévention, détection, extinction sont parfois dépassés, et que les incendies arrivent à se propager et prennent une extension importante. Lorsqu'une structure est soumise à l'incendie, du fait que les propriétés de résistance et de rigidité des matériaux habituels de constructions se détériorent de manière significative avec l'élévation des températures, sa capacité portante diminue au fur et à mesure que sa température augmente.

Si la durée et l'intensité de cet incendie sont trop importantes, la capacité portante de la structure peut décroître jusqu'au niveau des charges appliquées ; il peut alors en résulter une ruine complète ou partielle, ce qui peut se produire en un temps relativement court lorsque la montée en température est rapide. [19]

## VI.2 Généralités sur le feu

### VI.2.1 Conception architecturale et sécurité incendie

L'architecte, a pour mission de conception, doit prendre en compte dans son projet, différents paramètres, parmi eux la prévention contre l'incendie. Convenablement intégrée dès les premières phases de la conception, le concept de sécurité générale et de prévention, permettra d'économiser, et d'optimiser les coûts, et évitera lors du dépôt de permis de construire de dénaturer un projet non conforme par manque de concertation préalable.

Il est primordial que le concepteur s'informe de la nature de l'ouvrage, de son activité et des risques qui en découlent. Dans le cadre de sa mission, il faut qu'il connaisse et maîtrise les concepts de prévention et de sécurité et leur mise en application.

### VI.2.2 Classement des établissements

Les mesures concernant au feu exigée pour les éléments de structure vise uniquement à assurer la protection et l'évacuation des personnes en cas d'incendie, elle ne prétend pas assurer la sauvegarde du bâtiment après cette évacuation.

Les mesures concernant la protection et l'évacuation des occupants sont adaptées en fonction du type d'établissement dans le classement suivant :

- Bâtiment d'habitation neufs et réhabilitation
- Établissements recevant du public (ERP)

- Immeubles de grande hauteur (IGH)
- Établissements industriels et commerciaux
- Garages et parcs de stationnement
- Installations classées

<b>Exigences de résistance au feu en fonction du type de bâtiment et de sa hauteur</b>						
	<b>0</b>	<b>1/2 h</b>	<b>1 h</b>	<b>1 h 1/2</b>	<b>2 h</b>	<b>3 et 4 h</b>
Rez-de-chaussée seulement	ERP Bureaux Industries	ERP				Isolément entre ERP et parc de stationnement
H ≤ 8 m	Bureaux Industries	ERP 2 <sup>e</sup> , 3 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup> catégorie Habitation (2 <sup>e</sup> famille)	ERP 1 <sup>re</sup> catégorie			
8 < H ≤ 28 m			ERP 2 <sup>e</sup> , 3 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup> catégorie Habitation (3 <sup>e</sup> famille) Bureaux Industries	ERP 1 <sup>re</sup> catégorie		
28 < H ≤ 50 m				Habitation (4 <sup>e</sup> famille)	IGH (W, O, R, U, Z)*	Isolément IGH/ERP et IGH/parc de stationnement
H > 50 m					IGH (A)*	Isolément ERP/parc de stationnement

**Figure VI-1** : Exigences de résistances au feu en fonction du type du bâtiment et de sa hauteur [17]

Le parking est considéré comme ERP de hauteur  $h = 16.86\text{ m}$ , donc les exigences de résistance au feu est de  $1\text{ h } \frac{1}{2}$ .

Les parcs répondent à différentes réglementations selon leur :

- Surface
- Nombre de véhicules
- Implantation

### VI.2.3 Préventions et prévisions

Les effets de l’incendie peuvent être dévastateurs, tant pour les personnes que pour les biens. Les dommages affectant l’homme résultent de la fumée et du gaz, des flammes ou de la chaleur. Les flammes ont une température qui varie de 600 à 1200 C° et provoquent des brûlures immédiates. Afin de prévenir ses dommages, diverses mesures s’imposent. La doctrine française de sécurité inclut :

- **La prévention** : dont l’objectif est d’assurer la sécurité des personnes, de limiter ou d’éviter les pertes matériels et humaines, et enfin, d’assurer l’engagement des secours et leur protection. Elle se concrétise par des mesures dites (préventives) liées à la conception des battements, qui concourent à restreindre la propagation de l’incendie : cloisonnement, stabilité, choix des matériaux...etc.

- **La prévision** : elle se matérialise par des mesures dites (actives) relatives aux systèmes de sécurité : sprinklers, alarmes, détecteurs, services de sécurité et de gardiennage. L'intervention des secours, qui n'est déclenchée qu'en cas d'échec des mesures précédentes.

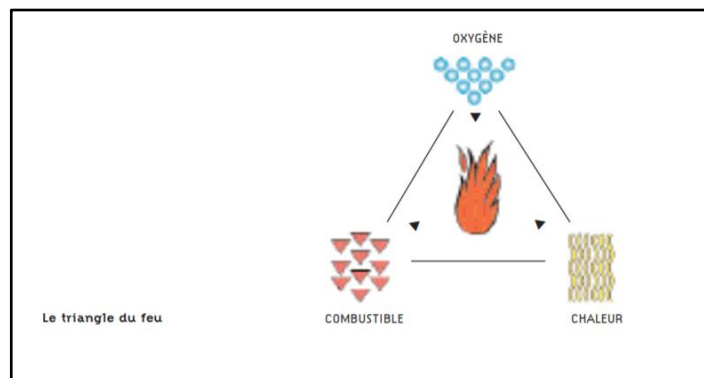
## VI.2.4 Développement du feu

### VI.2.4.1 Naissance du feu

Le feu est une équation à trois éléments : combustible + comburant (oxygène) + source de chaleur. La combustion est une réaction exothermique (qui dégage de la chaleur) entre l'oxygène de l'air et certaines substances solides, liquides ou gazeuses (combustibles). C'est sous l'action d'une énergie d'activation, ou source de chaleur – flamme, échauffement, point chaud –, que les deux premiers éléments entrent en combustion, lorsque la température d'inflammation est atteinte.

Dans le jargon de l'incendie, ces trois éléments sont universellement connus sous le nom de triangle du feu. Le triangle du feu est un moyen simple et didactique pour expliquer une combustion. Cette explication n'existe que depuis environ 200 ans, depuis que Lavoisier mit en évidence l'existence de l'oxygène pour expliquer le phénomène de combustion. Avant cette époque, la notion même de triangle du feu était impensable car la combustion s'expliquait par la présence de "phlogistique" dans les matières qui pouvaient brûler.

Les défaillances humaines sont à l'origine de nombreux incendies.



**Figure VI-2** : Développement du feu [15]

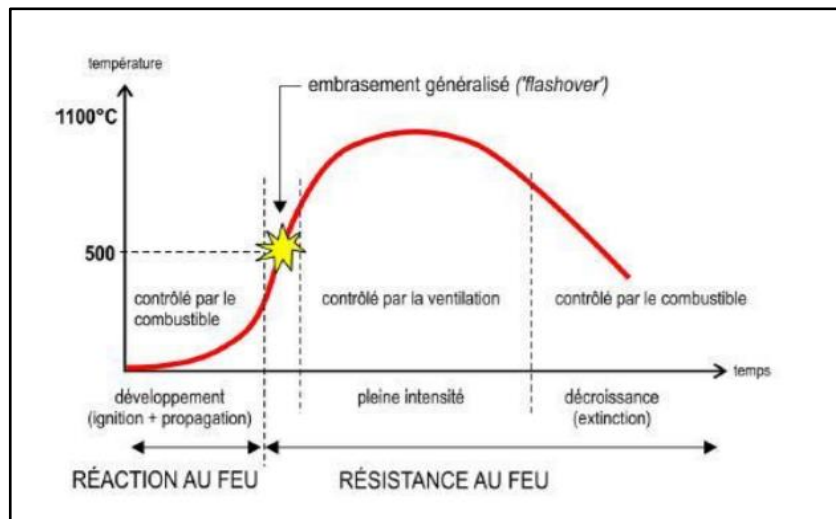


### VI.2.4.2 Développement d'un incendie

Un incendie comporte une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue. [20]

Les caractéristiques d'un incendie réel sont montrées sur la **figure VI-4** et comportent :

- **Une phase couvante** : Feu couvant à très basse température avec une durée souvent difficile à estimer. Cette phase n'est pas montrée sur la figure VI-4.
- **Une phase de croissance appelée « pré-flash over » (feu localisé)** : La durée de cette phase dépend principalement des caractéristiques du compartiment. Le feu reste localisé jusqu'à une généralisation probable du feu.
- **Un « flash over » (feu généralisé)** : C'est un feu généralisé. Cette phase est généralement très courte.
- **Une phase de « post flash over »** : Cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.
- **Une phase décroissante** : Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé.



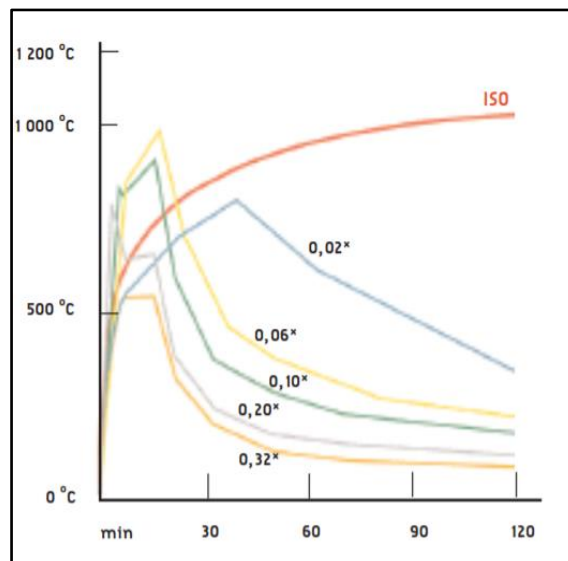
**Figure VI-3** : Phases de développement d'un incendie [15]

Lorsqu'un incendie se produit dans un parc de stationnement fermé, les fumées émises par la combustion s'accumulent et la température monte progressivement jusqu'à atteindre un point critique. Ainsi, lorsque la température des gaz est assez importante, un phénomène d'embrasement généralisé se produit, caractérisé par l'inflammation de la globalité des voitures localisées dans le parking et conduisant des incendies extrêmement intenses. Les durées de résistances au feu demandées par la réglementation sont ainsi élevées.

Les parkings aériens (qui est le cas de notre structure), de par la présence de larges ouvertures, permettent aux fumées produites de s'écouler naturellement vers l'extérieur. L'accumulation de

fumées étant rendue impossible, les températures rencontrées lors de ces incendies sont faibles et ne permettent pas d'observer d'embrasement généralisé. Ainsi, les parkings de stationnement largement ventilés sont réputés comme désenfumés naturellement et ne nécessitent pas de compartimentage comme cela est le cas pour les autres catégories de parc de stationnement ouverts.

Le développement d'un incendie est lié donc à deux paramètres principaux : l'importance de la charge combustible contenue dans le lieu en feu et la surface des ouvertures de ce lieu sur l'extérieur. L'augmentation des surfaces d'ouverture permet une meilleure ventilation et se traduit donc par des pics de température moins élevés et par une phase de décroissance plus rapide tel que le montre la figure VI-5. Si l'alimentation en air est suffisante, ce qui entraîne un feu contrôlé par le combustible, ce sont l'importance et la disposition de la charge incendie qui exercent une influence décisive sur la sévérité du feu.



**Figure VI-4** : Influence des conditions de ventilation du lieu sur le développement de l'incendie [15]

Les courbes représentent le profil de l'incendie, en fonction du pourcentage de surface d'ouverture de ventilation dans le lieu concerné.

$$\text{Facteur de ventilation : } F_v = \frac{A \cdot \sqrt{h}}{A_t}$$

Avec :

A = surface de l'ouverture (m<sup>2</sup>)

h = hauteur de l'ouverture de ventilation (m)

A<sub>t</sub> = surface totale des parois du local (m<sup>2</sup>)

---

### VI.3 Caractérisation des éléments exposés au feu

Pour élaborer une protection contre le feu, il est préférable de connaître le potentiel calorifique et le comportement au feu des matériaux de construction. Le comportement au feu est ainsi apprécié selon :

#### VI.3.1 La réaction au feu

C'est l'aptitude qu'aura un matériau à contribuer au développement de l'incendie en tant qu'aliment au feu.

Le classement (réaction au feu) des matériaux comporte 5 catégories (M0, M1, M2, M3 et M4), ce mode de classement est réalisé du plus performant au moins performant selon deux critères : la combustibilité et l'inflammabilité

- **La combustibilité** : c'est la quantité de chaleur dégagée lors de la combustion du matériau
- **L'inflammabilité** : c'est la quantité de gaz plus ou moins inflammables dégagée par le matériau.

L'acier, inflammable est classé M0, de même que la pierre, le plâtre, le béton armé...etc.

#### VI.3.2 La résistance au feu

Elle est mesurée en minutes suivant la courbe ISO834 température-temps. Les critères retenus par le comité européen de normalisation sont les suivants :

Résistance ou stabilité mécanique (R) : capacité mesurée en minute d'un élément de structure à assurer son rôle dans le bâtiment

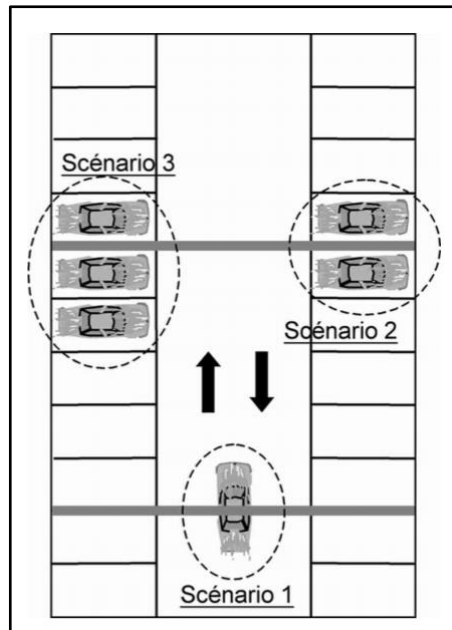
Étanchéité (E) : critère permettant d'évaluer la capacité d'un élément de séparation à empêcher le passage des flammes et des gaz chauds

Isolation thermique (I) : critère permettant d'évaluer la capacité d'un élément séparatif à empêcher une transmission excessive de chaleur

Pare flamme (PF) = (E ou RE) : temps pendant lequel l'étanchéité sous charge aux flammes, gaz chauds et toxiques, est assurée sous feu ISO de laboratoire.

### VI.4 Scénarios d'incendie

Suite aux études statistiques sur les incendies survenus dans les parcs de stationnement et aux études expérimentales sur les feux de voitures, trois scénarios d'incendies pouvant survenir dans les parcs de stationnement ouverts ont été définis comme l'indique la figure VI-7.[18]

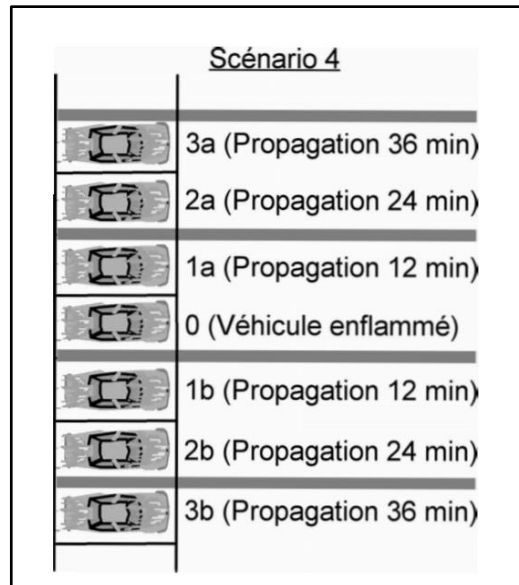


**Figure VI-5** : Trois scénarios d'incendie de véhicule [14]

- **Scénario 1** : Feu d'un véhicule Pour le scénario 1, un seul véhicule est concerné. Il est situé à mi-portée d'une poutre principale, par exemple en étant arrêté sur une voie de circulation. Ce scénario concerne une section où les sollicitations mécaniques de la poutre sont maximales.
- **Scénario 2** : Feu de deux véhicules Dans le scénario 2, deux véhicules participent au développement de l'incendie suite à la propagation d'un véhicule à un autre. Pour qu'il y ait propagation, il est nécessaire que les deux véhicules soient voisins. Afin de solliciter fortement les éléments de structure, on suppose que les deux véhicules sont stationnés de part et d'autre d'une poutre. Le feu se propage du premier véhicule vers le second en 12 minutes.
- **Scénario 3** : Feu de trois véhicules Le scénario 3 prend en compte la propagation successive du feu d'un premier véhicule vers un second véhicule puis vers un troisième véhicule. Ces voitures sont stationnées sur des places consécutives. Statistiquement, ces trois scénarios couvrent 100 % des incendies survenus dans les parkings. De plus, les scénarios sont définis sans prendre en compte l'intervention des services de secours qui, par leur action, réduisent l'énergie dégagée et éteignent le feu avant l'épuisement du combustible.

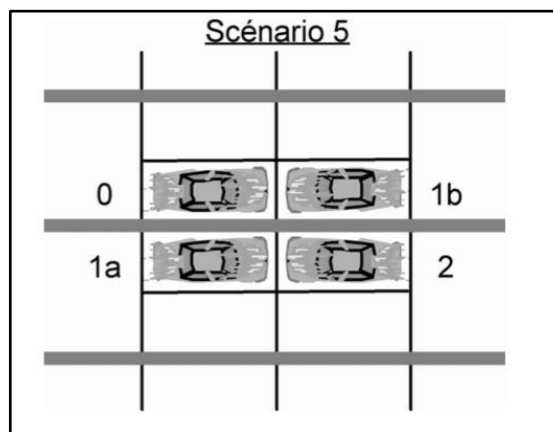
Le CTICM [12], publie une étude complémentaire, qui propose deux scénarios supplémentaires, ce dernier inclut un véhicule utilitaire, ce véhicule représente une fourgonnette replie de produit inflammable.

- **Scénario 4** : Feu de sept véhicules, le scénario 4 met en œuvre sept véhicules de classe 3 et la propagation se fait de manière symétrique comme le montre la figure VI-8. Au besoin, un véhicule utilitaire occupe la place 0 ou la place 1b.



**Figure VI-6** : Feu de sept véhicules [14]

- **Scénario 5** : Feu de quatre véhicules de classe 3. Le scénario 5 met en œuvre quatre véhicules de classe 3 et la propagation se fait en 12 minutes (figure VI.9). Au besoin, un véhicule utilitaire occupe les places 0, 1a, 1b ou 2. Il faut souligner que :
  - Les scénarios 4 et 5 n'ont jamais été rencontrés jusqu'à présent dans des incendies réels
  - Le véhicule utilitaire ne doit être considéré que pour vérifier la stabilité d'ensemble du parking. Une ruine locale d'un élément ne provoquant pas de ruine des éléments voisins est tolérée dans le cas de ce scénario catastrophe.



**Figure VI-7** : Feu de quatre véhicules de classe3 [14]

## VI.5 Comportement des structures

### VI.5.1 L'acier

L'acier est un matériau incombustible. Lorsqu'un élément de structure en acier est soumis à un incendie, sa température s'accroît, ses propriétés mécaniques se réduisent, comme pour tout autre matériau, la capacité portante de l'élément diminue et sa déformation augmente. Lorsque la déformation est trop importante, il peut y avoir effondrement de la structure et donc de l'ouvrage.

### VI.5.2 La stabilité au feu

La stabilité au feu d'un élément n'est plus assurée quand, sous l'effet de l'élévation de la température sa résistance mécanique diminue jusqu'au niveau de contrainte auxquelles il est soumis. On atteint à cet instant la température critique, qui est comprise entre 450°C et 800 °C, qui dépend de plusieurs paramètres :

- Nuance de l'acier
- Niveau de contrainte
- Le type de profil
- Les conditions de liaison et de chargement
- La vitesse d'échauffement (rapport de la surface exposée au flux thermique au volume par unité de longueur). Plus ce facteur est élevé plus l'échauffement est rapide

## VI.6 Vérification au feu des éléments

Dans ce chapitre, nous allons procéder à la vérification au feu, qui nous permettra de savoir si nos éléments auront besoin d'une protection ou pas.

Les éléments étudiés seront des éléments du plancher, une solive IPE200 de longueur  $L = 7\text{ m}$ , et une poutre principale en IPE450 de longueur  $L = 7.8\text{ m}$ ; la nuance d'acier est S275.

Ces poutres seront soumises à un chargement de feu ISO834.

Dans ce qui suit, nous allons utiliser nos connaissances acquises en 4<sup>ème</sup> année dans le module calcul au feu, et la documentation donnée par Mme BERDIAF. [21]

### VI.6.1 Vérification au feu d'une solive

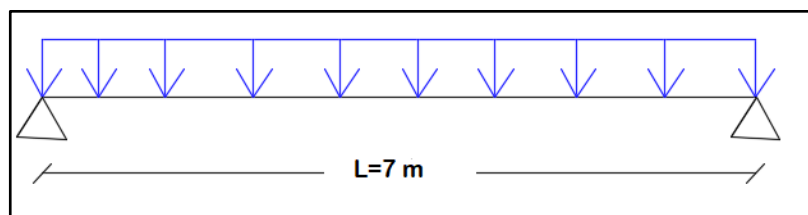


Figure VI-8 : Schéma isostatique de la solive

**VI.6.1.1 Les charges**

$$G_{plancher} = 4.81 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pp} = 0.224 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

**VI.6.1.2 Détermination des efforts internes  $M_{sd}$  et  $V_{sd}$** 

On prend les efforts internes de la solive en phase initiale calculé précédemment dans le chapitre IV

$$M_{sd} = 19.36 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = 22.128 \text{ KN}$$

**VI.6.1.3 Vérification de la résistance**

- Classification de la section à l'incendie [21]

$$\varepsilon = 0.85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \dots [21]$$

$$\varepsilon = 0.85 \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.78$$

- Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \times 0.78 = 56.16 \rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

- Classification des semelles :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{47.2}{8.5} = 5.55 < 10 \times 0.78 = 7.8 \rightarrow \text{Semelles de classe 1}$$

Le profilé IPE200 est de classe 1.

- **Vérifications :**

Condition à vérifier :  $M_{sd} \leq M_{plrd,y}$

Tant donnée que la classification du profilé à l'incendie, à donner la même classe que le profilé à son état normal, alors la valeur du moment résistant  $M_{plrd,y}$  reste le même que calculé dans le chapitre IV.

Alors on peut dire que la condition est vérifiée.

- **Vérification de la flèche**

Condition à vérifier :  $f_{max} \leq f_{adm}$  ..... Condition vérifiée. (Voir chapitre IV).

### VI.6.1.4 Vérification au feu

- Niveau de chargement [21]

$$n_{fi} = \frac{G + \psi_2 Q}{1.35G + 1.5Q}$$

Avec :

$\psi$  : est le facteur de combinaison pour les valeurs donnée par le tableau 2 (voir annexe)

On classe notre structure dans la catégorie F : parking de voitures < 3T  $\rightarrow \psi_2 = 0.6$

$$G = (4.81 \times 1.95) + 0.262 \rightarrow G = 9.64 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1.95 \rightarrow Q = 4.87 \text{ KN/ml}$$

$$n_{fi} = \frac{9.64 + (0.6 \times 4.87)}{20.319} \rightarrow n_{fi} = 0.61$$

- Les valeurs des efforts internes au feu [21]

$$M_{fiEd} = \eta_{fi} \cdot M_{sd}$$

$$M_{fiEd} = 0.61 \times 19.36 \rightarrow M_{fiEd} = 11.82 \text{ kN.m}$$

$$V_{fiED} = \eta_{fi} \cdot V_{sd}$$

$$V_{fiED} = 0.61 \times 22.128 \rightarrow V_{fiED} = 13.49 \text{ kN}$$

- Les valeurs des efforts résistant sont

- Le facteur de massivité  $K_1$  et  $K_2$ , tient compte d'une répartition de température non uniforme sur la longueur de la poutre.

Notre poutre est exposée sur 3 cotés  $\rightarrow K_1 = 0.7$

Notre poutre n'est pas hyperstatique  $\rightarrow K_2 = 1$

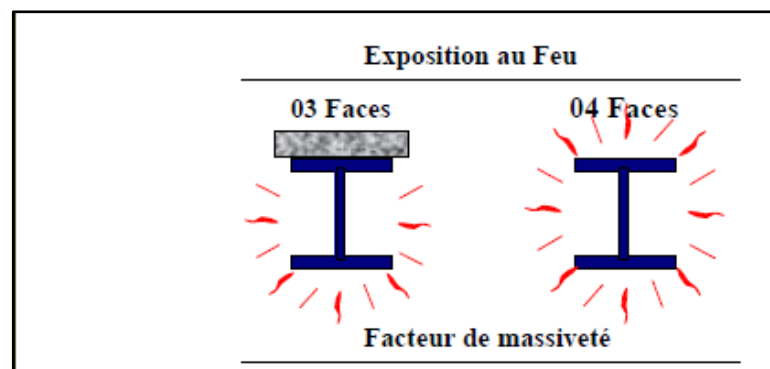


Figure VI-9 : Image représentatif de l'exposition de la poutre au feu [12]

Poutre isostatique  $\rightarrow K_{y\theta} = 1$  (limite d'élasticité)

$$M_{fird} = \frac{1}{K_1 \cdot K_2} \cdot K_{y\theta} \cdot M_{plrd}$$



Avec :

$M_{plrd}$  C'est le moment résistant de la solive en phase final calculé au chapitre IV, et qui vaut :

$$M_{plrd} = 174.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{fird} = \left[ \frac{1}{0.7 \times 1} \times 1 \times 174.96 \right] \rightarrow M_{fird} = 249.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{fiEd} = 11.82 \text{ kN.m} \leq M_{fird} = 249.94 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{fird} = K_y \theta \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{Mfi} \sqrt{3}}$$

$$V_{fird} = 1 \times \frac{14.5 \times 10^2 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \rightarrow V_{fird} = 230.21 \text{ kN}$$

$$V_{fiED} = 13.49 \text{ kN} \leq V_{fird} = 230.21 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la solive IPE200 ne nécessite pas de protection.

### VI.6.2 Vérification au feu de la poutre principale

#### VI.6.2.1 Les charges

$$G_{plancher} = 4.81 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pp} = 0.776 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

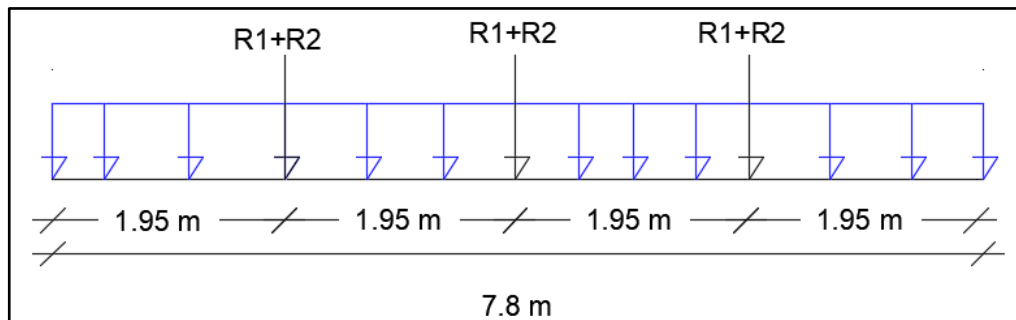


Figure VI-10 : Schéma statique de la poutre principale

#### VI.6.2.2 Détermination des efforts internes $M_{max}$ et $V_{max}$

- Sous charge concentrée

$$P = R_1 + R_2 \rightarrow P_G = 82.189 \text{ KN (Voir chapitre 4 pour des détails de calculs)}$$

$$M_{sd1} = \frac{P.L}{2} \rightarrow M_{sd1} = \frac{82.189 \times 7.8}{2} \rightarrow M_{sd1} = 320.53 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd1} = \frac{P}{2} \rightarrow V_{sd1} = \frac{82.189}{2} \rightarrow V_{sd1} = 41.09 \text{ KN}$$

- Sous charge répartie

$$P_u = 1.35[(G_{plancher} \times b_p) + G_{pp}] + 1.5 \times (Q \times b_p)$$

$$P_u = 1.35[4.81 \times 0.190] + 0.776 + 1.5 \times (2.5 \times 0.190) \rightarrow P_u = 2.993 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G_{plancher} + G_{pp}) + Q \rightarrow P_s = [(4.81 \times 0.190) + 0.776] + (2.5 \times 0.190)$$

$$P_s = 2.16 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd2} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} \rightarrow M_{sd2} = \frac{2.993 \times (7.8)^2}{8} \rightarrow M_{sd2} = 22.76 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd2} = \frac{q_u \cdot L}{2} \rightarrow V_{sd2} = \frac{2.993 \times 7.8}{2} \rightarrow V_{sd2} = 11.67 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_{max} = M_{sd1} + M_{sd2} \rightarrow M_{max} = 320.53 + 22.76 \rightarrow M_{max} = 343.29 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = V_{sd1} + V_{sd2} \rightarrow V_{max} = 41.09 + 11.67 \rightarrow V_{max} = 52.76 \text{ KN}$$

### VI.6.2.3 Vérification de la résistance

- Classification de la section à l'incendie

$$\varepsilon = 0.85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \dots [21]$$

$$\varepsilon = 0.85 \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.78$$

- Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378.8}{9.4} = 40.29 < 72 \times 0.78 = 56.16 \rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

- Classification des semelles :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{90.3}{14.6} = 6.19 < 10 \times 0.78 = 7.8 \rightarrow \text{Semelles de classe 1}$$

Le profilé IPE450 est de classe 1.

#### • Vérifications :

Condition à vérifier :  $M_{max} \leq M_{plrd,y}$

$$M_{plrdy} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrdy} = \frac{1702 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{plrdy} = 468.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 343.29 \text{ KN.m} \leq M_{plrdy} = 468.05 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{47.97 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = 761.62 \text{ KN}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} \rightarrow A_{vy} = 98.82 - 50.85 = 47.97 \text{ cm}^2$$

$$V_{max} = 52.76 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 761.62 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### • Vérification de la flèche

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{7800}{250} \rightarrow f_{adm} = 31.2 \text{ mm}$$

- Pour les charges concentrées :

$$f_{max} = \frac{q_s \times L^3}{48 \times E \times I} \rightarrow f_{max} = \frac{82.189 \times 7800^3}{48 \times 210000 \times 33740 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 0.011 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0.011 \text{ mm} \leq f_{adm} = 31.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les charges réparties :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \rightarrow f_{max} = \frac{5 \times 2.16 \times 7800^4}{384 \times 210000 \times 33740 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 1.46 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 1.46 \text{ mm} \leq f_{adm} = 31.2 \text{ mm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.6.2.4 Vérification au feu**

- **Niveau de chargement**

$$n_{fi} = \frac{G + \psi_2 Q}{1.35G + 1.5Q}$$

Avec :

$\psi$  : est le facteur de combinaison pour les valeurs donnée par le tableau 1 voir annexe B

On classe notre structure dans la catégorie C : lieu de regroupement  $\rightarrow \psi_2 = 0.6$

$$n_{fi} = \frac{1.68 + (0.6 \times 0.475)}{2.993} \rightarrow n_{fi} = 0.65$$

- **Les valeurs des efforts internes au feu**

$$M_{fiEd} = \eta_{fi} \cdot M_{max}$$

$$M_{fiEd} = 0.65 \times 343.29 \rightarrow M_{fiEd} = 223.13 \text{ KN.m}$$

$$V_{fiED} = \eta_{fi} \cdot V_{max}$$

$$V_{fiED} = 0.65 \times 52.76 \rightarrow V_{fiED} = 34.29 \text{ KN}$$

- **Les valeurs des efforts résistant sont**

Notre poutre est exposée sur 3 cotés  $\rightarrow K_1 = 0.7$

Poutre isostatique  $\rightarrow K_{y\theta} = 1$  (limite d'élasticité)

$$M_{fird} = \frac{1}{K_1 \cdot K_2} \cdot \frac{K_{y\theta} \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{Mfi}}$$

$$M_{fird} = \left[ \frac{1}{0.7 \times 1} \times \frac{1 \times 1702 \times 10^3 \times 275}{1} \right] \times 10^{-6} \rightarrow M_{fird} = 668.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{fiEd} = 223.13 \text{ kN.m} \leq M_{fird} = 668.64 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{fird} = K_{y\theta} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{Mfi} \sqrt{3}}$$

$$V_{fird} = 1 \times \frac{47.97 \times 10^2 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \rightarrow V_{fird} = 761.62 \text{ kN}$$

$$V_{fiED} = 34.29 \text{ kN} \leq V_{fird} = 761.62 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la poutre IPE450 résiste au feu, alors l'ajout des protections n'est pas nécessaire.

- **Déduction :**

Il est connu que les matériaux de protection contre l'incendie, tel que la peinture intumescente est très couteuse, cette petite vérification nous permettra d'économiser sur la protection, vue que les profilé seul ont une bonne résistance au feu.

# Chapitre VII-Étude dynamique

---

## VII.1 Étude sismique

### VII.1.1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. C'est pour ça que les structures doivent être conçues et construites de manière à résister à ses secousses tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

### VII.1.2 Choix de la méthode de calcul

Le calcul sismique se fait selon [7], qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

#### VII.1.2.1 La méthode statique équivalente :

Notre structure a une hauteur totale de 16.86m, en zone III et de groupe d'usage 2. D'après [7], la méthode statique équivalente n'est applicable que si la hauteur du bâtiment du groupe 2 en zone III, est inférieur à 17m, soit 5 niveaux ou moins.

#### VII.1.2.2 La méthode modale spectrale :

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

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse ;

- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soie retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum, de mode à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimum à prendre en compte doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \dots\dots\dots [7]$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

$T_K$  : la période du mode K.

### VII.1.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformations pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol, elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants. Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

### VII.1.4 Critères de classification selon RPA99V2003

- Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2, ouvrage courant ou de moyenne importance (parking de stationnement publics)
- Classification de la zone sismique : **Zone III** (forte sismicité) Alger
- Classification des sites : catégorie **S3** (site meuble)
- Classification des systèmes de contreventement :

Sens x : **9.a**) ossature contreventée par palées triangulées en X

Sens y : 9.b) ossature contreventée par palées triangulées en V

### VII.1.5 Présentation du logiciel ROBOT

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

#### VII.1.5.1 Modélisation

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

#### VII.1.5.2 Les chargements statiques

- Poids propre de la structure ;
- Les effets dus aux actions climatiques.

#### VII.1.5.3 Les chargements dynamiques

- Les effets sismiques.

### VII.1.6 Vérification de la structure

#### VII.1.6.1 Vérification de la force sismique a la base

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \dots [7]$$

A : coefficient d'accélération de la zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du parking (tableau 4.1[7]), notre structure est du groupe 2 en zone III,  $A = 0.25$

D : coefficient 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).

Avec :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ Sec} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 \text{ Sec} \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7 [7])

$$\text{catégorie S3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

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

$h_n = 16.86 \text{ m}$  (Sans acrotère).

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donné par (tableau 4.6 [7]). Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4)  $C_T = 0.05$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$T = 0.05 \times (16.86)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.41 \text{ sec}$$

- Sens x :  $D_x = 40.80 \text{ m}$

$$T_{1x} = 0.09 \times \frac{16.86}{\sqrt{40.80}} \rightarrow T_{1x} = 0.24 \text{ sec}$$

$$T_x = \min (T_{1x}; T) \rightarrow T_x = \min (0.24; 0.41) \rightarrow T_x = 0.24 \text{ sec}$$

- Sens y :  $D_y = 48 \text{ m}$

$$T_{1y} = 0.09 \times \frac{16.86}{\sqrt{48}} \rightarrow T_{1y} = 0.22 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{1y}; T) \rightarrow T_y = \min (0.22; 0.41) \rightarrow T_y = 0.22 \text{ sec}$$

**On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :**

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement avec  $\varepsilon$  (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif. (Tableau 4.3 [7]). Avec  $\varepsilon = 4 \%$  (acier léger)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1.08$$

R : coefficient de comportement global de la structure, donnée par (tableau 4.3 [7]), en fonction du système de contreventement ; notre structure est métallique et sera contreventée par un système de palées triangulées en X dans le sens (x), et des palées en V dans le sens (y). Donc on prend  $R=3$  ;

Q : facteur de qualité est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments de la structure

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$



$P_q$  : est la pénalité a retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans [7].

**Tableau VII-1** : Facteur de qualité suivant les deux sens [7]

Critère q	Observée (O/N)	Pq / xx	Observée (O/N)	Pq / yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	/	1.15	/	1.15

$$Q_x = 0.05 + 0.15 + 1 \rightarrow Q_x = 1.15$$

$$Q_y = 0.05 + 0.15 + 1 \rightarrow Q_y = 1.15$$

- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire a la structure ;

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation ;

$\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ;  $\beta = 0.6$  [7].

### VII.1.6.2 L'analyse modale spectrale

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

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

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

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

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

Zone sismique III Alger

Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)

Pourcentage d'amortissement  $\varepsilon = 4\%$ .

Coefficient de comportement : portique auto stable ordinaire  $R = 4$

Facteur de qualité  $Q = 1.15$  (dans les deux directions).

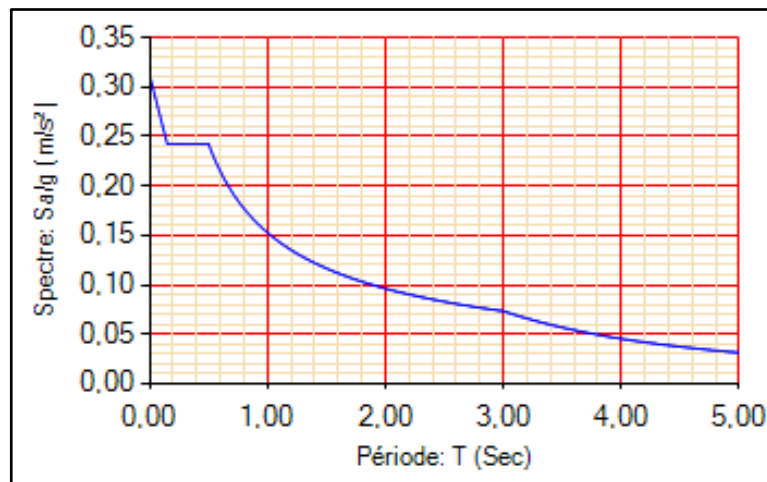


Figure VII-1 : Spectre de réponse

## VII.1.7 Résultat de l'analyse dynamique

### VII.1.7.1 Modèle initiale

Pour le premier modèle on a opté pour un système de contreventement portique ordinaire suivant les deux sens X et Y. car d'après [7], la hauteur de notre bâtiment ne dépasse pas les 17m,

Ce qui fait qu'on aura un coefficient de comportement  $R = 4$ , [7].

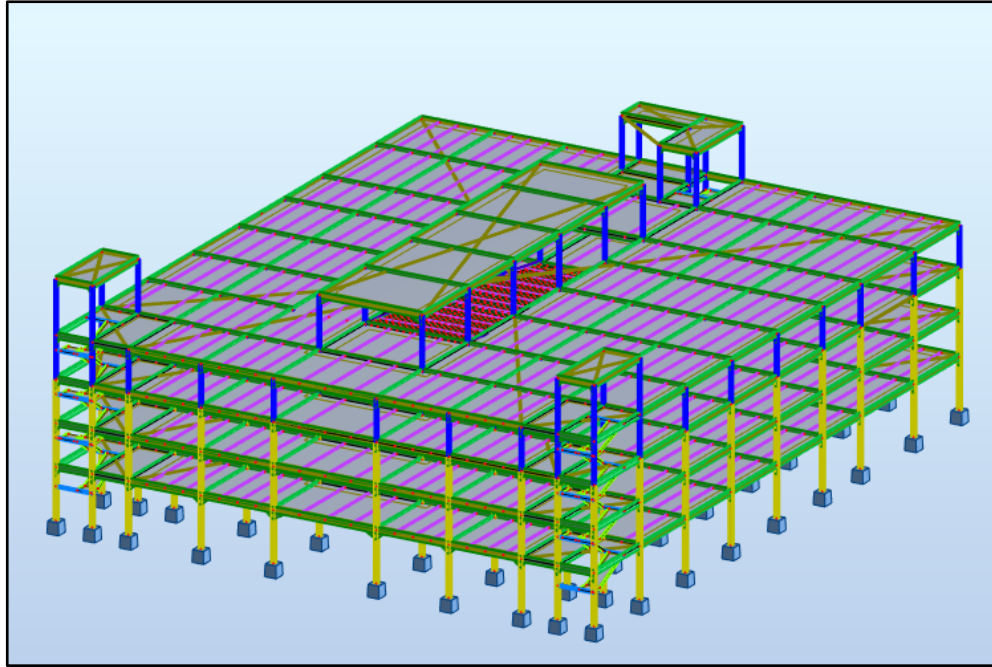


Figure VII-2 : Modèle initial de la structure en 3D

- Période et participation du model

Tableau VII-2 : Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Période	$\Sigma U_x$ %	$\Sigma U_y$ %	Masse modale $U_x$ %	Masse modale $U_y$ %	Masse modale $R_z$ %
Modal	1	1,23	0,08	96,70	0,08	96,70	0,00
Modal	2	0,94	35,08	98,07	34,99	1,37	0,01
Modal	3	0,83	92,28	98,33	57,20	0,26	0,00
Modal	4	0,75	92,31	99,65	0,04	1,32	0,00
Modal	5	0,47	94,24	99,65	1,92	0,00	0,00
Modal	6	0,41	94,54	99,65	0,30	0,00	0,00
Modal	7	0,40	94,92	99,66	0,39	0,00	0,00
Modal	8	0,35	95,03	99,66	0,10	0,00	0,00
Modal	9	0,34	95,03	99,66	0,00	0,00	0,00
Modal	10	0,33	96,15	99,66	1,12	0,00	0,00

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 3, ce qui fait, que ce nombre de mode est suffisant pour représenter un bon comportement de la structure. Néanmoins, la période fondamentale est nettement supérieure à la période empirique donnée par l'article de Dr. TALEB. En effet, la période doit être comme suit :

Tableau VII-3 : Choix de la période de calcul [8]

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

Or, on a :

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.22 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.22 = 0.28 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 1.23 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.28 \text{ sec}$$

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.24 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.24 = 0.31 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.94 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.31 \text{ sec}$$

Dans ce cas, notre structure est considérée comme souple. On préfère avoir une structure plutôt rigide, c'est ce qu'on va essayer de réaliser en ajoutant des contreventements.

- **Réponses modales de la structure initial**

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

- 1<sup>er</sup> mode :

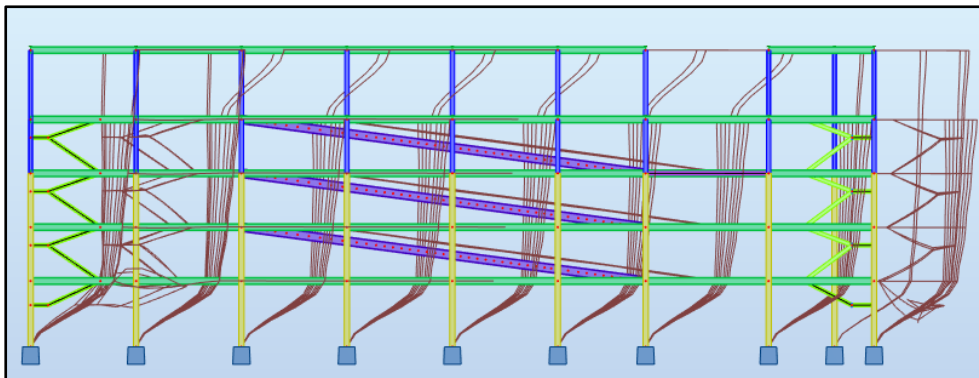
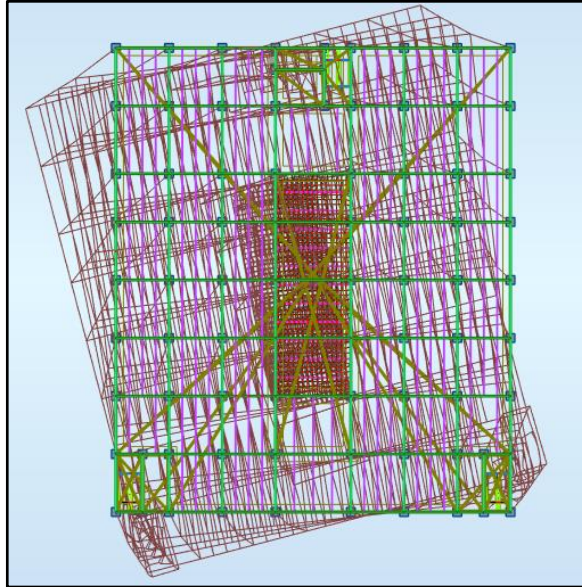


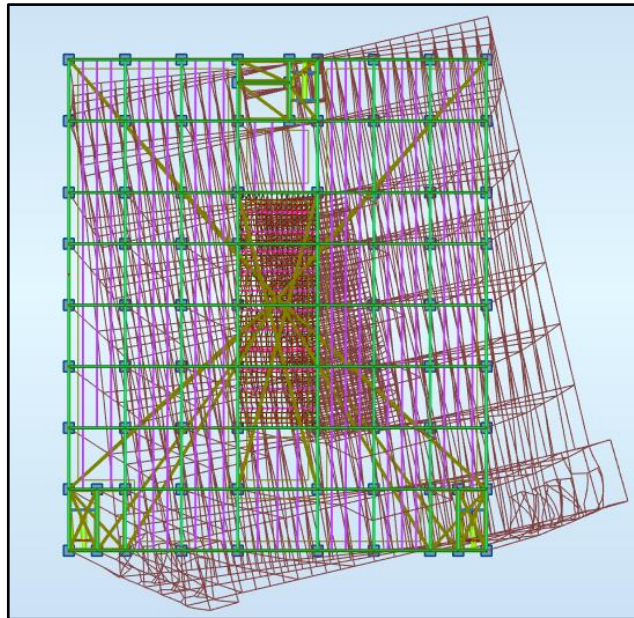
Figure VII-3 : Translation suivant l'axe Y-Y avec une période de 1.23 sec

- 2<sup>ème</sup> mode :



**Figure VII-4** : Translation + rotation suivant de l'axe X-X avec une période de 0.94 sec

- 3<sup>ème</sup> mode



**Figure VII-5** : Translation+ rotation suivant l'axe Z-Z avec une période de 0.83 sec

• **Vérification de l'effort tranchant a la base**

La résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{stat}$ . [7].

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

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

**Tableau VII-4 : Les forces sismiques suivant les deux sens**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>
<b>Ex max</b>	11 756,8700	1 579,3900
<b>Ey max</b>	1 804,0000	17 990,4700

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 11862.48 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 18080.69 \text{ KN}$$

**Tableau VII-5 : Comparaison de  $V_{dyn}$  et 80% V**

	$V_{t,dyn}(KN)$	$V (KN)$	<b>80%V (KN)</b>	<b>Ratio r%</b>	$V_{t,dyn} > 80\%V$
$V_{x,dyn}$	11862.48	15 937,69	12 750,15	107 %	Non vérifiée
$V_{y,dyn}$	18080.69	15 937,69	12 750,15	70 %	Vérifiée

$$E_x > 0.8V_x \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{F_x} \rightarrow r_x = 1.07$$

$$E_y > 0.8 E_v \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{F_y} \rightarrow r_y = 0.70$$

• **Vérification du déplacement inter étage**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R. \delta_{eK} \text{ [7]}$$

Avec :

$\delta_{eK}$  : déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, R=4

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivant donnée par [7]

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- Sens x-x

**Tableau VII-6 : Déplacement résultant suivant x**

Étages	Combinaison	$\Delta K$ (mm)	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
RDC	$E_X^{max}$	66,5606	3740	37,4	177,97%	Non vérifié
1	$E_X^{max}$	26,4952	3060	30,6	86,59%	Vérifié
2	$E_X^{max}$	20,0683	3060	30,6	65,58%	Vérifié
3	$E_X^{max}$	25,7759	3060	30,6	84,23%	Vérifié
4	$E_X^{max}$	46,2072	3940	39,4	117,28%	Non vérifié

- Sens y-y

**Tableau VII-7 : Déplacement résultant suivant Y**

Étages	Combinaison	$\Delta K$ (mm)	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
RDC	$E_y^{max}$	36,606	3740	37,4	97,88%	Vérifié
1	$E_y^{max}$	12,5095	3060	30,6	40,88%	Vérifié
2	$E_y^{max}$	9,2258	3060	30,6	30,15%	Vérifié
3	$E_y^{max}$	5,8554	3060	30,6	19,14%	Vérifié
4	$E_y^{max}$	80,6232	3940	39,4	204,63%	Non vérifié

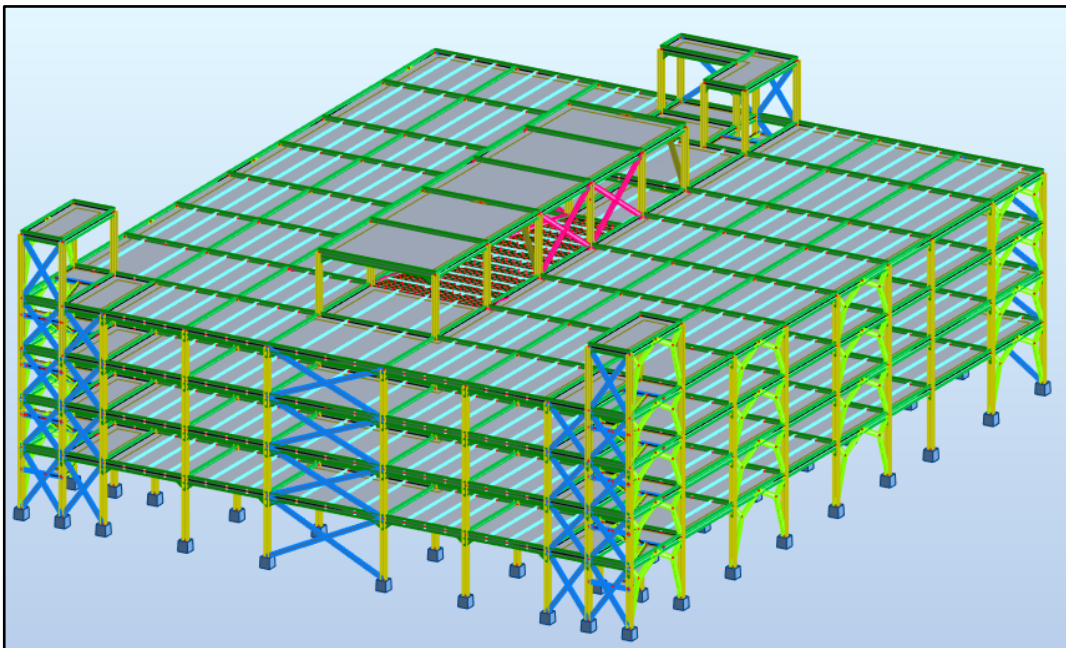
**Remarque :** ce modèle n'est pas vérifié, on doit procéder à l'ajout des contreventements, et voir le comportement de la structure.

### VII.1.7.2 Modèle intermédiaire

Après que le modèle initial n'ait pas vérifié, on a dû passer par plusieurs configurations, dont on a vérifié par le biais d'un programme Excel et du logiciel robot structural Analysis les points suivants :

- La période et la participation massique
- La réponse modale de la structure
- L'effort tranchant a la base
- Le déplacement inter étage
- L'effet  $p. \Delta$

Voici dans ce qui suit un model intermédiaire parmi les modèles par lesquelles nous sommes passés, et c'est celui qui se rapproche le plus au model final.



**Figure VII-6** : Modèle intermédiaire de la structure en 3D



- Période et participation du modèle

Tableau VII-8 : Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Période	$\Sigma U_x$ %	$\Sigma U_y$ %	Masse modale $U_x$ %	Masse modale $U_y$ %	Masse modale $R_z$ %
Modal	1	0,39	0,01	94,42	0,01	94,42	0,00
Modal	2	0,27	64,27	94,64	64,26	0,22	0,00
Modal	3	0,25	79,96	95,09	15,69	0,45	0,01
Modal	4	0,22	79,99	95,09	0,02	0,00	0,01
Modal	5	0,22	79,99	95,09	0,00	0,00	0,01
Modal	6	0,22	79,99	95,09	0,00	0,00	0,01
Modal	7	0,22	79,99	95,09	0,00	0,00	0,01
Modal	8	0,22	79,99	95,09	0,00	0,00	0,01
Modal	9	0,22	79,99	95,09	0,00	0,00	0,01
Modal	10	0,22	79,99	95,09	0,00	0,00	0,01
Modal	11	0,22	79,99	95,09	0,00	0,00	0,01
Modal	12	0,22	80,09	95,09	0,11	0,00	0,01
Modal	13	0,20	89,36	95,10	9,27	0,00	0,01
Modal	14	0,19	89,40	95,10	0,04	0,00	0,01
Modal	15	0,19	89,43	95,10	0,03	0,00	0,01
Modal	16	0,19	89,79	95,19	0,36	0,09	0,02
Modal	17	0,18	90,16	95,20	0,36	0,02	0,02
Modal	18	0,17	90,16	95,20	0,00	0,00	0,02
Modal	19	0,17	90,16	95,20	0,00	0,00	0,02
Modal	20	0,17	90,16	95,20	0,01	0,00	0,02

- Vérification de l'effort tranchant a la base :

Tableau VII-9 : Les forces sismiques suivant les deux sens

	Fx	Fy
Ex max	19 467,8400	725,1200
Ey max	853,8900	27 891,9300

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = KN$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = KN$$

Tableau VII-10 : Comparaison de  $V_{dyn}$  et 80% V

	$V_{t,dyn}(KN)$	$V (KN)$	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn}$ > 80%V
$V_{x,dyn}$	19 481,33	21 694,97	17 355,97	80%	Vérifiée
$V_{y,dyn}$	27 904,99	21 694,97	17 355,97	62 %	Vérifiée

$$E_x > 0.8V_x \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{F_x} \rightarrow r_x = 0.8$$

$$E_y > 0.8 E_v \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{F_y} \rightarrow r_y = 0.62$$

- Vérification du déplacement inter étage :

$$\Delta K < 1\% h_{étage}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- Sens x-x

Tableau VII-11 : Déplacement résultant suivant x

Étages	Combinaison	$\Delta K$ (mm)	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
RDC	$E_x^{max}$	6,0584	3740	37,4	16,20%	Vérifié
1	$E_x^{max}$	4,3102	3060	30,6	14,09%	Vérifié
2	$E_x^{max}$	3,3431	3060	30,6	10,93%	Vérifié
3	$E_x^{max}$	2,3534	3060	30,6	7,69%	Vérifié
4	$E_x^{max}$	15,2921	3940	39,4	38,81%	Vérifié

- Sens y-y

Tableau VII-12 : Déplacement résultant suivant Y

Étages	Combinaison	$\Delta K$ (mm)	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
RDC	$E_y^{max}$	24,6375	3740	37,4	65,88%	Vérifié
1	$E_y^{max}$	9,8635	3060	30,6	32,23%	Vérifié
2	$E_y^{max}$	7,4136	3060	30,6	24,23%	Vérifié
3	$E_y^{max}$	4,248	3060	30,6	13,88%	Vérifié
4	$E_y^{max}$	3,6601	3940	39,4	9,29%	Vérifié

- Vérification de l'effet du deuxième ordre  $P - \Delta$  :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Tableau VII-13 : L'effet P- $\Delta$  selon le sens x-x

Niveau	V <sub>x</sub> (KN)	h (mm)	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta K$ (mm)	$\Theta$ (mm)
RDC	19467,79	3740	83835.72	6,0584	0,007
1	17413,86	6800		4,3102	0,003
2	13654,2	9860		3,3431	0,002
3	8630,64	12920		2,3534	0,002
4	1942,6	16860		15,2921	0,039

Tableau VII-14 : L'effet P- $\Delta$  selon le sens y-y

Niveau	V <sub>y</sub> (KN)	h (mm)	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta K$ (mm)	$\Theta$ (mm)
RDC	27891,93	3740	83835.72	24,6375	0,020
1	23970,61	6800		9,8635	0,005
2	18031,35	9860		7,4136	0,003
3	10743,44	12920		4,248	0,003
4	1194,95	16860		3,6601	0,015

**Remarque :** on remarque quand le modèle initial est satisfaisant vis-à-vis des vérifications, on peut dire que la structure est stable, néanmoins, le problème réside au niveau de la période fondamentale [8], on remarque que :

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.22 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.22 = 0.28 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.39 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.28 \text{ sec}$$

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.24 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.24 = 0.31 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.27 \text{ sec} < 1.3T_{empirique} = 0.31 \text{ sec}$$

Ce qui veut dire que notre structure n'est pas encore tout à fait satisfaisante vis-à-vis de la rigidité, le bon comportement a été atteint au model final, les résultats sont exposés au titre suivant.

### VII.1.7.3 Modèle final

Les contreventements utilisés :

Sens X : des palées triangulées en X  $\rightarrow R=4$

Sens Y : des palées triangulées en V  $\rightarrow R=3$

Alors, lors de la modélisation, on utilise le coefficient de comportement le plus petit, c'est-à-dire  $R=3$ .

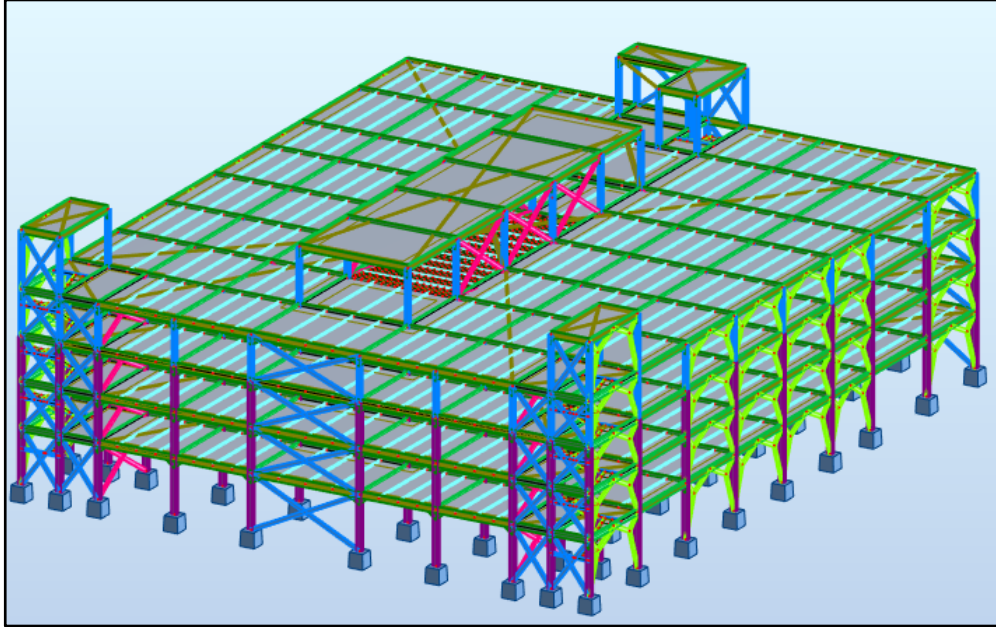


Figure VII-7 : Modèle final de la structure en 3D

- Période et participation du modèle

Tableau VII-15 : Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Période	$\Sigma U_x$ %	$\Sigma U_y$ %	Masse modale $U_x$ %	Masse modale $U_y$ %	Masse modale $R_z$ %
Modal	1	0,28	0,85	87,85	0,85	87,85	0,00
Modal	2	0,27	79,58	89,31	78,73	1,45	0,00
Modal	3	0,23	80,42	92,66	0,84	3,35	0,01
Modal	4	0,22	80,44	92,66	0,03	0,00	0,01
Modal	5	0,22	80,44	92,66	0,00	0,00	0,01
Modal	6	0,22	80,44	92,66	0,00	0,00	0,01
Modal	7	0,22	80,44	92,66	0,00	0,00	0,01
Modal	8	0,22	80,44	92,66	0,00	0,00	0,01
Modal	9	0,22	80,44	92,66	0,00	0,00	0,01
Modal	10	0,22	80,44	92,66	0,00	0,00	0,01
Modal	11	0,22	80,44	92,66	0,00	0,00	0,01
Modal	12	0,22	80,57	92,78	0,13	0,12	0,01
Modal	13	0,20	89,43	92,84	8,86	0,06	0,01
Modal	14	0,19	89,81	93,16	0,37	0,32	0,02
Modal	15	0,18	90,26	93,18	0,46	0,02	0,02

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 15, ce qui fait de ce nombre de mode étant suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

D'après l'article sur le calcul sismique de la structure établi par Dr. TALEB, la période choisie pour le calcul du facteur D est calculée comme suit :

Tableau VII-16 : Choix de la période de calcul [8]

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

La période fondamentale, est la période du 1<sup>er</sup> mode de translation, or :

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.22 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.22 = 0.28 \text{ sec}$$

$$T_{empirique} = 0.22 \text{ sec} < T_{analytique} = 0.28 \text{ sec} < 1.3T_{empirique} = 0.28 \text{ sec}$$

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.24 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.24 = 0.31 \text{ sec}$$

$$T_{empirique} = 0.24 \text{ sec} < T_{analytique} = 0.27 \text{ sec} < 1.3T_{empirique} = 0.31 \text{ sec}$$

Alors notre facteur D est calculé avec la valeur de  $T_{analytique}$  suivant les deux sens :

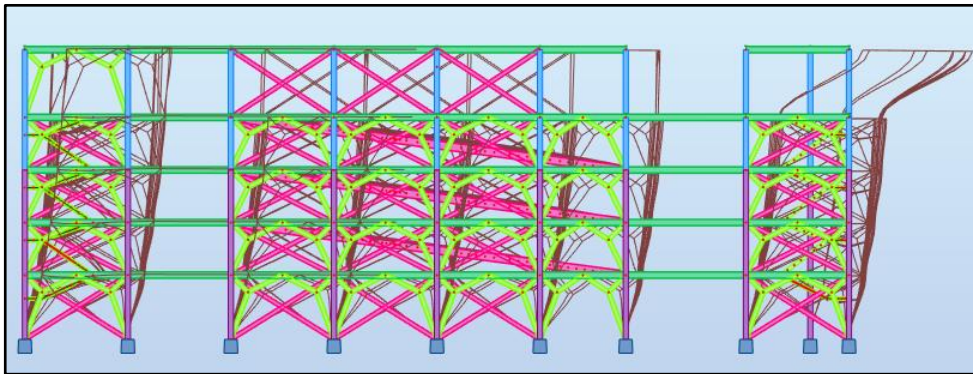
$$0 \leq T_{analytique} \leq T_2 \rightarrow D_x = D_y = 2.5\eta$$

$$D_x = D_y = 2.7$$

- **Réponse modale de la structure**

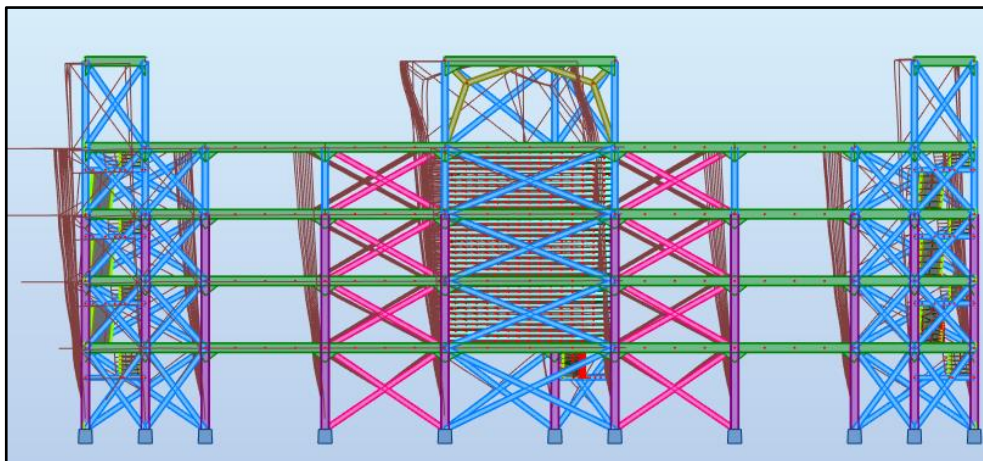
Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

- 1<sup>er</sup> mode :



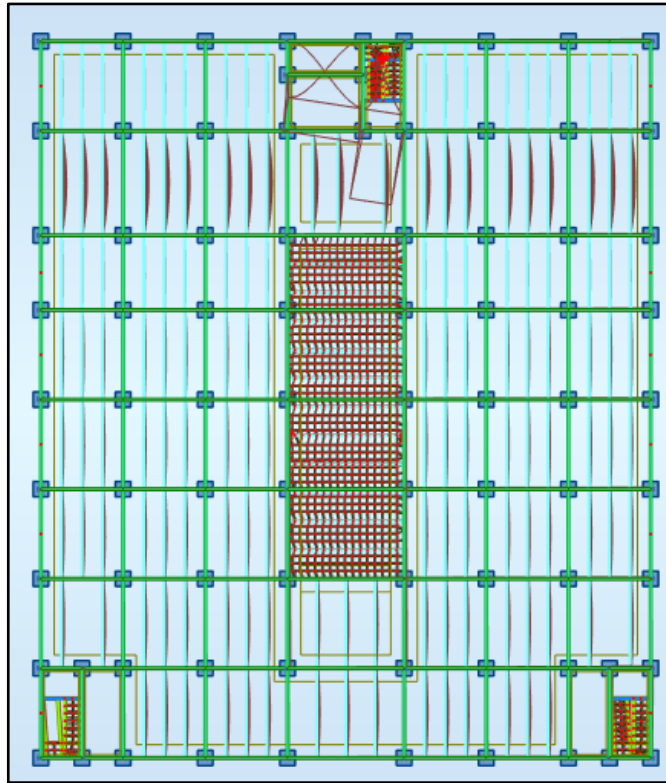
**Figure VII-8 :** Translation suivant l'axe y-y avec une période de 0.28 sec

- 2<sup>ème</sup> mode



**Figure VII-9 :** Translation suivant l'axe x-x avec une période de 0.27 sec

- 3<sup>ème</sup> mode :



**Figure VII-10** : Rotation autour de l'axe z-z avec une période de 0.23 sec

- **Vérification de l'effort tranchant a la base**

La résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{stat}$ . [7]

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

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

**Tableau VII-17** : Les forces sismiques suivant les deux sens

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>
<b>Ex max</b>	19 770,92	1 509,68
<b>Ey max</b>	1 777,02	26 761,65

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 19828.47KN$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 26820.58KN$$

Tableau VII-18 : Comparaison de  $V_{dyn}$  et 80% V

	$V_{t,dyn}(KN)$	$V (KN)$	80%V (KN)	r%	$V_{t,dyn} > 80\%V$
$V_{x,dyn}$	19828.47	21 767,61	17 414,08	87 %	Vérifiée
$V_{y,dyn}$	26820.58	21 767,61	17 414,08	64 %	Vérifiée.

$$E_x > 0.8V_x \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{F_x} \rightarrow r_x = 0.87$$

$$E_y > 0.8 E_v \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{F_y} \rightarrow r_y = 0.64$$

- **Vérification du déplacement inter-étage**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \cdot \delta_{eK}$$

Avec :

$\delta_{eK}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion) ;

$R$  : coefficient de comportement,  $R=3$  ;

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivant donnée par [7]

$$\Delta K < 1\% h_{étage}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta K < 1\% h_{étage}$$

- Sens x-x

Tableau VII-19 : Déplacement résultant suivant x

Étages	Combinaison	$\Delta K(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
RDC	$E_X^{max}$	5,3521	3740	37,4	14,31%	Vérifié
1	$E_X^{max}$	3,6245	3060	30,6	11,84%	Vérifié
2	$E_X^{max}$	2,8754	3060	30,6	9,40%	Vérifié
3	$E_X^{max}$	2,2246	3060	30,6	7,27%	Vérifié
4	$E_X^{max}$	16,3087	3940	39,4	41,39%	Vérifié

- Sens y-y



Tableau VII-20 : Déplacement résultant suivant Y

Étages	Combinaison	$\Delta K$ (mm)	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
RDC	$E_y^{max}$	11,011	3740	37,4	29,44%	Vérifié
1	$E_y^{max}$	5,7471	3060	30,6	18,78%	Vérifié
2	$E_y^{max}$	4,3837	3060	30,6	14,33%	Vérifié
3	$E_y^{max}$	2,6392	3060	30,6	8,62%	Vérifié
4	$E_y^{max}$	4,1751	3940	39,4	10,60%	Vérifié

- Effet du deuxième ordre

L'effet  $P - \Delta$  est un effet du second ordre (non linéaire), qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement ( $\Delta$ ). [7]

L'effet  $P\Delta$  est lié à :

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

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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associés au-dessus du niveau <<K>>

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau <<K>> par rapport au niveau K-1

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau K, calculé par le logiciel ROBOT ;

$h_k$  : hauteur de l'étage K.

Si  $0.1 \leq \theta \leq 0.2$ ; l'effet  $P\Delta$  peut 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>er</sup> ordre par le

$$\text{facteur : } \frac{1}{1-\theta_k}$$

Si  $\theta > 0.2$ ; la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau VII-21** : L'effet P- $\Delta$  selon le sens x-x

Niveau	V <sub>x</sub> (KN)	h (mm)	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta K$ (mm)	$\Theta$ (mm)
RDC	19770,94	3740	84116.42	5,3521	0,006
1	17643,06	6800		3,6245	0,003
2	13846,06	9860		2,8754	0,002
3	8826,48	12920		2,2246	0,002
4	2116,87	16860		16,3087	0,038

**Tableau VII-22** : L'effet P- $\Delta$  selon le sens y-y

Niveau	V <sub>y</sub> (KN)	h (mm)	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta K$ (mm)	$\Theta$ (mm)
RDC	26761,73	3740	84116.42	11,011	0,009
1	23363,53	6800		5,7471	0,003
2	17800,97	9860		4,3837	0,002
3	10724,09	12920		2,6392	0,002
4	1258,34	16860		4,1751	0,017

Puisque tous les coefficients  $\Theta$  sont inférieure à 0.1, alors l'effet  $p\Delta$  peut-être négliger suivant les deux directions.

### VII.1.8 Récapitulatif

**Tableau VII-23** : Récapitulatif des éléments finaux

Élément	Profilé
Poteaux (RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> )	HEA 400
Poteaux (3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> )	HEA 300
Poutres principales	IPE 450
Poutres secondaires	IPE 400
Solives	IPE 200
Contreventement sens X	RECC260X180X16
Contreventement sens Y	RECC260X180X16

# Chapitre VIII- Vérification des éléments

## VIII.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies par les règlements, la stabilité statique doit être assurée

- Tant globalement au niveau de la structure
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les sollicitations développées dans les éléments à cause des actions qui leur sont soumises, génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations de l'élément.

Afin de garantir le degré de sécurité souhaité, il faut vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques, appelé phénomène d'instabilités, qui sont :

- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies
- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est très importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.[10]

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ces phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir [5] et [6].

## VIII.2 Vérification des poteaux

En général, les éléments porteurs verticaux sont sollicités à la compression simple, le prédimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement, mais après l'étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et compression. Donc les poteaux seront dimensionnés à la flexion composée dans ce chapitre.

### VIII.2.1 Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal  $N_{sd}$ , et deux moments fléchissant  $M_{y_{sd}}$  et  $M_{z_{sd}}$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements CCM97[6] sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

### VIII.2.1.1 Vérification vis-à-vis du flambement

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

**Cas 1 :**  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant.

**Cas 2 :**  $M_{y,sd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant.

**Cas 3 :**  $M_{z,sd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{y,sd}$  correspondant.

#### - Les étapes de vérification au flambement

Les éléments sollicités en compression axiale et à la flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$\beta_{M,y}$  Et  $\beta_{M,z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Une ossature métallique peut être classée comme contreventé, si le système de contreventement réduit ses déplacements horizontaux d'au moins 80%. Dans ce cas, le calcul de la longueur de flambement peut se faire par la méthode des nœuds fixes. [6]

- **Cas 1 :**  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant

- **Exemple de calcul**

Nos calculs vont être mené sur le Poutreau central du RDC d'un profilé HEA400 et d'une hauteur de 3.74 m.

**Tableau VIII-1 :** Caractéristiques de profilé HEA400

Profil	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
HEA400	159	45070	8564	2562	2311	872.9	570.9	16.84	7.34

- Suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \left( f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

Pour un mode d'instabilité à nœuds fixe on a :

$$\frac{L_f}{L_0} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

Avec :

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}} \rightarrow \eta_2 = 0 \text{ Car le poteau est encasturé à la base.}$$

$K_{C1}$  Et  $K_{C2}$  la rigidité des poteaux adjacents

$K_{Pij}$  La rigidité des poutres associées au nœud considéré

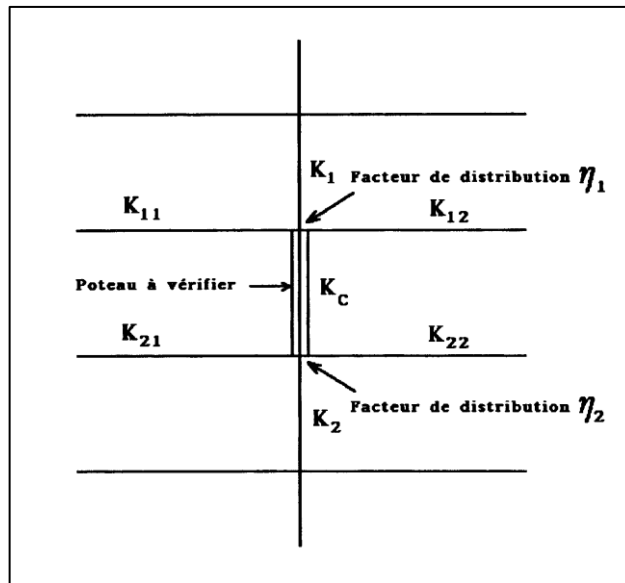


Figure VIII-1 : Facteurs de distribution pour poteaux continus

$$K_C = \frac{I_y}{h} = \frac{45070 \times 10^4}{3.74 \times 10^3} = 45709.939 \text{ mm}^3$$

$$K_{P11} = \frac{I_y(IPE450)}{L(IPE450)} = \frac{33740 \times 10^4}{5.5 \times 10^3} = 61345.455 \text{ mm}^3$$

$$K_{P12} = \frac{I_y(IPE450)}{L(IPE450)} = \frac{33740 \times 10^4}{7.8 \times 10^3} = 43256.410 \text{ mm}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_1 = 0.304 \\ \eta_2 = 0 \end{array} \right. \rightarrow L_{fy} = 2.25 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2.25 \times 10^3 / 16.84 \times 10^{-2}}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.15 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.51$$

- Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93.9 \times \varepsilon} ; \left( f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$K_C = \frac{I_z}{h} = \frac{8564 \times 10^4}{9.86 \times 10^3} = 8685.598 \text{ mm}^3$$

$$K_{P11} = \frac{I_y(PE400)}{L(PE400)} = \frac{1318 \times 10^4}{5 \times 10^3} = 2196.667 \text{ mm}^3$$

$$K_{P12} = \frac{I_y(PE400)}{L(PE400)} = \frac{1318 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 2636 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.093 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fz} = 2.35 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{1.99 \times 10^3 / 7.34 \times 10^{-2}}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.37 > 0.2 \text{ il y a de risque de flambement.}$$

Choix de la courbe de flambement :

On a pour un HEA 400  $\rightarrow \frac{h}{b} = 1.3 > 1.2$  et  $t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

**Tableau VIII-2 : Facteur d'imperfection  $\alpha$**

Courbe	a	b	c	d
$\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

Donc :  $\alpha_z = 0.34$

Calcul du coefficient de réduction  $\chi_z$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}}} = 0.94$$

Avec :

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) \rightarrow \phi_z = 0.60$$

D'après le logiciel ROBOT, la combinaison la plus défavorable est :

$G + Q + Ey$

- Suivant l'axe y-y :

$$\beta_{M,y} = \frac{M_Q}{\Delta M} \times (\beta_{MQ})$$

$$M_Q = M_{max} \rightarrow M_Q = 31.57 \text{ KN.m (Obtenu du logiciel ROBOT)}$$

$$\beta_{MQ} = 1.4 [7]$$

$$\beta_{M,y} = -0.57$$

$$\mu_y = 0.018 \times (2 \times (-0.57 - 4)) + \left( \frac{2562 - 2311}{2311} \right) = -1.30 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-1.30 \times 1149.39 \times 10^3}{159 \times 10^2 \times 0.96 \times 275} = 0.34 < 1,5$$

- Suivant l'axe z-z:

$$\beta_{M,z} = 1.59$$

$$\mu_z = 0.018 \times (2 \times 1.59 - 4) + \left( \frac{872.9 - 570.9}{570.9} \right) = -1.25 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-1.25 \times 889.53 \times 10^3}{0.73 \times 159 \times 10^2 \times 275} = 0.35 < 1,5$$

On aura :

$$\frac{1149.39 \times 10^3}{0,94 \times 159 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 11.83 \times 10^6}{2562 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 27.34 \times 10^6}{872.9 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,34 < 1 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :** la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-3 :** Efforts internes des poteaux sous  $N_{max}$  pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}(KN)$	$M_{sdy}(KN.m)$	$M_{sdz}(KN.m)$
4	1.35G + 1.5Q	220.54	-0.04	-0.04
3	1.35G + 1.5Q	505.15	1.31	-73.46
2	G + Q + Ey	953.72	-75.97	8.85
1	G + Q + Ey	955.8	-27.94	11.35
RDC	G + Q + Ey	1149.39	-32.17	31.57

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CM97 [7].

**Tableau VIII-4 :** Vérifications au flambement par flexion

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
4eme	HEA300	1.92	2.35	0.94	1	0.99	0.05	Vérifiée
3eme	HEA300	2.05	2.41	0.93	1	0.99	0.17	
2eme	HEA400	2.17	2.43	0.93	1	0.99	0.21	
1 <sup>er</sup>	HEA400	2.20	2.43	0.93	1	0.99	0.24	
RDC	HEA400	2.25	2.35	0.94	1	1	0.34	



- Cas 2 :  $M_{ysd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant

Les efforts internes sont extraits du logiciel ROBOT, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VIII-5** : Efforts internes des poteaux sous  $M_{ysd}^{max}$  pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$M_{ysd}^{max}(KN.m)$	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdz}(KN.m)$
4	1.35G + 1.5Q	13.01	157.33	-1.48
3	1.35G + 1.5Q	23.81	-135.25	9.51
2	G + Q + Ey	38.68	579.22	31.06
1	G + Q + Ey	38.32	702.06	38.32
RDC	G + Q + Ey	13.14	756.21	33.23

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CM97 [7].

**Tableau VIII-6** : Vérifications au flambement par flexion

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
4eme	HEA300	1.92	2.35	0.91	1.03	1	0.06	Vérifiée
3eme	HEA300	2.06	2.41	0.91	0.97	1	0.20	
2eme	HEA400	2.17	2.50	0.93	1	1	0.37	
1 <sup>er</sup>	HEA400	2.20	2.37	0.94	1.17	1	0.43	
RDC	HEA400	2.25	2.35	0.94	1.18	1	0.38	

- Cas 3 :  $M_{zsd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{ysd}$  correspondant

Les efforts internes sont extraits du logiciel ROBOT, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VIII-7** : Efforts internes des poteaux sous  $M_{zsd}^{max}$  pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$M_{zsd}^{max}(KN.m)$	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdy}(KN.m)$
4	1.35G + 1.5Q	1.52	157.41	12.77
3	1.35G + 1.5Q	69.71	442.52	-8.16
2	G + Q + Ey	58.13	634.92	28.53
1	G + Q + Ey	75.64	887.20	-39.21
RDC	G + Q + Ey	35.80	1089.72	-38.18

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CM97 [7].

Tableau VIII-8 : Vérifications au flambement par flexion

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
4eme	HEA300	2.42	2.98	0.86	1	0.99	0.05	Vérifiée
3eme	HEA300	2.05	2.43	0.91	1	0.99	0.16	
2eme	HEA400	2.21	2.43	0.93	1	0.99	0.20	
1 <sup>er</sup>	HEA400	2.69	2.96	0.90	1	0.92	0.35	
RDC	HEA400	2.88	2.35	0.94	1	1	0.33	

### VIII.2.1.2 Vérification vis-à-vis du déversement

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$$

$\beta_{MLT}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

#### - Exemple de calcul

On doit d'abord vérifier que :  $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$

Avec :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Sachant que :  $\lambda_{LT} = \frac{K \times L}{i_z}$  ; formule simplifiée [6]

$$\sqrt{C_1 \left[ \left[ \frac{K}{K_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{k \times L}{\frac{i_z}{h}} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 15.48 ; \bar{\lambda}_{LT} = 0.17 < 0.4 \rightarrow \text{pas de risque de déversement.}$$

Remarque : on a vérifié tous les poteaux les plus sollicités de notre structure et on a trouvé que leur élancement réduit était  $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$ . Donc dans ce cas il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

Tableau VIII-9 : Choix final des poteaux

Étages	Profilés
4	HEA320
3	HEA320
2	HEA400
1	HEA400
RDC	HEA400

### VIII.3 Vérification des poutres principales

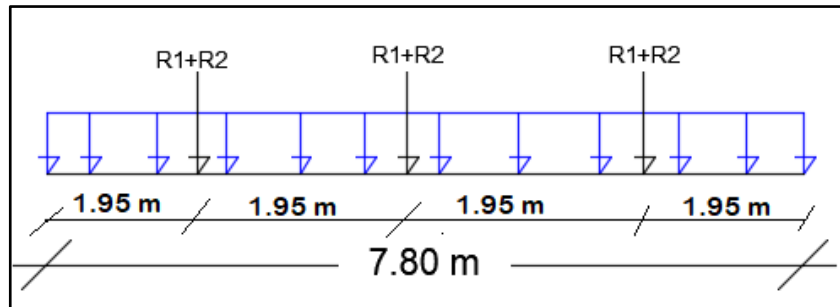


Figure VIII-2 : Schéma statique de la poutre principale

Les calculs seront fait sur une poutre principale du RDC de profilé IPE450 et de longueur  $L=7.80\text{m}$ .

D'après le logiciel ROBOT, la combinaison de charge la plus défavorable est  $G + Q + EY$

#### VIII.3.1 Les Sollicitations:

$$M_{sd} = -207.97 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 185.75 \text{ KN}$$

#### VIII.3.2 Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{1307 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{plrd} = 359.425 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = -207.97 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 359.425 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.3.3 Vérification au déversement

Le déversement est pris en considération que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_W}$$

Section transversale de classe 1,2  $\rightarrow \beta_W = 1$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = 0.92 \rightarrow \lambda_1 = 86.39$$

Puisque les poutres sont encastées des deux extrémités, les facteurs de longueur effective  $K$  et  $k_w$  sont pris égale à 0.5, et donc la formule  $\lambda_{LT}$  est de la forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_w \cdot I_z} \right)^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{L^2 G \cdot I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0.25}} = 30.89$$

D'après le tableau B.1.1 du CCM97[6], on prend pour  $K=0.5$  un coefficient  $C_1 = 3.093$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{30.89}{86.39} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.35 < 0.4 \text{ il n'y a pas de risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \rightarrow \phi_{LT} = 0.57$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.98$$

On aura :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \geq M_{sd}$$

$$M_{brd} = 0.98 \times 1 \frac{1307 \times 10^3 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{brd} = 320.215 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 320.215 \text{ KN.m} > M_{sd} = -207.97 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.3.4 Vérification au voilement de l'âme par cisaillement :

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport  $\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$ , et pour les ames raidie lorsque ce rapport est supérieur a  $30\varepsilon\sqrt{K_\tau}$ . [6]

Avec :

$d$  : la distance entre nus inférieur des semelles ;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

On a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{180}{8.6} = 20.93 < 69 \times 0.92 = 63.4, \text{ alors on est dans le cas d'âme non raidie.}$$

La vérification peut être faite en appliquant la méthode post critique simple mentionner dans [6].

$$V_{bard} = \frac{d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

$\tau_{ba}$  : est la résistance post critique au cisaillement.

$$\text{On a: } \bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37.4\varepsilon\sqrt{K_\tau}} \rightarrow \frac{\frac{180}{8.6}}{37.4 \times 0.92 \times \sqrt{5.34}}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.16 < 0.8, \text{ alors } \tau_{ba} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = \frac{275}{\sqrt{3}} \rightarrow \tau_{ba} = 158.77 \text{ MPA}$$

Avec :  $K_\tau$  : est le coefficient de voilement par cisaillement

$K_\tau = 5.34$  Pour les âmes avec raidisseurs transversaux aux droits des appuis mais sans aucun raidisseur transversal intermédiaire.

On aura alors :

$$V_{ba,rd} = \frac{180 \times 13.5 \times 158.77}{1.1} \rightarrow V_{ba,rd} = 350.73 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 185.75 \text{ KN} < V_{ba,rd} = 350.73 \text{ KN} \dots\dots \text{ Pas de voilement par cisaillement des âmes.}$$

**Remarque :** la procédure de calcul de la poutre secondaire ci-dessus est la même pour les autres poutres. Et le profilé en IPE450 vérifie les conditions du [6] dans tous les étages.

## VIII.4 Vérification des contreventements

### VIII.4.1 Généralités

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux ;
- Limiter les déformations ;
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de système de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, on site :

- Triangulation (contreventement en treillis : en croix de st André, en K, en V, en N...) → forces transmises par des efforts normaux dans les barres. Il faut tenir compte des risques de flambement des barres travaillant à la compression ou par remplissage.
- Rigidification des nœuds → forces transmises surtout par flexion des traverses et des poteaux.

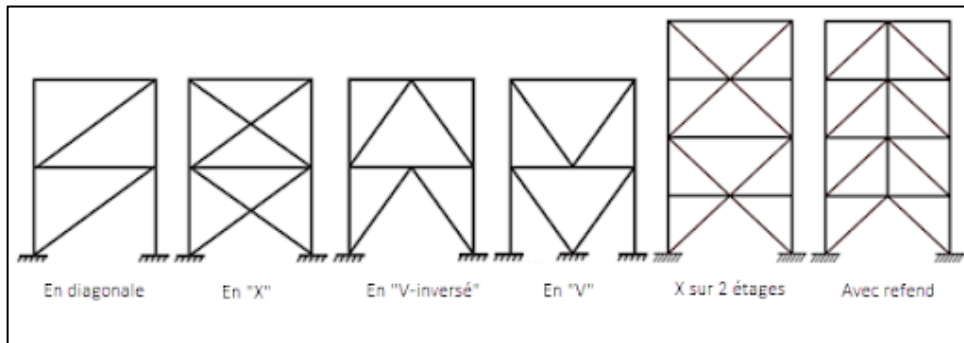


Figure VIII-3 : Types de systèmes de contreventement [12]

### VIII.4.2 Conception du système de contreventement

Le système de contreventement doit être conçu dès la phase d'avant-projet avant tout calcul et toutes vérification.

Le poids des contreventements est généralement négligeable par rapport à celui des éléments porteurs principaux de la structure.

Le choix d'une conception d'un système de contreventement est généralement dicté par l'architecture de l'ouvrage (ouvertures, portes, couloirs, vitrages...).

### VIII.4.3 Dimensionnement des contreventements

Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, les trois conditions suivantes doivent être respectées :

Il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

L'existence d'un système de contreventement dans une structure ne garantit pas que la structure de l'ossature et forcément contreventé mais elle doit être classifiée comme contreventé. [7]

La classification en ossature contreventée n'est possible que lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins **80%**.

Lorsque la classification de l'ossature comme contreventée est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

L'ossature sans système de contreventement peut être traitée comme totalement appuyée latéralement et comme devant supporter l'action des charges verticales uniquement.

Pour notre cas :

- Sens x : RECC 260X180X16
- Sens Y : RECC 260X180X16

A l'intérieure du parking, les positions de contreventements respectent les voies de circulations en plus de la symétrie, et sont de la même section que les contreventements extérieurs.

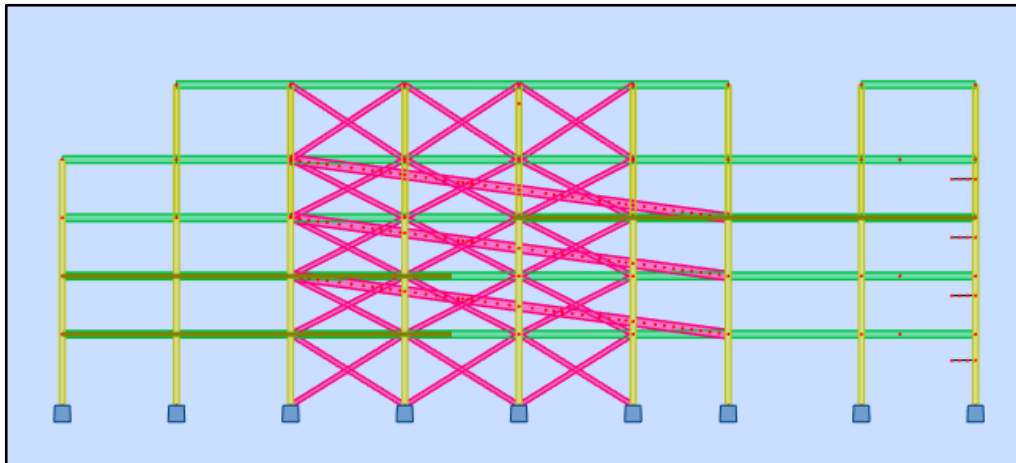


Figure VIII-4 : Contreventement intérieur au niveau des rampes

## VIII.4.4 Vérifications des contreventements

## VIII.4.4.1 Contreventement en X (sens x)

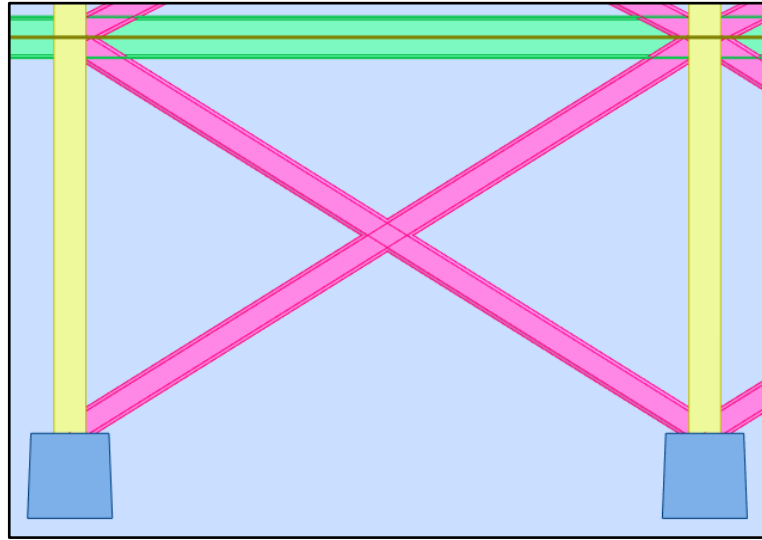


Figure VIII-5 : Contreventement en X

Les contreventements sont **tubulaires 260X180X16** de longueur  $L = 6.65m$

Pour les contreventements en X les assemblages sont réalisés au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de  $\frac{L}{2} = 3.32m$ .

D'après le logiciel ROBOT, la combinaison de charge la plus défavorable est  $G + Q + 1.25Ex$

Avec  $N_{sd} = 1545.42 KN$

- **Vérification à la traction**

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{plrd}; N_{urd}]$$

Avec :

$N_{plrd}$  : résistance plastique de la section brute

$N_{urd}$  : résistance ultime de la section nette

**Tableau VIII-10** : Caractéristiques géométriques du profilé RECC260X180X16

Profilé	$A(cm^2)$	$t(mm)$	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$	$i_y(mm)$	$i_z(mm)$
<b>REC260X180X16</b>	128	16	11223	6215	1080	830	93.8	69.8

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{12800 \times 275}{1} \rightarrow N_{plrd} = 3520 KN$$

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} \rightarrow N_{urd} = 0.9 \times \frac{430}{1.25} \rightarrow N_{urd} = 3883.62 KN$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - (d \times t) \rightarrow A_{net} = 12800 - (16 \times 16) \rightarrow A_{net} = 12544 mm^2$$

$d$  Est le diamètre des boulons, supposons un M16

$t$  : épaisseur du profilé

Donc :  $N_{t,rd} = \min[3520; 3883.62] \rightarrow N_{t,rd} = 3520 \text{ KN}$

$N_{sd} = 1545.42 \text{ KN} < N_{t,rd} = 3520 \text{ KN} \dots\dots$  Condition vérifiée.

- **Vérification a la compression**

Classification du profilé

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{220}{16} = 13.75 \leq 33 \times 0.92 = 30.36 \rightarrow \text{Âme de classe 1.}$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \rightarrow \frac{140}{16} = 8.75 \leq 9.2 \rightarrow \text{Semelles de classe 1.}$$

Le profilé RECC 260X180X16 est de classe 1.

On vérifie le flambement selon l'axe de la plus faible inertie du profilé, donc selon l'axe z-z

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a:  $\beta_A = 1$  (car on a un profilé de classe 1)

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{3325}{69.8} = 47.64 \\ \lambda_1 = 93.91 \varepsilon = 86.39 \end{cases} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.55 > 0.2 \text{ il y a risque de flambement.}$$

- Choix de la courbe de flambement

D'après le tableau 55.3 du CCM97, les sections rectangulaires, quel que soit l'axe de flambement, on prend la courbe c  $\rightarrow \alpha = 0.49$ .

$$\theta = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \theta = 0.73$$

$$\chi = \frac{1}{\theta + \sqrt{\theta^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow \chi = 0.82$$

$$\text{Donc : } N_{plrd} = 0.82 \times 1 \times 12800 \times \frac{275}{1} \rightarrow N_{plrd} = 2901.03 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1545.42 \text{ KN} < N_{plrd} = 2901.03 \text{ KN} \dots\dots$  Condition vérifiée.

#### VIII.4.4.2 Contreventements en V (sens y)

Ces contreventements sont également tubulaires 260X180X16, la particularité de cette vérification, est qu'il faut vérifiée deux barres au flambement séparément.

D'après le logiciel ROBOT, la combinaison de charge la plus défavorable est  $G + Q + 1.25Ex$

Avec  $N_{sd} = 2118.12 \text{ KN}$



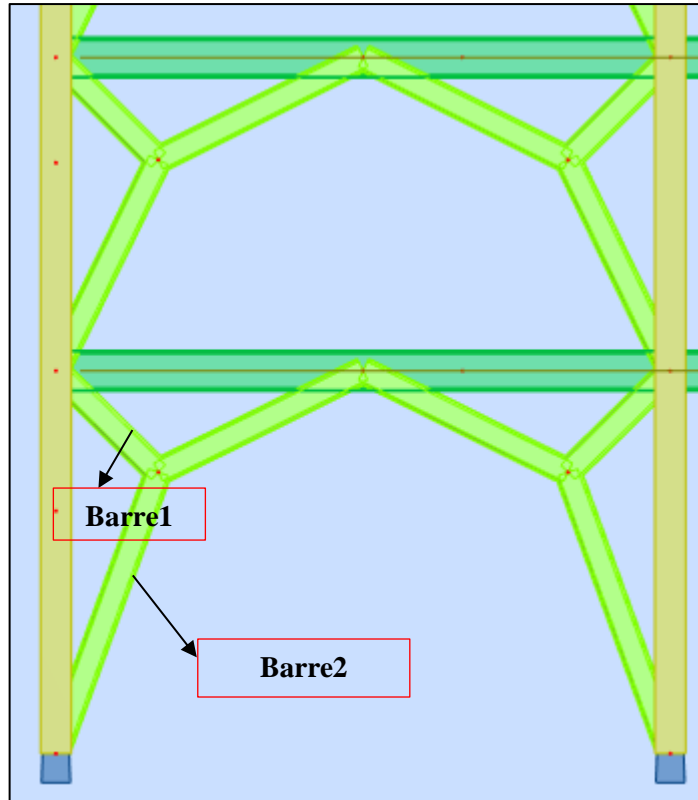


Figure VIII-6 : Contreventement en V

- Vérification a la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{plrd}; N_{urd}]$$

Avec :

$N_{plrd}$  : résistance plastique de la section brute

$N_{urd}$  : résistance ultime de la section nette

Tableau VIII-11 : Caractéristiques géométriques du profilé RECC260X180X16

Profilé	$A(cm^2)$	$t(mm)$	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$	$i_y(cm)$	$i_z(cm)$
REC260X180X16	128	16	11223	6215	1080	830	93.8	69.8

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{12800 \times 275}{1} \rightarrow N_{plrd} = 3520 \text{ KN}$$

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} \rightarrow N_{urd} = 0.9 \times \frac{12544 \times 430}{1.25} \rightarrow N_{urd} = 3883.62 \text{ KN}$$

Avec :  $A_{net} = A - (d \times t) \rightarrow A_{net} = 15460 - (16 \times 16) \rightarrow A_{net} = 12544 \text{ mm}^2$

$d$  Est le diamètre des boulons, supposons un M16

$t$  : épaisseur du profilé.

Donc :  $N_{t,rd} = \min[3883.62; 3520] \rightarrow N_{t,rd} = 3520 \text{ KN}$

$$N_{sd} = 2118.12 \text{ KN} < N_{t,rd} = 3520 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification a la compression**

- Classification du profilé

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{220}{16} = 13.75 \leq 33 \times 0.92 = 30.36 \rightarrow \text{Âme de classe 1.}$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \rightarrow \frac{140}{16} = 8.75 \leq 9.2 \rightarrow \text{Semelles de classe 1.}$$

Le profilé tubulaire 260X180X16 est de classe1.

- On vérifie le flambement selon l'axe de la plus faible inertie du profilé, donc selon l'axe z-z.

⇒ **Barre 1** :  $L = 1.41 \text{ m}$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a:  $\beta_A = 1$  (car on a un profilé de classe1)

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{1410}{69.8} = 20.20 \\ \lambda_1 = 93.91\varepsilon = 86.39 \end{cases} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.23 > 0.2 \text{ il y a risque de flambement.}$$

- Choix de la courbe de flambement

D'après le **tableau 55.3 [6]**, les sections rectangulaires quel que soit l'axe de flambement, on prend la courbe c →  $\alpha = 0.49$ .

$$\theta = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \theta = 0.53$$

$$\chi = \frac{1}{\theta + \sqrt{\theta^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow \chi = 0.98$$

$$\text{Donc : } N_{plrd} = 0.98 \times 1 \times 12800 \times \frac{275}{1} \rightarrow N_{plrd} = 3464.96 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2118.12 \text{ KN} < N_{plrd} = 3464.96 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **Barre 2** :  $L = 2.93 \text{ m}$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a:  $\beta_A = 1$  (car on a un profilé de classe1)

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{2930}{69.8} = 41.98 \\ \lambda_1 = 93.91\varepsilon = 86.39 \end{cases} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.48 > 0.2 \text{ il y a risque de flambement.}$$

- Choix de la courbe de flambement

D'après le tableau 55.3 [6], les sections rectangulaires quel que soit l'axe de flambement, on prend la courbe c  $\rightarrow \alpha = 0.49$ .

$$\theta = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \theta = 0.68$$

$$\chi = \frac{1}{\theta + \sqrt{\theta^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow \chi = 0.86$$

$$\text{Donc : } N_{plrd} = 0.85 \times 1 \times 12800 \times \frac{275}{1} \rightarrow N_{plrd} = 3026.03 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2118.12 \text{ KN} < N_{plrd} = 3026.03 \text{ KN} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

## Chapitre IX- Calcul des assemblages

## IX.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. [10]

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments barres (poteaux et poutres) qui sont assemblés entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Assemblages articulés ; qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants
- Assemblages rigides (encastré) ; qui transmettent en outre les divers moments

Les assemblages constituent des zones particulièrement plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier qui s'affaiblit par la chauffe du soudage. C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

## IX.2 Classification des assemblages

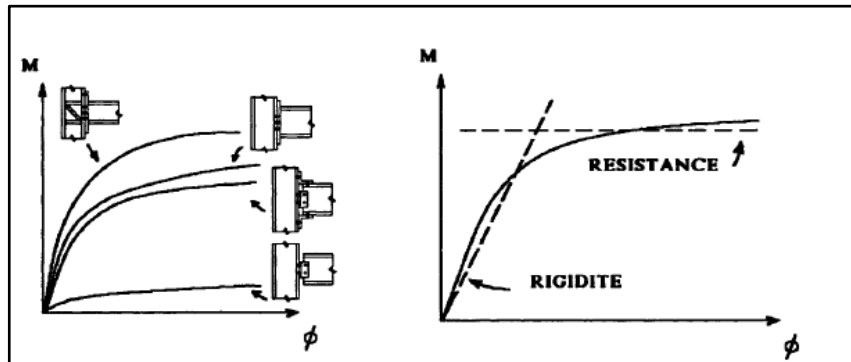
Les caractéristiques mécaniques de tous les assemblages doivent garantir la validité des hypothèses adoptées pour l'analyse de la structure et la vérification de ses éléments.

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
  - o Les assemblages de type articulé
  - o Les assemblages de type rigide
  - o Les assemblages semi-rigides
- Leur résistance :
  - o **Assemblages de type articulé** : doit être à même de transmettre les sollicitations de calcul sans développer de moments significatifs, les rotations dans ce type d'assemblage doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques dans la structure sous les charges de calcul.

- **Assemblages à résistance complète** : lorsque la capacité de rotation d'un assemblage à résistance complète ne doit pas être inférieure à celle de l'élément assemblé.
- **Assemblage à résistance partielle** : la capacité de rotation d'un assemblage à résistance partielle au droit duquel se forme une rotule plastique ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques formées sous les charges de calcul.

Les assemblages les plus couramment utilisés en pratique présentent une certaine déformabilité qui peut être caractérisée par un diagramme moment-rotation.



**Figure IX-1** : Les relations moment-rotation pour quatre types connus de liaison [12]

### IX.3 Choix du type d'assemblage

Le choix d'assemblage est fait en fonction du :

- Critère structurel : résistance, comportement
- Critère de fabrication : faisabilité
- Critère propre au montage sur site : possibilité de réglages, faisabilité
- Critère économique

Dans ce chapitre, cinq types d'assemblage sont traités :

- **Manuellement :**

- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poutre-solive

- **Par logiciel :**

- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage pied de poteau
- Assemblage contreventement

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4<sup>ème</sup> année, et des documentations basées sur les normes des EUROCODES3.

#### IX.4 Assemblages poteau-poutre

- **Données de calcul :**

Les données sont tirées du logiciel ROBOT.

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

Un moment fléchissant  $M_{sd} = -84.46 \text{ KN.m}$

Un effort tranchant  $V_{sd} = 43.58 \text{ KN}$

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau IX-1 : Caractéristiques géométriques des profilés**

Profilé	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$
HEA 400	390	300	19	11	159
IPE450	450	190	14.6	9.4	98.82

L'assemblage par platine d'extrémité entre un poteau HEA400 et une poutre principale IPE450.

- **Dimensions de la platine :**

On choisit une platine de  $(920 \times 250 \times 20)$ .

- **Choix de diamètre des boulons :**

On choisit 16 boulons de diamètre 20 mm (M20) et de classe 10.9

M20  $\rightarrow d = 20 \text{ mm}$  ;  $d_0 = 22 \text{ mm}$

- **Disposition constructive des boulons :**

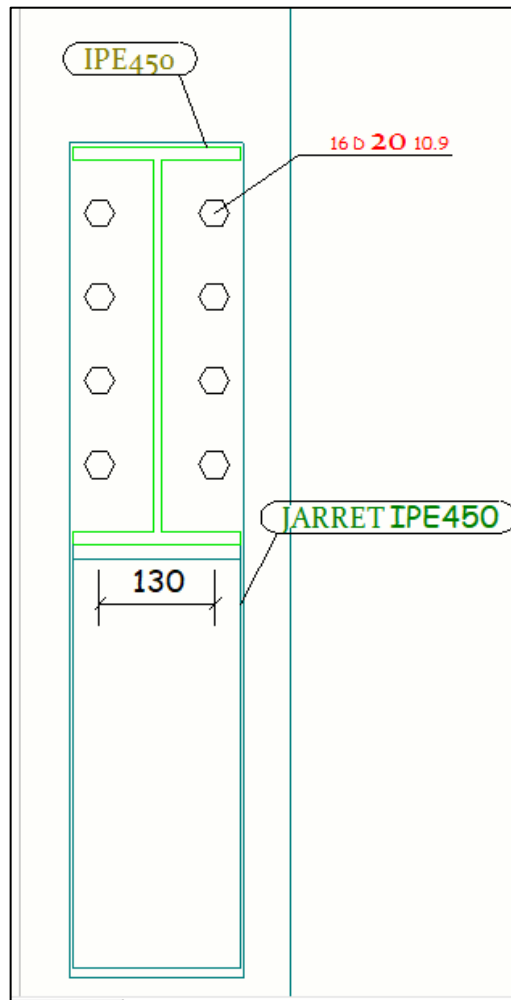
$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 48.4\text{mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \rightarrow 33\text{mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 66\text{mm} \leq P_2 \leq 240 \text{ mm}$$

Donc on a :  $e_1 = 75 \text{ mm}$  ;  $P_1 = 95 \text{ mm}$  ;  $P_2 = 130 \text{ mm}$



**Figure IX-2** : Disposition constructive des boulons (assemblage poteau-poutre principale) dessiner sur le logiciel TEKLA

- **Détermination des efforts dans les poteaux :**

$$F_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$d_1 = 62 \text{ mm}$$

$$d_2 = 157 \text{ mm}$$

$$d_3 = 252 \text{ mm}$$

$$d_4 = 347 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 62^2 + 157^2 + 252^2 + 347^2 = 212406 \text{ mm}^2$$

$$F_M = \frac{84.46 \times 10^3 \times 62}{212406} = 24.65 \text{ KN}$$

$$F_M = \frac{84.46 \times 10^3 \times 157}{212406} = 62.43 \text{ KN}$$

$$F_M = \frac{84.46 \times 10^3 \times 252}{212406} = 100.20 \text{ KN}$$



$$F_M = \frac{84.46 \times 10^3 \times 347}{212406} = 137.98 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement). Il faut vérifier que :

$$\frac{F_{tsd}}{1.4 \cdot F_{trd}} + \frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} \leq 1$$

Avec :

$$F_{tsd} = F_{M4} = 137.98 \text{ KN} ; \text{ effort de traction}$$

$$F_{trd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{m0}} \rightarrow F_{trd} = \frac{0.9 \times 245 \times 1000}{1} \times 10^{-3} \rightarrow F_{trd} = 176.4 \text{ KN}$$

Où :

$A_s$  Est la section de la partie non filetée du boulon

$f_{ub}$  La résistance ultime du boulon

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_s \cdot n_b} \rightarrow F_{vsd} = \frac{43.53}{1 \times 16} \rightarrow F_{vsd} = 2.73 \text{ KN}$$

Où :

$n_s$  Est le nombre de plans de cisaillement

$n_b$  Est le nombre de boulons

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \rightarrow F_{vrd} = \frac{0.5 \times 1000 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} \rightarrow F_{vrd} = 98 \text{ KN}$$

D'où :

$$\frac{137.98}{1.4 \times 176.4} + \frac{2.73}{98} = 0.58 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification du moment résistant effectif de l'assemblage :**

Condition a vérifiée :  $M_{sd} \leq M_r$

$$M_r = \frac{F_M \cdot \sum d_i^2}{d_i}$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la 1<sup>ère</sup> ligne, donc :

$$F_M = \frac{M_{sd} \cdot d_4}{n_f \cdot d_i^2} \rightarrow F_M = \frac{84.46 \times 10^3 \times 347}{2 \times 212406} \rightarrow F_M = 68.99 \text{ KN}$$

$$M_r = \frac{68.99 \times 212406}{347} \rightarrow M_r = 42.23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = -84.46 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_r = 42.23 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de l'âme de poteau a la traction :**

Condition a vérifiée :  $F_v \leq F_t$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$t_{wc}$  Est l'épaisseur de l'âme de poteau

$b_{eff} = P_2$  Entraxes rangés de boulon

$$F_t = \left(275 \times 11 \times \frac{130}{1}\right) \times 10^{-3} \rightarrow F_t = 393.25 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h-t_f)} \rightarrow F_v = \frac{84.46}{(390-19) \times 10^{-3}} \rightarrow F_v = 227.65 \text{ KN}$$

$$F_v = 227.65 \text{ KN} \leq F_t = 393.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on n'aura pas besoin de raidisseur.

- **Résistance de l'âme du poteau en compression :**

Condition à vérifier :  $F_C \leq F_{C,rd}$

$$F_{C,rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1.25 - 0.5\gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$\sigma_n$  Est la contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A_{pot}} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}^{pot}} \rightarrow \sigma_n = \frac{43.58 \times 10^3}{159 \times 10^2} + \frac{84.46}{2311 \times 10^{-3}} \rightarrow \sigma_n = 39.28 \text{ MPA}$$

$$b_{eff} = t_{fp} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$t_{fp}$  Épaisseur de la semelle de la poutre

$t_p$  Épaisseur de la platine extérieure

$r_c$  Rayon de raccordement âme/semelle du poteau

$$b_{eff} = 14.6 + 2 \times 20 + 5(19 + 27) \rightarrow b_{eff} = 284.6 \text{ mm}$$

$$F_{C,rd} = \left(275 \times 11 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1 \times \frac{39.28}{275}\right) \times \frac{284.6}{1}\right) \times 10^{-3} \rightarrow F_{C,rd} = 1014.65 \text{ KN}$$

$$F_C = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} \rightarrow F_C = \frac{84.46 \times 10^3}{284.6} \rightarrow F_C = 296.77 \text{ KN}$$

$$F_C = 296.77 \text{ KN} \leq F_{C,rd} = 1014.65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

Condition à vérifier :  $F_v \leq V_{rd}$

$V_{rd}$  Est la résistance au cisaillement

$$V_{rd} = \frac{0.58 \times f_y \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{m0}} \rightarrow V_{rd} = \frac{0.58 \times 275 \times 390 \times 11}{1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{rd} = 684.25 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h-t_f)} \rightarrow F_v = 227.65 \text{ KN}$$

$$F_v = 227.65 \text{ KN} \leq V_{rd} = 684.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la soudure :**

Calcul de l'épaisseur du cordon de soudure :

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$\sigma_{\perp}$  Contrainte normale perpendiculaire à la gorge

$\sigma_{\parallel}$  Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure

$\tau_{\perp}$  Contrainte tangentielle (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure

$\beta_w$  Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :

**Tableau IX-2 : Valeur du facteur de corrélation**

Nuance d'acier	Fe360	Fe430	Fe510
$\beta_w$	0.80	0.85	0.90

Le cordon de la semelle est un cordon frontal :  $\sigma_{\parallel} = 0$

$$\begin{cases} \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times a_1 \times L_1} \\ F = \frac{M_{sd}}{h} \end{cases}$$

Avec :

$L_1 = b$  : la longueur de la semelle

$a_1$  : L'épaisseur de la soudure sur la semelle

$h$  : Hauteur du profilé

On pose :  $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times a_1 \times L_1}$

$$a_1 = \frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times L_1 \times h} \rightarrow a_1 = \frac{\sqrt{2} \times 84.54 \times 0.85 \times 1.25}{430 \times 190 \times 450} \rightarrow a_1 = 3.46 \text{ mm}$$

On choisit  $\rightarrow a_1 = a_2 = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme :

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{3} \times V_{sd}}{2 \times a_2 \times L_2} = \frac{f_u}{\beta_{mw} \times \gamma_{m2}}$$

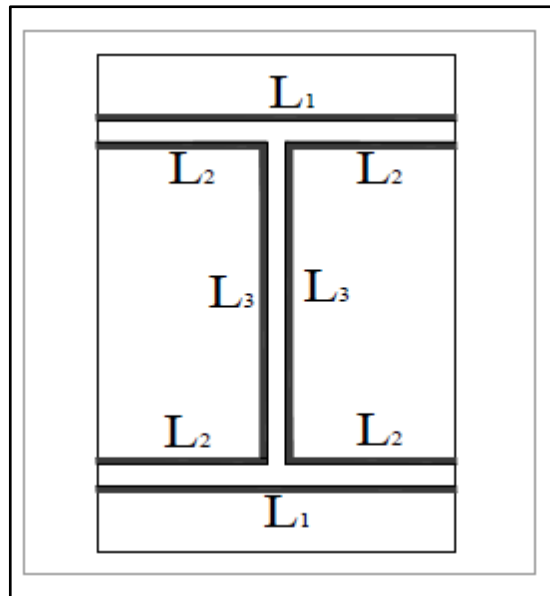


Figure IX-3 : Assemblage soudé poutre-platine [12]

Avec :

$$L_1 = b = 190 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b-t_w}{2} = \frac{190-9.4}{2} = 90.3 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 450 - (2 \times 14.6) = 420.8 \text{ mm}$$

$$a_3 = \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times L_3 \times 2} \rightarrow a_3 = \frac{\sqrt{3} \times 43.58 \times 0.85 \times 1.25}{430 \times 420.8 \times 2} \rightarrow a_3 = 0.22 \text{ mm}$$

On choisit :  $a_3 = 5 \text{ mm}$

- **Les suppositions**

On suppose que le moment  $M$  est repris uniquement par les cordons de soudure 1 et 2.

On suppose que l'effort  $V$  est repris uniquement par le cordon de soudure 3.

$$C_M = \frac{M}{I_s} \times v_{max} \perp \text{a l'axe longitudinal du cordon de soudure}$$

$$\text{Les cordons frontaux} \begin{cases} \tau_{\parallel M} = 0 \\ \sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{C_M}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$C_V = \frac{V}{2.I_3.a} \parallel \text{a l'axe longitudinale du cordon de soudure}$$

$$\text{Les cordons latéraux} \begin{cases} \sigma_V = \tau_{\perp V} = 0 \\ \tau_{\parallel V} = \frac{V}{2.I_3.a} \end{cases}$$

$\sigma$  : contrainte normale perpendiculaire au plan de la gorge de la soudure

$\tau_{\perp}$  : contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, perpendiculaire à l'axe de la soudure

$\tau_{\parallel}$  : contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, parallèle à l'axe de la soudure

- **Détermination de l'épaisseur de la soudure**

$$a \geq \frac{t_f}{\sqrt{2}} = \frac{14.6}{\sqrt{2}} = 10.32 \text{ mm}$$

On choisit :  $a = 11 \text{ mm}$

$$I_{syy} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 4I_2 \times a \times d_2^2$$

$$d_1 = \frac{h}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f = \frac{450}{2} = 14.6 = 210.4 \text{ mm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot a^3}{12} \rightarrow I_1 = \frac{190 \times 11^3}{12} = 21074.16 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = \frac{\left(\frac{b-t_w}{2}\right) \cdot a^3}{12} \rightarrow I_2 = 10015.77 \text{ mm}^4$$

D'où :  $I_{syy} = (2 \times 21074.16 \times 11 \times 225^2 + 4 \times 10015.77 \times 11 \times 210.4^2)$

$$I_{syy} = 429.8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$v_{max} = \frac{h}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ mm}$$

$$C_M = \frac{84.54}{429.8 \times 10^8} \times 225 \rightarrow C_M = 0.442 \text{ MPA}$$

Les cordons frontaux  $\begin{cases} \tau_{\parallel M} = 0 \\ \sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{C_M}{\sqrt{2}} = 0.31 \text{ MPA} \end{cases}$  [9]

Les cordons latéraux  $\begin{cases} \sigma_V = \tau_{\perp V} = 0 \\ \tau_{\parallel V} = \frac{V}{2 \cdot I_3 \cdot a} = \frac{43.58}{2 \times 683.02 \times 10^5 \times 11} = 2.9 \times 10^{-5} \text{ MPA} \end{cases}$  [9]

$$I_3 = \frac{a \times (h - 2t_f)^3}{12} = 683.02 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

Il faut vérifier que :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \rightarrow \sqrt{0.31^2 + 3(0.31^2 + (2.9 \times 10^{-5})^2)} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.25} \quad [6]$$

0.62 MPA ≤ 404.70 MPA ..... Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Condition à vérifier :  $V_{sd} \leq V_{adm}$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times L_3 \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \rightarrow V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 420.8 \times 11 \times 430}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.25} \times 10^{-3} = 1529.54 \text{ KN}$$

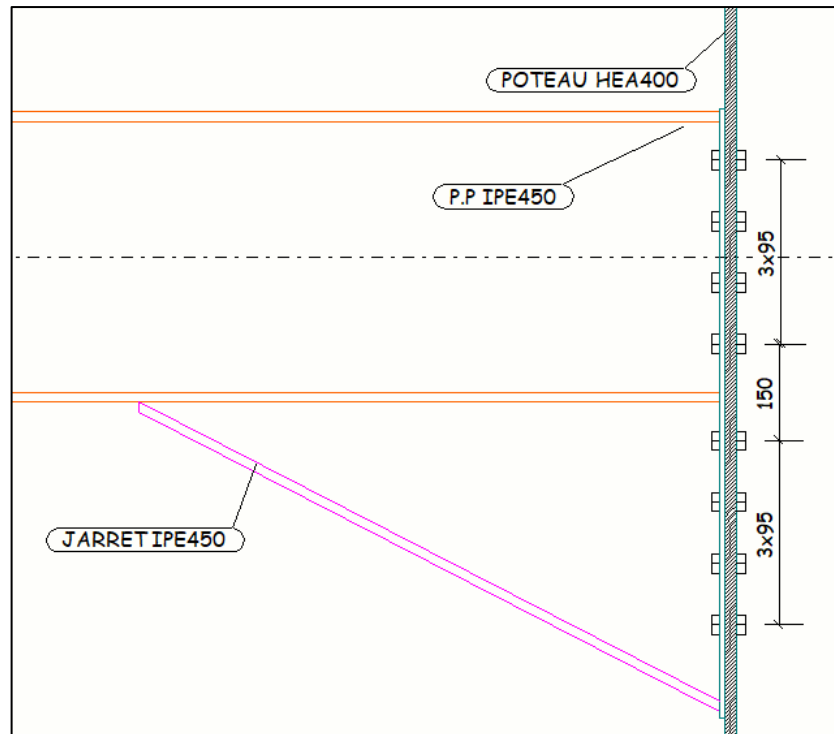
$V_{sd} = 43.58 \text{ KN} \leq V_{adm} = 1529.54 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

**Vérification du moment [5] :**

Condition à vérifier :  $M_{sd} \leq M_{adm}$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times h} \rightarrow M_{adm} = 54664.97 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = -84.54 \text{ KN.m} \leq M_{adm} = 54664.97 \text{ KN.m}$  ..... Condition vérifiée.



**Figure IX-4:** détails de l'assemblage poteau principal-poteau dessiné sur le logiciel TEKLA

- **Remarque**

Les mêmes calculs et le même assemblage (poteau- poteau principale) pour : HEA 300- IPE450

### IX.5 Assemblage poutre-solive

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau IX-3 :** Caractéristiques géométriques des profilés (IPE450-IPE220)

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
<b>IPE 450</b>	450	190	14.6	9.4	98.82
<b>IPE200</b>	200	100	8.5	5.6	28.48

- **Données de calcul :**

Les données de calcul sont triées du logiciel ROBOT.

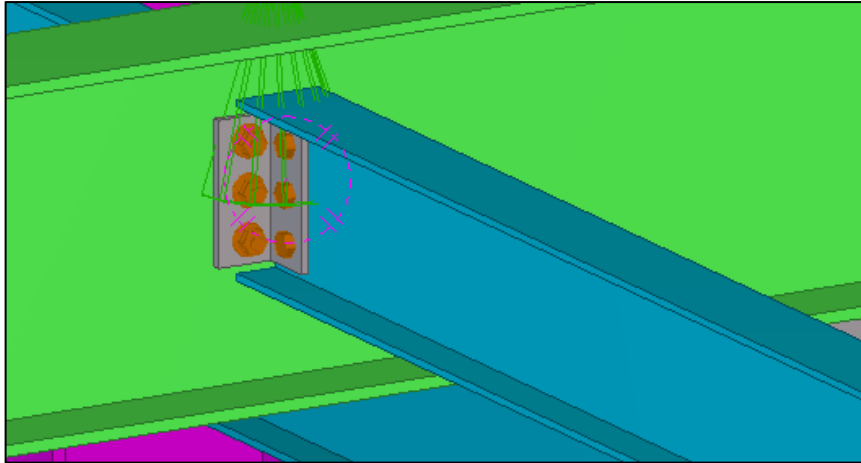
L'assemblage ci-dessous est sollicité par :

Un effort tranchant ;  $V_{sd} = 65.79 KN$

On a :  $\mu = 0.3$  , coefficient de frottement [9]

$K_s = 1$  ; trous nominaux,  $\gamma_{ms} = 1.25$

L'assemblage est assuré par une cornière CAE100X10 entre une poutre IPE450 et une solive IPE200.



**Figure IX-5** : Assemblage poutre IPE450-Solive IPE200 dessiner sur le logiciel TEKLA

- **Dimensionnement de l'assemblage**

Prédimensionnement des boulons :

$$F_{vsd} \leq F_{vrd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} \quad [9]$$

Avec :

$f_{ub}$  : résistance ultime du boulon

$F_{vrd}$  : résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} : \text{effort de cisaillement de calcul par boulon}$$

$V_{sd}$  : effort tranchant

$A_s$  : aire de la partie non filetée du boulon

$n$  : nombre de boulon

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{65.79}{6} = 10.96 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F_{vsd} \times \gamma_{mb}}{0.6 \times f_{ub}} \rightarrow A_s = \frac{10.96 \times 10^3 \times 1.25}{0.6 \times 600} = 38.05 \text{ mm}^2.$$

On opte pour des boulons M18 de classe 6.8 et de section  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructive :**

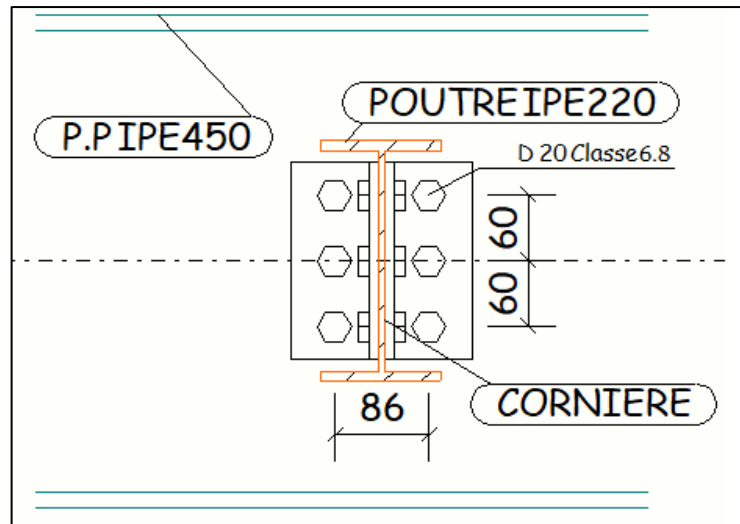
$t$  : est l'épaisseur de la cornière  $t = 10 \text{ mm}$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \rightarrow 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 44\text{mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \rightarrow 30\text{mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 40\text{mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \rightarrow 60\text{mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 65 \text{ mm}$$



**Figure IX-6 :** Disposition constructive des boulons. (Assemblage poutre-solive)  
dessiner sur le logiciel TEKLA

- **Résistance des boulons au cisaillement (côté de la solive) :**

Condition à vérifier :  $F_{r,sd} \leq 2F_{v,rd}$  (boulon travaillant au double cisaillement) [5]

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} \quad [5]$$

Avec :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow F_{v,sd} = \frac{65.79}{3} \rightarrow F_{v,sd} = 21.93 \text{ KN}$$

$F_{r,sd}$  : l'effort maximal résultant repris par chaque boulon

$F_{h,sd}$  : effort de cisaillement horizontal par boulon du au moment local d'excentrement

$$F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e_2}{d}$$

$M_e$  : le moment local d'excentrement

$n = 3$  , nombre de boulon du côté de la solive

$e_2 = 40 \text{ mm}$  : distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre

$d = 65 \text{ mm}$  : distance séparant les rangées extrêmes des boulons

$$F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{65.79 \times 40}{65} = 40.48 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \rightarrow F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 192}{1.25} \times 10^{-3} \rightarrow F_{v,rd} = 73.72 \text{ KN}$$

D'où :

$$F_{r,sd} = \sqrt{21.93^2 + 40.48^2} \rightarrow F_{r,sd} = 46.04 \text{ KN}$$

$$F_{r,sd} = 46.04 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 73.72 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Resistance des boulons au cisaillement du côté de la poutre porteuse :**

Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{65.79}{6} \rightarrow F_{v,sd} = 10.965 \text{ KN}$$



$$F_{vrd} = 73.72 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 10.965 \text{ KN} \leq F_{vrd} = 73.72 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance des cornières au cisaillement :**

$$\text{Condition à vérifier : } \frac{V_{sd}}{2} \leq V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{50.85 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} \rightarrow V_{pl,rd} = 807.35 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 32.89 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 32.89 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 807.35 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance des cornières a la pression diamétrale du côté de la solive :**

$$\text{Condition à vérifier : } \frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,rd} \text{ (deux cornières CAE100X10)}$$

$F_{b,rd}$  : résistance de calcul a la pression diamétrale par boulon

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$d_0 = 20 \text{ mm} ; t = 10 \text{ mm} ; e_1 = 35 \text{ mm} ; P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] \rightarrow \alpha = 0.58$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.58 \times 800 \times 18 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} \rightarrow F_{b,rd} = 90.3 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{r,sd}}{2} = \frac{46.04}{2} = 23.02 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Résistance des cornières a la pression diamétrale du côté de la poutre :**

$$\text{Condition à vérifier : } F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{65.79}{6} = 10.96 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 10.96 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 90.3 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la poutre principale a la pression diamétrale :**

$$\text{Condition à vérifier : } F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{65.79}{6} = 10.96 \text{ KN}$$

L'épaisseur t est prise égale à celle de l'âme de la poutre

$$t_w = 9.4 \text{ mm}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.58 \times 800 \times 18 \times 9.4}{1.25} \times 10^{-3} \rightarrow F_{b,rd} = 84.88 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 10.96 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 84.88 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Remarque** Les autres assemblages sont calculés par logiciel selon l'eurocode3 et sont exposés en annexe.

## Chapitre X- Étude de l'infrastructure

## X.1 Introduction

Une fondation, par définition est un organe de transmission des charges de la superstructure vers le sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît les charges de la superstructure d'une part, et les caractéristiques du sol de l'autre.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire), le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Les fondations servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols.

## X.2 Choix du type de fondation

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- La charge que représente l'ouvrage
- La portance du sol
- L'ancrage et les différentes données du rapport de sol.

À défaut de rapport géotechnique, nous proposons une contrainte admissible du terrain égale à 2bars. L'ancrage du bâtiment est égal au 1/10ème de sa hauteur totale, ce qui correspond à :

$$D = \frac{16.86}{10} = 1.7 \text{ m.}$$

On commence le choix des fondations par des semelles isolées, filante et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

## X.3 Calcul des fondations

### X.3.1 Semelles isolées sous poteaux

#### - Prédimensionnement

Sous la combinaison de charge ELS, on adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire que :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ D'où } S = \left(\frac{N}{\sigma_{sol}}\right)$$

Avec :

$N$  : effort normal revenant au poteau obtenu par le logiciel ROBOT

On prend le poteau le plus sollicité  $N = 1890.49KN$

Avec :

$$A = \sqrt{S}, \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Pour vérifier l'interférence entre deux semelles il faut vérifier que :  $L_{min} > 1.5B$

Tel que  $L_{min}$  est l'entraxe minimum entre les poteaux

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau X-1: numérotation des nœuds à la base de la structure**

Étage	Nœuds	P ELS (KN)	$\sigma_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	S(m <sup>2</sup> )	B (m)	1,5B(m <sup>2</sup> )	L <sub>min</sub>	Observation
Base	11	1890,49	200	9,45	3,07	4,61	2,75	NON
Base	81	1882,65	200	9,41	3,07	4,60	2,75	
Base	7	1852,88	200	9,26	3,04	4,57	2,75	
Base	109	1845,27	200	9,23	3,04	4,56	2,75	
Base	9	1841,57	200	9,21	3,03	4,55	2,75	
Base	95	1833,96	200	9,17	3,03	4,54	2,75	
Base	17	1484,91	200	7,42	2,72	4,09	2,75	
Base	33	1480,52	200	7,40	2,72	4,08	2,75	
Base	25	1450,65	200	7,25	2,69	4,04	1,5	
Base	13	1429,7	200	7,15	2,67	4,01	2,75	
Base	67	1423,53	200	7,12	2,67	4,00	2,75	
Base	5	1402,69	200	7,01	2,65	3,97	2,75	
Base	123	1397,12	200	6,99	2,64	3,96	2,75	
Base	15	1360,13	200	6,80	2,61	3,91	2,75	
Base	53	1354,56	200	6,77	2,60	3,90	2,75	
Base	101	1303,7	200	6,52	2,55	3,83	2,75	
Base	103	1302,71	200	6,51	2,55	3,83	2,75	
Base	87	1295,81	200	6,48	2,55	3,82	2,75	
Base	89	1294,75	200	6,47	2,54	3,82	2,75	
Base	27	1292,78	200	6,46	2,54	3,81	2,75	
Base	125	1263,29	200	6,32	2,51	3,77	2,75	
Base	135	1259,02	200	6,30	2,51	3,76	2,75	
Base	115	1195,82	200	5,98	2,45	3,67	2,75	
Base	117	1195	200	5,98	2,44	3,67	2,75	
Base	73	1173,77	200	5,87	2,42	3,63	2,75	
Base	75	1172,71	200	5,86	2,42	3,63	2,75	
Base	139	1169,01	200	5,85	2,42	3,63	2,75	
Base	158	1164,63	200	5,82	2,41	3,62	2,75	
Base	19	1153,5	200	5,77	2,40	3,60	2,75	
Base	31	1149,54	200	5,75	2,40	3,60	2,75	
Base	3	1109,66	200	5,55	2,36	3,53	2,75	
Base	153	1099,24	200	5,50	2,34	3,52	2,75	
Base	137	1092,52	200	5,46	2,34	3,51	2,75	
Base	1	1091,84	200	5,46	2,34	3,50	2,75	
Base	113	1080,29	200	5,40	2,32	3,49	2,75	
Base	119	1078,18	200	5,39	2,32	3,48	2,75	
Base	99	1073,71	200	5,37	2,32	3,48	2,75	
Base	105	1071,65	200	5,36	2,31	3,47	2,75	
Base	85	1067,13	200	5,34	2,31	3,46	2,75	

Base	91	1065,13	200	5,33	2,31	3,46	2,75
Base	143	1064,68	200	5,32	2,31	3,46	2,75
Base	23	1064,13	200	5,32	2,31	3,46	2,75
Base	151	1061,4	200	5,31	2,30	3,46	2,75
Base	71	1060,54	200	5,30	2,30	3,45	2,75
Base	77	1058,6	200	5,29	2,30	3,45	2,75
Base	57	1055,06	200	5,28	2,30	3,45	2,75
Base	59	1054,61	200	5,27	2,30	3,44	2,75
Base	61	1053,62	200	5,27	2,30	3,44	2,75
Base	63	1053,17	200	5,27	2,29	3,44	2,75
Base	41	1026,51	200	5,13	2,27	3,40	2,75
Base	51	1023,49	200	5,12	2,26	3,39	2,75
Base	129	1019,28	200	5,10	2,26	3,39	2,75
Base	131	1018,37	200	5,09	2,26	3,38	2,75
Base	127	953,25	200	4,77	2,18	3,27	2,75
Base	133	951,47	200	4,76	2,18	3,27	2,75
Base	141	948,3	200	4,74	2,18	3,27	2,75
Base	145	947,52	200	4,74	2,18	3,26	2,75
Base	147	947	200	4,74	2,18	3,26	2,75
Base	162	946,26	200	4,73	2,18	3,26	2,75
Base	149	945,74	200	4,73	2,17	3,26	2,75
Base	156	944,96	200	4,72	2,17	3,26	2,75
Base	111	942,31	200	4,71	2,17	3,26	2,75
Base	121	939,49	200	4,70	2,17	3,25	2,75
Base	97	936,58	200	4,68	2,16	3,25	2,75
Base	107	933,76	200	4,67	2,16	3,24	2,75
Base	83	930,85	200	4,65	2,16	3,24	2,75
Base	93	928,04	200	4,64	2,15	3,23	2,75
Base	69	925,12	200	4,63	2,15	3,23	2,75
Base	79	922,31	200	4,61	2,15	3,22	2,75
Base	55	920,35	200	4,60	2,15	3,22	2,75
Base	65	917,53	200	4,59	2,14	3,21	2,75
Base	43	913,14	200	4,57	2,14	3,21	2,75
Base	45	912,63	200	4,56	2,14	3,20	2,75
Base	160	912,15	200	4,56	2,14	3,20	2,75
Base	47	911,89	200	4,56	2,14	3,20	2,75
Base	49	911,37	200	4,56	2,13	3,20	2,75
Base	37	909,04	200	4,55	2,13	3,20	2,75
Base	39	908,57	200	4,54	2,13	3,20	2,75
Base	21	907,42	200	4,54	2,13	3,20	2,75
Base	29	905,64	200	4,53	2,13	3,19	2,75

On remarque d'après les calculs résumés dans le tableau précédent, que les semelles isolées ne peuvent pas être réalisées, car cela causera un chevauchement. D'autant plus que notre ouvrage représente une charge importante, alors on va opter pour des semelles filantes croisées.

### X.3.2 Semelles filantes croisées

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$  De chaque file de poteau

$S = B \times L$

B : largeur de la semelle

L : longueur de la file considérée

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Avant tout, il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour trouver la charge revenant à chaque file de semelle filante.

- **Charge revenant à chaque file**

⇒ Sens X

**Tableau X-2 : dimensions des semelles filantes dans le sens x**

File	P-ELS (KN)	L (m)	B (m)	Choix de B (m)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )
<b>SF 1</b>	6833,01	40,8	0,84	2	81,6
<b>SF 2</b>	4149,74	40,8	0,51	2	81,6
<b>SF 3</b>	4214,40	40,8	0,52	2	81,6
<b>SF 4</b>	4977,81	40,8	0,61	2	81,6
<b>SF 5</b>	4868,39	40,8	0,60	2	81,6
<b>SF 6</b>	4898,30	40,8	0,60	2	81,6
<b>SF 7</b>	4475,99	40,8	0,55	2	81,6
<b>SF 8</b>	4151,16	40,8	0,51	2	81,6
<b>SF 9</b>	6489,49	40,8	0,80	2	81,6
					734,4

⇒ Sens Y

**Tableau X-3: dimensions des semelles filantes dans le sens y**

File	P-ELS (KN)	L (m)	B (m)	Choix de B (m)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )
SF A	8213,01	48	0,86	2	80,2
SF B	4403,04	48	0,46	2	80,2
SF C	4303,92	48	0,45	2	80,2
SF D	5099,56	48	0,53	2	73
SF E	5166,69	48	0,54	2	73
SF F	4838,56	48	0,50	2	73
SF G	4972,67	48	0,52	2	73
SF H	9987,90	48	1,04	2	73
					459,6

**Tableau X-4: pourcentage des surfaces des semelles filantes**

S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>tot</sub> (m <sup>2</sup> )	%
1194	1958.4	60.97

On remarque que  $\frac{S_f}{S_{tot}} \geq 50\%$ , donc les semelles filantes croisées ne conviennent pas. Il est plus intéressant d'orienter notre choix vers un **radier général**.

### X.3.3 Radier général

Compte tenu des charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielle approprié à notre bâtiment est le radier général. Un radier général est une dalle pleine, éventuellement nervurée, qui s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

#### X.3.3.1 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 91832.17 \text{ KN (ELS)} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } S_{nec} = \frac{91832.17}{2} \times 10^{-2} = 459.16 \text{ m}^2 < S_{tot} = 1958.4 \text{ m}^2$$

S<sub>tot</sub> : surface totale du parking

⇒ Donc la surface totale du radier est de 1958.4 m<sup>2</sup>

### X.3.3.2 Prédimensionnement du radier

Le radier est assimilé à un plancher nervuré renverser soumis à la réaction du sol.

- **Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :  $h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :

$L_{max}$  : la longueur maximum entre les axes des poteaux

$$L_{max} = 7.80 \text{ m} \rightarrow h_t = 39 \text{ cm}$$

⇒ On prend  $h_t = 40 \text{ cm}$  pour l'épaisseur de la dalle

$h_t$ : Hauteur de la dalle du radier

- **Nervure**

- La hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$52 \text{ cm} \leq h_{N1} \leq 78 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{N1} = 70 \text{ cm}$

$h_N$ : Hauteur total nervure + dalle du radier

- Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow b \geq \frac{780}{10} = 78 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 80 \text{ cm}$

- **Condition de la longueur élastique**

Étant donné que le radier est nervuré, la loi de répartition des contraintes sur le sol est fonction de la raideur de la semelle ainsi que la raideur du sol.

Pour étudier la raideur du radier sous plusieurs poteaux, nous avons utilisé la théorie des poutres sur le sol élastique exposée dans l'ouvrage intitulé « calcul pratique en BA d'albert Fuentes P16 »

Par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Où : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b.k}}$$

Avec :

$K$  : coefficient de raideur du sol ( $0.5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ Kg/cm}^3$ )

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

- $K = 0.5 \text{ Kg/cm}^3$  ..... Pour un très mauvais sol
- $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$  ..... pour un sol de densité moyenne
- $K = 12 \text{ Kg/cm}^3$  ..... pour un très bon sol



Pour notre cas  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$  (Sol de densité moyenne)

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPA}$

b : largeur du radier par bande d'un mètre  $b = 1 \text{ ml}$

I : inertie de la section transversale du radier  $I = \frac{bh^3}{12}$

L : distance maximale entre deux poteaux 7.80 m

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.216 \times 10^4 \times 42.6 \times 10^8}{1000 \times 0.04}} = 1923.88 \text{ mm}$$

$L_{max} = 7.80 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 3.02 \text{ m}$  .... Condition non vérifiée.

Donc :  $h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \rightarrow h_{N2} \geq 1.3 \text{ m}$

On prend :  $h_{N2} = 1.3 \text{ m}$

À partir des deux conditions :

$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) \rightarrow h_N \geq \max(0,70; 1,3) \rightarrow h_N = 1.3 \text{ m}$

- **Conclusion**

- Épaisseur de la dalle du radier  $h = 40 \text{ cm}$
- Les dimensions de La Nervure :  $\begin{cases} h_N = 1.3 \text{ m} \\ b = 80 \text{ cm} \end{cases}$

### X.3.3.3 Vérifications nécessaires

- **Vérification au poinçonnement**

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après CBA93 (Article A5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 1890.49 \text{ KN}$ )

$\mu_c$  : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

a,b : dimensions du poteau (39,40) cm<sup>2</sup>

$Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité

h : hauteur du radier

$u_c = 2[(a + b) + 2h] \rightarrow u_c = 2 \times [(39 + 40) + 2 \times 130] \rightarrow u_c = 678 \text{ cm}$

$$Q_u = 0.045 \times 6780 \times 1300 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} \rightarrow Q_u = 6610.5 \text{ KN}$$

$$N_u = 1890.49 \text{ KN} < Q_u = 6610.5 \text{ KN} . \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

⇒  $G + Q + E$  Pour les contraintes maximales de compression

⇒  $0.8G + E$  Pour vérifier le non soulèvement des fondations

- Vérification de la stabilité du radier sous  $0.8G+E$

Moment de renversement du au séisme pour chaque direction (x,y)

$e$  : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

$$B = L_x; L_y$$

$N$ : Charges verticales

$M$ : Moment du au séisme

Selon RPA99 V2003 (Art 10.1.5) on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

**Tableau X-5: stabilité du radier sous 0.8+E**

	Sens X-X	Sens (Y-Y)	Observation
$N_{tot}(KN)$	91832.17	91832.17	Condition vérifiée
$M(KN.m)$	477,08	6416,04	
$e (m)$	0.0051	0.069	
$\frac{L}{4} (m)$	10.2	12	

- **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$b = 1ml$  (Une bande de 1m de 7.80m longueur)

$$V_u = \frac{N_u}{S_{tot}} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{91832.17}{1958.4} \times \frac{7.80}{2} \times 1 = 182.87KN$$

$N_u$ : Effort normal total de la structure

$$\tau_u = \frac{182.87}{1 \times 0.9 \times 400} = 0.50 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} .. \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Caractéristiques géométriques du radier**

- Position du centre de gravité :  $X_G = 20.38 \text{ m}$  ;  $Y_G = 24.32 \text{ m}$
- Moment d'inertie :  $I_{xx} = 376012.8 \text{ m}^4$  ;  $I_{yy} = 271669.248 \text{ m}^4$

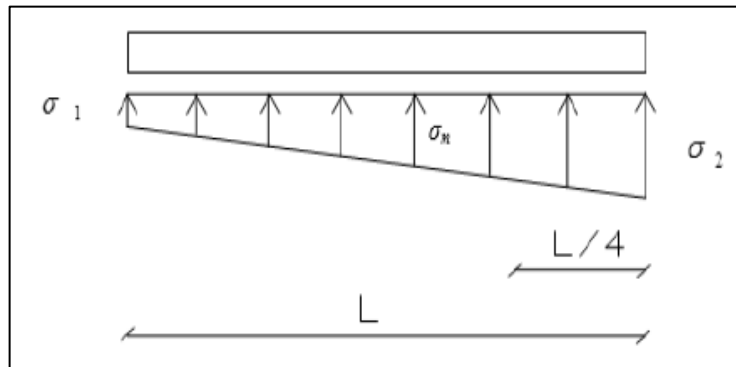
• **Vérification des contraintes**

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$ ;  $\sigma_2$ )

Les contraintes du sol sont données par :

$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_{rev}}{I_{xx}} X_G \\ \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_{rev}}{I_{yy}} Y_G \end{cases}$$



**Figure X-1: Contraintes sous le radier**

On doit vérifier que :

$\sigma_1$  : Ne doit pas dépasser  $1.5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1.33\sigma_{sol}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 126854.75 \text{ KN}$

$M$  Est le moment de renversement.  $M_x = 477,08\text{KN.m}$  ;  $M_y = 6416,04\text{KN.m}$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

**Tableau X-6 : Contraintes sous le radier à l'ELU**

	$\sigma_1(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) (\text{KN/m}^2)$	$\sigma_{sol}(\text{KN/m}^2)$
<b>Sens X-X</b>	64.80	64.74	64,78	200
<b>Sens Y-Y</b>	65.34	64.20	65.055	
<b>Observation</b>	$\sigma_1 < 1.5\sigma_{sol}$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol}$ = 266	/

-  $N_u = G + Q = 91832.17 \text{ KN}$

**Tableau X-7: contraintes sous le radier à l'ELS**

	$\sigma_1(\text{KN}/\text{m}^2)$	$\sigma_2(\text{KN}/\text{m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{KN}/\text{m}^2)$	$\sigma_{sol}(\text{KN}/\text{m}^2)$
<b>Sens X-X</b>	46.91	46.86	46.89	200
<b>Sens Y-Y</b>	47.46	46.31	47.17	
<b>Observation</b>	$\sigma_1 < 1.5\sigma_{sol}$ = 300	$\sigma_2 > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol}$ = 266	/

✓ Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

• **Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ELU :  $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 64.78 \text{ KN}/\text{m}^2$
- ELS:  $\sigma_s = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 46.89 \text{ KN}/\text{m}^2$

**X.3.3.4 Ferrailage du radier**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

• **Ferrailage de la dalle du radier**

⇒ **Détermination des efforts**

- Si  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille dans un sens, et les moments à mi-travée
- Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens, et es moment à mi-travée
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille dans un seul sens

Pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$  ..... Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$  ..... Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

⇒ **Panneau de rive**

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0.85M_x$   
 $M_{ty} = 0.85 M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$  (Appui de rive)  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$  (Autre appui)

⇒ **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0.75M_x$   
 $M_{ty} = 0.75M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$ 
  - Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille dans un seul sens :
    - Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$
    - Moment sur appuis :  $M_x = 0.5M_0$ , avec  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

⇒ **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU** :  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 64.78 \text{ KN/m}$
- **ELS** :  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 46.89 \text{ KN/m}$

- **Moment en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité à l'ELU ( $v = 0$ )**

On a le rapport des panneaux  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow 0.4 \leq \frac{5.5}{7} = 0.78 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans

les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau X-8: calcul des moments à l'ELU**

Panneau le plus sollicité	$\frac{L_x}{m}$	$\frac{L_y}{m}$	$\frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\frac{q_u}{KN/m}$	$M_x$ KNm	$M_{tx}$ KNm	$M_y$ KNm	$M_{ty}$ KNm	$M_a$ KNm
	5.5	7	0.78	0.0584	0.5608	64.78	114.44	85.83	64.17	48.12	57.22

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $v = 0.2$ )**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau X-9: calcul des moments à l'ELS**

Panneau le plus sollicité	$\frac{L_x}{m}$	$\frac{L_y}{m}$	$\frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\frac{q_s}{KN/m}$	$M_x$ KNm	$M_{tx}$ KNm	$M_y$ KNm	$M_{ty}$ KNm	$M_a$ KNm
	5.5	7	0.78	0.0650	0.6841	46.89	92.19	69.14	64.17	48.12	46.095

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ,  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$ ;  $f_e = 400\text{MPa}$ ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ ;  $b = 100\text{ cm}$ ;  $h = 40\text{ cm}$ ;  $d = 0.9h = 36\text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau X-10 : Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier**

	Sens	$M_u$ KNm	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	114.44	0.078	0.10	34.5	12	8T16	16.08
	y-y	48.12	0.026	0.032	35.53	3.89	4T16	8.04
Appuis	x-x	57.22	0.031	0.04	35.42	4.64	4T16	8.04
	y-y							

- **Espacement**

$$Esp \leq \min(3h; 33\text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(120\text{ cm}; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$$

- Sens X-X :  $S_t = \frac{100}{8} = 12.5\text{ cm} < 33\text{ cm} \rightarrow$  On prend  $S_t = 10\text{ cm}$
- Sens Y-Y :  $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \rightarrow$  On prend  $S_t = 20\text{ cm}$

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23db \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34\text{ cm}^2 < 8.04\text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### X.3.3.5 Ferrailage des nervures

- **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 MOD99**)

On a :

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

- En travée :  $M_t = 0.85M_0$
- En appuis :  $M_a = 0.50M_0$

• **Calcul des armatures**

On a:  $b = 80 \text{ cm}$ ;  $h = 1.3 \text{ m}$ ;  $d = 117 \text{ cm}$

- **Sens x-x** :  $L = 5.5 \text{ m}$ ;  $P = 2044.78 \text{ KN}$ ;  $M_0 = 7731.82 \text{ KNm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau X-11: Ferrailage des nervures suivant X-X**

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	6572.05	0.002	0.0025	11688.3	16.15	12T14	18.47
<b>Appuis</b>	3865.91	0.0014	0.0017	11692.044	9.5	8T14	12.31

- **Sens y-y** :  $L = 7 \text{ m}$ ;  $P = 2044.78 \text{ KN}$ ;  $M_0 = 12524.27 \text{ KN.m}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau X-12 : Ferrailage des nervures suivant y-y**

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	10645.63	0.003	0.0037	11682.68	26.18	10T20	31.42
<b>Appuis</b>	6262.13	0.002	0.0025	11688.3	15.39	5T20	15.71

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23db \frac{f_{c28}}{f_e} = 7.06 \text{ cm}^2 < 9.5 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures transversales**

$$T^{ELU} = \frac{ql}{2} = \frac{2044.78 \times 5.5}{2} = 5623.145 \text{ KN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0.9d\sigma_s} \rightarrow S_t = 15\text{cm} \rightarrow A_t = \frac{5623.145 \times 10^3}{0.9 \times 11700 \times \left(\frac{400}{1.15}\right)} \times 150 = 2.30 \text{ cm}^2$$

**Choix des cadres** : 6T10; avec  $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$

• **Armatures de peau**

Le règlement BAEL91 modifier 99 prévoit des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60cm.

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudiciable de la fissuration. En effet, on risque en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour notre parking, on est en cas de fissuration préjudiciable, alors :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{m} \times 0.9 = 2.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Donc on prend : } 4\text{T14} = 6.16 \text{ cm}^2$$

## CONCLUSION GENERALE

Les parkings étagés constituent un avantage pour les citadins. En effet, le stationnement est devenu un problème quotidien pour les habitants, et la présence d'un parking étagé permet d'optimiser les espaces et avoir plus de places de stationnement.

La première partie du projet a permis de mieux cerner le site (type de sol, zone sismique...), l'architecture de l'immeuble a été imaginée de manière à ce qu'elle assure le confort et la sécurité des usagers.

La deuxième partie, a permis de faire un prédimensionnement des éléments constructifs du bâtiment, qui ont été effectués selon les normes en vigueur, l'élément le plus important dans une telle structure est la poutre de rampe, elle est assemblée au poteau par une platine boulonnée par des boulons HR. Ensuite nous avons soumis deux de nos éléments du plancher à un chargement incendie, en utilisant la norme ISO, notre objectif été que les poutres principales et les solives résistent à 1h30 de feu, les résultats obtenus ont montré qu'aucune protection n'était nécessaire, néanmoins, il est primordial d'avoir le matériel nécessaire pour la lutte contre l'incendie. D'autant plus que la conception architecturale montre que les ouvertures sont omniprésentes, ce qui classe notre parking dans la catégorie « largement ventilé », cette particularité permet l'évacuation rapide des gaz toxiques en cas d'incendie.

Afin de se rapprocher de la réalité, et d'avoir un aperçu du comportement de la structure vis-à-vis du séisme, une modélisation sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS a été effectuée, en respectant le règlement Algérien Parasismique 93 version 2003. Afin que notre parking résiste aux efforts horizontaux, il a fallu mettre des contreventements de section tubulaire à l'extérieur et même à l'intérieur en respectant les accès et le stationnement.

Il est adéquat de mentionner que dans la présente étude, l'objectif de résistance a été atteint.

En guise de conclusion, il convient de dire que ce projet nous a été très bénéfique, dans le sens ou, ça nous a permis d'exploiter nos connaissances acquises au cours de notre cursus universitaire, et d'en apprendre davantage.



## REFERENCES

- [1] Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charges et surcharges
- [2] Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003.
- [3] Calcul de l'effet du vent Eurocode 1
- [4] Norme de calcul algérienne en béton année 1993 CBA 93
- [5] Eurocode 3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44)
- [7] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [8] Rafik TALEB, calcul sismique des structures selon RPA99 version 2003, SEMINAIRE JPOGC : journée portes ouvertes sur le génie civil, juin 2008
- [9] BARAKA ABDELHAK, Cours en charpente métallique selon le règlement algérien CCM97 et l'Eurocode 3, OPU 2006
- [10] Jean Morel, Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3,
- [11] google images
- [12] CTICM-CSTB: plan Europe Euro codes
- [13] Cajot, L.-G., Mathieu, J., & Thomas, L. (2003). *The steel structures for open car*.
- [14] BOURSAS Farid, analyse du comportement des structures sous influence du feu, Thèse de magister, université Mentouri Constantine, 2010
- [15] Cours Basée dur l'Eurocode 3 partie 4 et la protection contre l'incendie un document de concevoir et construire, Mme Berdiaf.
- [16] Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites91, modifié 99.
- [17] Université Saad Dahleb de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.

## **ANNEXES**