

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

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER en Génie Civil**

Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

Sujet

ETUDE D'UNE ECOLE R+2 EN CHARPENTE METALLIQUE

Réalisé Par :

KHOBZAOUI Aya

TABTI Sara

Soutenu à distance le : 30 / 06 / 2021

Devant le jury composé de :

Dr. RAS Abdelouaheb Abderrazzak

Président

M. BASRI Hamza

Examineur

Pr. HAMDAOUI Karim

Encadrant

M. AL SAMAWI Almoutaz Bellah

Encadrant

Année universitaire 2020-2021

Remercîment

Avant tout, nous remerciant Dieu pour nous avoir donné la force et la patience pour mener ce travail.

Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à nos encadrants, **M. HAMDAOUI Karim** et **M. AL SAMAWI Almoutaz Bellah** pour leurs suivis et leurs orientations tout au long de l'élaboration de ce travail.

Nous remercions également les membres de notre jury, **M. RAS Abdelouaheb Abderrazzak** qui a bien accepté de présider ce jury et **M. BASRI Hamza**, devant lesquels nous avons l'honneur d'exposer notre travail.

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

Nos remerciements également tous ceux qui nous ont apporté de l'aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour :

A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoir, à la source d'amour incessible, à la mère des sentiments fragiles qui m'a bénie par ces prières.....ma mère.

A mon support dans ma vie, qui m'a appris m'a supporté m'a dirigé et m'encouragé.....mon père.

A mes deux chers frères et ma sœur.

A ma petite princesse RINADE.

Sans oublier tous les professeurs qui m'ont formée tout au long de cette formation.

A ma meilleure amie : TABTI Sara.

KHOBZAOUI Aya.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes ces années d'études en faisant beaucoup de sacrifices pour me voir réussir, que DIEU les garde pour moi.

Ma chère sœur et mon frère qui a été ma source de force pour affronter les différents obstacles, quoi que je fasse ou que je dise je ne saurai point te remercier pour ta présence à mes côtés.

A mes amis qui m'ont toujours encouragé et à qui je souhaite plus de succès.

A tous mes professeurs qui m'ont formée et aidée avec leurs exigences et conseils, sans eux je ne serais pas arrivée à ce niveau.

A mon binôme KHOBZAOUI Aya avec lequel j'ai partagé les peines et joies tout au long de mon cursus.

TABTI Sara.

Résumé

Ce projet consiste à étudier une école R+2 en charpente métallique situé à AIN ARNAT, wilaya de SETIF. L'école est conçue aussi pour abriter un hébergement en premier et dernier étage.

Ce projet est élaboré en plusieurs étapes, après la présentation du projet on a effectué la décente de charge et l'étude climatique (vent et neige) selon le règlement « RNV v 2013 ». On a procédé ensuite à l'étape fondamentale de pré dimensionnement d'éléments porteurs qui ont été vérifiés par la suite pour valider l'utilisation des profilés ou les remplacer pour assurer la sécurité structurale, et ceci selon le code algérien « CCM97 ». L'étude sismique était effectuée selon le règlement en vigueur, le « RPA99 v 2003 », ensuite l'étude du plancher mixte selon « l'EUROCODE 4 ». L'étude des assemblages était élaborée en utilisant «l'EUROCODE 3» et par la fin l'étude de l'infrastructure selon le code « BAEL91».

Mots clés : charpente métallique, plancher mixte, étude d'une école, calcul neige et vent.

ABSTRACT

This project consists to study a 3 floors of steel school located in AIN ARNAT, wilaya of SETIF. The school is also conceived to arbitrate lodging in the two last floor.

This project is developed in several stages, after the presentation of the project, the decent load and climate study (wind and snow) were carried out according to «RNV 2013» regulations. We proceeded then to the fundamental step for the pre-dimensioning of load-bearing elements which are subsequently checked to validate the use or the replace of the profiles to ensure the structural safety according to the Algerian code «CCM97». The seismic study was conducted according to «RPA99 v 2003» regulations, then the study of the mixed floor according to the «EUROCODE 4». The connections study was performed according to the «EUROCODE 3», and at the end, foundations were dimensioned according to the «BAEL91» code.

Keywords: steel structure, mixed floor, study of a school, climatic study.

ملخص

ارتكز هذا المشروع في دراسته على هيكل معدني لمدرسة تتكون من طابقين من الفولاذ الصلب متواجد في مدينة عين أرناط ولاية سطيف، حُصص الطابق الأول والأخير للإسكان والإقامة. انجز هذا المشروع و تطور في عدة مراحل وبعد تقديمه نفذت إحدى نسب نزول الأثقال والدراسة المناخية (رياح وثلوج) وفق المنشور «RNVv2013» بعد ذلك تطرقنا للمرحلة الأساسية لتحديد أبعاد عناصر الأحمال و التي تم التحقق فيها فيما بعد واستعمالها أو استبدالها للتأمين الهيكلي وفقا للمنشور الجزائري «CCM97» والدراسة الزلزالية تمت وفق للمنشور الصارم «RPA99v2003» وبعدها دراسة الأرضية المركبة وفق لـ «EUROCODE4»، دراسة الوصلات والتجميع باستعمال «EUROCODE3» وفي الأخير البنية التحتية وفق المنشور «BAEL91» .

الكلمات المفتاحية: هيكل معدن، أرضية مزدوجة، حساب مبنى مدرسة، حساب أحمال الثلوج

والرياح.

LISTE DES NOTATIONS

Les charges :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

N : surcharge climatique de la neige.

V : surcharge climatique du vent.

La caractéristique d'un profilé en I ou H :

b : la longueur de la semelle.

d : hauteur de l'âme.

h : hauteur de profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profilé.

t_f : Epaisseur de la semelle de profilé.

Majuscule latines :

A : section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette de pièce.

A_w : section de l'âme.

A_v : aire de cisaillement.

C_t : coefficient topographique.

C_r : coefficient de rugosité.

C_e : coefficient d'exploitation.

C_d : coefficient dynamique.

E : module d'élasticité.

F : force générale.

G : module d'élasticité transversale.

I : moment de flexion

M : moment de flexion.

M_{sd} : moment fléchissant sollicitant.

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

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

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

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

N_{sd} : effort normal sollicitant.

$N_{t, sd}$: effort normal de traction.

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

R : coefficient de compression de la structure.

T : la période propre.

V_{sd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

W_{pl} : module de résistance plastique.

W : poids de la structure.

Minuscule latine :

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : hauteur de pièce.

L : longueur d'une pièce (poteau – poutre).

L_f : Longueur de flambement.

t : épaisseur d'une pièce.

Z : hauteur au-dessus de sol.

Z_0 : paramètre de rugosité.

$Z_{\text{éq}}$: Hauteur équivalente.

Minuscule grecques :

χ : Coefficient de réduction pour mode de flambement approprié.

β : L'amortissement effectif de l'isolateur FPS.

β_w : Facteur de corrélation.

λ : Élancement.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_c : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Indice :

adm : admissible.

eff : effective.

m : moyenne.

fr : frottement.

réf : référence.

max : maximum.

min : minimum.

corresp : correspondante.

e :externe.

i :interne.

x :sens x.

y :sens y.

Table des matières

Introduction générale.....	2
Chapitre I: Généralités	
I.1. Introduction :.....	4
I.2. Présentation du projet :	4
I.2.1. Caractéristiques géométriques:	5
I.2.2. Localisation et données concernant le site :	5
I.3. Les règlements techniques utilisés :.....	6
I.4. Logiciels utilisés :	6
I.5. Matériaux utilisés :.....	7
I.5.1. Acier de construction :	7
I.5.2. Béton armé :	7
I.6. Conclusion :	8
Chapitre II: Conception de l'ouvrage	
II.1. Introduction :	10
II.2. Conception architecturale :	10
II.3. Conception structurale :.....	11
II.3.1. Structure horizontale :.....	11
II.3.2. Structure verticale :.....	12
II.3.3. Assemblages :	13
II.4. Conclusion :	14
Chapitre III: Évaluation des charges et surcharges	
III.1. Introduction	16
III.2. Charges permanentes G :.....	16
III.2.1. Les planchers :	16
III.2.2. Les escaliers :.....	18
III.2.3. L'acrotère :	19
III.3. Charges d'exploitation Q :	19
III.4. Charges climatiques :	20
III.4.1. Effet de la neige :.....	20
III.4.2. Effet du vent :	21
III.5. Conclusion :.....	31
Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments	
IV.1. Introduction :	33
IV.2. Quelques notions relatives au règlement CCM97 :	33
IV.2.1. Objectif :	33
IV.2.2. Domaine d'application	33
IV.2.3. Classification des sections transversales selon le CCM97 :.....	33
IV.2.4. Coefficient partiel de sécurité :	34
IV.2.5. Valeurs limites des flèches :.....	34
IV.3. Pré-Dimensionnement :.....	35
IV.3.1. Les Solives :	35
IV.3.2. Pré dimensionnement des poutres principales :	38
IV.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :	41

IV.4. Conclusion :	42
Chapitre V: Analyse de structure	
V.1. Introduction :	45
V.2. Présentation du logiciel ROBOT :	45
V.3. Principale phase de modélisation par ROBOT :	45
V.4. Les résultats donnés par logiciel :	46
V.4.1. Les Poutres principales :	46
V.4.2. Les Poteaux :	48
V.4.3. Les contreventements :	49
V.4.4. Escalier :	49
V.5. Conclusion :	50
Chapitre VI: Etude sismique	
VI.1. Introduction :	52
VI.2. Critères de classification par le RPA99 version 2003 :	52
VI.2.1. Classification des zones sismiques :	52
VI.2.2. Classification de l'ouvrage :	53
VI.3. Méthode statique équivalente :	53
VI.3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	53
VI.3.2. Principe :	54
VI.4. Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA99/2003 :	55
VI.4.1. Calcul de la force sismique totale :	55
VI.4.2. Calcul du poids de la structure :	56
VI.4.3. La période :	57
VI.5. Etude dynamique :	58
VI.5.1. Méthodes dynamiques :	58
VI.6. Conclusion :	68
Chapitre VII: Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires	
VII.1. Introduction :	70
VII.2. Dimensionnement des éléments principaux :	70
VII.2.1. Poutre principale :	70
VII.2.2. Poteau :	79
VII.3. Dimensionnement des éléments secondaires :	86
VII.3.1. Solive :	86
VII.3.2. Les escaliers :	90
VII.3.3. Les contreventements :	106
VII.4. Conclusion :	109
Chapitre VIII: Etude de plancher mixte	
VIII.1. Introduction :	111
VIII.2. Définition d'une dalle collaborant :	111
VIII.3. Vérification de tôle profilée en acier utilisé comme coffrage :	113
VIII.3.1. Phase de construction :	113
VIII.4.1. Phase finale :	114
VIII.5. Etude des connecteurs :	118
VIII.5.1. Les caractéristiques des connecteurs sont les suivantes :	119

VIII.5.2.Vérification de résistance de connecteurs :	119
VIII.5.3.Nombre de connecteurs :	121
VIII.5.4.Espacement entre connecteurs :	121
VIII.6. Vérification de la section mixte planché étage courant (dalle +poutre) :	122
VIII.6.1.Phase finale :	122
VIII.7. Calcul del'acrotère.....	128
VIII.7.1Introduction.....	128
VIII.7.2. Calcul au séisme	128
VIII.7.3.Sollicitations agissant sur l'acrotère G	129
VIII.7.4. Ferrailage de l'acrotère	131
VIII.8. Conclusion :.....	132
Chapitre IX: Les assemblages	
IX.1. Introduction :	134
IX.2. Principe :	134
IX.2. Mode d'assemblage :	134
IX.2.1. Le boulonnage :	135
IX.2.2. Le soudage : le soudage est un procédé d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler.	135
IX.3. Calcul des assemblages :	135
IX.3.1. Assemblages (poteau-poutre) :(HEB450, IPE360)	135
IX.3.2. Assemblage poteau-poteau (HEB450-HEB450) :.....	142
IX.3.3. Assemblage poutre-solive :	146
IX.3.4. Assemblage contreventement en V:	148
IX.4.Conclusion :	150
Chapitre X: Etude de l'infrastructure	
X.1.Les pieds de poteaux :	152
X.1.1. Vérification de la contrainte de compression de béton :	152
X.1.2.Dimensionnement de plaque d'assise :.....	153
X.1.2.Vérification de la soudure plaque d'assise-poteau :	154
X.1.2.Vérification de la résistance de pied de poteau :	155
X.2.Fondations :	163
X.2.1 Définition des fondations :.....	163
X.2.2 Stabilité des fondations Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :.....	164
X.2.3.Le choix du type de fondation :	164
X.2.4.Différents types de fondations :	164
X.2.5. Pré dimensionnement :	165
X.2.6.Vérification de la stabilité :.....	166
X.2.7.Calcul du ferrailage à ELU :.....	167
X.2.8. Calcul des espacements des cadres :.....	167
X.2.9.Calcul des longrines :.....	168
Conclusion générale	172
Références bibliographiques	174
Annexes	

LISTE DES FIGURE

Figure I. 1 : Localisation du site du projet.	5
Figure I. 2 : Modélisation de l'école (AIN ARNAT -SETIF).....	6
Figure II. 1 : Modélisation architecturale de la structure.	10
Figure II. 2 : Composition d'un plancher collaborant.	11
Figure II. 3 : Composition d'un plancher terrasse.....	12
Figure II. 4 : Modélisation numérique de la structure contreventée (pignon).....	12
Figure II. 5 : Modélisation numérique de la structure non contreventée (long-pan).....	13
Figure II. 6 : Conception d'un escalier.....	13
Figure III. 1 : Plancher terrasse inaccessible.....	17
Figure III. 2 : Plancher étage courant.	18
Figure III. 3 : Les constituants d'une marche.....	18
Figure III. 4 : Schéma de l'acrotère.....	19
Figure III. 5 : Vent sur les côtés de la structure.	22
Figure III. 6 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.	23
Figure III. 7 : Modèle simplifié de la structure.	25
Figure III. 8 : légende pour les parois verticales de V1.	26
Figure III. 9 : Valeur de Cpe pour les parois verticales de V1.....	27
Figure III. 10 : Coefficients de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face dominante.(cf.figure.5.14.[1]).	28
Figure III. 11 : Légende pour les parois verticales de V2.	30
Figure III. 12 : Les Valeur de Cpe pour les parois verticales de V2.....	30
Figure IV. 1 : Schéma des solives.	36
Figure IV. 2 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.	36
Figure IV. 3 : Schéma statique de la poutre principale.	38
Figure IV. 4 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.	41
Figure V. 1 : Les sollicitations (M N T) des poutres principales étage courant.....	46
Figure V. 2 : Les sollicitations (M N T) des poutres principales terrasse.....	47
Figure V. 3 : Les sollicitations (M N T) des poteaux.....	48
Figure V. 4 : Sollicitations sur les contreventements.....	49
Figure V. 5 : Les sollicitations M N V des escaliers.....	49
Figure VI. 1 : Diagramme de spectre de réponse suivant le pignon.	60
Figure VI. 2 : Diagramme de spectre de réponse suivant long-pan.	60
Figure VI. 3 : 1 ^{er} mode translation de la structure à T=2,14 s suivant X.	61
Figure VI. 4 : 2 ^{ème} mode de translation de la structure à T=0,68 s suivant Y.....	62
Figure VI. 5 : 3 ^{ème} mode de rotation de la structure à T=0,58 s suivant Z.....	62
Figure VII. 1 : Représentation le profilé reconstitué soudé de solution proposé.	71
Figure VII. 2 : Schéma de l'escalier à deux volées.....	91
Figure VII. 3 : Constituants d'un escalier.....	91
Figure VII. 4 : Coupe transversale de volée.....	93
Figure VII. 5 : Dimension du limon.....	95
Figure VII. 6 : Charge équivalente à l'ELS.	96
Figure VII. 7 : Charge équivalente à L'ELS.	97
Figure VIII. 1 : Les éléments composants de la dalle mixte.	112
Figure VIII. 2 : Dimension de la tôle nervurée cofrastra 40 (0,85 mm).	113
Figure VIII. 3 : Longueur efficace.	114
Figure VIII. 4 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle.....	116
Figure VIII. 5 : Connexion acier-béton.	119
Figure VIII. 6 : Goujon à tête soudé.....	119
Figure VIII. 7 : Espacement entre goujons.	121

Figure VIII. 8 : Longueur efficace.	122
Figure VIII. 9 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).	123
Figure VIII. 10 : Coupe transversale dalle plancher collaborant avec poutre.	124
Figure VIII. 11 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion négative).	125
Figure VIII. 12 : Schéma statique de l'acrotère.	128
Figure VIII. 13 : Charges sur l'acrotère.	130
Figure VIII. 14 : Disposition des armatures dans l'acrotère.	132
Figure X. 1 : Assemblage pied de poteau encasté.	152
Figure X. 2 : Longueur de soudure poutre –platine.	154
Figure X. 3 : Les sollicitations agissant dans le pied de poteau.	156
Figure X. 4 : Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.	158
Figure X. 5 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.	160
Figure X. 6 : Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.	161
Figure X. 7 : Dimension de la semelle isolée.	166
Figure X. 8 : Dimension des semelles et disposition constructive des armatures.	167
Figure X. 9 : Ferrailage des longrines.	169
Figure X. 10 : Disposition des cadres.	170

Liste des tableaux :

Tableau I. 1 : valeurs nominales de f_u et f_y	7
Tableau III. 1 : Charge permanente du plancher de terrasse inaccessible.....	16
Tableau III. 2 : Charge permanente du plancher courant.....	17
Tableau III. 3 : Charge permanente du volée.....	18
Tableau III. 4 : Charge permanente du palier.....	19
Tableau III. 5 : Charges d'exploitation.....	20
Tableau III. 6 : Coefficients de forme - toitures à un versant.....	21
Tableau III. 7 : Hauteur de référence.....	23
Tableau III. 8 : Valeurs des pressions dynamiques.....	25
Tableau III. 9 : Les valeurs C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire de V_1	26
Tableau III. 10 : Détermination du coefficient de pression interne C_{pi}	28
Tableau III. 11 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ (V_1 et V_1').....	29
Tableau III. 12 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire de V_2	30
Tableau III. 13 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ (V_2 et V_2').....	31
Tableau IV. 1 : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales.....	35
Tableau IV. 2 : Charges sur solive.....	36
Tableau IV. 3 : Charge de la poutre principale.....	38
Tableau IV. 4 : Charge sur la poutre principale.....	39
Tableau IV. 5 : Les charges reprises par les poteaux.....	42
Tableau IV. 6 : Les sollicitations (M N T) Poutre principale étage courant sous la différente combinaison.....	46
Tableau IV. 7 : Les sollicitations (M N T) Poutre principale terrasse selon les différentes combinaisons.....	47
Tableau IV. 8 : Les sollicitations (M N T) poteau selon les différentes combinaisons.....	48
Tableau VI. 1 : Résultante des forces sismiques à la base.....	57
Tableau VI. 2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	63
Tableau VI. 3 : Les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle final.....	63
Tableau VI. 4 : Déplacements résultants suivant le pignon (avant contreventement).....	64
Tableau VI. 5 : Déplacements résultants suivant le long-pan (avant contreventement).....	64
Tableau VI. 6 : Déplacements résultants suivant X (après contreventement).....	65
Tableau VI. 7 : Déplacements résultants suivant X (après contreventement).....	65
Tableau VI. 8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X.....	66
Tableau VI. 9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y.....	66
Tableau VI. 10 : les coordonnées de centre de gravité et le centre de rigidité.....	68
Tableau VI. 11 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	68
Tableau VII. 1 : Caractéristique du profilé HEB 600.....	72
Tableau VII. 2 : Caractéristique du profilé HEB 450.....	73
Tableau VII. 3 : Caractéristique du profilé HEB 550.....	76
Tableau VII. 4 : Caractéristique du profilé HEB 360.....	77
Tableau VII. 5 : Caractéristique du profilé HEB 450.....	80
Tableau VII. 6 : Caractéristique de profilé IPE 360.....	86
Tableau X. 1 : Les sollicitations sur le pieds poteau d'après logiciel ROBOT.....	152



Introduction générale

Introduction générale

Une structure métallique est une construction où ses éléments principaux et secondaires sont réalisés en acier. Ces derniers permettent de franchir des grands portés, cela revient à leurs résistances et leurs ductilités. Ils offrent aussi une performance aux efforts sismiques.

Dans ce projet de fin d'étude qui porte sur l'étude et dimensionnement d'une école en charpente métallique R+2 située à AIN ARNAT dans la wilaya de SETIF, nous allons appliquer les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Le projet est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun une partie spécifique : dans le premier et le deuxième chapitre on a présenté brièvement notre projet et les différents matériaux utilisés ainsi que les différents règlements techniques, tandis que dans le troisième on a évalué les différentes charges et surcharges du bâtiment qui serviront par la suite au pré dimensionnement des éléments dans le quatrième chapitre.

Le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été élaboré par la méthode statique dans le sixième chapitre suivis par la vérification des éléments porteurs vis-à-vis des différentes instabilités et l'étude des assemblages, précédé par l'étude du plancher mixte, on finit l'étude par le calcul de l'infrastructure.

On a achevé le mémoire par une conclusion générale.

Chapitre I :
Généralités

I.1. Introduction :

L'acier est parmi les matériaux essentiels pour les constructions métalliques, il représente plusieurs avantages, c'est pour cela il a pu remplacer les vieux matériaux de construction comme le béton durant ces derniers siècles.

➤ Ce matériau représente des avantages :

- La résistance élevée à la traction permettant des portées et des hauteurs importantes.
- La possibilité d'adaptation plastique pour une plus grande sécurité.
- La préfabrication d'un bâtiment en atelier et montage sur chantier.
- La possibilité de modification et de recyclage d'un bâtiment.

➤ Par contre il représente des inconvénients :

- Entretien régulier dû à la corrosion du métal.
- Mauvaise tenue au feu ce qui implique des mesures de protection, onéreuses.

I.2. Présentation du projet :

Le projet consiste à dimensionner un bâtiment (**R+2**) destiné à usage scolaire avec hébergement, en construction mixte (ossature métallique et remplissage en maçonnerie à l'intérieur et murs rideaux à l'extérieur) avec des planchers mixtes collaborant (**béton-acier**), implanté dans la wilaya de **SETIF** à **AIN ARNAT**.

Le bâtiment occupe une assiette de **1296,9352 m²** avec une hauteur de **12,14 m**, composé d'un rez-de-chaussée et deux autres niveaux pour hébergements et une terrasse inaccessible.



Figure I. 1 : Localisation du site du projet.

I.2.1. Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de notre bâtiment sont :

- Surface occupée par le bâtiment : **1296,9352 m²**.
- Longueur totale du bâtiment : **40,24 m**.
- Largeur totale du bâtiment : **32,23 m**.
- Hauteur totale du bâtiment : **12,14 m**.
- Hauteur du bâtiment sans acrotère : **11,54 m**.
- Hauteur du RDC : **4 m**.
- Hauteur des autres étages : **3,6 m**.

I.2.2. Localisation et données concernant le site :

Le bâtiment est implanté au niveau de wilaya de **SETIF** à **AIN ARNAT** classé par le **RPA 99 version 2003 [2]** comme zone de sismicité moyenne : **ZONE II_a**.

- L'altitude de **AIN ARNAT** (wilaya de **SETIF**) : **1020 m**.
- Zone du vent : **II**.
- Zone de la neige : **zone A** selon la classification de RNV v 2013 [1].
- Classification du site : **S2** (sol ferme).
- La contrainte admissible de sol : $\overline{\sigma}_{sol} = 2bars$
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage : ouvrage de grande importance **1B**.

I.3. Les règlements techniques utilisés :

- **RPA 99 V 2003** : règles de calcul parasismiques Algériennes version 2003.
- **CCM 97** : règle de calcul des constructions en acier.
- **RNV v 2013** : règles définissant les effets de la neige et de vent.
- **BAEL 91 v 99** : béton armé aux états limites.
- **DTR BC 2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- **Eurocode 4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- **Eurocode 3** : Règle de calcul des constructions en acier

I.4. Logiciels utilisés :

- Auto CAD 2019.
- AUTODESK ROBOT 2014.

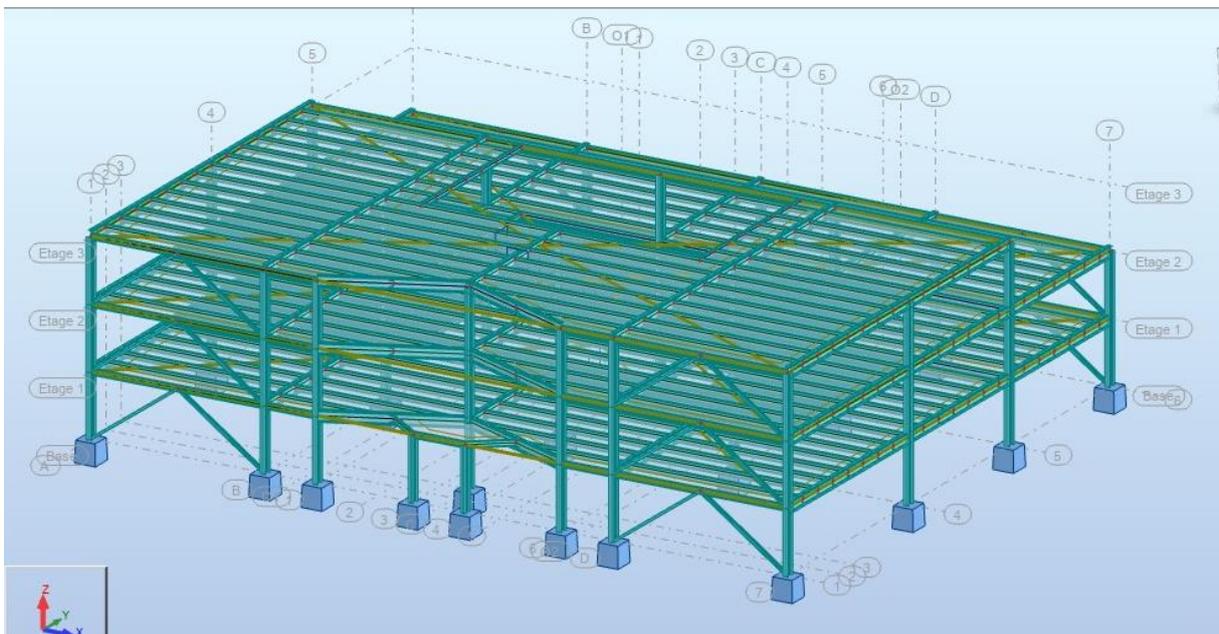


Figure I. 2 : Modélisation de l'école (AIN ARNAT -SETIF).

I.5. Matériaux utilisés :

I.5.1. Acier de construction :

I.5.1.1. Acier des éléments porteurs de la structure :

Les aciers utilisés en bâtiment sont de différents types et nuances par rapport aux caractéristiques mécaniques qu'il représente. Les caractéristiques mécaniques de différentes nuances d'acier (cf. tableau 3.1 [3]) sont les suivantes :

Tableau I. 1 : valeurs nominales de f_u et f_y .

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100$ mm	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Les caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé sont les suivantes :

- Résistance limite d'élasticité : $f_y = 235$ MPa
- Résistance à traction : $f_u = 360$ MPa
- Module de Young : $E = 210000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module de cisaillement : $G = E / 2(1 + \nu) = 80769 \approx 81000$ MPa

I.5.1.2. Acier pour ferrailage :

- Sollicitations sous actions normales :

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

- Sollicitations sous actions accidentelles :

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

I.5.2. Béton armé :

Béton utilisé pour la réalisation des infrastructures et des dalles : est dosé à 350 kg/m³ et pour le béton de propreté 150 kg/m³.

- **Caractéristiques du béton :**

Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours pour le béton de classe C25/30:
 $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1\text{MPa}$

I.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés qui vont nous servir dans les chapitres qui suivent.

Chapitre II :
Conception de l'ouvrage

II.1. Introduction :

La phase de conception et de modélisation d'une structure est parmi les phases les plus essentielles dans un projet de construction, pour cela elle doit être traitée dans les premières lignes de l'étude d'un projet.

Les aspects fonctionnels et structuraux sont pris en compte pour la conception de notre projet, pour cela il est nécessaire de connaître les différentes solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs coûts.

II.2. Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et de deux étages (voir ANEXE A) :

- RDC pour usage scolaire.
- 1^{er} et 2^{ème} étage pour l'hébergement.
- Terrasse inaccessible.

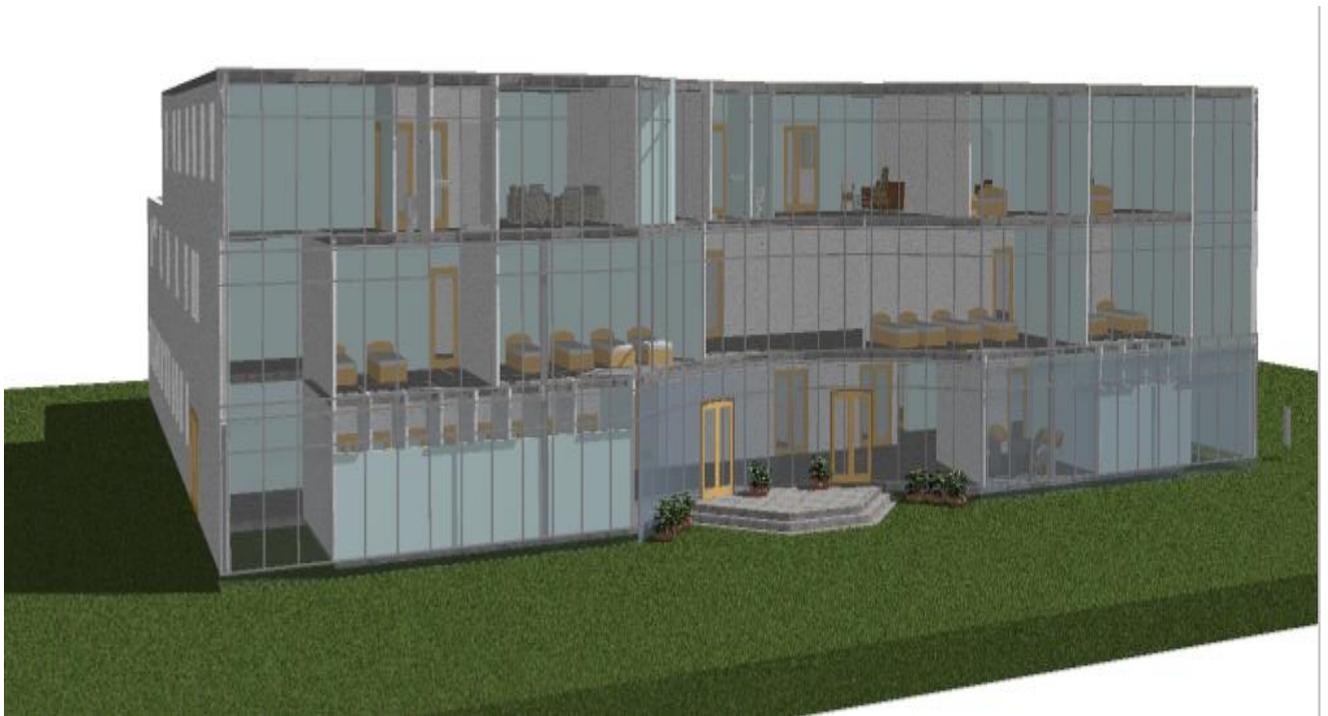


Figure II. 1 : Modélisation architecturale de la structure.

II.3. Conception structurale :

II.3.1. Structure horizontale :

Elle désigne les planchers courants et terrasse :

II.3.1.1. Planchers courants :

Sont des planchers mixtes collaborant adapté à tous les niveaux du notre bâtiment, c'est une alternative légère et rapide à mettre en œuvre comme il permet de longue portée il se compose de :

- Bac d'acier en tôle ondulées fabriqué en acier profilé formé à froid galvanisé de type : **COFRASTRA 40**.
- Une dalle de compression en béton dans l'épaisseur varie de **10 cm**.
- Des connecteurs qui assurent la liaison entre la dalle et le bac d'acier et la structure porteuse.
- Il se repose sur des poutres et solives métallique.

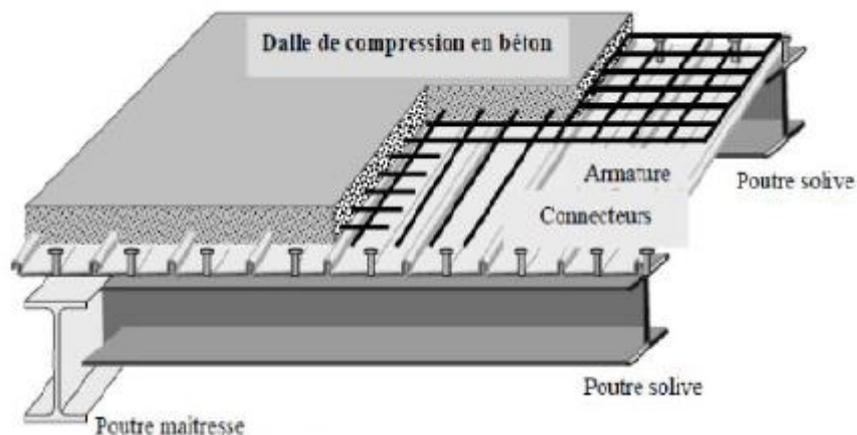


Figure II. 2 : Composition d'un plancher collaborant.

II.3.1.2. Plancher terrasse :

Il est identique aux planchers courants avec une partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (comme illustré ci- dessous) :

- Une étanchéité multi couche.
- Protection gravillon.
- Une isolation thermique.

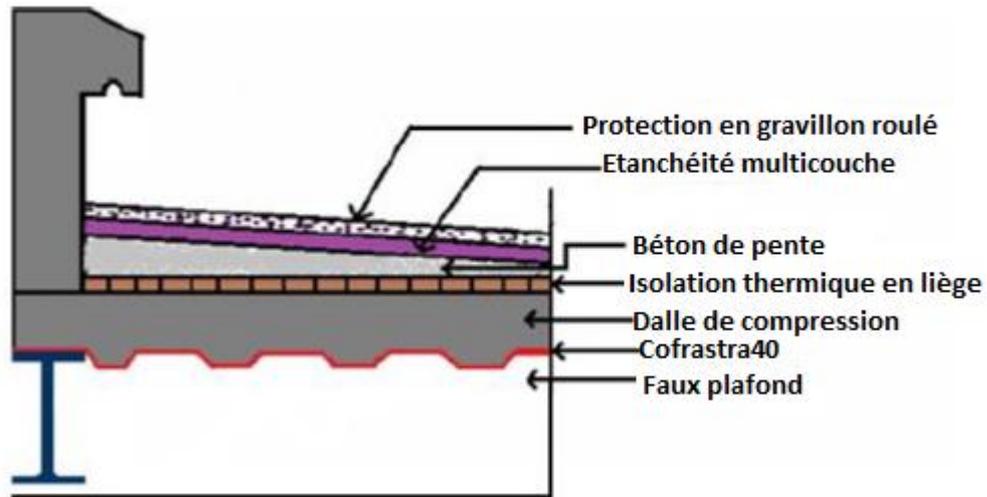


Figure II. 3 : Composition d'un plancher terrasse.

II.3.2. Structure verticale :

II.3.2.1. Contreventement :

Pour assurer la stabilité de la structure face aux efforts horizontaux (efforts du vent et spécialement du séisme).

On a mis en disposition un système de contreventement en V pour l'obtention d'une ossature poteaux-poutres auto-stable.

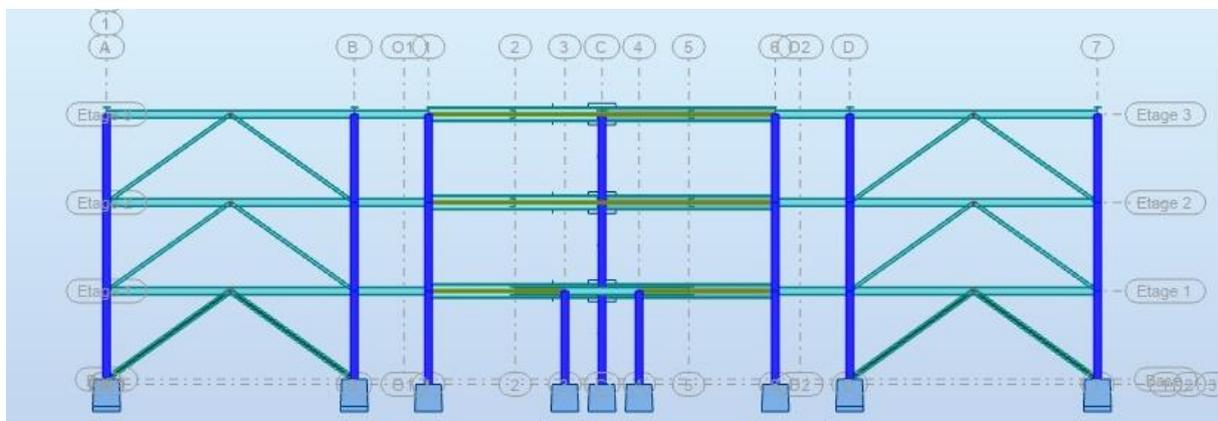


Figure II. 4 : Modélisation numérique de la structure contreventée (pignon).

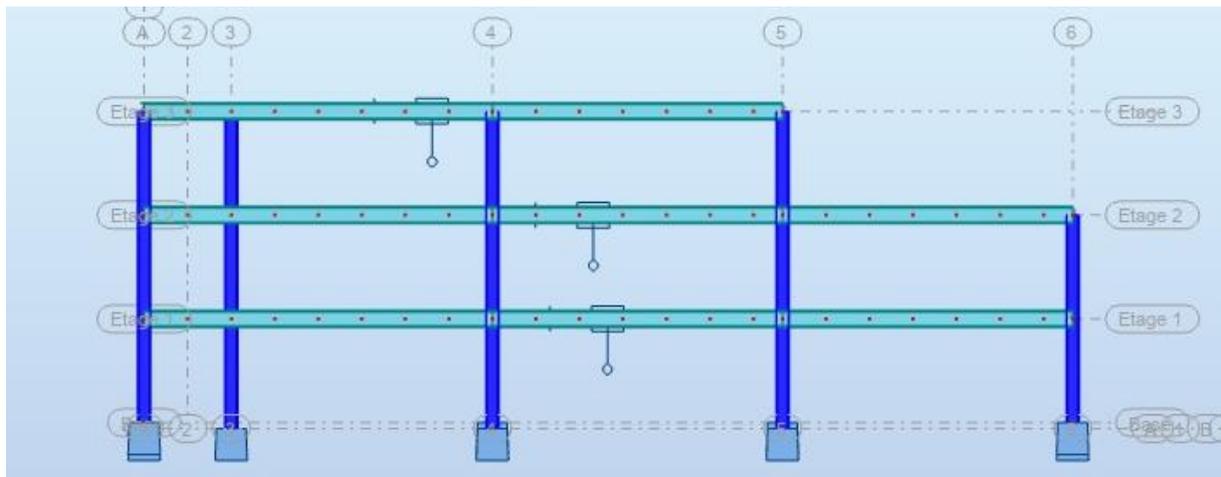


Figure II. 5 : Modélisation numérique de la structure non contreventée (long-pan).

II.3.2.2. Escalier :

Les escaliers sont des structures secondaires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métalliques, les marches en tôle revêtues avec mortier de pose et carrelage. Les escaliers de chaque étage sont composés de 2 volées de marches portées par un limon. Les paliers de repos sont de type planché mixte avec dalle collaborant.



Figure II. 6 : Conception d'un escalier.

II.3.3. Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux utilisés assurant la stabilité sont :

- Boulon à haute résistance.

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

II.4. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présentés les composantes des éléments dans la conception de ce bâtiment qui influent totalement sur les charges considérées.

Chapitre III :
Évaluation des charges
et surcharges

III.1. Introduction

L'évaluation des charges et des surcharges appliquées sur une structure constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence.

Les charges et les actions qui seront considérer pour notre étude :

- Charges permanentes (poids propre des éléments constituant).
- Charges d'exploitation (charges utiles à la mise en service de l'ouvrage).
- Actions climatique (du vent, neige et le de frottement).

Pour cela, il existe des normes qui fixent les valeurs des charges et sont inscrites dans le règlement technique DTR B.C 2.2 (charges et surcharges).

III.2. Charges permanentes G :

Les charges permanentes notées « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que d'autre éléments de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, ...). Elles sont données dans les documents techniques règlementaire (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

III.2.1. Les planchers :

III.2.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III. 1 : Charge permanente du plancher de terrasse inaccessible.

Type	Valeur de la charge permanente (daN/m ²)
Protection en gravier roulée (5cm)	$0,05 \times 1700 = 85$
Etanchéité multi couche (5cm)	$0,05 \times 600 = 30$
béton de pente (10cm)	$0,1 \times 2200 = 220$
Isolation thermique (bloc de liège : 4cm)	$0,04 \times 400 = 16$
Dalle en béton (8cm)	$0,08 \times 2500 = 200$
Tôle nervurée (Cofrastra 40)	11
Faux plafond	10
Total	G =572 daN/m ²

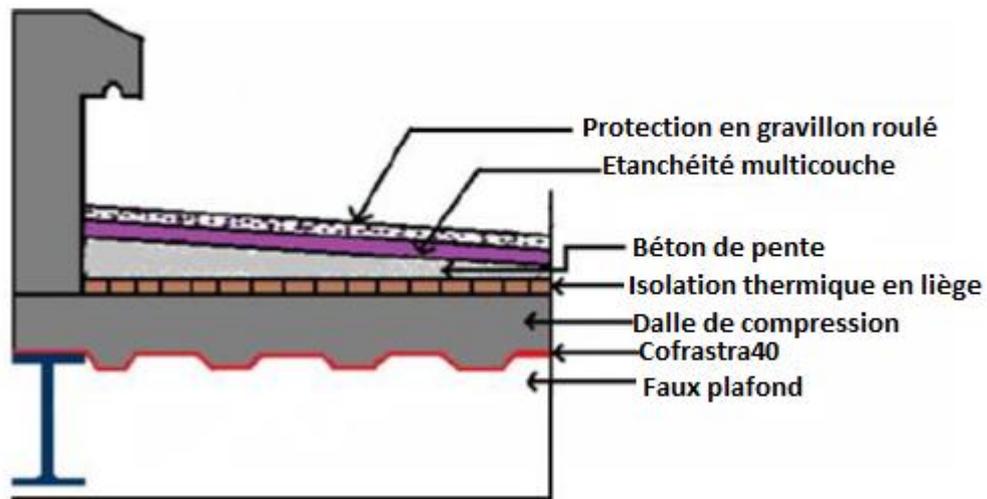


Figure III. 1 : Plancher terrasse inaccessible.

III.2.1.2 Plancher étage courant :

Tableau III. 2 : Charge permanente du plancher courant.

Type	Valeur de la charge permanente (daN/m ²)
Revêtement en carrelage (2cm)	$0,0220 \times 100 = 40$
Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Poids de la dalle (10cm)	$0,1 \times 2500 = 250$
Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 1800 = 36$
Cofrastra 40	11
Faux plafond (1cm)	10
Total	$G = 387 \text{ daN/m}^2$

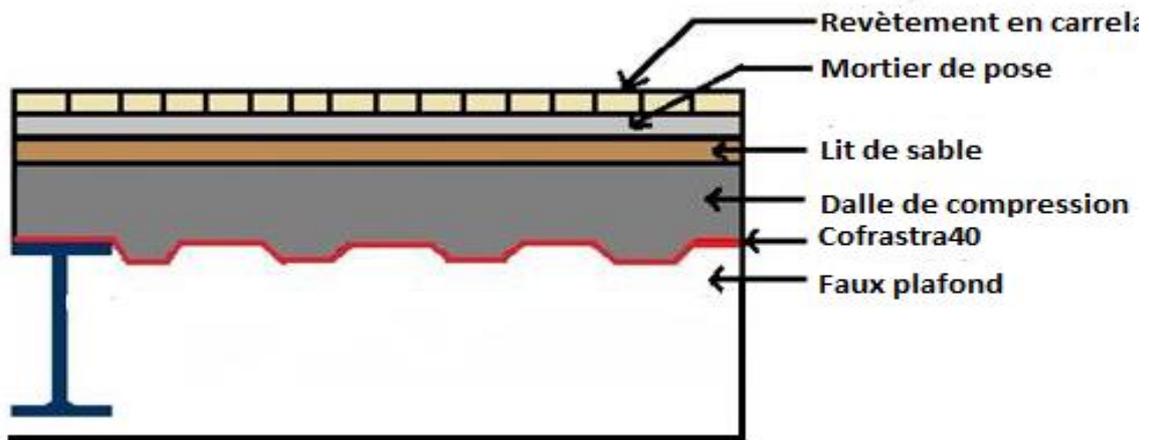


Figure III. 2 : Plancher étage courant.

III.2.2. Les escaliers :

III.2.2.1. Volée :

Tableau III. 3 : Charge permanente du volée.

Type	Charge permanente (daN/m ²)
Tôles striée (épaisseur 5mm)	45
Mortier de repos (2cm)	40
Revêtement en carrelage (épaisseur 2cm)	40
La somme	$G_{volée}=125 \text{ daN/m}^2$

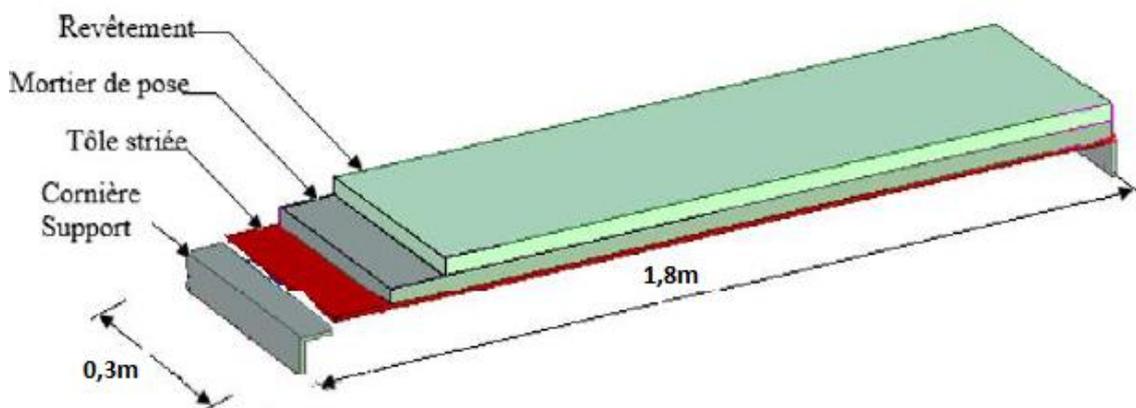


Figure III. 3 : Les constituants d'une marche.

III.2.2.2. Palier :

Tableau III. 4 : Charge permanente du palier.

Type	Charge permanente (daN/m ²)
Cofrastra40	11
Dalle en béton (épaisseur=8cm)	200
Mortier de repos (épaisseur=2cm)	40
Revêtement carrelage (épaisseur=2cm)	40
La somme	G _{palier} =291daN/m ²

III.2.3. L'acrotère :

$$\text{Surface} = \frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069\text{m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère (0,069×1×2500).....172,5daN/ml.

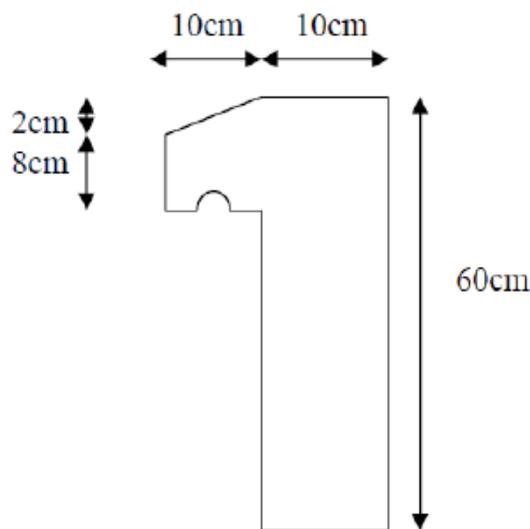


Figure III. 4 : Schéma de l'acrotère.

III.3. Charges d'exploitation Q :

Les charges d'exploitation notées « Q » correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y'a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la vocation de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

Tableau III. 5 : Charges d'exploitation.

Niveau	Charge d'exploitation (daN/m ²)
Plancher étage courant	150
Plancher terrasse inaccessible	100
Escalier	400

III.4. Charges climatiques :

III.4.1. Effet de la neige :

III.4.1.1. Introduction :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet se trouve à une altitude de 1020 m.

III.4.1.2. Calcul de la charge de neige :

$$S = \mu \times S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{\S}3.1.1. \text{RNV version 2013}) [1]$$

- S_k : (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est situé à Sétif dans la commune de Ain ARNAT, qui correspond à la zone A selon la classification de RNV v 2013 avec une altitude de 1020m.

La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par la loi de variation suivante, en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{(0,07 \times H) + 15}{100} \quad (\text{\S}4.2\text{RNV v 2013}) [1]$$

Avec H=1020m

$$S_K = 0,864 \text{KN/m}^2$$

La structure présente le type de toiture plate c'est-à-dire un versant avec

$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ selon le tableau III.6 (c.f.6.2.1.[1]), le coefficient de forme des toitures $\mu=0,8$.

Tableau III. 6 : Coefficients de forme - toitures à un versant.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
le coefficient μ	0.8	$0,8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

$$S_K = \mu \times S_K = 0,8 \times 0,864 = 0,691 \text{KN/m}^2$$

III.4.2. Effet du vent :

III.4.2.1. Introduction :

l'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage .pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles .le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent .ce document technique règlementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois de la construction (figure III.5).

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V1' du vent : perpendiculaire à la façade principale mais l'autre côté de V1.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale.
- La direction V2' du vent : parallèle à la façade principale mais l'autre côté de V2.

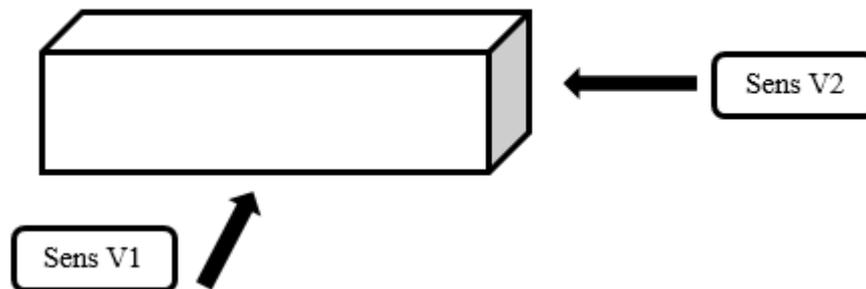


Figure III. 5 : Vent sur les côtés de la structure.

III.4.2.2. Données relatives au site conformément aux règles de RNV99 [1] :

✓ Zone de vent III :

$$q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2 \quad (\text{cf. chapitre 2, tableau 2.}[1])$$

✓ Catégorie du terrain: I

$$K_T = 0,17 \text{ (facteur de terrain)} \quad (\text{cf. Tableau 2.4.}[1])$$

$$z_0 = 0,01 \text{ m (paramètre de rugosité)} \quad (\text{cf. Tableau 2.4.}[1])$$

$$z_{\text{min}} = 1 \text{ m (hauteurs minimales).} \quad (\text{cf. Tableau 2.4.}[1])$$

$$\varepsilon = 0,44 \quad (\text{cf. Tableau 2.4.}[1])$$

III.4.2.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

$$W(z_j) = C_{d \times} q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{cf. §2.5.2}[1])$$

➤ Hauteur de référence z_e :

Selon le RNV99 version 2003 (cf. chapitre 2 § 2.3.2.[1]).

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

- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, z_e est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.
- Pour les toitures z_e est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.

Tableau III. 7 : Hauteur de référence.

Direction du vent	h en (m)	b en (m)
V_1 et V'_1	12,14	40,24
V_2 et V'_2	12,14	32,23

Dans notre cas la hauteur de référence est : $h < b$ donc, z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments. (cf. figure 2.1.[1])montrée dans la figure III. 6 ci-dessous.

$$z_e = h = 12,14m.$$

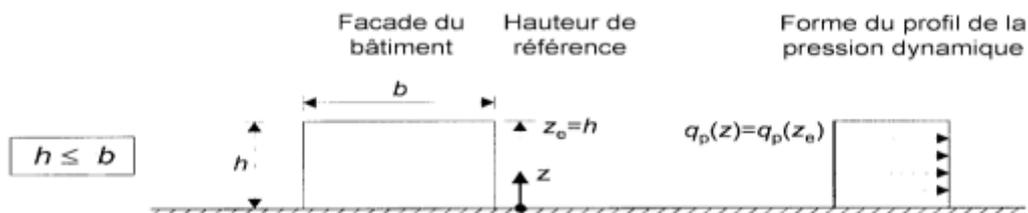


Figure III. 6 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

➤ **Détermination de la pression dynamique q_p :**

La pression dynamique $q_p(z_e)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z) \quad (\text{cf. §2.3.1[2]})$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

➤ **Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$:**

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \quad (\text{cf. §2.4.2[1]})$$

Ct(z): le coefficient de topographie.

Cr(z) : le coefficient de rugosité.

Iv : intensité de turbulence.

➤ **Coefficient de rugosité :**

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

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour : } z_{\min} \leq z \leq 200 \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour : } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (\text{cf. §2.4.4[1]})$$

➤ **Coefficient de topographie :**

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

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour : } \theta \leq 0,05 \\ C_t(z) = 1 + S_{\max} \times \left(1 - \frac{|X|}{K_{\text{red}}}\right) \times e^{-\alpha\left(\frac{\theta}{L}\right)} & \text{pour : } \theta \geq 0,05 \end{cases} \quad (\text{cf. §2.4.5[1]})$$

- **Site plat** : coefficient de topographie Ct=1.

➤ **Coefficient de l'intensité de la turbulence :**

Le coefficient de l'intensité de la turbulence est défini étant l'écart type de la turbulence comme divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour : } z \geq z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour : } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (\text{cf. §2.4.6[1]})$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 8 : Valeurs des pressions dynamiques.

H(m)	Z_j	C_t(z)	C_r(z)	I_v(z)	Ce(z)	q_p (daN/m²)
12,14	6,07	1	1,207	0,141	2,894	1258,89

➤ **Calcul des coefficients de pression :**

• **Coefficients de pression extérieure C_{Pe} :**

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

Avec :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Pour le calcul des valeurs de C_{Pe} on se réfère au (cf. chapitre5.§1.1.2.[1]) :

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

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Avec S désigne la surface chargée de la paroi considérée

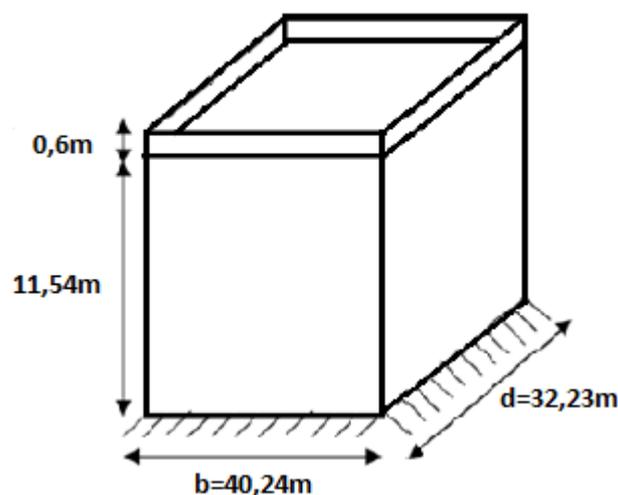


Figure III. 7 : Modèle simplifié de la structure.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Alors : $C_{pe} = C_{pe.10}$

La direction du vent V₁ (perpendiculaire à la façade) :

Pour un vent dont la direction V₁ et V'₁, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessous. (cf. tableau7.[1])

Pour les parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (cf.figure5.1.[1]).

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 40,24\text{m}$$

$$d = 32,23 \text{ m}$$

$$h = 12,14 \text{ m}$$

$$\text{alors : } e = \min [40,24 ; 2 \times 12,14]$$

$$e = 24,28\text{m}$$

d > e: la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la (Figure III.8) suivante :

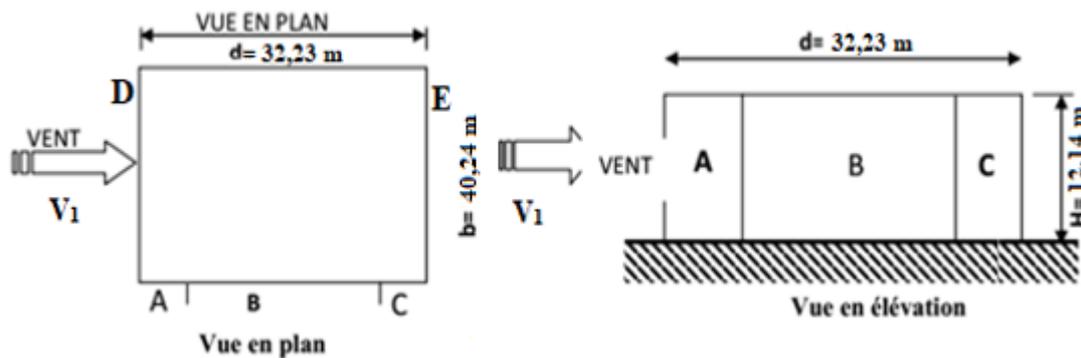


Figure III. 8 : légende pour les parois verticales de V1.

Tableau III. 9 : Les valeurs C_{pe,10} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire de V1. (cf.Tableau.5.1 [1])

A	B	C	D	E
C _{pe,10}				
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

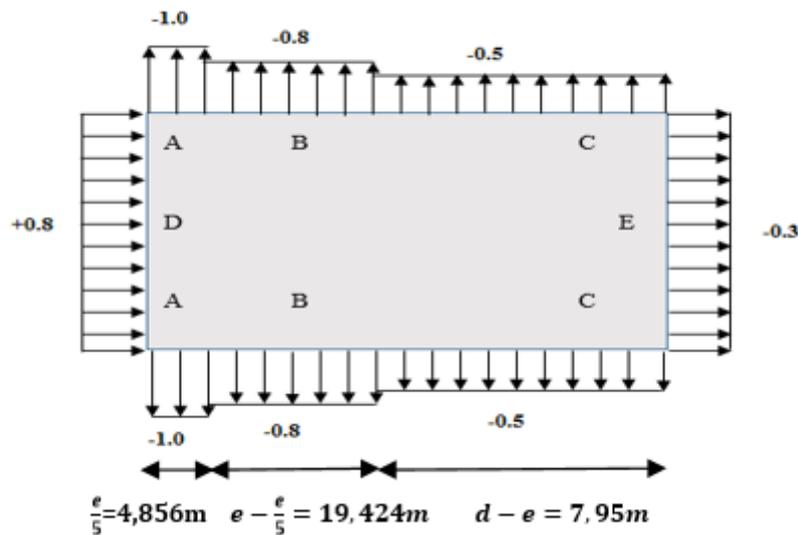


Figure III. 9 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales de V1.

- Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

$$\mu = \frac{\text{la somme des surface des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\text{la somme des surfaces de toutes ouvertures}} \quad (\text{cf. §5.2.2.2[1]})$$

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

$h/d = 12,14/32,23 = 0,38$, en faisant l'interpolation entre $h/d=1$ et $h/d = 0,25$ on peut faire sortir le C_{pi} qui correspond à $h/d=0,38$.

$$\mu = \frac{54,28 + 42,36 \times 2}{54,28 \times 2 + 42,36 \times 2} = 0,719 \quad C_{pi} = -0,15$$

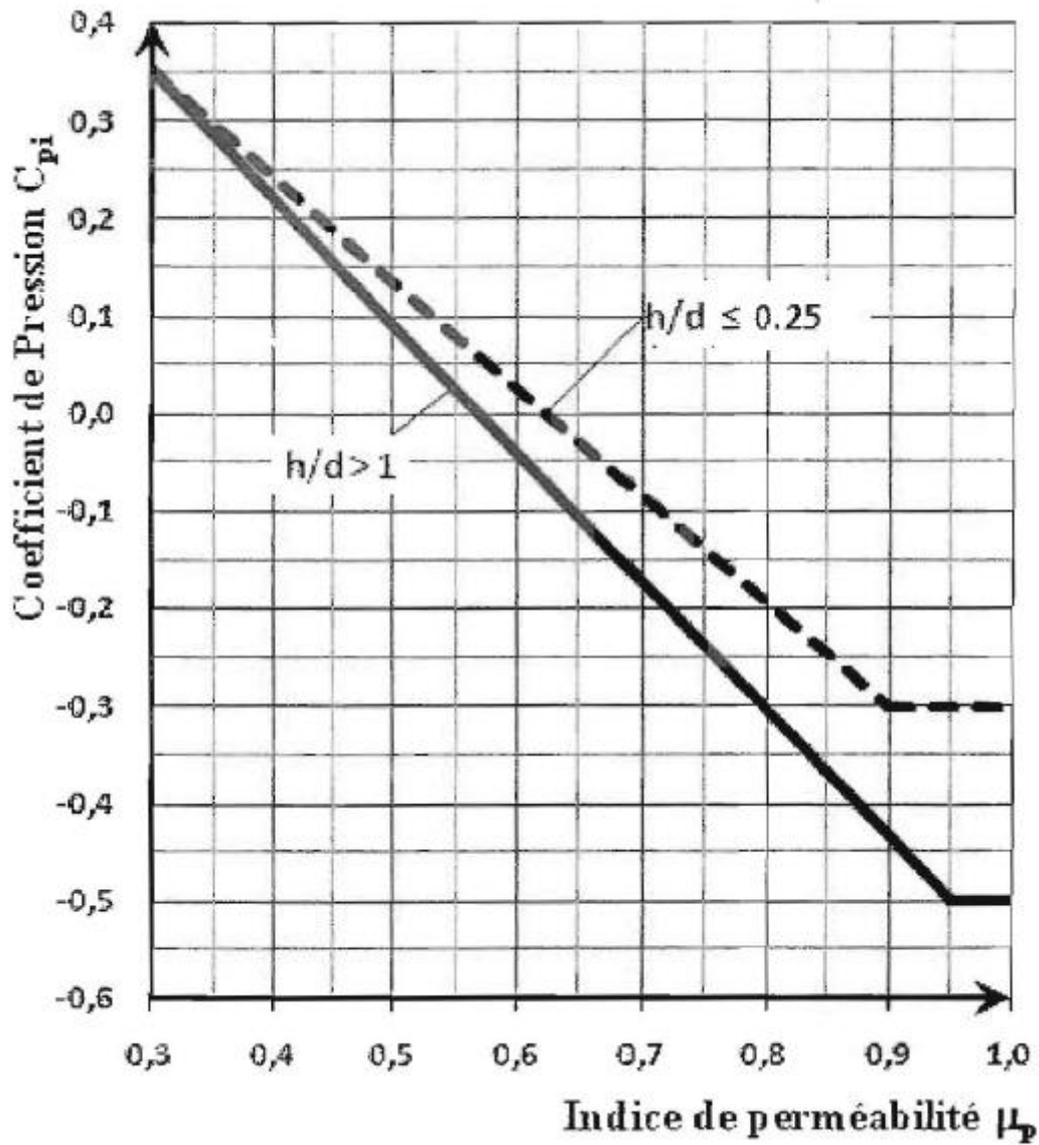


Figure III. 10 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.(cf.figure.5.14.[1]).

Selon figure di dessus on trouve les valeurs de C_{pi} suivantes :

Tableau III. 10 : Détermination du coefficient de pression interne C_{pi} .

Coté	Surface des ouvertures (m ²)	μ	C_{pi}
Avant	54,28	0,719	-0,15
Arrière	54,28	0,719	-0,15
à gauche	42,36	0,780	-0,24
à droite	42,36	0,780	-0,24

➤ **Détermination du coefficient dynamique Cd**

Selon RNV.v.2013 (cf.3.2 [1]) Une valeur conservative de $C_d=1$ peut être considérée dans le cas dans un bâtiment, dont la hauteur est inférieure à 15m;

Dans notre cas la hauteur du bâtiment est $12,54\text{m} < 15\text{ m}$ donc : $C_d = 1$.

Les résultats de la pression aérodynamique $W(z_j)$ sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau III. 11 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ (V_1 et V'_1).

Zone	c_d	$q_p(\text{N/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_j)$ (N/m^2)
A	1	1258,89	-1,0	-0,15	-0,85	-1070,056
B	1	1258,89	-0,8	-0,15	-0,65	-818,278
C	1	1258,89	-0,5	-0,15	-0,35	-440,611
D	1	1258,89	+0,8	-0,15	0,95	1195,9455
E	1	1258,89	-0,3	-0,15	-0,15	-188,833

La direction V2 du vent (parallèle à la façade principale) :

Pour un vent dont la direction V_2 et V'_2 , les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau III.12 (cf. Tableau 5.1 [1]) ci-dessous.

Pour les parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure du RNV99 version 2013(cf. Figure 5.1.[1]).

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$b = 32,23\text{m}$$

$$d = 40,24\text{ m}$$

$$h = 12,14\text{ m}$$

$$\text{alors : } e = \min [40,24 ; 2 \times 12,14]$$

$$e = 24,28\text{m}$$

d>e: la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la (Figure III. 11) suivante :

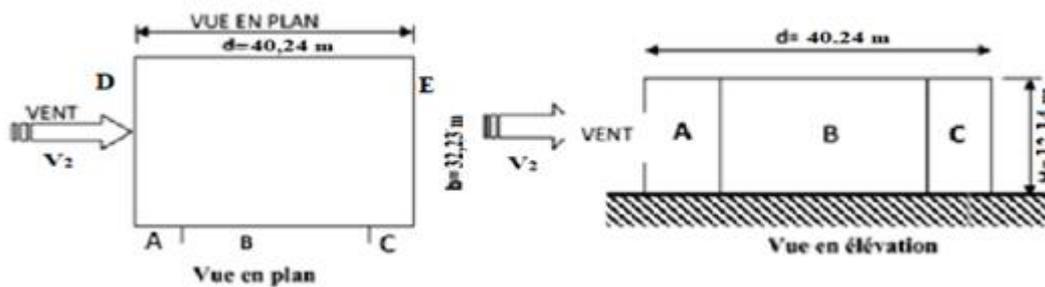


Figure III. 11 : Légende pour les parois verticales de V2.

Tableau III. 12 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire de V2. (cf. Tableau 5.1 [1]).

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

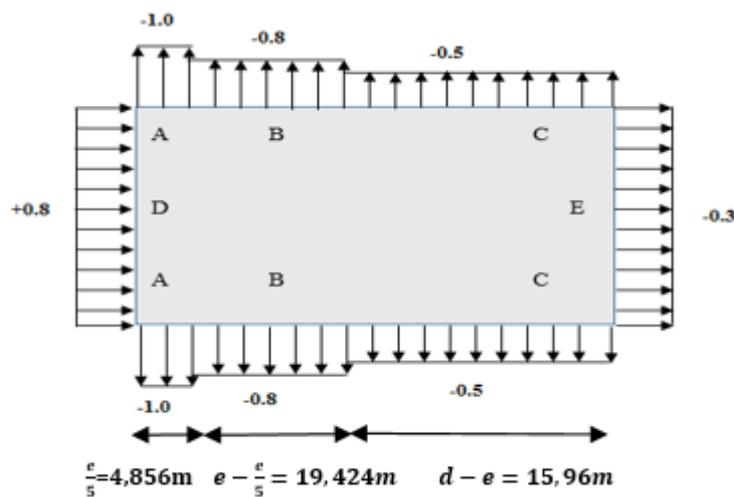


Figure III. 12 : Les Valeur de C_{pe} pour les parois verticales de V2.

➤ **Coefficient de pression interne C_{pi} :**

Le coefficient de pression intérieur C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

$$\mu = \frac{\text{la somme des surface des ouvertures ou } C_{pi} \leq 0}{\text{la somme des surfaces de toutes ouvertures}} \quad (\text{cf.}\S 5.2.2.2 [1])$$

➤ **Détermination du coefficient dynamique C_d :**

Selon (3.2 RNV99 v2013 Une valeur conservative de $C_d=1$ peut être considérée dans le cas dans un bâtiment, dont la hauteur est inférieure à 15 m;

Dans notre cas la hauteur du bâtiment est $12,54\text{m} < 15\text{ m}$ donc : $C_d = 1$

Les résultats de la pression aérodynamique $W(z_j)$ sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau III. 13 : Les valeurs des pressions $W(z_j)$ (V_2 et V_2^2).

Zone	c_d	$q_p(\text{N/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_j) (\text{N/m}^2)$
A	1	1258,89	-1,0	-0,24	-0,76	-956,756
B	1	1258,89	-0,8	-0,24	-0,56	-704,978
C	1	1258,89	-0,5	-0,24	-0,26	-327,311
D	1	1258,89	+0,8	-0,24	1,04	1309,245
E	1	1258,89	-0,3	-0,24	-0,54	-679,800

III.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons établi un bilan des charges permanentes et celles prévisibles relevant de l'exploitation de la structure étudiée et des conditions climatiques laquelle est soumise cette dernière, ainsi nous avons utilisé les principes généraux et procédures pour le calcul de ces charges.

Les résultats obtenus nous seront nécessaires pour le calcul de dimensionnement des différents éléments de notre structure.

Chapitre IV :
pré dimensionnement
des éléments

IV.1. Introduction :

Chaque structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, pour cela l'étape de pré-dimensionnement est indispensable.

Dans ce chapitre, on procédera donc au pré-dimensionnement et au calcul des éléments secondaires (les solives) et les éléments porteurs (les poutres et les poteaux), ce dernier se fait selon CCM97 [3]. Il est à noter que le but est de trouver de meilleur compromis entre le coût et sécurité.

IV.2. Quelques notions relatives au règlement CCM97 :

IV.2.1. Objectif :

Le règlement CCM97 [3] a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

IV.2.2. Domaine d'application

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous.

Les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins).

Les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

IV.2.3. Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit d'après (cf. § 5.3.2 [3]) :

- Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

- Classe 2 : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4 : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

IV.2.4. Coefficient partiel de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes d'après (cf.§ 5.0.1 [3]) :

- Section de classe (1, 2,3) → $\gamma_{M0} = 1,1$.
- Section de classe (4) → $\gamma_{M1} = 1,1$.
- Sections nettes au droit des trous → $\gamma_{M2} = 1,25$.
- Cas des états limites ultimes des éléments → $\gamma_{M1} = 1,1$.

IV.2.5. Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés. Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (c.f.Tableau4.1 [3]).

Tableau IV. 1 : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales.

Conditions δ_{Vmax}	Flèche dans l'état final
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où δ_{Vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

IV.3. Pré-dimensionnement :

IV.3.1. Les Solives :

Les solives sont des poutrelles généralement en IPE ou IPN qui travaillent à la flexion simple et qui reposent sur les poutres principales, la distance entre solives est pratiquement déterminée par l'équation suivante : $0,7 \text{ m} \leq e \leq 1,5 \text{ m}$.

IV.3.1.1. Pré dimensionnement des solives du plancher terrasse :

- Longueur des solives..... $L=10 \text{ m}$.
- L'entraxe des solives..... $e=1,5 \text{ m}$.
- $S=1,5 \times 10=15\text{m}^2$.
- La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G=572 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q = 100 \text{ kg /m}^2.$$

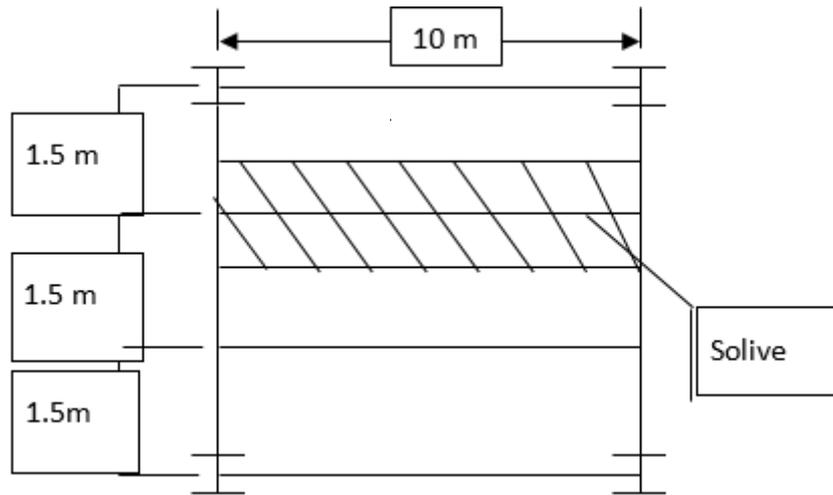


Figure IV. 1 : Schéma des solives.

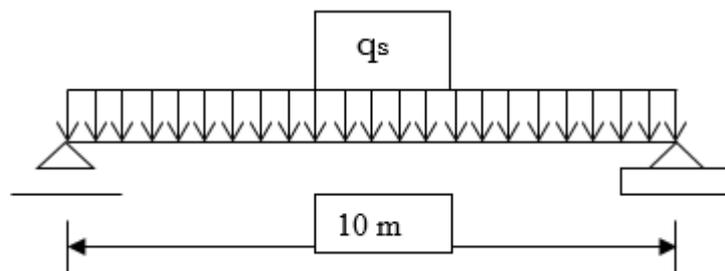


Figure IV. 2 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

Tableau IV. 2 : Charges sur solive.

Types de charges	Valeur de charges
Charge permanente du plancher	$G = 5,72 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation du plancher	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

✚ ELS :

➤ **Combinaisons des charges :**

Le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend les charges non pondérées :

Charge sur solive (charge non pondéré) :

$$q_s = (G+Q) \times \text{entre axe des solives}$$

$$q_s = (5,72+1) \times 1,5$$

$$q_s = 10,08 \text{ KN/m}$$

➤ **Condition de flèche :**

La valeur de la flèche maximale est

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

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé on utilise la formule de la flèche pour pré-dimensionnement :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

Avec :

l : Longueur de solive la plus sollicitée 10 m.

Donc :

$$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q L^3}{384 E} \Rightarrow I_y \geq 15625 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{Donc on choisit un IPE 360.}$$

IV.3.1.2. Pré dimensionnement des solives du planché étage courant :

Vue que la charge $q_s = 1,5 + 3,87 = 5,37 \text{ KN/m}^2$ et les solives des étages courants ont la même longueur donc on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

IV.3.2. Pré dimensionnement des poutres principales :

IV.3.2.1. Pré dimensionnement des poutres principales terrasse inaccessible :

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

- Entre axe des solives : 1,5 m.
- Longueur de la poutre : 12 m.
- Entre axe des poutres : 10 m.

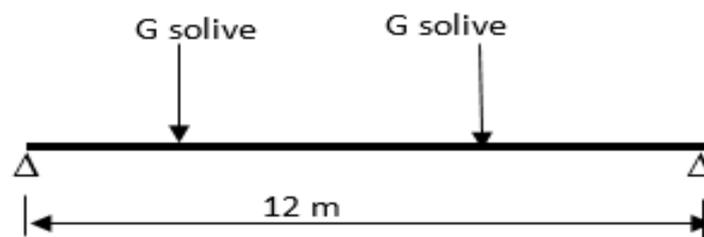


Figure IV. 3 : Schéma statique de la poutre principale.

Les charges supporter par la poutre principale du plancher terrasse sont représenter dans le tableau si dessous :

Tableau IV. 3 : Charge de la poutre principale.

Types de charges	Charges
Charge permanente du plancher	$G=5,72 \text{ kN /m}^2$
Charge d'exploitation du plancher	$Q=1 \text{ KN/m}^2$
Poids propre de solive	$G=0,571 \text{ kN/m}$

✚ ELS:

➤ Combinaisons des charges :

$$q_{\text{ELS plancher}} = (G_{\text{plancher}} + Q_{\text{plancher}}) \times \text{entre axe des poutres} = (5,72 + 1) \times 10 = 67,2 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ELS.solive}} = G_{\text{solive}} \times \text{longueur de solive} \times \text{nombre de solive} = 0,571 \times 10 \times \frac{12}{1,5} = 45,68 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ELS poutre}} = q_{\text{ELS plancher}} + q_{\text{ELS solive}}$$

$$q_{\text{ELS poutre}} = 112,88 \text{ KN/ m}$$

➤ **Condition de flèche :**

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_q + f_p = \frac{5q_{\text{ELS.plancher}} \cdot L^4}{384E I_{y.\text{poutre}}} + \frac{q_{\text{ELSS.solive}} \cdot L^3}{76,8 \times E \times I_{y.\text{poutre}}}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulée on utilise la formule de la flèche pour pré-dimensionnement :

$$f^{\text{max}} \leq \bar{f}$$

$$I_y \geq \frac{250}{12} \left(\frac{5 \times 67,2 \times 12^4}{384 \times 2,1 \times 10^8} + \frac{45,68 \times 10^3}{76,8 \times 2,1 \times 10^8} \right) \Rightarrow I_y \geq 185900,710 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{Donc on}$$

choisit un **HEB 650**.

IV.3.2.2. Pré dimensionnement de poutre principale plancher étage courant :

Les charges supporter par la poutre principale du plancher étage courant sont représenter dans le tableau si dessous :

Tableau IV. 4 : Charge sur la poutre principale.

Types de charges	Charges
Charge permanente du plancher	G=3,87 KN /m ²
Charge d'exploitation du plancher	Q=1,50 KN/m ²
Poids propre de solive	G=0,571 KN/m

ELS:

➤ Combinaisons des charges :

$q_{\text{ELS plancher}} = (G_{\text{plancher}} + Q_{\text{plancher}}) \times \text{entre axe des poutres}$

$$q_{\text{ELS plancher}} = (3,87 + 1,5) \times 10 = 53,7 \text{ KN/m}$$

$q_{\text{ELS solive}} = G_{\text{solive}} \times \text{longueur de solive} \times \text{nombre de solive}$

$$q_{\text{ELS solive}} = 0,571 \times 10 \times \frac{12}{1,5} = 45,68 \text{ KN/m}$$

$Q_{\text{ELS poutre}} = q_{\text{ELS plancher}} + q_{\text{ELS solive}}$

$$Q_{\text{ELS poutre}} = 99,38 \text{ KN/ m}$$

➤ Condition de flèche :

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_q + f_p = \frac{5q_{\text{ELS.plancher}} \cdot L^4}{384E I_{y.\text{poutre}}} + \frac{q_{\text{ELSs.solive}} \cdot L^3}{76,8 \times E \times I_{\text{poutre}}}$$

L : longueur de poutre

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{250}$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé on utilise la formule de la flèche pour pré-dimensionnement : $f^{\text{max}} \leq \bar{f}$

$$I_y \geq \frac{250}{12} \left(\frac{5 \times 53,7 \times 12^4}{384 \times 2,1 \times 10^8} + \frac{45,68 \times 10^3}{76,8 \times 2,1 \times 10^8} \right) \Rightarrow I_y \geq 149729,66 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{Donc on choisit}$$

un **HEB 600**.

IV.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, climatiques et surcharge d'exploitation aux fondations.

On commence par choisir le poteau le plus sollicité, et ceci en considérant toutes les charges permanentes et surcharges d'exploitation appliquées. La hauteur des poteaux est de $h = 4$ m. Le poteau le plus sollicité est celui qui supporte une surface afférente S de 85 m^2 .

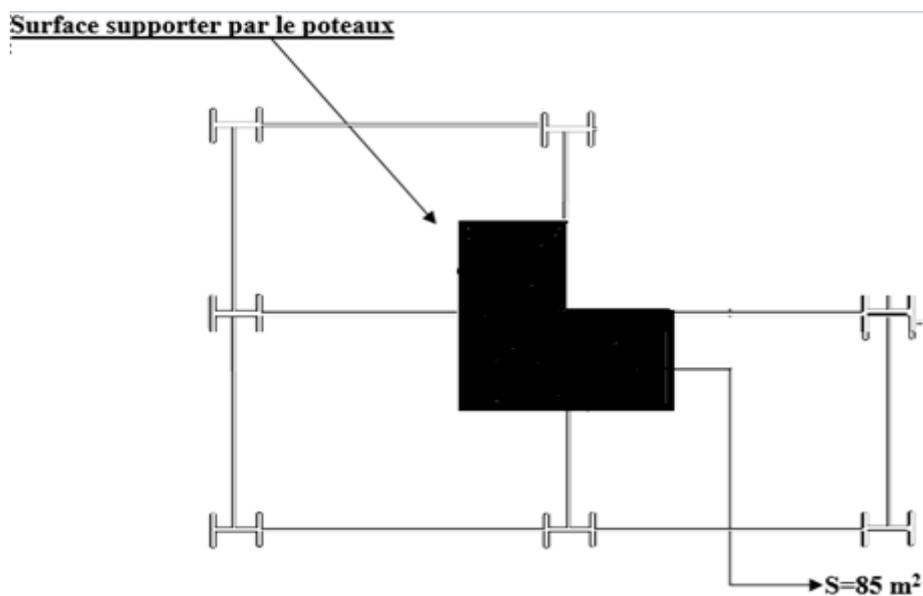


Figure IV. 4 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

On détermine ensuite l'effort normal qui sollicite le poteau à :

✚ l'E.L.S :

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

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié avec poids propre non incluse.

Q : Surcharge d'exploitation

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

Tableau IV. 5 : Les charges reprises par les poteaux.

Type de charges (KN)	Terrasse	Etage courant
Charge permanente G plancher	3,87	5,72
Charge permanente G poutre	2,12	2,25
Charge permanente G solive	0,571	0,571
Charge d'exploitation Q	1	1,50

$$N_{sd} = 1.35 [(G_{\text{plancher terrasse}} + G_{\text{solive terrasse}} + G_{\text{poutre terrasse}}) + 2 \times (G_{\text{plancher étage}} + G_{\text{solive étage}} + G_{\text{poutre étage}})]$$

$$N_{sd} = 2159,1087 \text{ KN}$$

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

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

$$N_{pl,Rd} \equiv \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{2159,1087}{235} \times 1,1$$

$$A \geq 138,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On choisit un HEB 360.}$$

IV.4. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer initialement les sections des éléments de la structure, afin de pouvoir modéliser notre bâtiment. Mais d'après le pré dimensionnement initial nous avons des poutres de section plus grande que celle des poteaux ce qui va influencer sur la résistance de ces derniers.

Pour cela on entamera dans le chapitre suivant une solution convenante aux conditions de coût et de sécurité.

Chapitre V :
Analyse de structure

V.1. Introduction :

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications, afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum du comportement de la structure d'origine.

Plusieurs types d'approches sont possibles pour pouvoir apprécier le comportement du model :

- Modélisation par éléments finis.
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes.

Dans notre projet, l'approche par élément finis en utilisant le logiciel ROBOT est adopté.

V.2. Présentation du logiciel ROBOT :

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

V.3. Principale phase de modélisation par ROBOT :

- Choix des unités (longueur et force) (KN/m) des règlements de calcule.
- Définition de la géométrie de base.
- Définie les différentes sections de la structure (poteau, poutre,.. etc.).
- Dessine les différents éléments.
- Définie les types de relâchement.
- Définie type de plancher et l'épaisseur.
- Définie les différents charges (permanent, exploitation, vent, etc.) et appliquer.
- Analyse modale.
- Définie les différentes combinaisons.
- Lancer le calcule.
- Ouvrir le fichier résultat de vérifier les déplacements et la période de la structure.
- Trouver les sollicitations (M, N, V) de vérifier les éléments.

V.4. Les résultats donnés par logiciel :

Après avoir modélisé notre structure, les résultats en termes de sollicitations (M, N, V) et déplacements sont donné par les tableaux ci-dessous :

V.4.1. Les Poutres principales :

V.4.1.1. Poutre principale étage courant : Les résultats donné par le ROBOT des différents sollicitations représentés dans la figure ci-dessous ainsi dans le tableau si dessous.

Figure V. 1 : Les sollicitations (M N T) des poutres principales étage courant.

Tableau IV. 6 : Les sollicitations (M N T) Poutre principale étage courant sous la différente combinaison.

Sollicitation max	N correspondant (Kg)	V correspondant (Kg)	M correspondant (Kg.m)	Combinaison
N max	1,15	19591,08	-34093,56	1,35G+1,5V1+1,5x0,6Q
Vmax	0,23	53543,70	-113091,55	1,35G+1,5Q+V2
M max	0,01	32933,96	113865,38	G+Q+1,2Ex

V.4.1.2. Poutre principale Terrasse : Les résultats donnés par le ROBOT des différentes sollicitations représentés dans la figure ci-dessous ainsi que dans le tableau ci-dessous.

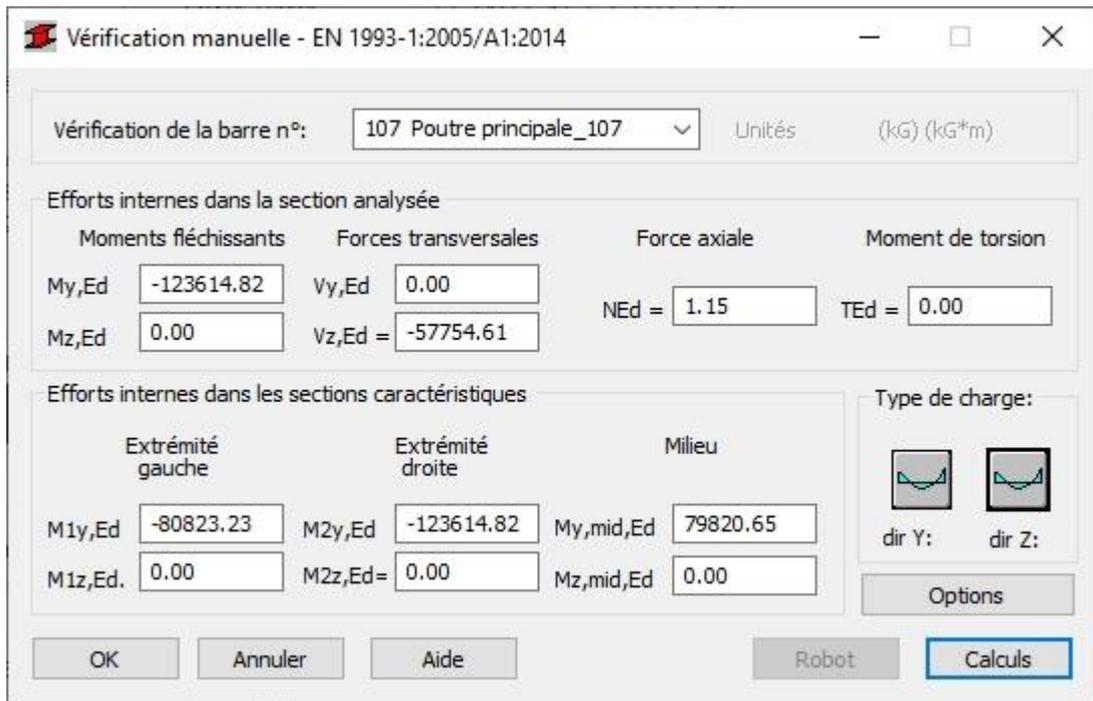


Figure V. 2 : Les sollicitations (M N T) des poutres principales terrasse.

Tableau IV. 7 : Les sollicitations (M N T) Poutre principale terrasse selon les différentes combinaisons.

Sollicitation max	N correspondant (Kg)	V correspondant (Kg)	M correspondant (Kg.m)	Combinaison
N max	3,74	48377,89	-80725,22	1.35G+1.5Q
Vmax	1.15	57773,75	-123746,52	1.35G+1.5Q
M max	1,15	57754,61	123614,82	1.35G+1.5Q+1,5×0,6N

V.4.2. Les Poteaux : Les résultats donnés par le ROBOT des différentes sollicitations représentés dans la figure ci-dessous ainsi que dans le tableau ci-dessous.

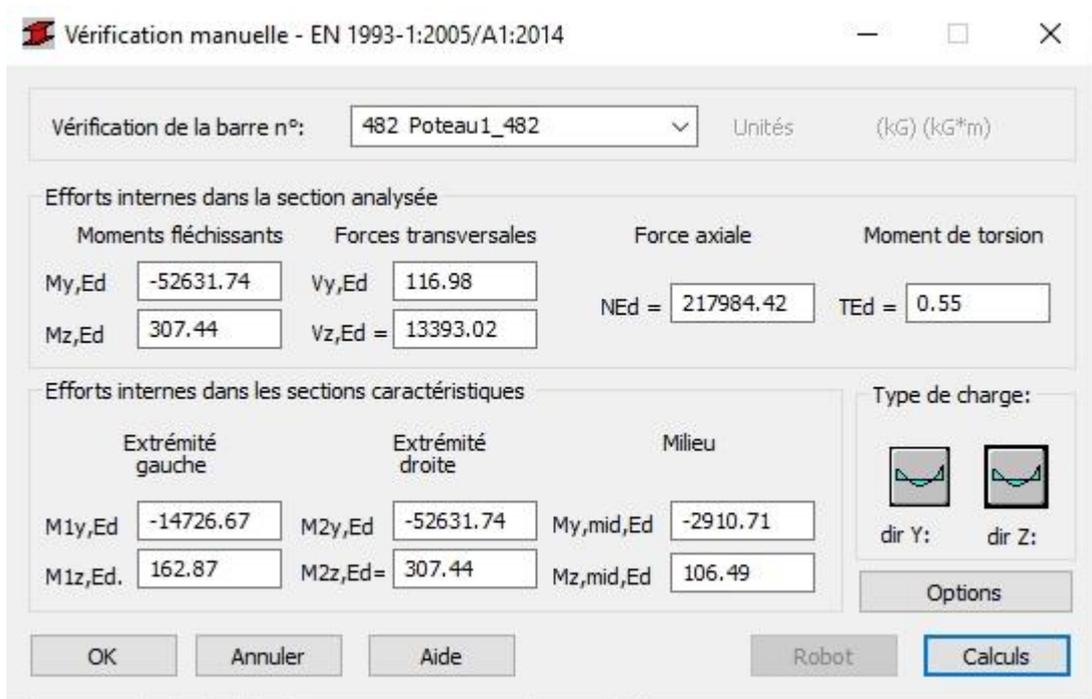


Figure V. 3 : Les sollicitations (M N T) des poteaux.

Tableau IV. 8 : Les sollicitations (M N T) poteau selon les différentes combinaisons.

Sollicitation max	N correspondant (Kg)	V correspondant (Kg)	M correspondant (Kg.m)	Combinaison
N max	295914,85	9609,16	22946,25	1.35G+1.5Q
Vmax	217984,42	13393,03	52631,74	G+Q+1.2Ex
M max	33333,73	10318,68	70569,28	G+Q-Ey

V.4.3. Les contreventements : Les résultats donnés par le ROBOT des différents sollicitations représentés dans la figure ci-dessous.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 5 CV						
51 CV_51	2 UPN 140	S 235	112.80	88.26	0.95	26 G+Q+Ex

Figure V. 4 : Sollicitations sur les contreventements.

V.4.4. Escalier : Les résultats donnés par le ROBOT des différents sollicitations représentés dans la figure ci-dessous.

Vérification de la barre n°: 1 Barre_1 Unités: (kN) (kN*m)

Efforts internes dans la section analysée

Moments fléchissants		Forces transversales		Force axiale	Moment de torsion
My,Ed	0.00	Vy,Ed	0.00	NEd = 7.56	TEd = 0.00
Mz,Ed	0.00	Vz,Ed = 15.87			

Efforts internes dans les sections caractéristiques

Extrémité gauche		Extrémité droite		Milieu	
M1y,Ed	0.00	M2y,Ed	0.00	My,mid,Ed	18.46
M1z,Ed	0.00	M2z,Ed = 0.00		Mz,mid,Ed	0.00

Type de charge: dir Y: dir Z:

Options Robot Calculs

Figure V. 5 : Les sollicitations M N V des escaliers.

V.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel ROBOT pour modéliser, calculer, vérifier et dimensionner différents éléments de notre structure. Cette dernière étape permet de définir des notes de calcul utilisé dans les chapitres qui suivent.

Chapitre VI :
Etude sismique

VI.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

L'évolution de l'action sismique est basée sur la nouvelle version du règlement parasismique algérien, le RPA99 versions 2003.

Ce document propose des méthodes de calcul et des recommandations parasismiques. Son application à la construction métallique est l'un des objectifs essentiels de notre projet de fin d'étude.

D'après le règlement RPA99 version 2003[2], la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

VI.2. Critères de classification par le RPA99 version 2003 :

VI.2.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.

- ZONE II_a et II_b : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

VI.2.2. Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Sétif se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONEII_a.

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage scolaire, il est considéré comme ouvrage de grande importance 1B.

VI.3. Méthode statique équivalente:

Elle consiste remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent à l'intérieur de la structure par un système de forces statiques fictives dont les effets sont supposés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : Tous groupes.
- **Zone II** : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

➤ **Zone III :**

Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

VI.3.2. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. (cf.4.2.1. [2]).

➤ **Les données de l'ouvrage :**

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau (cf.4.1 [2]) en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on est en zone IIa et il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation groupe 1B donc : **A=0,20.**

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ξ (%), nous avons un portique en acier avec remplissage dense et d'après le tableau (cf.4.2 [2])

Alors : **$\xi = 5\%$; alors $\eta = 1$.**

Le coefficient de comportement global de la structure R est donné par le tableau (cf.4.3[2]) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4.

Dans notre cas nous avons :

- une structure métallique contreventée par palée triangulé en V suivant l'axe des y donc : $R_y = 3$.
- et avec portiques auto stables ordinaires suivant l'axe des x donc $R_x = 4$.

Q : facteur de qualité est fonction de :

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

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

P_q est la pénalité à retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée à partir du tableau si dessous (cf. Tableau 4.4, δ 4.2.3 [2]).

	P_q	
	Sens X	Sens-Y
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
La somme	0,15	0,2
	$Q_x = 1,15$	$Q_y = 1,2$

VI.4. Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA99/2003 :

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.4.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliqué à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{cf.4.1. [2]})$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique :

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \quad (\text{cf.4.6. [2]})$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_n = 11,54\text{m}$

C_T : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie : $C_T = 0,085$

$$T = 0,085 \times 11,54^{3/4} = 0,532\text{sec}$$

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée par tableau 4.7 (cf.Tableau 4.7[2])

Donc : $T_1 = 0,15\text{ sec}$; $T_2 = 0,40\text{ sec}$.

D : est facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure(T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \rightarrow T \leq 3,0 \end{cases} \quad (\text{cf.4.2.[2]})$$

$$D = 2,5 \times \eta = 2,5 \times 1 = 2,5$$

VI.4.2. Calcul du poids de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \Sigma \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{cf.4.5[2]})$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau (4.5).

Pour notre cas $\beta = 0,20$.

$$W_i = 1117298 \text{ kg}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{0,2 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times 1117298 \times 10^{-2} = 1606,10 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0,2 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 1117298 \times 10^{-2} = 1675,93 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après l'article du RPA99/2003 (cf.4.3.6[2]), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit $V_t > 0,8 V$.

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

- Effort sismique dans le sens X : $V_t = 2317,89 \text{ KN}$.
- Effort sismique dans le sens Y : $V_t = 3218,89 \text{ KN}$.

Tableau VI. 1 : Résultante des forces sismiques à la base.

	Vt (KN)	80%V (KN)	Observation
Sens X	2317,89	1284,88	Vérifiée
Sens Y	3218,89	1340,74	Vérifiée

VI.4.3. La période :

Prenant compte (cf.§4.2.4 [2]) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques : $T = 0,532 \text{ sec}$, appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de: $T = 0,55 \text{ sec}$

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulée par le RPA99/2003 qui est :

$$T = 0,085 \times 11,54^{3/4} = 0,532 \text{ sec} \quad 0,532 \times 1,3 = 0,691 \text{ sec}$$

$T_{\text{numérique}} = 0,55 \text{ sec} < T_{\text{empirique}} = 0,691 \text{ sec}$condition vérifiée.

VI.5. Etude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe, c'est pour cette raison qu'on fait recours à la modélisation.

Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini tout en respectant la précision des paramètres du système d'origine à savoir (la masse, la rigidité et l'amortissement), autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacement nodaux.

VI.5.1. Méthodes dynamiques

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Ce chapitre pour objectif de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

VI.5.1.1. Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le **RPA99/2003** (cf. 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

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

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

VI.5.1.2. Modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons adopté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du logiciel ROBOT.

VI.5.1.3. Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

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

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de **catégorie S2**.

Il est caractérisé par les données suivantes :

- Zone de sismicité : ZONEII_a.
- Groupe d'usage : GROUPE 1B.
- Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 5\%$.
- Classification du site : S2.

Suivant x :

- Coefficient de comportement : $R_x = 4$.
- Facteur de qualité : $Q_x = 1,15$.

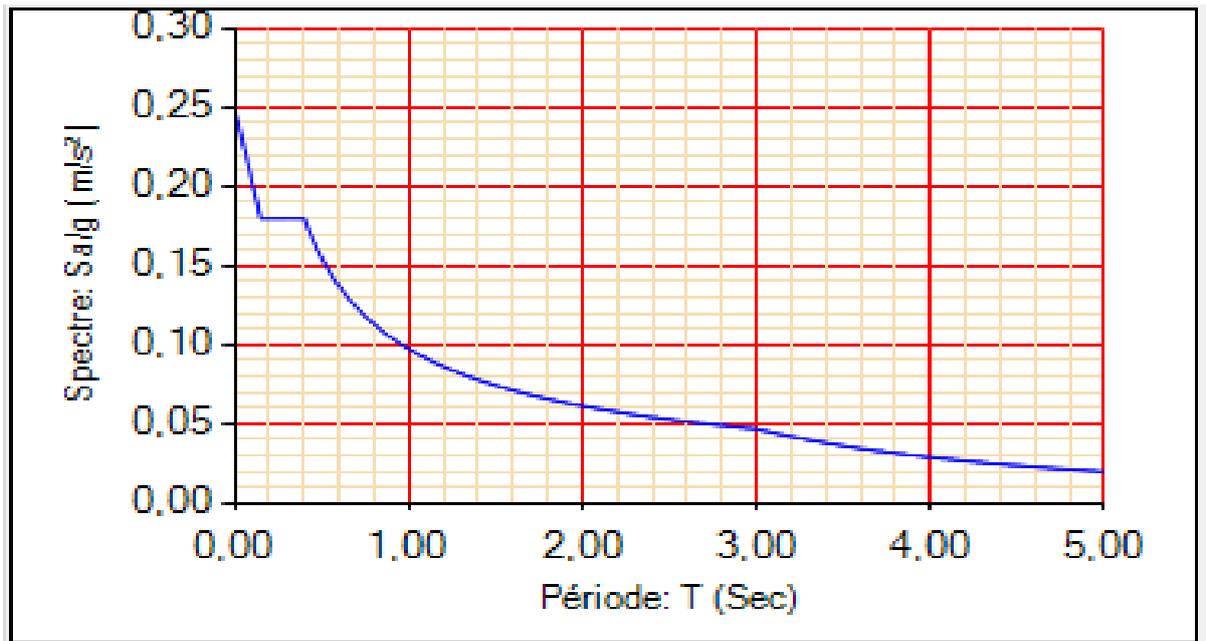


Figure VI. 1 : Diagramme de spectre de réponse suivant le pignon.

Suivant y :

- Coefficient de comportement : $R_y = 3$.
- Facteur de qualité : $Q_y = 1,2$.

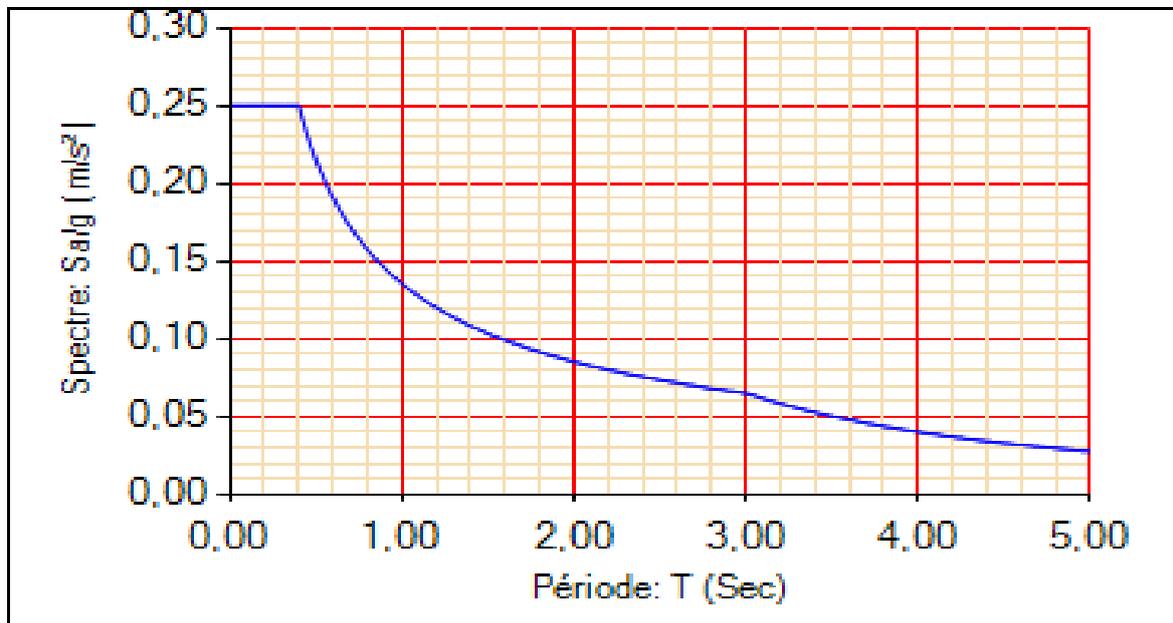


Figure VI. 2 : Diagramme de spectre de réponse suivant long-pan.

➤ **Modèle initial :**

Notre structure est une ossature auto stable, un ensemble tridimensionnel de poutres et de poteaux liés rigidement.

➤ **Modélisation de la rigidité :**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds (6 ddl par nœud).

➤ **Les réponses modales de la structure**

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

1er mode :

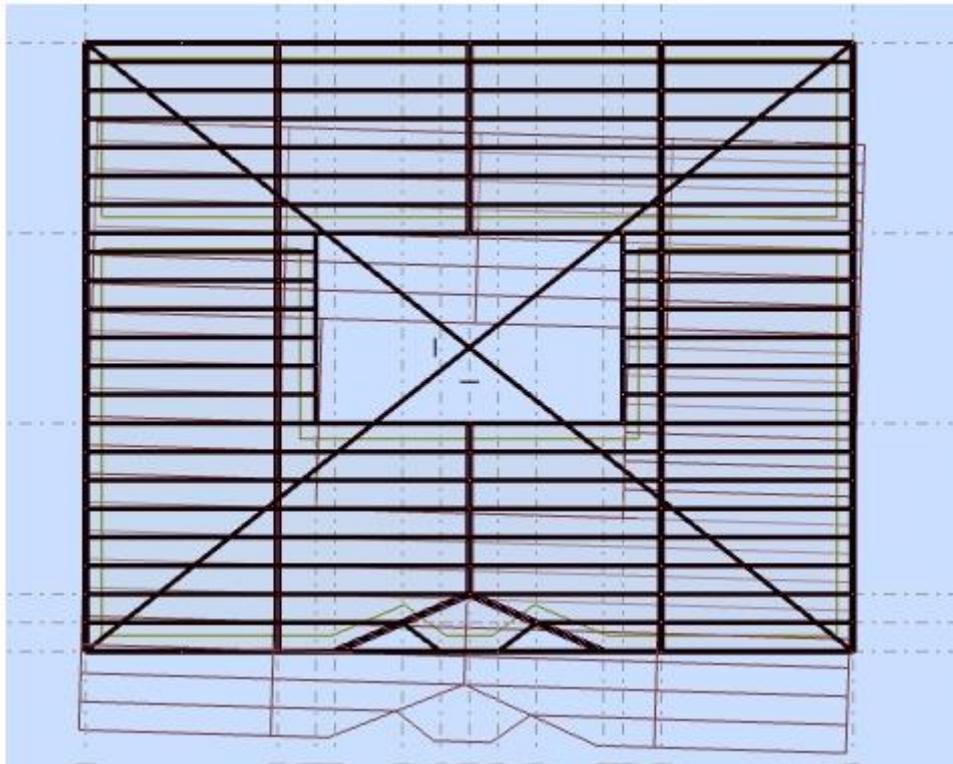


Figure VI. 3 : 1^{er} mode translation de la structure à $T=2,14$ s suivant X.

2eme mode :

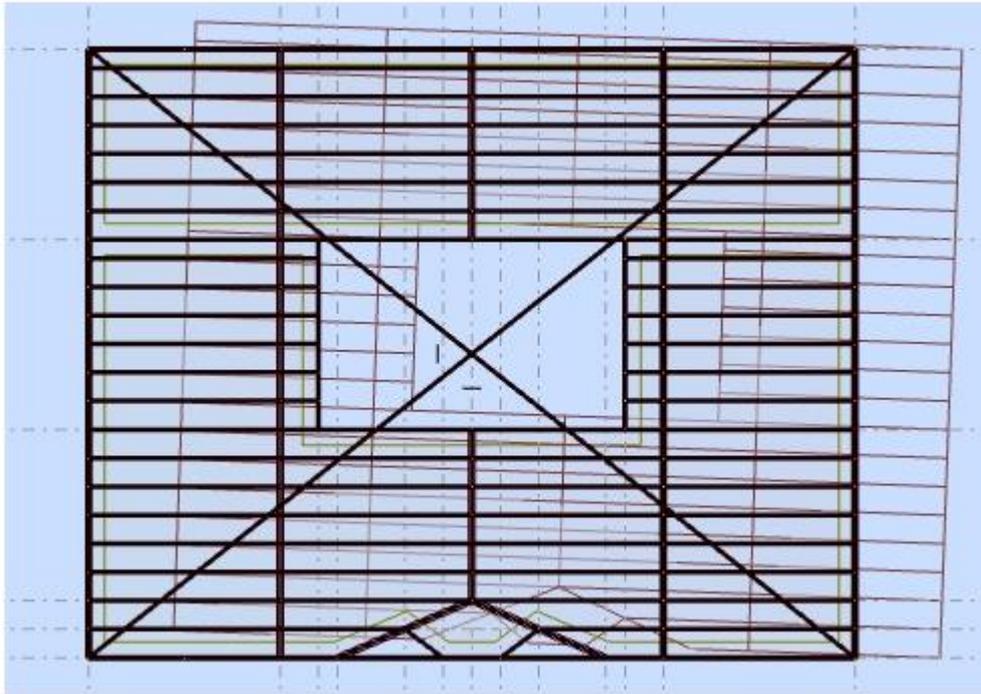


Figure VI. 4 : 2^{ème} mode de translation de la structure à T=0,68s suivant Y.

3eme mode :

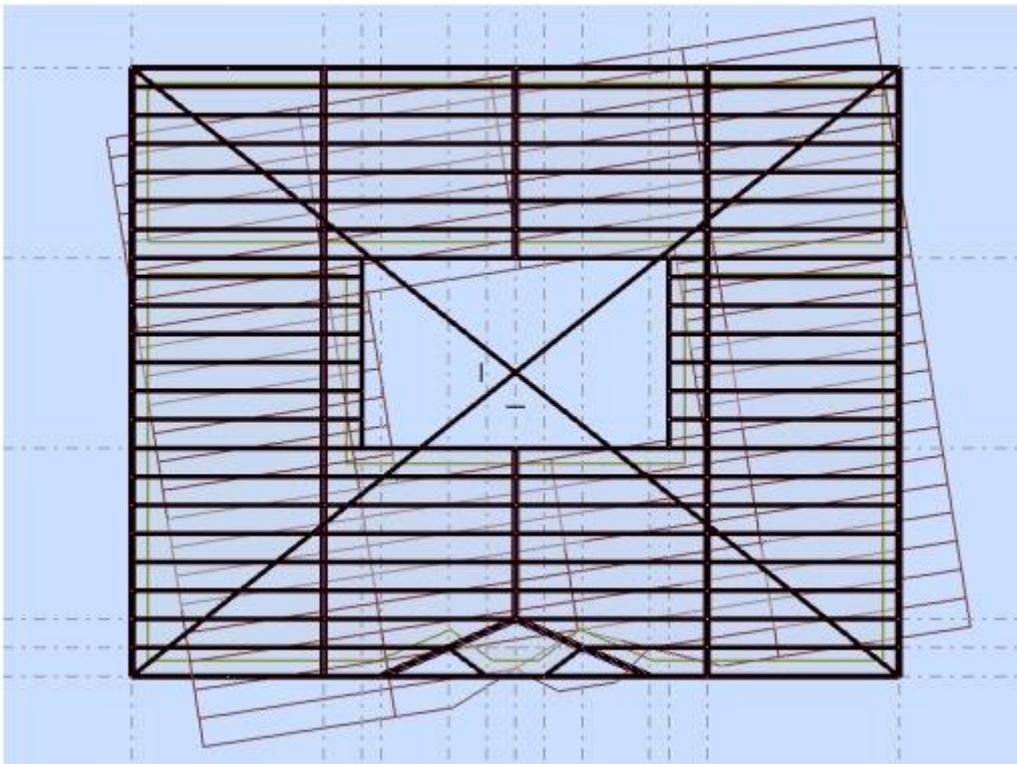


Figure VI. 5 : 3^{ème} mode de rotation de la structure à T=0,58s suivant Z.

VI.5.1.4. Résultat de l'analyse dynamique :

➤ Pourcentage de participation de masse :

Les résultats du tableau suivant correspondent à la structure sans contreventement.

Tableau VI. 2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mode	Période (s)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses cumulées UZ%	Masses Modale UX%	Masses Modale UY%	Masses Modale UZ%
1	2,14	79,61	0,00	0,0	79,61	0,00	0,0
2	0,68	87,24	2,75	0,0	7,63	2,75	0,0
3	0,58	92,09	36,50	0,0	4,85	33,75	0,0
4	0,52	93,44	84,12	0,0	1,35	47,62	0,0
5	0,31	99,97	84,12	0,0	6,53	0,00	0,0
6	0,21	99,99	87,78	0,0	0,01	3,66	0,0
7	0,18	99,99	95,20	0,0	0,00	7,42	0,0
8	0,13	100,00	96,32	0,0	0,01	1,12	0,0
9	0,11	100,00	99,99	0,0	0,00	3,67	0,0
10	0,06	100,00	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0

Les résultats du tableau suivant correspondent à la structure avec contreventement.

Tableau VI. 3 : Les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle final.

Mode	Période (s)	Masses cumulées UX%	Masses cumulées UY%	Masses cumulées UZ%	Masses Modale UX%	Masses Modale UY%	Masses Modale UZ%
1	0,55	0,19	82,76	0,0	0,19	82,76	0,0
2	0,45	69,20	83,42	0,0	69,02	0,67	0,0
3	0,35	77,20	84,13	0,0	7,99	0,71	0,0
4	0,24	93,65	84,41	0,0	16,45	0,28	0,0
5	0,19	94,09	95,12	0,0	0,44	10,70	0,0
6	0,13	97,62	95,19	0,0	3,53	0,08	0,0
7	0,11	98,38	98,06	0,0	0,77	2,86	0,0
8	0,11	99,84	99,84	0,0	1,46	1,79	0,0
9	0,08	99,96	99,95	0,0	0,12	0,11	0,0
10	0,06	99,96	99,95	0,0	0,00	0,00	0,0

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 4 qui sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

VI.5.1.5. Vérification des déplacements :

Selon (cf.§ 4.43 [2]), le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{cf.4.19[2]})$$

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

R : Coefficient de comportement.

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

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (cf.§5.10[2]), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage $\Delta k < 1\% H$ étage.

➤ Avant contreventement :

Tableau VI. 4 : Déplacements résultants suivant le pignon (avant contreventement).

Niveau	δ_k^x (cm)	Δk^x (cm)	$H_{\text{étage}}/100$ (cm)	Observation
RDC	9	9	4	Non vérifiée
1 ^{er} étage	24,5	15,5	3,6	Non vérifiée
2 ^{ème} étage	36,7	12,2	3,6	Non vérifiée

Tableau VI. 5 : Déplacements résultants suivant le long-pan (avant contreventement).

Niveau	δ_k^y (cm)	Δk^y (cm)	$H_{\text{étage}}/100$ (cm)	Observation
RDC	2,4	2,4	4	Vérifiée
1 ^{er} étage	5,5	3,1	3,6	Vérifiée
2 ^{ème} étage	7,8	2,3	3,6	Vérifiée

➤ **Après contreventement :****Tableau VI. 6 :** Déplacements résultants suivant X (après contreventement).

Niveau	δ_k^x (cm)	Δk^x (cm)	$H_{\text{étage}} / 100$ (cm)	Observation
RDC	1,3	1,3	4	Vérifiée
1 ^{er} étage	2,5	1,2	3,6	Vérifiée
2 ^{ème} étage	5,4	2,9	3,6	Vérifiée

Tableau VI. 7 : Déplacements résultants suivant X (après contreventement).

Niveau	δ_k^y (cm)	Δk^y (cm)	$H_{\text{étage}} / 100$ (cm)	Observation
RDC	2,4	2,4	4	Vérifiée
1 ^{er} étage	5,5	3,1	3,6	Vérifiée
2 ^{ème} étage	8,2	2,7	3,6	Vérifiée

VI.5.1.6. Effet du deuxième ordre :➤ **Définition :**

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

L'effet (P- Δ) est lié à :

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

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 \quad (\text{cf.5.9[2]})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k », calculé par logiciel ROBOT.

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta > 0,2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau VI. 8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (pignon).

Niveau	P_k (KN)	V_k^x (KN)	Δ_k^x (cm)	h_k (cm)	θ_k^x
RDC	4465,578	363,5983	1.4	400	0.042985
1 ^{er} étage	4208,565	349,9495	1.2	360	0.040087
2 ^{ème} étage	2498,84	301,4371	2.8	360	0.064475

Tableau VI. 9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y(long-pan).

Niveau	P_k (KN)	V_k^y (KN)	Δ_k^y (cm)	h_k (cm)	θ_k^y
RDC	4465,578	294,0555	2.3	400	0.087320
1 ^{er} étage	4208,565	278,487	2.8	360	0.097022
2 ^{ème} étage	2498,84	241,507	2.3	360	0.066104

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) sont négligés car θ_k^x et $\theta_k^y < 0,1$.

VI.5.1.7. PRISE EN COMPTE DE L'EFFET DE TORSION ADDITIONNELLE :

Rappelons que l'effet de la torsion due à l'excentricité théorique (structurale) résultant des plans est pris en charge par le logiciel de calcul ROBOT. Néanmoins, d'après le code, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, l'effet de la torsion accidentelle sera pris en compte de manière statique selon les étapes suivantes :

1. Calcul de la force sismique totale $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$ (à la base) dans les deux directions horizontales (soient V_x et V_y).

2. Distribution de la force V_x et V_y selon la hauteur du bâtiment et selon les formules suivantes (RPA99.V2003) :

$$V = F_t + F_i$$

Avec :

$$F_t = 0 \quad \text{si : } T \leq 0.7s$$

$$F_t = 0.07 T V \quad \text{si : } T > 0.7s$$

$$E_t : F_x^i = \frac{(V_x - F_t) \times W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t) \times W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

$$F_x^i = \frac{363,5983 \times 4465,578 \times 4}{4465,578 \times 4 + 4208,565 \times 3,6 + 2498,84 \times 3,6} = 154,60 \text{ K N}$$

Où :

h_i (et h_j) : niveau du plancher i (ou j).

$W_{i(j)}$: poids du niveau i (ou j).

3. calcul l'excentricité entre le centre gravité et la centre de rigidité :

Le centre de rigidité :

$$X_t = \frac{I_{x_i} \times X_i}{\sum I_{x_i}}$$

$$Y_t = \frac{I_{y_i} \times Y_i}{\sum I_{y_i}}$$

Le centre de gravité :

$$X_G = \frac{A_{x_i} \times X_i}{\sum I_{x_i}}$$

$$Y_G = \frac{A_{y_i} \times Y_i}{\sum I_{y_i}}$$

avec : L_x est mesuré au niveau du plancher i .

$$E_{X_{adm}} = 5\% L_x$$

$$E_{Y_{adm}} = 5\% L_y$$

avec : L_x et L_y sont mesurées au niveau du plancher i .

Tableau VI. 10 : les coordonnées de centre de gravité et le centre de rigidité.

	Centre de gravité		Centre de rigidité	
	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
RDC	19,94	15,93	19,05	16,18
1 ^{er} étage	20	15,53	20	15,17
2 ^{ème} étage	20	9,95	20	9,94

Tableau VI. 11 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

	$H_i(m)$	$W_i(KN)$	$W_i h_i(KN.m)$	$F_x^i(KN)$	$F_y^i(KN)$	$E_x(m)$	$E_y(m)$	$E_{xadm}(m)$	$E_{yadm}(m)$
RDC	4	4465,578	17826,28	154,60	125,03	0,89	0,25	2,00	1,60
1 ^{er} étage	3,6	4208,565	15150,83	126,21	100,43	0	0,36	2,00	1,60
2 ^{ème} étage	3,6	2498,84	8995,82	64,5499	51,57	0	0,01	2,00	1,10

Les déplacements inter étages qui sont dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables car l'excentricité ne dépasse pas les 5% de la dimension du bâtiment.

VI.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons analysé le comportement de notre structure sous l'action du séisme et ceci selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003. Deux méthodes ont été utilisées : la méthode statique équivalente et la méthode spectrale modale par lesquelles l'effort tranchant à la base a été déterminé, suite au contreventement de la structure par des palées en V inversé. Ces dernières ont été les mieux adaptés pour le bon fonctionnement du bâtiment vis-à-vis des ouvertures.

Chapitre VII :
Dimensionnement
des éléments structuraux
et secondaires

VII.1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles CCM. 97, et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables triés du logiciel **Autodesk Robot**.

Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples. Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement.

L'ossature simple est composée de poutres et de poteaux soumis aux seules charges verticales, et les éléments secondaires sont les solives, contreventement et l'escalier, ce dernier est la partie d'un ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées.

VII.2. Dimensionnement des éléments principaux :

VII.2.1. Poutre principale :

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

➤ **Solution proposée :**

Dans notre projet nous avons des poutres principales 12 m de portée, pré-dimensionnées par des profilés en HEB 600 et HEB 550 planché terrasse et courant respectivement, les sections de ces derniers dépassent celle du poteau.

Pour cela on propose de diminuer la section de la poutre en ajoutant des jarrets comme il est représenté dans la figure ci-dessous.

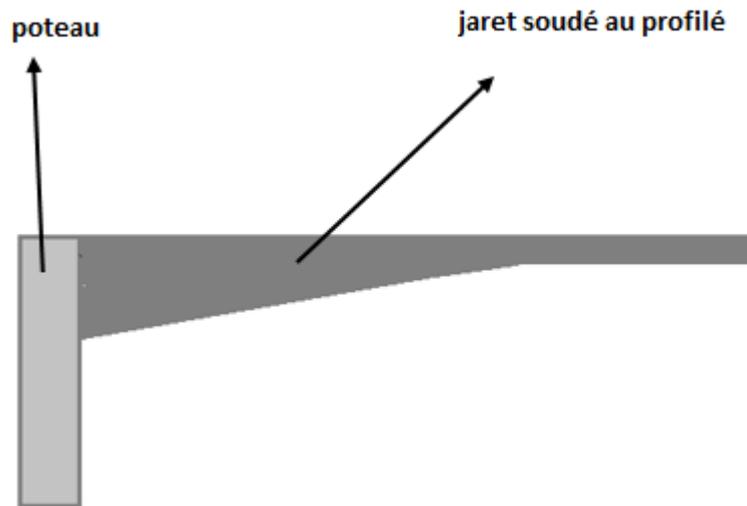


Figure VII. 1 : Représentation le profilé de solution proposé.

VII.2.1.1. Poutre principale plancher terrasse :

Pour les poutres principales du plancher terrasse on a pris des profilés en HEB 600 d'après les résultats tirés du logiciel de calcul. Les résultats du moment et effort tranchant sollicitant obtenus sous la combinaison la plus défavorable $1,35G+1,5Q+1,5\times 0,6N$ sont les suivantes :

$$M_{sd \text{ appui}} = 1236,14 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd \text{ travée}} = 798,20 \text{ KN.m.}$$

$$V_{sd} = 577,54 \text{ KN.}$$

✚ En appui :

a-Classification de la poutre principale terrasse HEB 600:

Tableau VII. 1 : Caractéristique du profilé HEB 600.

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
		H	b	I _y	I _z	W _{pl.y}	W _{pl.z}
G	A	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
Kg/m	cm ²	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
212	270 × 10 ²	600	300	171000×10 ⁴	135030×10 ⁴	6425×10 ³	1391×10 ³

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

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{30} = 5 < 10 \varepsilon$$

Semelle est de Classe 1

Âmes (fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{486}{15,5} = 31,35 < 72 \varepsilon$$

l'âme est de classe 1

Donc la Section du profilé globale est de Classe 1.

b-La Vérification du cisaillement :

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 110,8 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 110,8 \times 10^2 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 1366,64 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 577,54\text{KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 683,32\text{KN}$ condition vérifiée.

c-Vérification du moment fléchissant:

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6425 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 1372,61\text{KN.m}$$

$M_{sd.appui} = 1236,14\text{KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 1372,61\text{KN.m}$ condition vérifiée.

 **En travée :**

a-Classification de la poutre principale terrasse HEB 450:

Tableau VII. 2 : Caractéristique du profilé HEB 450.

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
		h	B	I _y	I _z	W _{pl.y}	W _{pl.z}
Kg/m	cm ²	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
171	218 × 10 ²	450	300	79890 × 10 ⁴	11720 × 10 ⁴	3982 × 10 ³	1198 × 10 ³

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

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{26} = 5,76 < 10 \varepsilon$$

Semelle de Classe 1

Âmes (fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{14} = 24,57 < 72 \varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

Donc la Section du profilé global est de Classe 1

b-La Vérification du cisaillement :

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 79,66 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 76,66 \times 10^2 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 1182,54 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 577,54 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 591,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c-Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3982 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 850,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.t \text{ ravée}} = 798,20 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 850,7 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f_{\max} = \frac{5 q_{ELS} \cdot l^4}{384 E I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

Sous la combinaison :

Le poids propre du profilé HEB 450 : $p_p = 171 \text{ kg/m}$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{73,05 \times 8,5^4}{2,1 \times 10^8 \times 79890 \times 10^4 \times 10^{-12}} = 29,77 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{8500}{250} = 34 \text{ mm}$$

La charge devient :

$$q_{\text{ELS}} = (G + p_p) + Q + 0,9N = (5,72 + 1 + 0,6 \times 0,691) \times 10 + 1,71 = 73,05 \text{ KN/ml}$$

$$f^{\max} = 29,77 \text{ mm} < \bar{f} = 34 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e-Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car nous avons utilisé les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

Le profilé et le jarret réponds à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance Donc il convient comme poutre principale plancher terrasse.

VII.2.1.2. Poutre principale plancher étage courant :

Pour les poutres principales plancher étage courant nous avons pris des profilés en HEB 550 d'après le Logiciel **Autodesk Robot**, on prend la valeur la plus importante sous les différentes combinaisons de charges, les résultats les plus défavorables qu'on a obtenus sous la combinaison $G+Q+1,2E_x$, et que voici les données du moment et effort tranchant sollicitant:

$$M_{\text{sd travée}} = 488,23 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{sd appui}} = 1138,65 \text{ KN.m.}$$

$$V_{\text{sd}} = 329,33 \text{ KN.}$$

 **En appui**

a-Classification de la poutre principale plancher étage courant HEB 550:

Tableau VII. 3 : Caractéristique du profilé HEB 550.

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
		H	B	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}
G Kg/m	A cm ²	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
199	254,1×10 ²	550	300	136700×10 ⁴	13800×10 ⁴	5591×10 ³	1341×10 ³

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

Semelle comprimée :

Âmes (fléchie) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{29} = 5,17 < 10 \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{438}{15} = 29,2 < 72 \varepsilon$$

Semelle de Classe 1

Donc l'âme est de classe 1

Donc la Section du profilé globale est de Classe 1

b-La Vérification du cisaillement :

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 100,1 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 100,1 \times 10^2 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 1234,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 329,33 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 617,33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c-Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5591 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 1194,44 \text{ KN.m}$$

$M_{sd.appui} = 1138,65 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 1194,44 \text{ KN.m}$ condition vérifiée.

 **En travée :**

a-Classification de la poutre principale plancher étage courant HEB 360:

Tableau VII. 4 : Caractéristique du profilé HEB 360.

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
G	A	h	B	I _y	I _z	W _{pl.y}	W _{pl.z}
Kg/m	cm ²	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
142	180,6 × 10 ²	360	300	43190 × 10 ⁴	10140 × 10 ⁴	2683 × 10 ³	1032 × 10 ³

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

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{22,5} = 6,66 < 10 \varepsilon$$

Semelle de classe 1

Âmes (fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 < 72 \varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

Section transversale de classe 1.

b-La Vérification du cisaillement :

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec : } A_v : \text{l'aire de cisaillement.}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 60,60 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 60,60 \times 10^2 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 747,45 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 329,33 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 373,73 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c-Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 573,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.ravée} = 488,23 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 573,18 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ELS} \cdot l^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

Sous la combinaison :

Le poids propre du profilé HEB 450 : $p_p = 142 \text{ kg/m}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{55,12 \times 6,1^4}{2,1 \times 10^8 \times 43190 \times 10^4 \times 10^{-12}} = 10,95 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{6100}{250} = 24,4 \text{ mm}$$

La charge devient : $q_{ELS} = (G + p_p) + Q = (3,87 + 1,5) \times 10 + 1,42 = 55,12 \text{ KN/ml}$

$$f^{\max} = 10,95 \text{ mm} < \bar{f} = 24,4 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

e-Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car nous avons utilisé les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

Le profilé et le jarret réponds à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance Donc il convient comme poutre principale plancher étage courant.

VII.2.2. Poteau :

En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté, cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux.

Donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée. On prend un exemple de calcul pour le poteau de l'entre sol avec le profilé HEB 450, sa hauteur est de 3,8m. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1,35G+1,5Q$:

$$N_{sd} = 217,598 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = -526,31 \text{ KN.m} \quad M_{z.sd} = 3,074 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 133,93 \text{ KN}$$

VII.2.2.1. Classification de poteau HEB 450 :

Tableau VII. 5 : Caractéristique du profilé HEB 450.

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
		h	b	I _y	I _z	W _{pl.y}	W _{pl.z}
Kg/m	cm ²	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
171	218×10 ²	450	300	79890×10 ⁴	11720×10 ⁴	3982×10 ³	1198×10 ³

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

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{26} = 5,76 < 10 \varepsilon$$

Semelle de Classe 1

Âmes (fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{14} = 24,57 < 72 \varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

Donc la section du profilé global est de Classe 1.

VII.2.2.2. La Vérification du cisaillement :

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 79,66 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 79,66 \times 10^2 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 982,55 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 133,93 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 491,28 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.2.3. Vérification de la résistance à la flexion composée :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Ny.Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

$$N_{sd} = 217,598 \text{KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{218 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 4657,27 \text{KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{217,598}{4657,27} = 0,0468$$

$$\text{Ou : } \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 5n = 5 \times 0,0468 = 0,234 \end{cases}$$

On prend : $\beta = 1$

$$a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = \frac{218 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 26}{218 \times 10^2} = 0,28$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3982 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 850,7 \text{KN.m}$$

$$M_{Ny.Rd} = 1,33 \cdot M_{pl.y.Rd} \cdot (1 - n) = 1,33 \times 850,7 \times (1 - 0,0468) = 1078,48 \text{KN.m}$$

Donc : $M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.Rd} = 850,7 \text{KN.m}$

$$M_{y.sd} = 526,31 \text{KN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1198 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 255,93 \text{KN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1198 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 255,93 \text{KN.m}$$

$$M_{N.z.Rd} = M_{pl.z.Rd} \times \left(\frac{1-n}{0,5+h \times t} \right) = 255,93 \times \left(\frac{1-0,0468}{0,5 \times 450 \times 14} \right) = 1688,30 \text{KN.m}$$

$$M_{N.z.Rd} = 255,93 \text{KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 3,074 \text{KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Ny.Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{526,31}{850,7} \right]^2 + \left[\frac{3,074}{255,93} \right]^1 = 0,39 \leq 1 \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.2.4. Vérification aux instabilités :

Vérification de la résistance de l'élément comprimé et fléchi (Paragraphe 5.5.1 CCM97):

- Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_y \frac{M_{sd,y}}{w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{w_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_{LT} \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{w_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

a-Vérification du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_y \frac{M_{sd,y}}{w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{w_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Longueur de flambement :

$$l_f = 0,5l_0 = 3,8 \times 0,5 = 1,9 \text{m (Encastrement)}$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1$ profilé classe 1.

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1900}{191,4} = 9,92 \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{9,92}{93,9} = 0,11$$

$\bar{\lambda}_y = 0,11 < 0,2$ pas de risque de flambement suivant l'axe y-y.

• **Suivant l'axe z-z :**

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1$ profilé classe 1.

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1900}{73,3} = 25,92 \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{25,92}{93,9} = 0,27$$

$\bar{\lambda}_z = 0,27 > 0,2$ don il y'a un risque de flambement suivant l'axe z-z.

➤ **Calcul de χ_z :**

Choix de la courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 > 1,2 \\ t_f = 26 < 40 \rightarrow \text{donc : courbe de flambement b} \rightarrow \alpha = 0,34 \text{ (cf. Tableau 55.1 [3])} \end{array} \right.$$

$$\varphi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,54$$

$$\chi_z = \chi_{\min} = \frac{1}{\varphi_z + \left[\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{0,54 + \left[0,54^2 - 0,27^2 \right]^{0,5}} = 0,9924$$

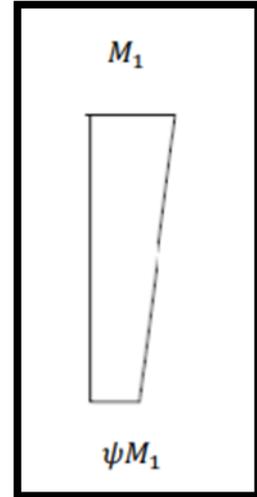
➤ Calcul de K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

- avec : $K_z \leq 1,5$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$$

- avec : $\mu_z \leq 0,9$



$$\beta_{M,z} = 1,8 - 0,7 \Psi_z$$

$$\Psi_z = \frac{M_{z,2}}{M_{z,1}} = \frac{162,87}{307,44} = 0,53$$

$$\beta_{M,z} = 1,8 - 0,7 \times 0,53 = 1,429$$

Alors :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 0,4(2 \times 0,479 - 4) + \left(\frac{1198 \times 10^3 - 781,4 \times 10^3}{781,4 \times 10^3} \right) = -0,684$$

$\mu_z \leq 0,9$ Condition vérifiée.

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,684 \times 217,59 \times 10^3}{0,9924 \times 235 \times 218 \times 10^2} = 1,02$$

$K_z \leq 1,5$ condition vérifiée.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{w_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{2175,98 \times 10^3}{0,9924 \times \frac{21800 \times 235}{1,1}} + 1,02 \times \frac{3,074 \times 10^6}{1198 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,48 < 1$$

Condition vérifiée, donc il y'a pas de risque de flambement suivant z-z.

b-Vérification de déversement :

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits :

$$\overline{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Avec :

$\overline{\lambda}_{LT}$ est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{k \cdot L \left(\frac{w_{pl,y}}{I_w \cdot I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 + \frac{(kL)^2 \times G \times t_f}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec : C1 = 3.093 selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K (cf. tableau B.1.1.[3]).

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K_w et K sont pris égale à 0.5 donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \cdot 4000 \cdot \left(\frac{(3982 \times 10^3)^2}{5258 \times 10^9 \times 11720 \times 10^4} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,093} \left[1 + \frac{(0,5 \cdot 4000)^2 \times 81000 \times 440,5 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 5258 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 13,97$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_w)^{0,5}$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,14 < 0,4 \rightarrow$ donc il est inutile de prendre en compte le déversement.

VII.3. Dimensionnement des éléments secondaires :

VII.3.1. Solive :

VII.3.1.1. Solive plancher terrasse :

Pour les solives plancher **terrasse** on a pris des profilés en IPE 360.

a-Classification de Solive IPE 360:

Tableau VII. 6 : Caractéristique de profilé IPE 360.

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
		h	b	I _y	I _z	W _{pl.y}	W _{pl.z}
Kg/m	cm ²	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
57,1	72,7 × 10 ²	360	170	16270 × 10 ⁴	1043 × 10 ⁴	1019 × 10 ³	191 × 10 ³

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

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{170/2}{12,7} = 6,69 < 10 \varepsilon$$

Semelle de Classe 1

Âmes (fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,32 < 72 \varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

Donc la section globale de Classe 1

b-Combinaison de charge :**ELU :**

$$q_{ELs} = (G + p_p) + Q + 0,6N$$

$$q_{ELs} = [5,72 + 1 + (0,6 \times 0,691)] \times 1,5 + 0,571 = 11,27 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_{ELU1} = 1,35(G + p_p) + 1,5Q + 0,9N$$

$$q_{ELU1} = [(1,35 \times 5,72) + (1,5 \times 1) + (0,9 \times 0,691)] \times 1,5 + [1,35 \times 0,571] = 15,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU2} = 1,35(G + p_p) + 1,5N + 0,9Q$$

$$q_{ELU2} = [(1,35 \times 5,72) + (1 \times 0,9) + (1,5 \times 0,691)] \times 1,5 + [1,35 \times 0,571] = 15,25 \text{ KN/ml}$$

c-La Vérification du cisaillement :

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 35,1 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 35,1 \times 10^2 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 432,93 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{15,54 \times 10}{2} = 77,7 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 77,7 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 216,47 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{15,54 \times 10^2}{8} = 194,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 194,25 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 217,69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e-Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ELS} \cdot l^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{11,27 \times 10^4}{2,1 \times 10^8 \times 16270 \times 10^4 \times 10^{-12}} = 42 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{10}{250} = 40 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 42 \text{ mm} > \bar{f} = 40 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la flèche dépasse la flèche admissible par 2 mm alors on propose de compenser cette valeur en ajoutant des étalements en phase de construction.

f-Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car nous avons utilisé les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

Le profilé IPE 360 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance Donc il convient comme solive plancher terrasse.

VII.3.1.2. Solive étage courant :

Pour les solives plancher étage courant on a pris des profilés en IPE 360 .

a-Combinaison de charge :**ELS :**

$$q_{ELS} = (G + p_p) + Q$$

$$q_{ELS} = [3,87 + 1,5] \times 1,5 + 0,571 = 8,63 \text{ KN/ml}$$

ELU:

$$q_{ELU} = 1,35(G + p_p) + 1,5Q$$

$$q_{ELU} = [(1,35 \times 3,87) + (1,5 \times 1,5)] \times 1,5 + [1,35 \times 0,571] = 11,98 \text{ KN/ml}$$

b-La Vérification du cisaillement :

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 35,1 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 35,1 \times 10^2 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 432,93 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{11,98 \times 10}{2} = 59,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 59,9 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 216,47 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c-Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{11,98 \times 10^2}{8} = 149,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 149,75 \text{ KN.m} \leq M_{pl,Rd} = 217,69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ELS} \cdot l^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{11,27 \times 10^4}{2,1 \times 10^8 \times 16270 \times 10^4 \times 10^{-12}} = 42 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{1000}{250} = 40 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 42 \text{ mm} > \bar{f} = 40 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Vu que la flèche dépasse la flèche admissible par 2 mm alors on propose de compenser cette valeur en ajoutant des étalements en phase de construction.

e-Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car nous avons utilisé les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

Le profilé IPE 360 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance Donc il convient comme solive plancher étage courant.

VII.3.2. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de plans horizontaux permettant l'accès aux différents étages du bâtiment, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron et sa hauteur de marche, Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un

palier de repos, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et les marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

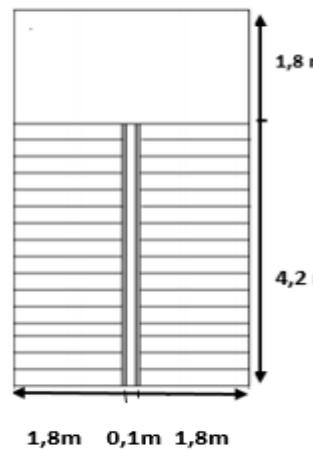


Figure VII. 2 : Schéma de l'escalier à deux volées.

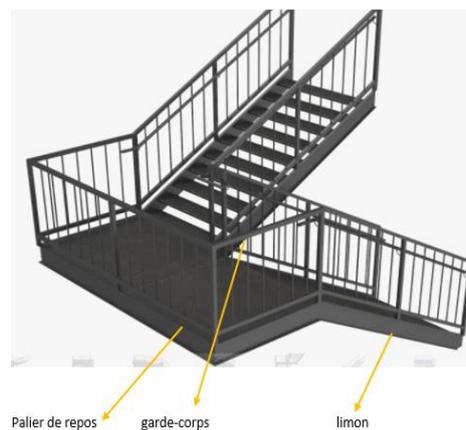


Figure VII. 3 : Constituants d'un escalier.

VII.3.2.1. Dimensionnement des escaliers :

Afin de dimensionner les marches et contre marche, on utilise la formule de BLONDEL, La condition assurant le confort de l'escalier :

$$60 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 65 \text{ cm}$$

Avec :

- h : Hauteur de la contre marche donné par : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$.
- g : Largeur de la marche (giron) donné par : $22\text{cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$.

- n : Nombre de contremarches.
- m : Nombre de marches.
- H : Hauteur à franchir avec une volée $H=2m$.

a-La hauteur de contre marche et largeur de marche:

$$\text{On prend: } \begin{cases} h= 16 \text{ cm} \\ g= 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$(g+2h)= (30+2\times 16) =62 \text{ cm}$$

$$60\text{m} \leq 62 \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b-Le nombre de marches (m) :

Pour le calculer de nombre de marche il faut d'abord calculer le nombre de contre marche par l'équation suivante :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{200}{16} = 13,5$$

$$\text{On prend : } n=14$$

$$m=n-1=14-1=13$$

donc : on a 14 marches et 13 contre marches.

La longueur totale de l'escalier sera donc : $L=g \times n = 14 \times 30 = 420 \text{ cm}$.

VII.3.2.2. Dimensionnement des éléments porteurs :

a-dimensionnement du Cornière de marche :

Les marches sont réalisées par des tôles striées et des cornières dont la longueur $L=1,8 \text{ m}$.

La modélisation d'une marche se fait comme celle d'une poutre simplement appuyée.



Figure VII. 4 : Coupe transversale de volée.

➤ **Condition de flèche :**

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{ELS}} \cdot L^4}{E I_y}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé on utilise la formule de la flèche pour pré-dimensionnement :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{ELS}} \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$\text{avec : } q_{\text{ELS}} = (G+Q)g = (1,25+4) \times \frac{0,3}{2} = 0,79 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{5 \times 0,79 \times 1,8^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^8} \Rightarrow I_y \geq 7,14 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{On choisit un } \mathbf{L\ 50 \times 50 \times 5}.$$

➤ **Vérification de la flèche poids propre incluse :**

$$q_{\text{ELS}} = q_{\text{ELS}} + p_p = 0,79 + 0,037 = 0,827 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\frac{5 \times 0,827 \times 1,8^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 10,96 \times 10^4 \times 10^{-12}} = 4,91 \times 10^{-3} m \leq \frac{1,8}{250} = 7,2 \times 10^{-3} m \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Classe de cornière L 50×50×5:**

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

$$\frac{h}{t} = \frac{50}{5} = 10 < 15 \varepsilon$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{50+50}{2 \times 5} = 10 < 11,5 \varepsilon$$

Donc la cornière **L 50×50×5** est de classe 3.

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = L \times t = 50 \times 5 = 250 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 250 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 30,83 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{1,20 \times 1,8}{2} = 1,08 \text{ KN}$$

$$q_{ELU} = 1,35(G+p_p) + 1,5Q = [1,35(1,25) + 1,5(4)]0,15 + (1,35 \times 0,037) = 1,20 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = 1,08 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 15,42 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification du moment fléchissant :**

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3,05 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 0,651 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{1,2 \times 1,8^2}{8} = 0,486 \text{KN.m}$$

$M_{sd} = 0,486 \text{KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 0,651 \text{KN.m}$ condition vérifiée.

b-dimensionnement de Limon :

Inclinaison de limon : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{200}{420}\right) = 26^\circ$

Longueur de limon : $L = \left(\frac{200}{\sin(26^\circ)}\right) = 456,23 \text{cm}$ on prend $L = 456 \text{ cm}$

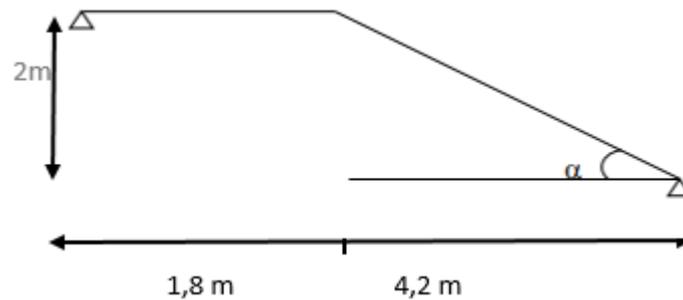


Figure VII. 5 : Dimension du limon.

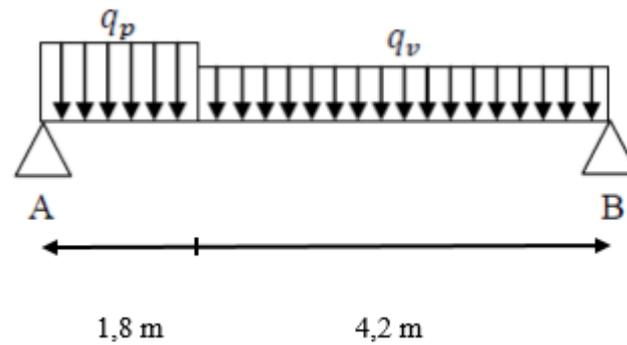
➤ **Chargement :**

Charge permanente : $G_{volée} = 1,25 \text{ KN/ml}$

$G_{palier} = 2,90 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge :



✚ ELS :

$$\text{sur volée : } q_{\text{ELS}1} = \frac{1,8}{2}(1,25 + 4) = 4,72 \text{ KN/ml}$$

$$\text{sur palier : } q_{\text{ELS}2} = \frac{1,8}{2}(2,9 + 4) = 6,21 \text{ KN/ml}$$

✚ ELU :

$$\text{sur volée : } q_{\text{ELU}1} = [1,35(1,25 \times \frac{1,8}{2} + 0,128) + 1,5(4 \times \frac{1,8}{2})] = 7,09 \text{ KN/ml}$$

$$\text{sur palier : } q_{\text{ELU}2} = [1,35(2,90 \times \frac{1,8}{2} + 0,128) + 1,5(4 \times \frac{1,8}{2})] = 9,09 \text{ KN/ml}$$

La charge équivalente :

✚ ELS :

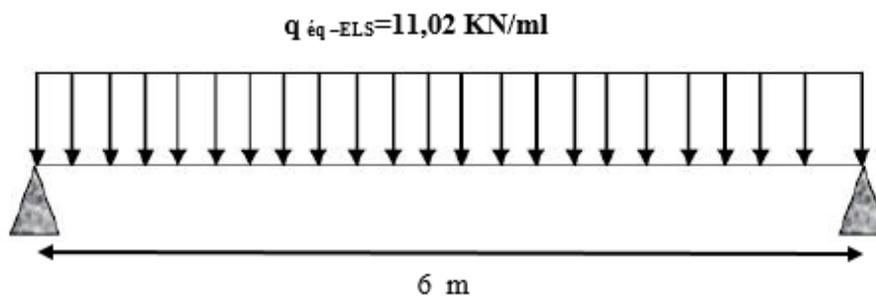


Figure VII. 6 : Charge équivalente à l'ELS.

ELU :

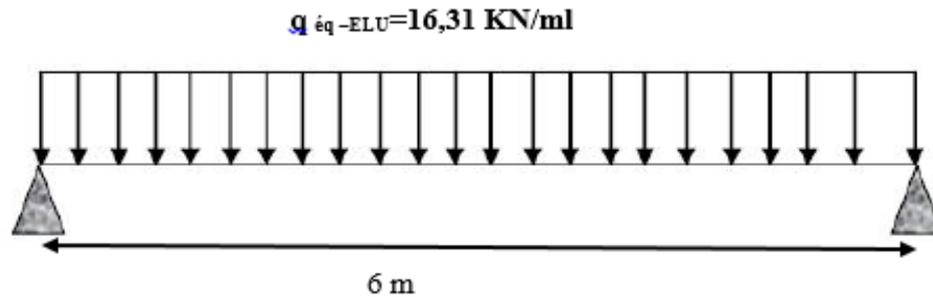


Figure VII. 7 : Charge équivalente à L'ELS.

➤ Condition de flèche :

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{eq-ELS}} \cdot L^4}{E I_y}$$

La valeur de la flèche admissible est

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé on utilise la formule de la flèche pour pré-dimensionnement :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{eq-ELS}} \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{5 \times 4,72 \times 4,2^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^8} \Rightarrow I_y \geq 912,73 \times 10^4 \text{ mm}^4 \text{ Donc on choisit un UPN 180}$$

➤ Vérification de la flèche poids propre incluse :

$$q_{\text{ELS}} = q_{\text{ELS}} + p_p = 4,72 + 0,22 = 4,94 \text{ kN/m}$$

on doit vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\frac{5 \times 4,94 \times 4,56^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 1350 \times 10^4 \times 10^{-12}} = 9,81 \text{ mm} \leq \frac{4560}{250} = 18,24 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée.

➤ **Vérification de la résistance :**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

$$M_{y,sd} = 18,46 \text{ KN.m.}$$

$$N_{sd} = 7,56 \text{ KN.}$$

$$V_{z,sd} = 15,87 \text{ KN.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = 15,1 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 15,1 \times 10^2 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 186,24 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 15,87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 15,87 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl,Rd} = 93,12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la résistance à la flexion composée :**

Limon de la volée est sollicité en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition de résistance suivante :

$$M_{sd} \leq M_{N,y,Rd} = M_{ply,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5a} \right)$$

$$\text{Ou : } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{et : } a = (A - 2bt_f)/A \quad \text{avec : } a \leq 0,5$$

$$N_{sd} = 7,56 \text{KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 598,18 \text{KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{7,56}{598,18} = 0,013 \quad a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = 0,45$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 38,24 \text{KN.m}$$

$$M_{N,y,Rd} = 38,24 \times \left(\frac{1 - 0,013}{1 - 0,5 \times 0,45} \right) = 48,69 \text{KN.m}$$

$$M_{N,y,Rd} = 48,69 \text{KN.m} \geq M_{y,sd} = 18,46 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au flambement :

Classe de la section : d'après le tableau des profilés → classe 1

Puisque $M_{z,sd}$ est nul, nous avons :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_y \frac{M_{sd,y}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

• Longueur de flambement :

$$l_f = l_0 = 4,56 \text{ m}$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1$ profilé classe 1.

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4560}{69,5} = 65,61 \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{65,61}{93,9} = 0,698$$

$\bar{\lambda}_y = 0,698 > 0,2$ risque de flambement suivant l'axe y-y.

- Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1$ profilé classe 1.

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{4560}{20,1} = 225,74 \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{225,74}{93,9} = 2,4$$

$\bar{\lambda}_z = 2,4 > 0,2$ donc il y'a un risque de flambement suivant l'axe z-z.

Puisque : $\lambda_y < \lambda_z$

χ_{\min} Sera pris égal à χ_y Notre profilée est en U donc le flambement selon l'axe faible alors la courbe (c).

Selon la courbe (c) $\rightarrow \chi_{\min} = 0,7247$

$$\beta_{M-y} = 1,3$$

Alors :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0,698(2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{179 - 150}{150} \right) = -0,783$$

$$\mu_y \leq 0,9 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,783 \times 7,56 \times 10^3}{0,7247 \times 28 \times 10^2 \times 235} = 1,01$$

$$K_y \leq 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,y}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{7,56 \times 10^3}{0,7247 \times \frac{28 \times 10^2 \times 235}{1,1}} + 1,01 \frac{18,46 \times 10^6}{179 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,45$$

$$0,459 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement :**

Le phénomène de déversement n'est pas pris en compte que pour des élancements réduits.

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donnée par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_w)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{C_1}}$$

Avec : $C_1 = 1$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K .

Puisque : les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K sont pris égale à 0,5 donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{4560/20,2}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{4560/20,2}{180/11}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{1}} = 166,50$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_w)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,77 > 0,4 \quad \text{donc il a risque de déversement.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 2,23$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = 0,53$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 = 0,318$$

- **Calcul de K_{LT} :**

Courbe de flambement a : $\chi_z = 0,2994$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 0,98$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} + K_{LT} \frac{M_{sd,y}}{w_{pl,y} \times \chi_{LT} \times f_y} = \frac{7,56 \times 10^3}{0,2994 \times 2800 \times 235} + 0,98 \frac{18,46 \times 10^6}{179 \times 10^3 \times 0,53 \times 235} = 0,84$$

Condition de déversement vérifiée.

Le profilé UPN 180 convient comme limon du palier.

c-Solive de poutre palière :

Entre axe des solives est de 0,95 m.

➤ Chargement :

$$G_{\text{palier}} = 2,90 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{\text{ELS}} = (2,9 + 4) \times 0,95 = 6,55 \text{ KN/ml}$$

➤ Condition de flèche :

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\text{max}} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{éq-ELS}} \cdot L^4}{E I_y}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé on utilise la formule de la flèche pour pré-dimensionnement :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{éq-ELS}} \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

Donc : $I_y \geq \frac{5 \times 6,55 \times 1,8^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^8} \rightarrow I_y \geq 59,21 \times 10^4 \text{ mm}^4$ Donc on choisit un **IPE 80**.

d- La poutre palière :

➤ Chargement :

$$G_{\text{palier}} = 2,90 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_{\text{p solive}} = 0,06 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ELS}} = (2,9 + 4) \times \frac{1,8}{2} + 0,06 = 6,27 \text{ KN/ml}$$

➤ Condition de flèche :

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{éq-ELS}} \cdot L^4}{E I_y}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé on utilise la formule de la flèche pour pré-dimensionnement :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{éq-ELS}} \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 \times 6,27 \times 3,8^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^8} \Rightarrow I_y \geq 533,30 \times 10^4 \text{ mm}^4 \text{ Donc on choisit un IPE 160.}$$

➤ **Vérification de la flèche poids propre incluse :**

$$q_{ELS} = q_{ELS} + p_p = 6,27 + 0,158 = 6,42 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\frac{5 \times 6,42 \times 3,8^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 869 \times 10^4 \times 10^{-12}} = 9,55 \times 10^{-3} \text{ m} \leq \frac{3,8}{250} = 0,015 \text{ m} \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

➤ **Classe de IPE 160 :**

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

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{82/2}{7,4} = 5,54 < 10 \varepsilon$$

Semelle de classe 1

Âmes (fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 72 \varepsilon$$

Âme de classe 1

Donc la section du profilé IPE 160 est de classe 1.

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = 9,66 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 9,66 \times 10^2 \times \frac{235/\sqrt{3}}{1,1} = 119,14 \text{ KN}$$

$$q_{ELU} = 1,35(G+p_p) + 1,5Q = (1,35 \times 2,9 + 1,5 \times 4) \times \frac{1,8}{2} + (1,35 \times 0,158) = 9,14 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times L}{2} = \frac{9,14 \times 3,8}{2} = 17,37 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 17,37 \text{ KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 59,57 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 26,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{9,14 \times 3,8^2}{8} = 16,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 16,49 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 26,49 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L'IPE 160 répond à tous les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

VII.3.3. Les contreventements :

Les contreventements sont destinés à assurer la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci comme le vent et le séisme. Ils reprennent ces actions et aident à empêcher, ou au moins restreindre les déplacements latéraux dans les ossatures.

Pour cette structure nous avons utilisé type de contreventement en V inversé.

Pour ce type de contreventement d'après logiciel **AUTODESK ROBOT** les charges les plus défavorables sont sous les combinaisons **G+Q+1,2E_x** et les profilés en **2 UPN 140**.

Avec :

$$N_{\text{tractions}} = 383,37 \text{ KN}$$

$$N_{\text{compressions}} = 327,45 \text{ KN}$$

VII.3.3.1. Vérification à la traction :

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

$$N_{pl Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,4 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 435,81 \text{ KN}$$

$$N_{\text{traction}} = 383,37 \text{ KN} < 2 \times N_{pl Rd} = 871,63 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.3.3.2. Vérification à la compression:

$$N_{\text{compression}} \leq N_{pl Rd}$$

$$N_{pl Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,4 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 435,81 \text{ KN}$$

$$N_{\text{compression}} = 327,45 \text{ KN} < 2 \times N_{pl Rd} = 871,63 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au flambement :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Classe de la section : d'après le tableau des profilés → classe 1.

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = l_0 = 6,4 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1$ profilé classe 1.

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{640}{54,5} = 11,74, \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{640}{17,5} = 36,57, \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$\lambda_z > \lambda_y$ Donc il y'a un risque de flambement suivant l'axe z-z.

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{60} = 2,33 > 1,2$$

$$t_f = 10\text{mm} < 40\text{mm}$$

➔ Courbe de flambement b

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{36,57}{93,9} = 0,39$$

$$\chi = 0,9298$$

$$N_{b,Rd} = 0,9298 \frac{1 \times 20,4 \times 10^{-1} \times 2 \times 235}{1,1} = 810,45\text{KN}$$

$$N_{Sd} = 383,37\text{KN} \leq 810,45\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4. Conclusion :

Le dimensionnement des éléments structuraux principaux et secondaires métalliques relèvent de code CMM97.

Un bon dimensionnement tient compte des sollicitations maximales appliquées aux états limites ultimes telle que chaque détail constructif composant la structure est calculée, dimensionné et vérifié suivant les normes.

Dans ce chapitre on résume les résultats du dimensionnement des éléments structuraux et secondaires (voir le tableau ci-dessous).

Elément	Section du profilé	
	Étage courant	Terrasse
Solive	IPE 360	IPE 360
Poutre principale	HEB 360	HEB450
Poteau	HEB 450	
Poutre escalier	IPE160	
Solive d'escalier	IPE80	

Chapitre VIII :
Etude de plancher mixte

VIII.1. Introduction :

La construction mixte est l'association mécanique du béton armé et des profilés métalliques, en vue de former des éléments parfaitement monolithiques contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas à l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisaillement.

VIII.2. Définition d'une dalle collaborant :

Une dalle collaborant est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier profilée à froid, recouverte de béton de compression un treillis d'armature repose sur la structure porteuse du bâtiment composée de poutrelles métallique.

Dans ce type de dalle, la tôle profilée a plusieurs fonctions, elle sert notamment :

- De plate-forme de travail pendant la construction de l'ouvrage.
- De coffrage lors du bétonnage de la dalle.
- D'armature inférieure de la dalle mixte.

Pour assurer la liaison acier-béton, la tôle doit être capable de transmettre le flux de cisaillement à l'interface entre la tôle et le béton.

Cette connexion mécanique peut être réalisée des façons suivantes :

- Par la forme rentrante des nervures, créant une liaison par frottement.
- Par des ancrages disposés à l'extrémité des dalles, constitués des goujons soudés.

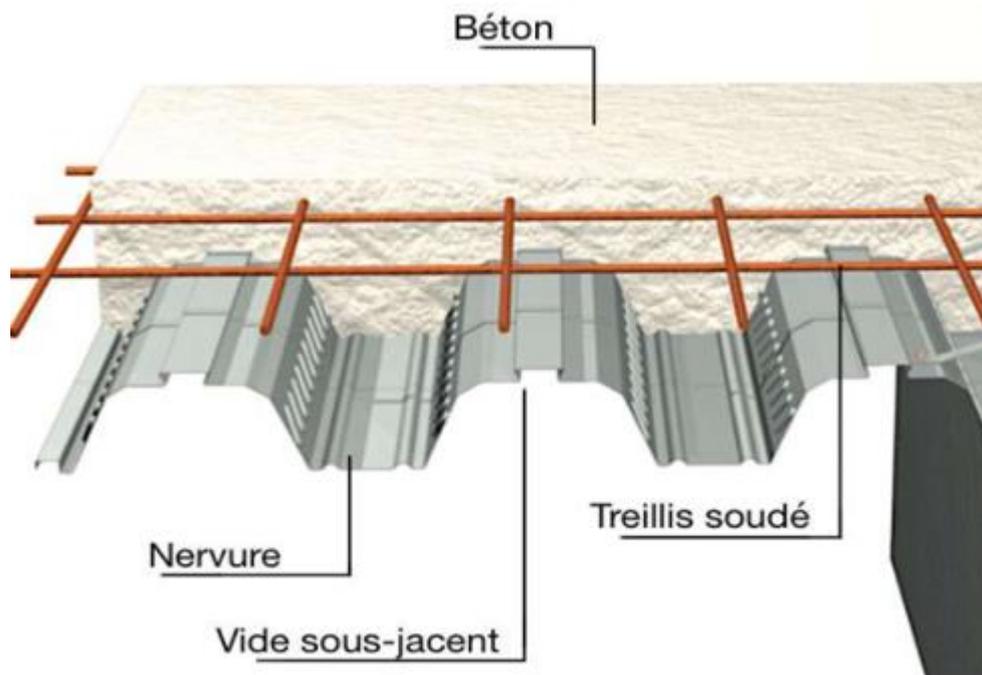


Figure VIII. 1 : Les éléments composants de la dalle mixte.

- Les avantages de ce système constructif sont réels :
 - Produit manu portable.
 - Rapidité de pose.
 - Facilite d'ajustage aux dimensions du plancher et des éléments traversant grâce à une fabrication à longueur et une simplicité de découpe.
 - Après la pose du cofrastra 40 et avant le coulage, on obtient un plancher temporaire qui apporte une sécurité de circulation en phase de construction des bâtiments.
 - Les plaques métalliques, une fois fixées apportent une étanchéité en phase coulage au regard de la laitance du béton.
 - Faible consommation de béton, pour des performances équivalentes à un plancher standard.
 - Avantages du béton arme : Robustesse, confort de circulation, réception de tout revêtement de sol ou d'étanchéité, passages de gaines, facilité d'accrochage des plafonds, écran acoustiques, résistance au feu, ...
- Pour l'étude de la dalle collaborant, on calcule la dalle en deux phases :

- **Phase de construction** : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.
- **Phase finale** : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

VIII.3. Vérification de tôle profilée en acier utilisé comme coffrage :

VIII.3.1 Phase de construction :

VIII.3.1.1. Caractéristique de la tôle :

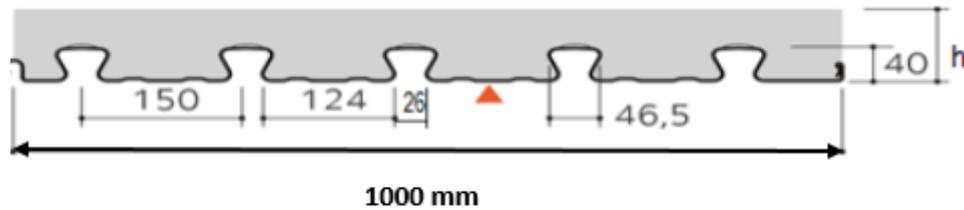


Figure VIII. 2 : Dimension de la tôle nervurée cofrastra 40 (0,85 mm).

VIII.3.1.2. Vérification de la flèche de la tôle :

On doit vérifier que :

$$f_{\max} = k \cdot \frac{5}{384} \cdot p \cdot l^4 \frac{1}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{180}$$

$$p_{p. \text{acier}} = A_{\text{eff}} \cdot \gamma_{\text{acier}} = 1359 \cdot 10^{-6} \cdot 7860 = 10,68 \text{ kg/m}^2$$

$$p_{p. \text{béton}} = \gamma_{\text{béton}} \times \left(0,06 + \frac{0,04}{2}\right) = 2500 \times \left(0,06 + \frac{0,04}{2}\right) = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$p = (p_{p. \text{acier}} + p_{p. \text{béton}}) \times 1 \text{ ml} = (10,68 + 200) \times 1 = 210,68 \text{ kg/m} = 2,11 \text{ kN/m}$$

$$f_{\max} = k \cdot \frac{5}{384} \cdot p \cdot l^4 \frac{1}{E I_y} = 1 \times \frac{5}{384} \times 2,11 \times 1,5^4 \times \frac{1}{2,1 \times 10^8 \times 20,77 \times 10^{-8}} = 3,18 \times 10^{-3} = 3,18 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{1500}{180} = 8,88 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 3,18 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,88 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 3,18 \text{ mm} \leq \frac{h_c}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{Pas d'effet de marre.}$$

VIII.4.1 Phase finale :**VIII.4.1. Vérification de la section mixte planché étage courant (dalle + solive) :**

Pour le plancher de l'étage courant l'épaisseur de la dalle est de 10 cm et les solives sont faites de profilé IPE 360.

VIII.4.1.1. Vérification de la résistance en flexion positive (ruine type I) :**➤ Largeur de la dalle participante :**

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

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_i\right)$$

Avec :

l_0 : La portée de la solive ($l_0 = 10$ m).

$$b_1 = b_2 = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

Donc:

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{10}{8}; 0,75\right) = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} = 0,75 + 0,75 = 1,5 \text{ m}$$

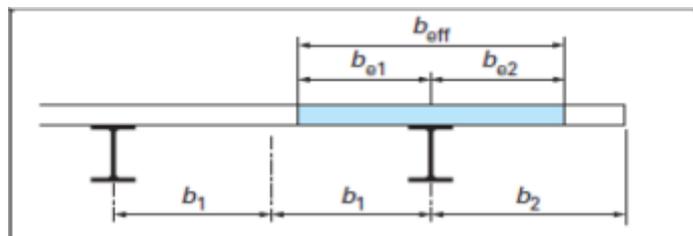


Figure VIII. 3 : Longueur efficace.

➤ Position de l'axe neutre plastique :

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

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

Avec :

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

- $h_c = 100$ mm

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_M = 1,1$
- $A_a = 7270 \text{ mm}^2$ section du profilé IPE 360.

Alors :

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_M} = 7270 \times \frac{235}{1,1} = 1553,13 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \times \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) = 1500 \times 100 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 2125 \text{ KN}$$

$F_a < F_c \rightarrow$ **Donc l'axe neutre est dans la section en béton.**

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$Z_{pl} = \frac{A_{\text{eff}} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap} \cdot b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq hc$$

Avec :

- $\gamma_{ap} = 1$
- $f_{yp} = 330 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 320 \text{ MPa}$
- hp : la hauteur des nervures. hc : l'épaisseur de la dalle en béton.

$$Z_{pl} = \frac{1359,330}{1500 \cdot 0,85 \cdot \frac{25}{1,5}} = 21,10 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

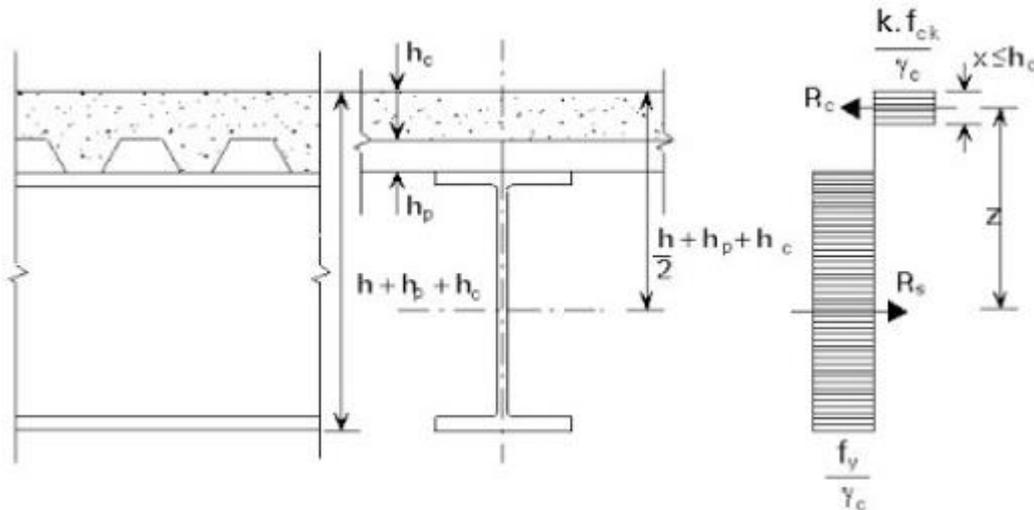


Figure VIII. 4 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle.

VIII.4.1.2. Vérification de la résistance en flexion positif (ruine type I) :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times Z_{pl} \right) \frac{Z_{pl}}{2} + (A_{eff} \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} \times (h_c + h_p - e - Z_{pl}))$$

$$M_{pl.Rd} = \left(0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 1500 \times 21,10 \right) \frac{21,10}{2} + 1359 \times \frac{330}{1} \times (100 + 40 - 21,10 - 14,2) = 51,68 \text{ KN.m}$$

➤ **Chargement:**

$$q_{ELU} = 1,35(G_{\text{étage}} + p_{p \text{ solive}}) + 1,5 Q_{\text{étage}}$$

$$q_{ELU} = [1,35 \times G_{\text{étage}} + 1,5 \times Q_{\text{étage}}] \times 1,5 + 1,35 \times p_{p \text{ solive}}$$

$$q_{ELU} = [1,35 \times 3,87 + 1,5 \times 1,5] \times 1,5 + (1,35 \times 0,571) = 11,98 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment sollicitant :**

$$M_{sd} = 0,622 \times \frac{q_{ELU} \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{11,98 \times 1,5^2}{8} = 3,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 2,09 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 51,68 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.4.1.3. Vérification de la résistance en flexion négative (Ruine type I) :

➤ **Ferraillage :**

$$\rho_1 = \left(\frac{A_s}{b_w \cdot d_p} \right) \geq 0,04 \%$$

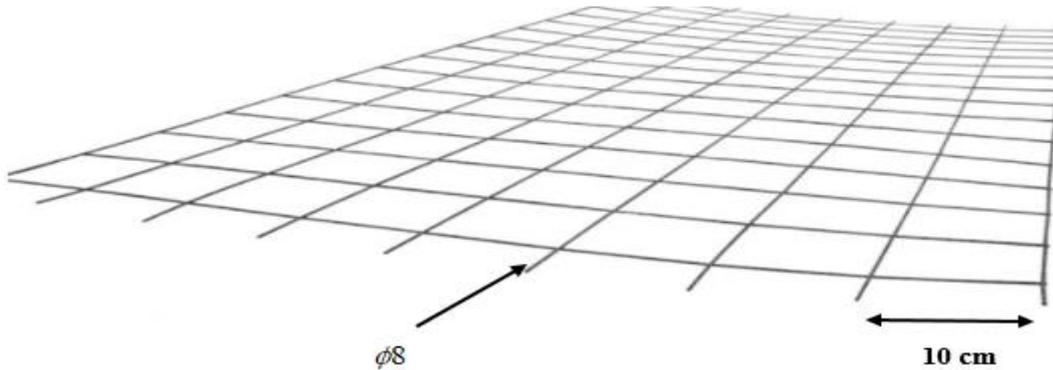
$$A_s \geq 0,004 \times 1000 \times 100$$

$$A_s \geq 400 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : $\phi 8$ et maillage 10 cm.

$$A_s = 502,4 \text{ mm}^2$$

Et l'enrobage : $C = 3 \text{ cm}$.



➤ **Position de l'ANP :**

$$b_c \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) Z_{PL} = A_s \frac{f_s}{\gamma_s}$$

$$b_c = \frac{b_{eff}}{b} b_0 = \frac{1500}{150} \times 103,5 = 1035 \text{ mm}$$

$$Z_{PL} = A_s \frac{f_s}{\gamma_s} \times \frac{\gamma_c}{0,85 f_{ck} b_c} = 502,4 \times \frac{400}{1,15} \times \frac{1,5}{0,85 \times 25 \times 1035} = 11,92 \text{ mm}$$

$$M_{pl Rd} = \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times Z_{pl} \right) \frac{Z_{pl}}{2} + \left(A_s \times \frac{f_{ys}}{\gamma_s} (h_c + h_p - Z_{pl} - c) \right)$$

$$M_{pl Rd} = \left(0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 1500 \times 11,92 \right) \frac{11,92}{2} + \left(502,4 \times \frac{400}{1,15} \times (100 + 40 - 11,92 - 30) \right) = 18,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 2,85 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 2,85 \text{ KN.m} \leq M_{pl Rd} = 18,64 \text{ KN.m}$condition vérifiée.

VIII.4.1.4. Résistance au cisaillement longitudinale (Ruine type II)

On doit vérifier :

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

Avec :

$$V_{pl.Rd} = b_{eff} \times d_p \times \left(m \times \frac{A_p}{b_{eff} \times L_s} + K \right) \times \frac{1}{\gamma_s}$$

$$d_p = h_c + h_p - e = 100 + 40 - 14,2 = 125,8 \text{ mm}$$

L_s : porté entre deux points de moment nul.

$$L_s = \frac{L}{4} = 0,375 \text{ m}$$

$$V_{pl.Rd} = 1500 \times 125,8 \times \left(276 \times \frac{1359}{1500 \times 375} + 0,128 \right) \times \frac{1}{1,15} = 130,41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{11,87 \times 1,5}{2} = 8,90 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 8,90 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 130,41 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.4.1.5. Résistance au cisaillement vertical (Ruine type III) :

$$V_{rd,c} = \max(0,15 K (100 \rho_1 \times f_{ck})^{1/3}; \gamma_{min}) b_c d_p$$

$$b_c = \frac{1500}{b} \times b_o = \frac{1500}{150} \times 103,5 = 1035 \text{ mm}$$

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_p}{b_w \cdot d_p}; 0,02\right) = \min\left(\frac{1359}{1035 \times 125,8}; 0,02\right) = 0,01$$

$$K = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}}; 2\right) = \min(2,26; 2) = 2$$

$$\gamma_{min} = 0,035 K 2 \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 2^{2/3} \sqrt{25} = 0,495$$

$$V_{rd,c} = \max(0,15 \times 2 (100 \times 0,010 \times 25)^{1/3}; 0,495) 1035 \times 125,8 = 114,21 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 8,90 \text{ KN} < V_{rd,c} = 114,21 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.5. Etude des connecteurs :

Pour assurer la liaison acier-béton, la tôle doit être capable de transmettre le flux de cisaillement à l'interface entre la tôle et le béton, Cette connexion mécanique peut être réalisée par des goujons soudés.

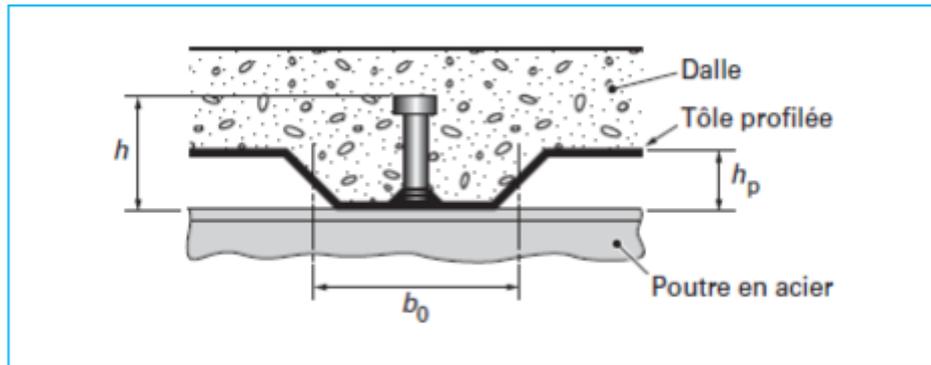


Figure VIII. 5 : Connexion acier-béton.

➤ On a utilisé des goujons de type TRW NELSON KB3/4 -80 .

VIII.5.1.Les caractéristiques des connecteurs sont les suivantes :

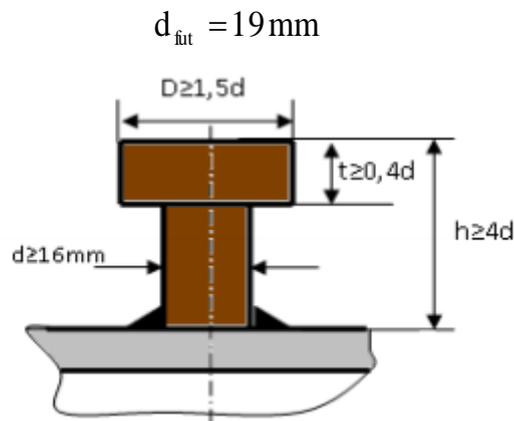


Figure VIII. 6 : Goujon à tête soudée.

$$d_{tete} = 31,7 \text{ mm}$$

$$h_{t,tete} = 10 \text{ mm}$$

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

$$f_y = 350 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

VIII.5.2.Vérification de résistance de connecteurs :

$$p_{Rd} = \min(p_{rd,1}; p_{Rd,2}; p_{Rd,3})$$

Avec :

$$\text{➤ } p_{Rd,1} = 0,8 \cdot K \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \rightarrow \quad \text{Cisaillement d'acier.}$$

➤ $p_{Rd,2} = 0,29.K.\alpha.d^2.\sqrt{f_{ck}.E_{cm}}.\frac{1}{\gamma_v} \rightarrow$ **Ruine de béton.**

➤ $p_{Rd,3} = K_{\varphi} \cdot \left(\frac{d_{d0} \cdot t \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \right) \rightarrow$ **Pression diamétrale.**

Sachant que :

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égale à 1,25.

d : Diamètre d fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier de goujon.

E_{cm} : 28000 Mpa Pour un béton de classe C25/30.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 Mpa.

α : Facteur correctif.

K : Nervure parallèle à l'effort de cisaillement : $K = K_L = 0,60 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1$

$p_{Rd,1} = 0,8.K.450 \left(\frac{\pi \cdot 19^2}{4} \right) \cdot \frac{1}{1,25}$

Avec : $K = K_L = 0,60 \cdot \frac{103,5}{40} \cdot \left(\frac{80}{40} - 1 \right) = 1,55 > 1$ on prend : $K = 1$

$p_{Rd,1} = 0,8 \cdot 1 \cdot 450 \left(\frac{\pi \cdot 19^2}{4} \right) \cdot \frac{1}{1,25} = 81,66 \text{KN}$

$p_{Rd,2} = 0,29.K.\alpha.d^2.\sqrt{f_{ck}.E_{cm}}.\frac{1}{\gamma_v}$

Avec : $\frac{h_{sc}}{d_{fit}} = \frac{80}{19} = 4,21 \geq 4 \Rightarrow \alpha = 1$

$p_{Rd,2} = 0,29 \times 1,1 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 28000} \times \frac{1}{1,25} = 70,07 \text{KN}$

$p_{Rd,3} = K_{\varphi} \times \left(\frac{d_{d0} \cdot t \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \right)$

Avec : $d_{d0} = 1,1 \times 19$

a :Distance entre le goujon et l'extrémité de la tôle $\Rightarrow a \geq 1,5.d_{d0}$

$$K_{\varphi} = 1 + \frac{a}{d_{d0}} = 1 + \frac{31,25}{20,9} = 2,5$$

$$p_{Rd,3} = K_{\varphi} \cdot \frac{d_{d0} \cdot t \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} = 2,5 \cdot \frac{1,1 \times 19 \times 0,85 \times 330}{1} = 14,65 \text{KN}$$

$$\Rightarrow p_{Rd} = \min(p_{rd,1}; p_{Rd,2}; p_{Rd,3}) = \min(81,66; 70,07; 14,65) = 14,65 \text{KN}$$

$p_{Rd} = 14,65 \text{KN} > V_{sd} = 8,90 \text{KN}$ condition vérifiée.

Donc n'est pas nécessaire d'augmenter le nombre de goujons par 1 ml.

VIII.5.3.Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V1}{P_{rd}}$$

$$V1 = \min(F_a, F_c) = \min(1553; 2125) = 1553,13 \text{KN}$$

$$n = \frac{1553,13}{70,07} = 22,16$$

On prend alors 25 connecteurs pour chaque poutre principale

VIII.5.4.Espacement entre connecteurs :

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

$$S = \frac{1}{n-1} = \frac{1200}{25-1} = 50 \text{cm}$$

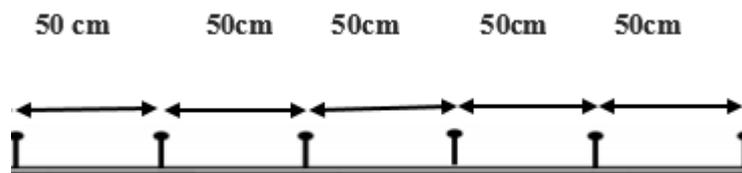


Figure VIII. 7 : Espacement entre goujons.

VIII.6. Vérification de la section mixte planché étage courant (dalle + poutre) :

VIII.6.1.Phase finale :

Pour le plancher de l'étage courant l'épaisseur de la dalle est de 10 cm et les poutres principales sont faites en profilé HEB360.

VIII.6.1.1. Vérification de la résistance en flexion positive (ruine type I) :

➤ Largeur de la dalle participante :

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

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_i\right)$$

Avec :

l_0 : La portée de la poutre principale ($l_0=12$ m)

$$b_1 = b_2 = \frac{10}{2} = 5\text{ m}$$

Donc:

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{12}{8}; 5\right) = 1,5\text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} = 1,5 + 1,5 = 3\text{ m}$$

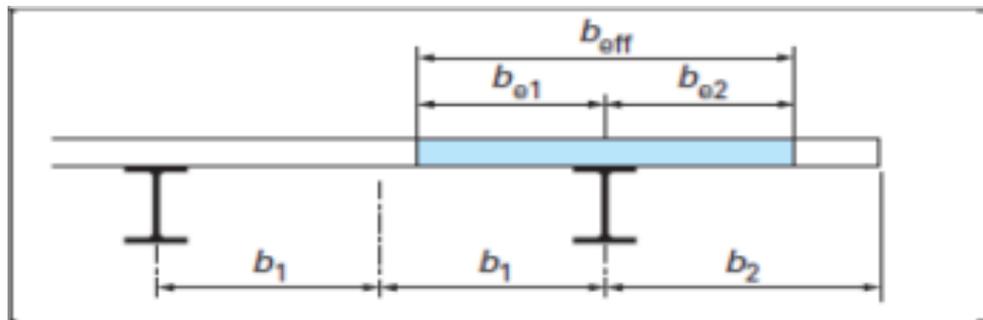


Figure VIII. 8 : Longueur efficace.

➤ Position de l'axe neutre plastique :

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

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

Avec :

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

- $h_c = 100$ mm.
- $f_{ck} = 25$ Mpa.
- $f_y = 235$ Mpa.
- $\gamma_c = 1,5$.
- $\gamma_M = 1,1$.
- $A_a = 180,6 \times 10^2$ mm² section du profilé HEB 360.

Alors :

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_M} = 180,6 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1} = 3858,27 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \times \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) = 3000 \times 100 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 4250 \text{ KN}$$

$F_a < F_c$ Donc : l'axe neutre est dans la section en acier.

Donc l'axe neutre se trouve dans la section en béton de la poutre

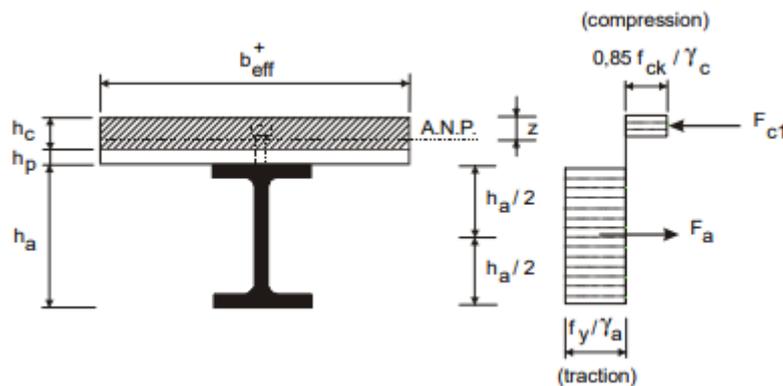


Figure VIII. 9 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = F_{\text{acier}} (0,5h_a + h_c + h_p - 0,5z)$$

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

VIII.6.1.2. Vérification de Moment positif de résistance plastique (Ruine type I):

Il faut vérifier que : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl.Rd}}$

Le moment appliqué :

$$M_{\text{sd}} = 488,23 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times f_{\text{ck}} / \gamma_c} = \frac{3858,27}{3000 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 90,78 \text{mm}$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 3858,27(0,5 \cdot 360 + 100 + 40 - 0,5 \cdot 90,78) = 1059,51 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{sd.travée}} = 488,23 \text{KN} \cdot \text{m} < M_{\text{pl.Rd}} = 1059,51 \text{KN} \cdot \text{m} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.6.1.3. Vérification de moment négatif de résistance plastique (Ruine type I):

➤ **Position de l'axe neutre plastique du moment négatif :**

On a adopté un jarret de 190 mm de hauteur et 2,95 m de longueur.

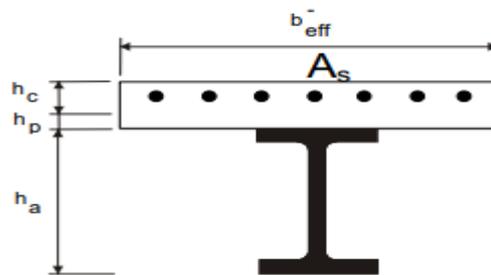


Figure VIII. 10 : Coupe transversale dalle plancher collaborant avec poutre.

$$F_s = A_a \times \frac{f_{sK}}{\gamma_s} \quad \text{avec : } f_{\text{ck}} = 25 \text{ MPa et } \gamma_s = 1.15$$

$$F_s = 502,4 \times \frac{400}{1,15} = 174,74 \text{KN}$$

$$\Rightarrow F_s = 174,74 \text{ KN}$$

$$F_{\text{Acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$F_{\text{Acier}} = 254,1 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1} \quad \text{avec : } f_y = 235 \text{ MPa et } \gamma_a = 1.1$$

$$\Rightarrow F_{Acier} = 5428.5 \text{ KN}$$

$$F_s < F_{Acier}$$

$$F_{Acier} - F_s = 5253,76 \text{ KN}$$

$$2b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 3717.27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_{Acier} - F_s > 2b \times 2b \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans l'âme de la poutre, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

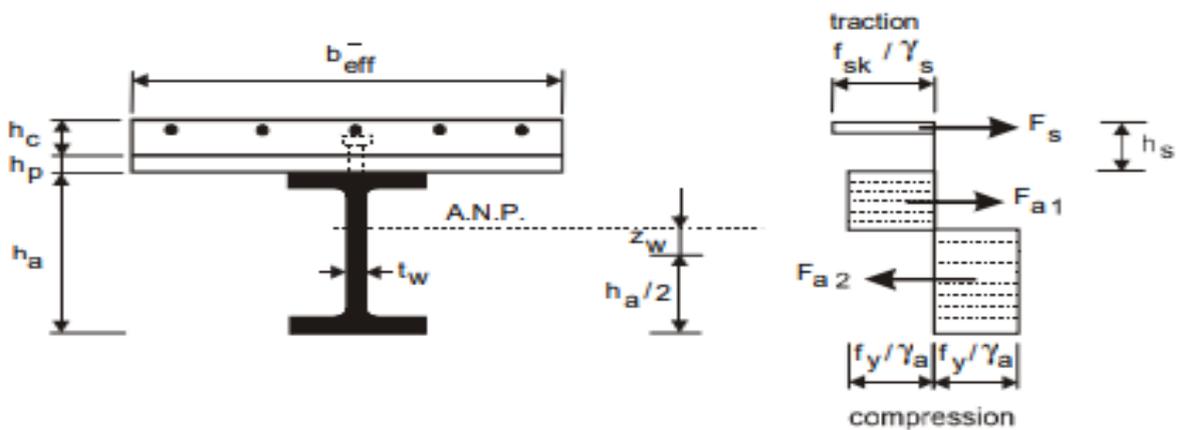


Figure VIII. 11 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion négative).

$$M_{pl.Rd}^- = M_{apl.Rd} + F_s \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - \frac{F_s \times z_w}{2}$$

$M_{apl.Rd}$: est le moment plastique résistant de la section métallique seule.

$$z_w = \left(\frac{F_s}{2 \times t_w \times \frac{f_y}{\gamma_a}} \right)$$

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}^-$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = 1138,65 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$z_w = \left(\frac{174,74}{2 \times 15 \times \frac{235}{1.1}} \right) = 27,26 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 1194,44 + 174,74 \times \left(\frac{0,55}{2} + 109,96 \times 10^{-3} \right) - \frac{174,74 \times 27,26 \times 10^{-3}}{2} = 1259,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 1138,65 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 1259,27 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.6.1.4. Vérification de cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où:

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 18060 - 2 \times 300 \times 22.5 + (12.5 + 2 \times 27) \times 22.5$$

$$A_v = 6060 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \times 6060}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 822.21 \text{ KN}$$

$V_{Sd} = 329,23 \text{ KN} < V_{plRd} = 822.21 \text{ KN}$ il n’y a pas d’interaction entre la flexion et l’effort tranchant, Les deux vérifications se font de manière indépendante.

VIII. 6.1.5. Vérification de l’interaction de l’effort tranchant :

$$V_{Sd} = 329,23 \text{ KN} < 0,5 \cdot V_{plRd} = 411,10 \text{ KN}$$

Il n’y a pas d’interaction entre la flexion et l’effort tranchant. Les deux vérifications se font de manière indépendante

VIII.6.1.6. Vérification de la condition de la flèche :

Il faut vérifier que : $f^{max} \leq \bar{f}$

$$z = \frac{A_a \cdot h_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot h_c^2}{2n}}{A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot h_c}{n}}$$

$$I_C = I_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot h_c^3}{12n} + A_a (h_a - z)^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot h_c}{n} \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2$$

Avec :

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

n : Coefficient d'équivalence avec $n = E_a / E_c'$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction ($E_a = 210000$ MPa)

E_c' : Module d'équivalence du béton avec $E_c' = E_{cm} / 2$

$E_{cm} = 31000$ MPa Pour un béton de classe C25/30

$$n = \frac{210000}{31000/2} = 13,54$$

$$z = \frac{180,6 \times 10^2 \times 360 + \frac{3000 \cdot 100^2}{2 \times 13,54}}{180,6 \times 10^2 + \frac{3000 \cdot 100}{13,54}} = 189,21 \text{ mm}$$

$$I_c = 43190 \times 10^4 + \frac{3000 \cdot 100^3}{12 \times 13,54} + 180,6 \times 10^2 (100 - 189,21)^2 + \frac{3000 \cdot 100}{13,54} (189,21 - \frac{100}{2})^2$$

$$I_c = 102347,45 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche de charge répartie est :

$$f_q = \frac{q_s \cdot L^4}{384 \times E I_c} = \frac{53,7 \times 10^3 \times (12000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^8 \times 102347,45 \times 10^4} = 13,49 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche de charge concentre est :

$$f_p = \frac{n \times p \times L^3}{76.8 \times E I_c} = \frac{8 \times 0,571 \times 10^3 \times (10000)^3}{76.8 \times 2,1 \times 10^8 \times 102347,45 \times 10^4} = 2,76 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

La valeur de la flèche max est :

$$f^{\max} = f_q + f_p = 13,49 + 2,76 \times 10^{-4} = 13,49 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{12000}{250} = 48 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 13,49 \text{ mm} \leq \bar{f} = 48 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{ La condition de la flèche est vérifiée.}$$

VIII.7. CALCUL DE L'ACROTÈRE

VIII.7.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l'étanchéité des terrasses inaccessibles.

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante

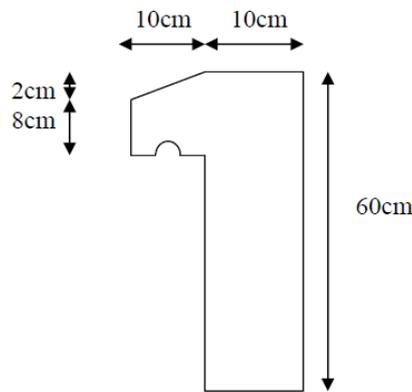


Figure VIII. 12 : Schéma statique de l'acrotère.

VIII.7.2. Calcul au séisme

Selon le [RPA 99 version 2003, art 6-2-3] l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "FP" due au séisme calculé suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1,725 = 0,552 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Avec : A = 0,20 : coefficient d'accélération (zone I, groupe 1B selon le tableau (4.1 [2]))

$C_p = 0,8$: coefficient d'accélération (selon le tableau 6.1 du RPA).

$W_p = p_{p \text{ acrotère}} = 1,725 \text{ KN/ml}$: poids de l'acrotère.

La charge d'exploitation Q de l'acrotère (due à une main courante) est donc plus prépondérante que l'action de la force due au séisme donc on prend $Q = 1\text{KN/ml}$

VIII.7.3.Sollicitations agissant sur l'acrotère G

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

Charge permanente (poids propre) $G_{\text{acrotère}} = 1,725\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation (main courante) $Q = 1 \text{ KN/ml}$

✚ A l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times 1,725 = 2,32875 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

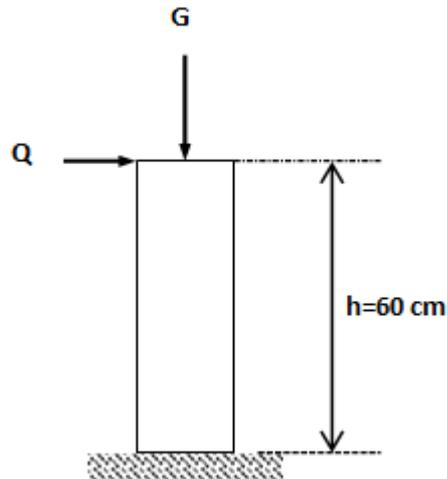


Figure VIII. 13 : Charges sur l'acrotère.

Excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{0,9}{2,328} + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

Avec : $e_0 = \max(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}) = (2 \text{ cm}; \frac{60}{250}) = (2; 0,24) = 2 \text{ cm}$

Excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 b} (2 + \varphi \alpha) = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0,63 \times 0,2) = 0,0092 \text{ m}$$

avec :

$$l_f = 2l = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\varphi = 0,2$$

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{1,725}{1,725+1} = 0,63$$

➤ Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 2,328 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 0,976 \text{ KN.m}$$

➤ Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$e_A = (e_1 + e_2) + \left(d - \frac{b}{2}\right) = (0,41 + 0,0092) + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,459 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u e_A = 2,328 \times 0,459 = 1,069 \text{ KN.m}$$

✚ A P'ELS :

$$N_s = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} + 0,02 = 0,374 \text{ m}$$

➤ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_{0s} + \left(d - \frac{b}{2}\right) = 0,347 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,387 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_s \times e_A = 1,725 \times 0,387 = 0,6675 \text{ KN.m}$$

VIII.7.4. Ferrailage de l'acrotère

Le BAEL 91 (cf. article 5-3-1) préconise de prévoir pour les éléments exposés aux intempéries, le ferrailage est effectué pour des bandes de 1 m de largeur.

➤ Moment réduit de référence :

$$\mu = \frac{0,8h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right) = \frac{0,8 \times 0,1}{0,09} \left(1 - 0,4 \frac{0,1}{0,09}\right) = 0,493$$

➤ Moment réduit agissant :

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0011}{1 \times 0,09^2 \times 14,16} = 0,010$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,09 \text{ m}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0,493$ —> section à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0011}{0,09 \times 348} = 0,351 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,012) = 0,09 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,012$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{4}{\text{périmètre}}; \frac{0,28}{100}\right) = \max(3,74; 2) = 3,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 5T10 avec $A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ pour les armatures de répartition on a :

$$A_{st} = \frac{A_T}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour les armatures de répartition 4T10 avec $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

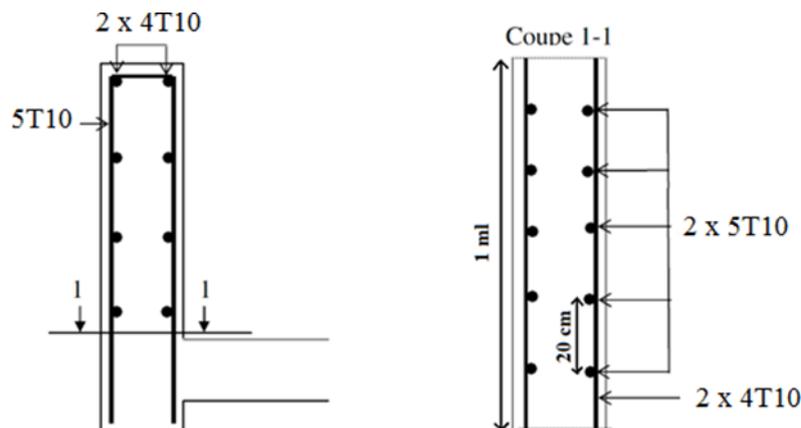


Figure VIII. 14 : Disposition des armatures dans l'acrotère.

VIII.8. Conclusion :

Le calcul des différents éléments du plancher mixte utilise les règles de l'EURECODE 4. Il tient compte des avantages mécanique du béton (bonne résistance à la compression) et celle de l'acier (bonne résistance à la traction).

Chapitre IX :
Les assemblages

IX.1. Introduction :

La caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle : permettre la construction d'une structure spatiale et assurer la fiabilité et la stabilité de cette structure.

IX.2. Principe :

L'assemblage sert à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts. Sans entrer dans les calculs de vérification de la résistance des assemblages, le respect de quelques règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

Soit bout à bout (éclissage, raboutages).

Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts tranchants.

Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

IX.2. Mode d'assemblage :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Dans notre présente étude, les assemblages boulonnés et soudés sont les modes largement utilisés :

IX.2.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage fréquemment utilisé en charpente métallique du fait de son emploi facile, tout en permettant des règles adéquates.

Dans notre étude nous avons choisi boulonnage de haute résistance HR comprenant une tige filetée à tête hexagonale.

Le tableau indique les caractéristiques des boulons dans l'annexe c.

IX.2.2. Le soudage : le soudage est un procédé d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler.

IX.3. Calcul des assemblages :

IX.3.1. Assemblages (poteau-poutre) :(HEB450, IPE360)

L'assemblage poteau-poutre est de type rigide, consiste à souder une platine en bout de la poutre, percées symétriquement de part et d'autre de la poutre pour permettre son assemblage avec le poteau.

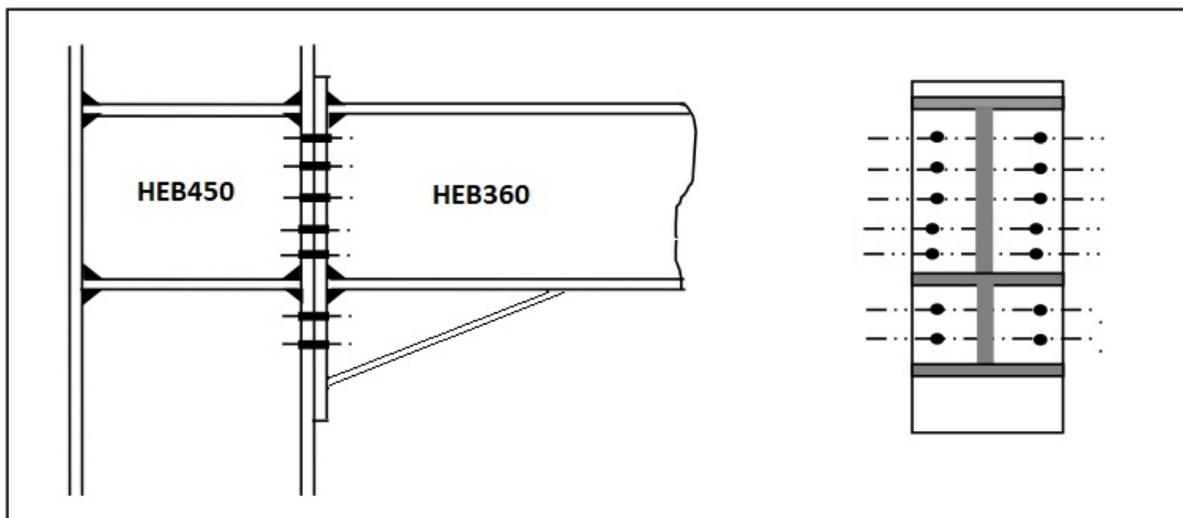


Figure IX. 1 : Assemblage poteau-poutre.

➤ Poutre HEB 360:

$h=360 \text{ mm}$; $b=300\text{mm}$; $t_f=22,5\text{mm}$; $t_w=12,5\text{mm}$

$A=180,6 \text{ cm}^2$

➤ Efforts sollicitant :

On utilise les efforts pris par le logiciel Robot suivant :

$V_{sd}=329,33\text{KN}$

$$M_{sd}=1138,68 \text{ KN.m}$$

IX.3.1.1. Vérification du soudure poutre- la platine :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, On supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine. Cet assemblage est soumis au système des forces suivantes :

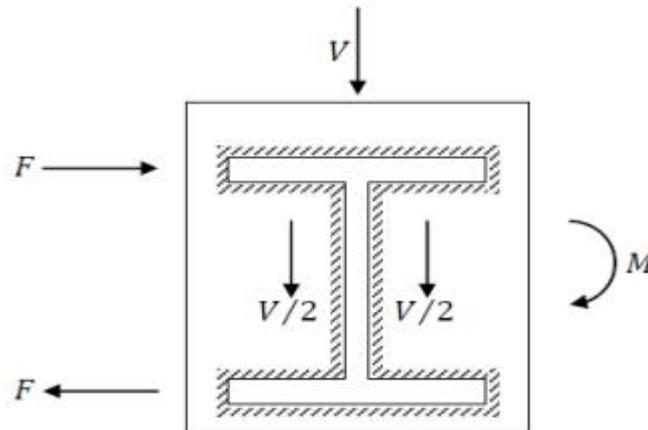


Figure IX. 2 : Assemblage par soudure poutre-platine.

➤ Cordon de soudure :

Pour choisir la gorge qui convient pour HEB 360 :

On choisit une platine de (600x300x26) mm.

Epaisseur de la platine : $e_p=26 \text{ mm} \rightarrow a_{\min}=7 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max}=18 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle du HEB 360 : $t_f=22,5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min}=6 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max}=15,5 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme du HEB 360 : $t_w=12,5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min}=3,25 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max}=8 \text{ mm}$

Donc on prend : $a_f=16 \text{ mm}$

$$a_w=10 \text{ mm}$$

➤ Vérification de la soudure de la semelle à la traction :

On vérifie que : $N_{sd} \leq F_{w.rd}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$F_{w.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est Fe360 donc : $\beta_w = 0,8$
 $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur des cordons de soudure de la semelle :

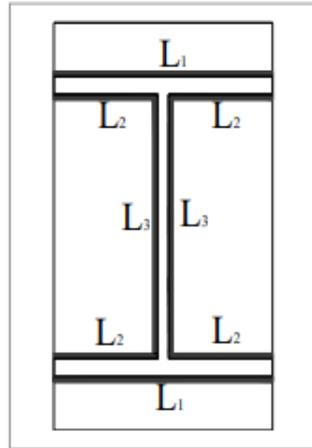


Figure IX. 3 : Longueurs de soudure poutre–platine.

Avec :

$$l_1 = 300\text{mm}$$

$$l_2 = 143,75\text{mm}$$

$$l_3 = 315\text{mm}$$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle : $\sum l = 632,5\text{mm}$

$$F_{w.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{16 \times 632,5 \times 2 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 5152,26\text{KN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{1138,68}{0,36} = 3163\text{KN}$$

$$N_{sd} = 3163\text{KN} \leq F_{w.rd} = 5152,26\text{KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

On vérifie que :

$$V_{sd} \leq F_{v.rd}$$

Avec :

$$F_{v.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est Fe360 donc :

$$\beta_w = 0,8$$

$$\gamma_{mw} = 1,25$$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme : $\sum l = 630\text{mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{10 \times 630 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1309,43\text{KN}$$

$$V_{sd} = 329,33\text{KN} \leq F_{v,rd} = 1309,43\text{KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

IX.3.1.2. Disposition constructive :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

➤ Choix du diamètre du boulon :

Le choix du diamètre se fera, en déterminant leurs résistances tous en étant proportionnelle à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

$$t \leq 10\text{mm} \quad d = (12 ; 14)\text{mm}$$

$$10 \leq t \leq 25\text{mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24)\text{mm}$$

$$t > 25\text{mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30)\text{mm}$$

➤ L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_f ; t_{platine}) = \min(12,5 ; 26) = 12,5 \text{ mm}$$

On prend deux files de 5 boulons $\varnothing 22$ classe HR 8.8 : $f_{yb} = 640\text{MPa}$

$$f_{ub} = 800\text{MPa}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 24 \text{ mm}$$

• Entraxe et pince longitudinale (p1 ; e1) :

$$2,2 d_0 = 52,8\text{mm} \leq p_1 \leq [14t ; 200] = 175\text{mm} \quad \text{Alors on prend : } p_1 = 60\text{mm.}$$

$$1,2 d_0 = 28,8\text{mm} \leq e_1 \leq [12t ; 150] = 150\text{mm} \quad \text{Alors on prend : } e_1 = 60 \text{ mm.}$$

• eEntre axe Pince transversale (p2 ; e2) :

$$3 d_0 = 72\text{mm} \leq p_2 \leq [14t ; 200] = 175 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend : } p_2 = 160 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 = 36\text{mm} \leq e_2 \leq \min[12t ; 150] = 150 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend : } e_2 = 70 \text{ mm.}$$

On a une platine de dimension (600x300x26) mm.

IX.3.1.3.Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_6 = 70 \text{ mm}$$

$$d_5 = 190 \text{ mm}$$

$$d_4 = 250 \text{ mm}$$

$$d_3 = 310 \text{ mm}$$

$$d_2 = 370 \text{ mm}$$

$$d_1 = 430 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,070)^2 + (0,190)^2 + (0,250)^2 + (0,310)^2 + (0,370)^2 + (0,430)^2 = 0,522 \text{ m}^2$$

$$N_6 = \frac{1138,68 \times 0,07}{0,522 \times 2} = 76,34 \text{ KN}$$

$$N_5 = 207,23 \text{ KN}$$

$$N_4 = 272,67 \text{ KN}$$

$$N_3 = 338,11 \text{ KN}$$

$$N_2 = 403,55 \text{ KN}$$

$$N_1 = 468,99 \text{ KN}$$

- L'effort de traction de calcul par boulon à L'ELU égale :

$$F_{t.sd} = N_1 = 468,99 \text{ KN}$$

- L'effort de cisaillement de calcul par boulon à L'ELU égale :

$$F_{v.sd} = \frac{N_1}{n} = \frac{468,99}{14} = 33,49 \text{ KN}$$

IX.3.1.4.Calcul de résistance au cisaillement de boulon :

On vérifie que :

$$F_{v.sd} < F_{v.rd}$$

Avec :

$$F_{v.rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 303}{1,25} = 116,35 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{329,33}{14} = 23,52 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 23,52 \text{KN} < F_{v.rd} = 116,37 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IX.3.1.5. Détermination des efforts dans les boulons des 5 premières rangées:

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les 5 rangées (horizontales) supérieures soit :

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_4 = 60 \text{ mm}$$

$$d_3 = 120 \text{ mm}$$

$$d_2 = 180 \text{ mm}$$

$$d_1 = 240 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,06)^2 + (0,120)^2 + (0,180)^2 + (0,240)^2 = 0,108 \text{m}^2$$

$$N_1 = 1265,2 \text{KN}$$

$$N_2 = 948,9 \text{KN}$$

$$N_3 = 632,6 \text{KN}$$

$$N_4 = 316,3 \text{KN}$$

$$N_5 = \frac{1138,68 \times 0,06}{0,108 \times 2} = 316,3 \text{KN}$$

- L'effort de traction des boulons à L'ELU égale :

$$F_{t.sd} = N_1 = 1265,2 \text{ KN}$$

- L'effort de traction de calcul par boulon à L'ELU égale :

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{n} = \frac{1265,2}{10} = 126,52 \text{KN}$$

IX.3.1.6. Vérification de résistance à la traction de boulon :

On doit vérifier que : $F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$

$$F_{t.rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{t.rd} = \frac{0,9 \times 800 \times 303}{1,25} = 174,52 \text{KN}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{n} = \frac{1265,2}{10} = 126,52 \text{KN}$$

$$F_{t.sd} = 126,52 \text{KN} < F_{t.rd} = 174,52 \text{KN}$$

IX.3.1.7. Vérification de pression diamétrale :

On vérifie que :

$$F_{b.rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t_{ac}}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $F_{v.rd} \leq F_{b.rd}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83; 0,58; 2,22; 1) = 0,58$$

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 0,58 \times 360 \times 22 \times 12,5}{1,25} = 225,2 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{N_1}{n} = \frac{468,99}{14} = 33,49 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 33,49 \text{KN} < F_{b.rd} = 114,84 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IX.3.1.8. Vérification de glissement (traction et cisaillement combiné) :

On vérifie : $F_{v.sd} < F_{s,Rd,ser}$

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,c} - 0,8F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}}$$

k_s : boulons utilisés dans des trous normaux.

$$\mu = 0,5 \Rightarrow \text{classe de surface A}$$

$$F_{p,c} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 800 \times 303 = 169,86 \text{KN}$$

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{1 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot (169,86 - 0,8 \cdot 33,49)}{1,1} = 65,03 \text{KN.}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{329,33}{14} = 23,52 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} < F_{s,Rd,ser} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IX.3.1.9. Résistance d'âme de poteau à la traction :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

t_w : épaisseur d'âme de poteau

b_{eff} : entre axe rangé boulons

$$F_{t,rd} = 235 \times 14 \times \frac{160}{1,25} = 421,12 \text{KN}$$

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} = \frac{1138,68}{0,450 - 0,026} = 2658,56 \text{KN}$$

$F_t = 2658,56 \text{KN} < F_{t,rd} = 421,12 \text{KN}$ condition non vérifiée.

La condition n'est pas vérifiée, alors on ajoute un raidisseur d'épaisseur égale à l'épaisseur de l'âme du poteau $e_p = 14 \text{mm}$.

IX.3.2. Assemblage poteau-poteau (HEB450-HEB450) :

L'assemblage est à l'aide de couvre joint avec deux fils verticaux de boulon HR10.9, Deux couvre joint qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux assemblés.

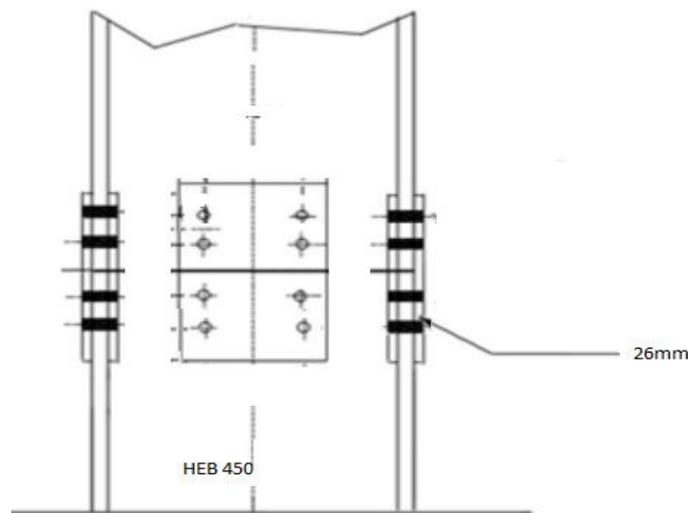


Figure IX. 4 : Assemblage poteau-poteau.

➤ **Poteau HEB 450:**

$h=450 \text{ mm}; b= 300 \text{ mm} ; t_f=26 \text{ mm} ; t_w=14 \text{ mm}$

$$A=218 \text{ cm}^2$$

➤ **Efforts sollicitant :**

On utilise les efforts pris par le logiciel Robot suivant sous la combinaison G+Q-E_y.

$$V_{sd} = 103,18 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 705,69 \text{ KN.m.}$$

$$N_{sd} = 333,33 \text{ KN.}$$

IX.3.2.1 Vérification de la platine de l'âme:

➤ **Disposition constructive de la platine de l'âme du Poteau:**

• **Choix du diamètre du boulon :**

Le choix du diamètre se fera, en déterminant leurs résistances tous en étant proportionnelle à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

$$t \leq 10\text{mm} \quad d=(12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25\text{mm} \quad d= (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t > 25\text{mm} \quad d= (24; 27; 30) \text{ mm}$$

On prend deux files de 4 boulons Ø22 classe HR10.9 : $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$.

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa.}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 24 \text{ mm.}$$

• **Entre axe et Pince longitudinale (p1 ; e1) :**

$$2,2 d_0 = 52,8 \text{ mm} \leq p_1 \leq \min [14t ; 200] = 196 \text{ mm}$$

Alors on prend : $p_1 = 120 \text{ mm}$.

$$1,2 d_0 = 28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq \min [12t ; 150] = 150 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$.

• **Entre axe et Pince transversale (p2 ; e2) :**

$$1,5 d_0 = 36 \text{ mm} \leq e_2 \leq \min [12t ; 150] = 150 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 90 \text{ mm}$.

$$3 d_0 = 72 \text{ mm} \leq p_2 \leq \min [14t ; 200] = 196 \text{ mm}$$

Alors on prend : $p_2 = 160 \text{ mm}$.

On a une platine de dimension (460x300x14) mm.

➤ **Calcul de résistance au cisaillement de boulon :**

On doit vérifiée que :

$$F_{v.sd} < F_{v.rd}$$

Avec :

$$F_{t,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 303}{1,25} = 145,44 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{333,33}{2 \times 8} = 20,83 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 20,83 \text{KN} < F_{v,rd} = 145,44 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

On doit vérifier que :

$$\text{Avec : } F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,69; 1,41; 2,77; 1) = 0,69$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,69 \times 360 \times 22 \times 14}{1,25} = 153,01 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{333,33}{2 \times 8} = 20,83 \text{KN}$$

$$F_{v,rd} = 20,83 \text{KN} < F_{b,rd} = 153,01 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IX.3.2.1 Vérification de la platine de la semelle:

➤ **Disposition constructive de la platine de la semelle du poteau:**

• **Choix du diamètre du boulon :**

Le choix du diamètre se fera, en déterminant leurs résistances tous en étant proportionnelle à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

$$t \leq 10 \text{mm} \quad d = (12 ; 14) \text{mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{mm}$$

$$t > 25 \text{mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{mm}$$

t=26mm alors on prend deux files de 4 boulons Ø24 classe HR10.9 : $f_{yb} = 900 \text{MPa}$

$$f_{ub} = 1000 \text{MPa}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{mm}$$

• **entraxe vertical (p₁,p₂) :**

$$2,2 d_0 = 57,2 \text{ mm} \leq p_1 \leq \min[14t ; 200] = 200 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend : } p_1 = 120 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 = 78 \text{ mm} \leq p_2 \leq \min[14t ; 200] = 200 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend : } p_2 = 160 \text{ mm.}$$

• **Pince longitudinale (e₁) :**

$$1,2 d_0 = 31,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq [12t ; 150] = 150 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

• **Pince transversale (e₂) :**

$$1,5 d_0 = 39 \text{ mm} \leq e_2 \leq \min[12t ; 150] = 150 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend } e_2 = 70 \text{ mm.}$$

On a une platine de dimension (460x300x26) mm.

➤ **Calcul de Résistance au cisaillement de boulon :**

On vérifie que :

$$F_{v.sd} < F_{v.rd}$$

Avec :

$$F_{v.rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 353}{1,25} = 169,44 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{333,33}{2 \times 8} = 20,83 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 20,83 \text{ KN} < F_{v.rd} = 169,44 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

On vérifie que :

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.rd}$$

Avec :

$$F_{b.rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min(0,69; 1,41; 2,77; 1) = 0,69$$

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 0,69 \times 360 \times 24 \times 26}{1,25} = 300 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{333,33}{2 \times 8} = 20,83 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 20,83 \text{ KN} < F_{b.rd} = 300 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IX.3.3. Assemblage poutre-solive :

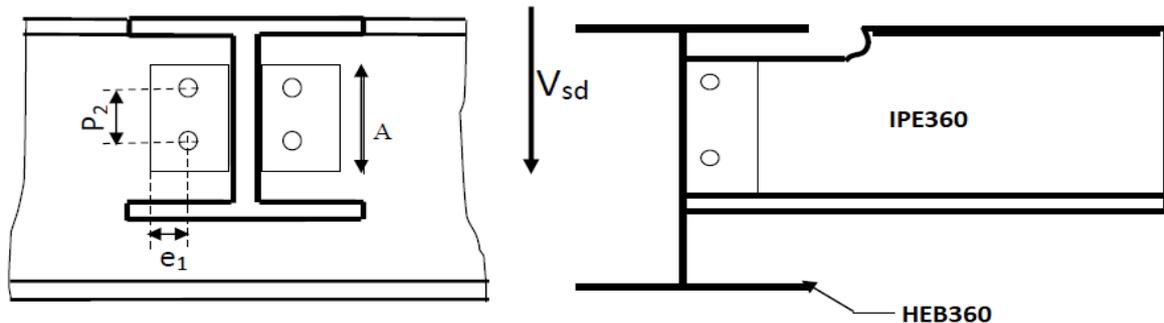


Figure IX. 5 : Schéma d'assemblage solive –poutre (IPE360-HEB360).

➤ **Poutre HEB360 :**

h=360 mm; b=300 mm; tf=22,5 mm ;tw=12,5 mm

A=180,6 cm²

➤ **Solive IPE360 :**

h=360 mm ; b=170 mm ;tf=12,7 mm ;tw=8 mm

A=72,7 cm²

➤ **L'effort tranchant :**

V_{sd} = 59,9 KN

➤ **Choix du diamètre du boulon :**

Le choix du diamètre se fera, en déterminant leurs résistances tous en étant proportionnelle à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

t ≤ 10 mm d=(12 ;14)mm

10 ≤ t ≤ 25 mm d= (16 ; 20 ;24)mm

t > 25 mm d= (24;27;30) mm

t=8 mm

On prend deux files de 2 boulons $\varnothing 16$ classe 8.8: $f_{yb} = 640 \text{ MPa}$
 $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$
 $d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$

➤ **Disposition constructives :**

• **entraxe et pince longitudinale ($p_1 ; e_1$):**

$2,2d_0 = 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq [14t ; 200] = 112 \text{ mm}$ Alors on prend : $p_1 = 100 \text{ mm}$.

$1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq [12t ; 150] = 96 \text{ mm}$ Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$.

• **entraxe Pince transversale ($p_2 ; e_2$) :**

$1,5 d_0 = 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq \min [12t ; 150] = 96 \text{ mm}$ Alors on prend $e_2 = 30 \text{ mm}$.

$3 d_0 = 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq [14t ; 200] = 112 \text{ mm}$ Alors on prend : $p_2 = 60 \text{ mm}$.

La solive en IPE360 et la poutre en HEB360 alors il faudra faire un grugeage qui ne dépasse pas 6% de la hauteur de l'âme de la solive

Avec A : la hauteur après grugeage

$A \leq 0,06h \rightarrow A \leq 216 \text{ mm}$ on prend : $A = 180 \text{ mm}$

On prend une cornière $120 \times 120 \times 10$.

➤ **Calcul de Résistance au cisaillement de boulon :**

On doit vérifier que :

$$V_{Tsd} \leq F_{v,rd}$$

Avec :

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} = 60,28 \text{ KN}$$

➤ **Cisaillement par l'effort tranchant V_{sd} :**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{59,9}{4} = 14,97 \text{ KN}$$

➤ **Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$) :**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{59,9}{2} \times 30}{100} = 8,98 \text{ KN}$$

➤ **Cisaillement totale ($V_{T,sd}$) :**

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{14,97^2 + 8,98^2} = 17,45 \text{ KN}$$

$$V_{T,sd} = 17,45 \text{ KN} < F_{v,rd} = 60,28 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.3.4. Assemblage contreventement en V:

L'assemblage de 2UPN140 se fait par des boulons, une seule rangée de 3 boulons 8.8 $\emptyset 20$ sont fixés sur un gousset soudé sur la semelle du poteau aussi à l'âme de la poutre avec un gousset de 330×330×10.

➤ **Effort sollicitant :**

Pour ce type de contreventement d'après logiciel ROBOT-AUTODESK les charges les plus défavorables sont sous la combinaison G+Q+1,2Ex

$$N_{sd} = 383,37 \text{ KN}$$

IX.3.4.1. Vérification de soudure gousset poteau

➤ **Cordon de soudure gousset-poteau :**

On prend le gousset de 330 × 330 × 14.

$$a \geq \beta_w \cdot \gamma_{M,w} \cdot \frac{N \cdot \sqrt{3}}{f_u \sum 1}$$

$$a \geq 0,7 \times 1,25 \times \frac{383,37 \times 10^3 \times \sqrt{3}}{360 \times 330} = 4,89 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de a=6mm

➤ **Disposition constructive :**

• **entraxe et pince longitudinal (p_1, e_1) :**

$$2,2 d_0 = 48,4 \leq p_1 \leq [14t ; 200] = 196 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend } : p_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$1,2 d_0 = 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq [12t ; 150] = 168 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

• **Entre axe et Pince transversale (e_2) :**

$$3d_0 = 66\text{mm} \leq p_2 \leq [14t ; 200] = 196\text{mm}$$

Alors on prend : $p_2 = 80\text{mm}$.

$$1,5 d_0 = 33\text{mm} \leq e_2 \leq \min[12t ; 150] = 168\text{mm}$$

Alors on prend $e_2 = 75\text{ mm}$.

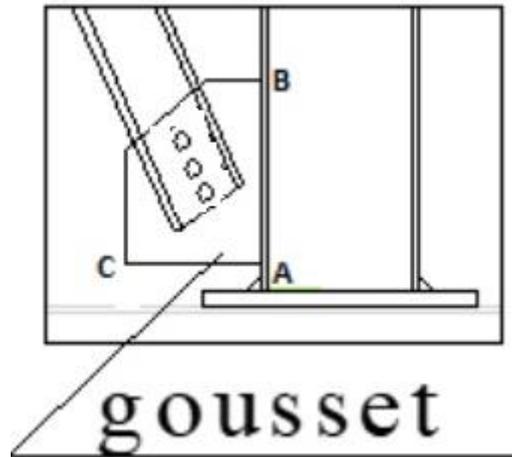


Figure IX. 6 : Assemblage gousset-UPN.

IX.3.4.2 Calcul de résistance au cisaillement de boulon :

On vérifie que :

$$F_{v.Sd} \leq F_{v.rd}$$

Avec :

$$F_{v.rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 940,80\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{383,37}{2 \times 3} = 63,89\text{KN}$$

$$F_{v.Sd} = 63,89\text{KN} < F_{v.rd} = 940,80\text{KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

Résistance à la pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.rd}$$

Avec :

$$F_{b.rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,75; 0,66; 2,22; 1) = 0,66$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 360 \times 22 \times 14}{1,25} = 143,36 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{383,37}{2 \times 3} = 63,89 \text{KN}$$

$F_{v,sd} = 63,89 \text{KN} < F_{b,rd} = 143,36 \text{KN}$ condition vérifiée.

Vérification de l'UPN140 à la traction :

La résistance en traction de section déterminée par deux conditions, l'une en section brute, l'autre en section nette.

On vérifie que :

$$N_{sd} < N_{pl rd}$$

Avec :

Section brute :

$$N_{pl rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,4 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 435,81 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 63,89 \text{KN} < N_{pl rd} = 435,81 \text{ KN}$ condition vérifiée.

Section nette :

$$N_{pl rd} = \frac{\beta_3 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = A - t \times d = 2040 - 14 \times 20 = 1760 \text{mm}^2$$

$$N_{pl rd} = \frac{0,9 \cdot 360 \cdot 1760}{1,25} = 456,92 \text{KN}$$

$N_{sd} = 63,38 \text{KN} < N_{pl rd} = 456,92 \text{KN}$ condition vérifiée.

IX.4. Conclusion :

Les résultats trouvés répondent conformément au règlement CCM97 [3] ainsi que l'Eurocode3 [4], donc on peut dire que les éléments représentent un bon assemblage.

Chapitre X :
Etude de l'infrastructure

X.1. Les pieds de poteaux :

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyées dans le béton.

Pour notre structure, on a opté pour le type encastré.

L'encastrement des poteaux métalliques avec les fondations se fait à l'aide des tiges d'ancrage.

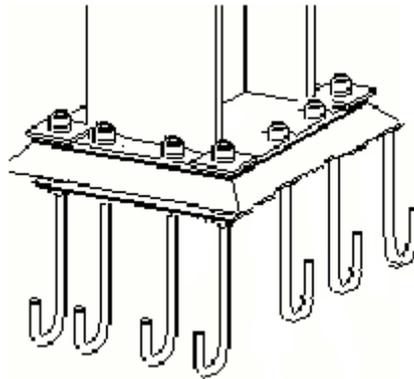


Figure X. 1 : Assemblage pied de poteau encastré.

Efforts à prendre en considérations d'après logiciel ROBOT :

Tableau X. 1 : Les sollicitations sur le pieds poteau d'après logiciel ROBOT.

Sollicitation max	N correspondant (KN)	V correspondant (KN)	M correspondant (KN.m)	Combinaison
N compression	2959,14	-88,25	113,37	1.35G+1.5Q
N Traction	-147,39	-47,35	-28,00	0.8G-Ex
M max	963,09	-44,66	-503,52	G+Q-Ey
V max	1136,03	322,95	117,99	G+Q+Ex

X.1.1. Vérification de la contrainte de compression de béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{L \times l} + \frac{6 \times M}{l \times L^2} < f_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \times 2959,14}{500 \times 700} + \frac{113,37}{700^2 \times 500} = 11,23 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

X.1.2. Dimensionnement de plaque d'assise :

C'est une plaque en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliquée sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

La plaque d'assise doit être dimensionnée afin de résister à l'effort de compression

X.1.2.1. L'épaisseur de la plaque d'assise :

$$C=125 \text{ mm}$$

$$M_c = \frac{\sigma_b \times c^2}{2} = \frac{11,23 \times 125^2}{2} = 88734,375 \text{ N}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times M_c}{235}} = \sqrt{\frac{6 \times 88734,375}{235}} = 14,93 \text{ mm}$$

On prend : $t=30 \text{ mm}$.

X.1.2.2 Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec quatre files des tiges d'encrage $\varnothing 30$ classe 8.8.

$$t = t_p = 30 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varphi + 3 = 33 \text{ mm}$$

➤ Entraxes (p_1, p_2) :

$$2,2d_0=72,6\text{mm} \leq p_1 \leq \min [14t ; 200] = 200\text{mm}$$

Alors on prend : $p_1 = 170\text{mm}$.

$$3 d_0 = 99\text{mm} \leq p_2 \leq \min [14t ; 200] = 200\text{mm}$$

Alors on prend : $p_2 = 110\text{mm}$.

➤ Pinces (e_1, e_2) :

$$1,2 d_0 = 39,6\text{mm} \leq e_1 \leq \min [12t ; 150] = 150\text{mm}$$

Alors on prend $e_1 = 95\text{mm}$.

$$1,5 d_0 = 49,5\text{mm} \leq e_2 \leq \min [12t ; 150] = 150 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 85 \text{ mm}$.

La platine est de dimensions $(700 \times 500) \text{ mm}^2$

Dimensionnement de fut :

$$B_{\text{platine}} = 500 \text{ mm}$$

$$H_{\text{platine}} = 700 \text{ mm}$$

$$t_{\text{fut}} \geq 2 \times \frac{B_{\text{platine}} \times H_{\text{platine}}}{2(B_{\text{platine}} + H_{\text{platine}})} = 2 \times \frac{500 \times 700}{2(500 + 700)} = 291,67 \text{ mm}$$

$$t_{\text{fut}} = 300 \text{ mm}$$

X.1.2.Vérification de la soudure plaque d'assise-poteau :

X.1.2.1.Cordon de soudure :

On choisit le cordon de soudure plaque d'assise -poteau à l'aide de l'abaque de pré dimensionnement de la gorge (a) (voir annexe C).

➤ **Profilé HEB 450:**

$$t_f = 26\text{mm}$$

$$a_{\min} = 6,5\text{mm} \leq t_f \leq a_{\max} = 18\text{mm}$$

$$t_w = 14\text{mm}$$

$$a_{\min} = 2,5\text{mm} \leq t_w \leq a_{\max} = 10\text{mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 18 mm.

X.1.2.2.Vérification de la soudure de la semelle à la traction :

On vérifie que : $N_{sd} \leq F_{w.rd}$

$$F_{w.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est Fe360 donc : $\beta_w = 0,8$
 $\gamma_{mw} = 1,25$

➤ La longueur des cordons de soudure de la semelle :

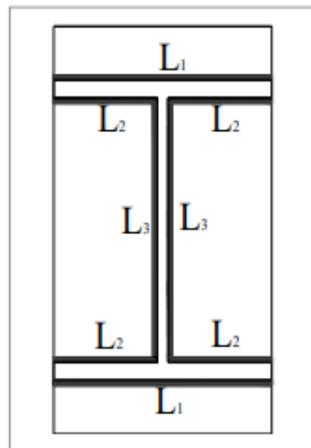


Figure X. 2 : Longueur de soudure poutre –platine.

Avec :

$$l_1 = 300\text{mm}$$

$$l_2 = 143\text{mm}$$

$$l_3 = 398\text{mm}$$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle : $\sum l = 638\text{mm}$

$$F_{w.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{18 \times 638 \times 2 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 5846,69\text{KN}$$

$$N_{t.sd} = 147,39\text{KN}$$

$$N_{t.sd} = 147,39\text{KN} < F_{w.rd} = 5846,69\text{KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

X.1.2.3. Vérification de la soudure de l'âme à la traction :

On vérifie que : $N_{sd} \leq F_{w.rd}$

$$F_{w.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est Fe360 donc : $\beta_w = 0,8$
 $\gamma_{mw} = 1,25$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de l'âme : $\sum l = 796\text{mm}$

$$F_{w.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{18 \times 796 \times 2 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 7294,62\text{KN}$$

$$N_{t.sd} = 147,39\text{KN}$$

$$N_{t.sd} = 147,39\text{KN} < F_{w.rd} = 7294,62\text{KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

X.1.2. Vérification de la résistance de pied de poteau :

X.1.2.1. Vérification de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial :

La résistance à la flexion dépend de l'excentricité :

$$e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{sd}} = \frac{113,37}{2959,14} = 38,31\text{m}$$

$$Z_c = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{450}{2} - \frac{26}{2} = 212\text{mm}$$

$e_N > Z_c$: Alors on est dans le cas : Côté gauche comprimé

Côté droit tendu

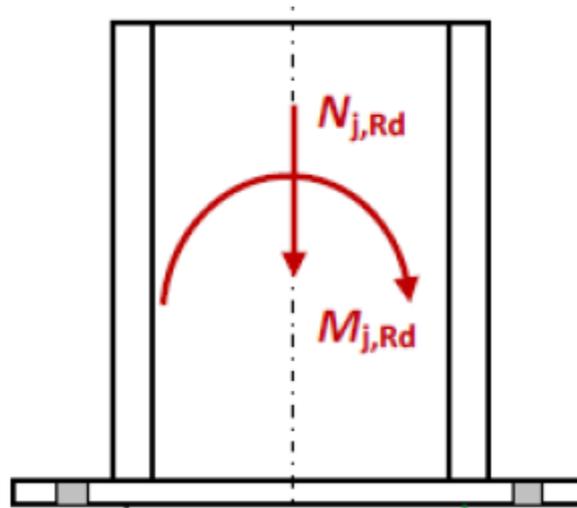


Figure X. 3 : Les sollicitations agissant dans le pied de poteau.

$$z = z_c \times 2 = 212 \times 2 = 424 \text{ mm}$$

$$F_{c,rd} = 1859,57 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 60,318 \times 12 = 723,81 \text{ KN}$$

$$M_{rd} = \min \left[\frac{-F_{c,Rd} \times z}{z_c/e+1}; \frac{F_{t,Rd} \times z}{z_c/e-1} \right] = \min \left[\frac{-1859,57 \times 10^3 \times 424}{424/38310+1}; \frac{723,81 \times 10^3 \times 424}{424/38310-1} \right]$$

$$M_{rd} = \min[-779,82; 310,33]$$

$$M_{sd} = 113,37 \text{ KN.m} < M_{rd} = 310,33 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

X.1.2.2.la résistance en compression d'un tronçon en T de semelle :

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par des tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau.

Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

on vérifie que :

$$N_{c,rd} \leq N_{c,sd}$$

$$F_{c,rd} = f_j \times b_{eff} \times L_{eff}$$

Avec :

$$b_{eff} : \text{Largueur efficace du tronçon en T tel que : } b_{eff} \leq t + 2c$$

L_{eff} : Longueur efficace du tronçon en T.

Avec :

$$L_{\text{eff}} = \min(b_p; b_{fc} + 2c)$$

$$L_{\text{eff}} = \min(500; 300 + 2 \times 99) = 498 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = \min\left(c; \frac{h_c}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right) = \min\left(99; \frac{450}{2} - 26\right) + 26 + \min\left(99; \frac{700 - 450}{2}\right) = 224 \text{ mm}$$

$$F_{c,rd} = 16,67 \times 224 \times 498 = 1859,57 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} = 2959,14 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 4 \times F_{c,rd} = 4 \times 1859,57 = 7438,28 \text{ KN} \dots \text{condition}$$

vérifiée.

X.1.2.3. Détermination de la résistance à l'effort axial de traction :

➤ Résistance à la traction d'une tige d'ancrage :

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,rd,anchor}$ est égale à la petite des valeurs entre la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,rd}$ et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,rd}$.

$$F_{t,rd,anchor} = \min(F_{t,bond,rd}; F_{t,rd})$$

Sachant que :

$F_{t,rd,anchor}$: est la résistance de l'adhérence de la tige avec le béton.

$$F_{t,rd,anchor} = \frac{\pi \cdot d \cdot I_b \cdot f_{bd}}{\alpha}$$

$$\text{Si : } d < 32 \text{ mm} \quad f_{t,bond,Rd} = \frac{1}{2,25} (\pi \cdot \phi \cdot I_b \cdot f_{bd})$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2$$

Sachant que :

d : diamètre de la tige d=30mm

I_b : l'ancrage dans le béton $I_b=600$ mm

f_{ck} : résistance du béton $f_{ck}=25$ Mpa

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$f_{t,bondeRd} = \frac{1}{2,25} (\pi \cdot 30 \cdot 600 \cdot 1,2) = 30,159 \text{KN}$$

$F_{t,rd}$: Résistance de calcul à la traction de la section du boulon d'ancrage

$$F_{t,rd} = 0,9 \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \frac{561 \times 800}{1,5} = 269,28 \text{KN}$$

$$F_{t,rd,anchor} = \min(F_{t,bond,rd}; F_{t,rd}) = \min(30,159; 269,28) = 30,159 \text{KN}$$

➤ **Longueurs participantes du tronçon en T équivalent :**

Les modes de ruine possibles d'un tronçon en T équivalent tendu sont illustrés sous forme de schémas à la Figure X.4 La longueur participante du tronçon en T est la suivante :

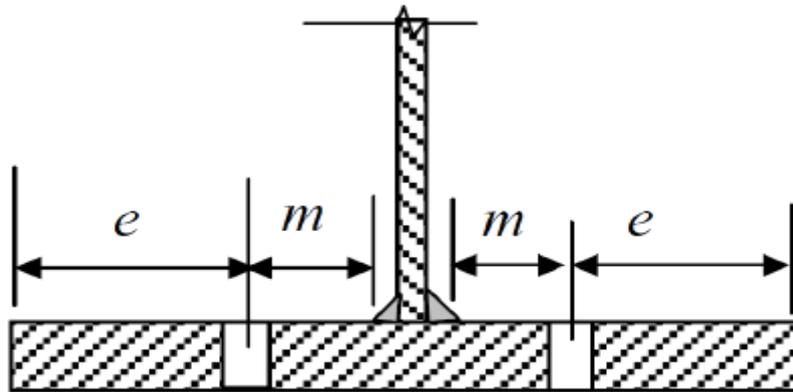


Figure X. 4 : Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

• **Rangée extérieure de boulons d'ancrage :**

Mécanisme circulaire : $l_{eff.cp} = \min[(2 \cdot \pi \cdot m); (\pi \cdot m_x + w); (\pi \cdot m_x + 2e)]$

$$m = \frac{p_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2a_w}$$

a_w : cordon de soudure pris égal à 18mm.

$$m = \frac{110}{2} - \frac{14}{2} - 0,8\sqrt{2 \times 18} = 43,2 \text{mm}$$

$$w = 110 \text{mm} \quad e = 85 \text{mm} \quad e_x = 95 \text{mm} \quad m_x = 43,2 \text{mm}$$

$$l_{eff.cp} = \min[(2 \cdot \pi \cdot m); (\pi \cdot m_x + w); (\pi \cdot m_x + 2e)]$$

$$l_{eff.cp} = \min[(2 \cdot \pi \cdot 43,2); (\pi \times 43,2 + 110); (\pi \times 43,2 + 2 \times 85)] = 245,72 \text{mm}$$

- **Mécanisme non circulaire :**

$$l_{eff.nc} = \min[0,5b_p; (4m + 1,25e_x); (e + 2m_x + 0,625e_x); (0,5w + 2m_x + 0,625e_x)]$$

$$l_{eff.nc} = \min[0,5 \times 500; (4 \times 43,2 + 1,25 \times 95); (85 + 2 \times 43,2 + 0,625 \times 95); (0,5 \times 110 + 2 \times 43,2 + 0,625 \times 95)]$$

$$l_{eff.nc} = \min[250; 291,55; 230,76; 200,76] = 200,76 \text{ mm}$$

- **Longueur participante du tronçon T pour le premier mode :**

$$l_{eff.1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff.nc})$$

$$l_{eff.1} = \min(245,72; 200,76) = 200,76 \text{ mm}$$

- **Longueur participante du tronçon T pour 2 éme mode : $l_{eff.2} = l_{eff.nc}$**

$$l_{eff.2} = 200,76 \text{ mm}$$

- **Vérification de la présence d'un effet de levier :**

le mode de ruine spécial qui remplace les premier et deuxième modes n'est envisageable que lorsque la condition suivante relative à la longueur du boulon d'ancrage est satisfaite :

$$L_b \geq L_b^* = \frac{8,8 A_s}{l_{eff,1}} \left[\frac{m}{t_p} \right]^3$$

Où la distance **m** est celle illustrée à la Figure X-5 et la longueur participante du tronçon en T est déterminée ci-dessus.

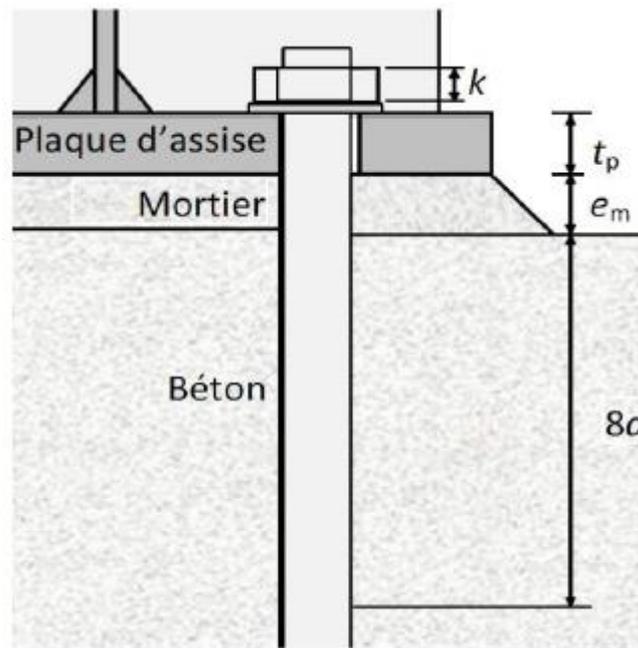


Figure X. 5 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

t_{wa} : Épaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5mm$

L_b : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage : $L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5k$

k : Épaisseur de l'écrou : $k = 0,8d = 24$

e_m : Épaisseur de mortier de carrelage $e_m = 30mm$

$L_b = 8 \times 30 + 30 + 30 + 5 + 0,5 \times 24 = 317mm$

L_b^* : Longueur ultime d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8,8 \times 561}{200,76} \left[\frac{43,2}{30} \right]^3 = 73,42mm$$

$L_b = 317mm \geq L_b^* = 200,76mm$

➤ **Calcul de résistance de l'assemblage à la traction :**

Il faut déterminer la résistance du tronçon en T équivalent tendu pour la rangée de boulons d'ancrage. La résistance de calcul d'une rangée de boulons d'ancrage correspondra à la plus petite des valeurs des modes de ruine illustrés par la Figure X. 6. Au moment de considérer les modes de ruine d'un tronçon en T tendu, la résistance de calcul à la traction d'un boulon d'ancrage tendu doit être prise $F_{t.anchor.Rd}$.

$$F_{t.Rd} = \min(F_{t1-2.Rd}; F_{t.2.Rd}; F_{t.3.Rd})$$

Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m+n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m+n}$
Mode 3	Ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$
Mode 4	Plastification de l'âme tendue		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = l_{eff,1}$
Mode 1-2	Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d'assise de la fondation du fait de l'allongement du boulon d'ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace les premier et deuxième modes de ruine.		$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$
$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1}; \quad m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}}; \quad l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2}; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad n = \min(e; 1.25 m)$			

Figure X. 6 : Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.

- La résistance à la flexion de rotule plastique est obtenue par :

$$M_{pl,Rd} = l_{eff} \cdot m_{pl,Rd} = l_{eff} \cdot \frac{t_p^2 f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.Rd} = 200,76 \times \frac{30^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 9,614 \text{ KN.m}$$

Cette valeur peut différer entre le premier

- Mode 1 : mécanisme du boulon d'ancrage : $F_{t.1.Rd} = \frac{4.M_{pl.Rd}}{m}$

- Mode 2 : ruine du boulon d'ancrage : $F_{t.2.Rd} = \frac{2.M_{pl.Rd.2} + 2.n.F_{t.anchor.Rd}}{m+n}$

- Mode 1-2 : Si la condition nécessitant l'adoption d'un mode spécial est satisfaite, les résistances pour les modes 1 et 2 sont remplacées par :

$$F_{t.1-2.Rd} = \frac{2.M_{pl.Rd.1}}{m} = \frac{2 \times 9,614}{43,2 \times 10^{-3}} = 445,09 \text{ KN}$$

- Mode 3 : ruine du boulon d'ancrage

$$F_{t.3.Rd} = 2.F_{t.anchor.Rd} = 2 \times 30,159 = 60,318 \text{ KN}$$

- Mode 4 : plastification de l'âme tendue pour les rangées intérieures de boulons d'ancrage :

$$F_{t.wc.Rd} = b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{y.wc}}{\gamma_{M0}} = 224 \times 14 \times \frac{235}{1,1} = 669,96 \text{ KN}$$

- La résistance de toutes les rangées de boulons d'ancrage présentes est calculée. La résistance de calcul pour le côté tendu est prise comme étant égale à :

$$F_{t.Rd} = \min(445,09; 60,318; 669,96) = 60,318 \text{ KN}$$

$$N_{T.Rd} = \sum F_{t.Rd} = 4 \times 60,318 = 241,27 \text{ KN}$$

- La résistance à la traction axiale de l'assemblage symétrique est donnée comme suit :

$$N_{T.Rd} = 4.F_{T.Rd} = 4 \times 60,318 = 241,27 \text{ KN}$$

$$N_{T.sd} = 147,39 \text{ KN}$$

- On vérifie que :

$$N_{T.sd} \leq N_{T.Rd}$$

$$N_{T.sd} = 147,39 \text{ KN} < N_{T.Rd} = 241,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

X.1.2.4. Résistance à la pression diamétrale ;

On vérifie que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$\text{Avec : } F_{b,rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times f_{u,b} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,95; 1,46; 1,73; 1) = 0,95$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,95 \times 360 \times 30 \times 30}{1,25} = 615,6 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{322,95}{12} = 26,91 \text{ KN}$$

$F_{v,rd} = 26,91 \text{ KN} < F_{b,rd} = 615,6 \text{ KN}$ condition vérifiée.

X.1.2.5. Calcul de Résistance au cisaillement des tiges d'ancrage :

On vérifie que :

$$F_{v,rd} < F_{v,rd}$$

Avec :

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 561}{1,25} = 215,42 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{322,95}{12} = 26,91 \text{ KN}$$

$F_{v,rd} = 26,91 \text{ KN} < F_{v,rd} = 215,42 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

X.2. Fondations :**X.2.1 Définition des fondations :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol), soit par l'intermédiaire d'autres organes (exemple : semelles sur pieux).

X.2.2 Stabilité des fondations Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

- Des forces verticales ascendantes ou descendantes.
- Des forces obliques (telle la poussée des terres).
- Des forces horizontales (séisme).
- Des moments de flexion ou de torsion.

Des sollicitations dues au sol qui sont :

- Des forces verticales ascendantes ou descendantes.
- Des forces obliques (adhérence, remblais, etc.).

Les massifs de fondation doivent être stables aux tassements uniformes qui sont admissibles dans certaines limites, et des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour objectif de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

X.2.3. Le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de la résistance du sol. En pratique, la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs (désignée par σ_{sol}) est donnée par l'expérience ou à partir des résultats des sondages effectués par un labo de mécanique des sols dans les fondations avec un enrobage minimal égal à 3 cm.

X.2.4. Différents types de fondations :

Les fondations peuvent être classées par rapport aux terrains suivant 03 types :

- Fondations superficielles.
- Fondations semi profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux).

X.2.5. Pré dimensionnement :

Pour notre structure on a prévu des semelles isolées sous poteaux, avec une contrainte de sol égale à 2 bars à partir du rapport géotechnique (voir annexe D).

Le dimensionnement des fondations se fait à L'ELS, et le ferrailage sera fait à l'ELU.

Les charges à prendre en considération d'après ROBOT :

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 113,37 \text{KN.m} \\ N_u = 2959,14 \text{KN} \end{array} \right.$$

ELS :

$$M_s = -503,52 \text{KN.m}$$

$$N_s = 1136,03 \text{KN}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 0,2 \text{MPa}$$

X.2.5.1 Calcul de A et B .

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \quad \text{avec :} \quad S = A \times B = A^2$$

$$A > \sqrt{\frac{1136,06 \times 10^2}{20000}} = 2,38 \text{m}$$

On prend : $A = B = 2,9 \text{m}$

X.2.5.2. Calcul de la hauteur (h) de la semelle :

$$d > \frac{B-b}{4} \quad d > \frac{290-80}{4} = 52,5 \text{cm}$$

On prend : $d = 55 \text{cm}$

$$h \geq d+5 \text{cm} \quad h \geq 55+5 \text{cm}$$

On prend : $h = 60 \text{cm}$

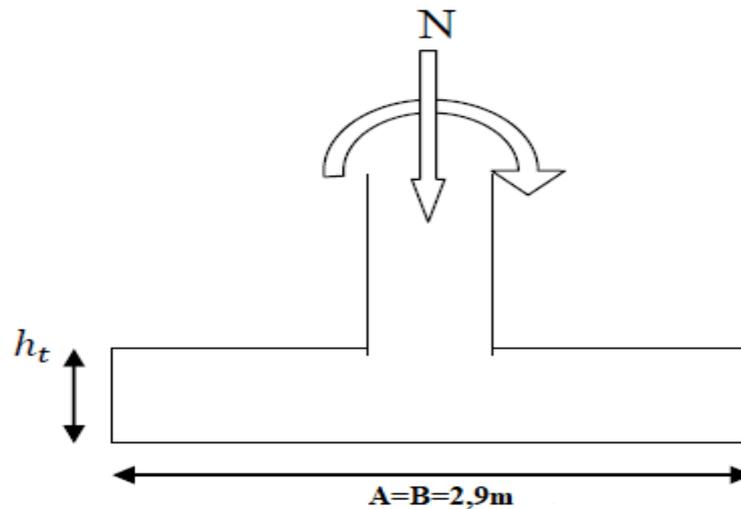


Figure X. 7 : Dimension de la semelle isolée.

X.2.6.Vérification de la stabilité :

On doit vérifier l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{503,52}{1136,03} = 0,44\text{m}$$

On vérifie que : $A \times B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$

$$8,41\text{m}^2 \geq \left(1 + \frac{30,44}{2,9}\right) \frac{1136,03}{200} = 8,26\text{m}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$e_0 = 0,44\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{2,9}{6} = 0,48\text{m} \quad \text{Donc : un diagramme trapézoïdale.}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \times \frac{N_u}{AB} = 258,05\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \times \frac{N_s}{AB} = 12,11\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 196,56\text{KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{3/4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

X.2.7. Calcul du ferrailage à ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{113,37}{2959,14} = 0,038\text{m} \quad \frac{B}{24} = 0,12\text{m}$$

$$e_0 \leq \frac{B}{24}$$

Pour ce calcul on va appliquer la Méthode des BIELLES qui est la plus couramment utilisée, le principe de cette méthode consiste à calculer avec une contrainte constante $\sigma_{3/4}$ et N' majorée pour trouver le ferrailage de nos semelles.

$$\text{Avec : } N_u' = N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)$$

$$N_u' = 2959,14 \left(1 + \frac{3 \times 0,038}{2,9}\right) = 3075,46\text{KN}$$

$$A_s = \frac{N_u'(A-a)}{8d\sigma_{st}} = \frac{3075,46 \times (2,9 - 0,8)}{8 \times 0,9 \times 0,55 \times \frac{400}{1,15} \times 10^3} = 46,88\text{cm}^2$$

On prend **10T25=49,08 cm²**.

X.2.8. Calcul des espacements des cadres :

Selon le RPA99 l'espacement des cadres ne doit pas dépasser : **(20cm ; 15Φ)**.

$$S \leq \min(20\text{cm}; 15\phi) = \min(20; 15 \times 2) = \min(20; 37,5)$$

Donc : $S = 20\text{cm}$

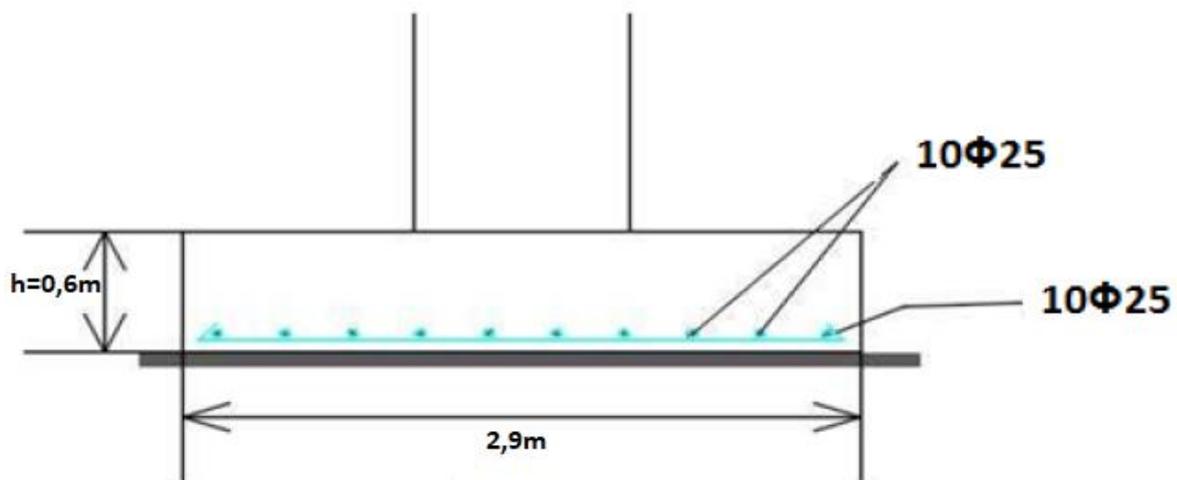


Figure X. 8 : Dimension des semelles et disposition constructive des armatures.

X.2.9. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments en béton armé qui relient toutes les fondations entre elles dans les 2 directions pour solidariser les fondations. Elles sont soumises à la traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S₂ les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25×30) cm².

X.2.9.1. Calcul des ferrillages :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$$F = \frac{2959,14}{15} = 197,28 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (sol

S₂ : $\alpha=15$)

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = \frac{197,28}{\frac{400 \times 10^3}{1,15}} = 5,67 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exigé une section minimale : $A_{st..min} = 0.6\%$ de la section.

$$A_{st..min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$ (6T12)



Figure X. 9 : Ferrailage des longrines.

X.2.9.2. Condition de non fragilité :

$$A_{st.min} \leq 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st.min} \leq 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

On prend : $\phi 8$ $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

X.2.9.3. Calcul des espacements des cadres :

Selon le RPA99l'espacement des cadres ne doit pas dépasser : **(20cm ; 15 Φ).**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Donc on prend l'espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

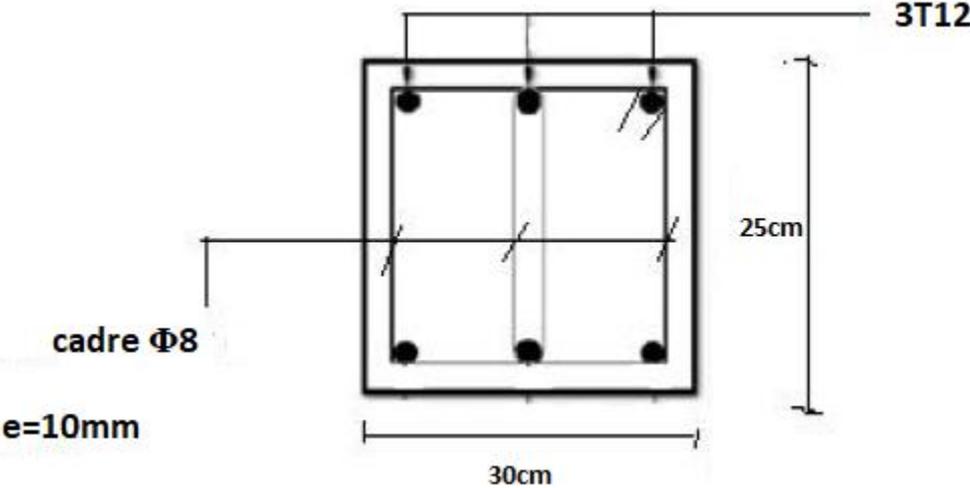


Figure X. 10 : Disposition des cadres.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis d'enrichir nos connaissances et nos acquis dans le domaine et aussi d'apprendre les différentes techniques de calculs et les concepts d'un bâtiment en construction métallique.

Ce travail nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

La maîtrise de logiciel de calcul est plus que nécessaire, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel et des résultats justifiés.

- Les actions dues au poids de la structure et aux charges d'exploitation sont les plus défavorables.
- L'acier permet de réaliser des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté par rapport au béton armé, rapidité d'exécution.
- Possibilité de réaliser des structures spatiales avec des poutres de longue portée et un espacement important entre les poteaux.
- La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en V) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.
- On a eu des efforts importants à la base de la structure cela est due à l'espacement entre les poteaux choisis. Après avoir une solution de choisir des poutres en profilés reconstitué soudé.
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.
- Cette étude nous a permis de nous imprégner des différentes méthodologies de dimensionnement des fondations sur semelle isolé.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquit des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Bibliographie

Références bibliographiques :

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 : REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48, REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 : REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 : CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)
- [5] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)
- [6] : EUROCODE 3 : « partie 1-1 » et « partie 1-8 » :EUROCODE 4 : « partie 1-1 »
- [7] : LAHLOU DAHMANI « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
- [8] : Documents « Access steel eurocodes made easy : SN043a-FR-EU, NCCI : Calcul d'assemblage de pieds de poteaux encastrés ».
- [9] : BOUAYAD AGHA Mohammed El-Mahdi, TABET-DERRAZ Moulay Idriss, 2017, Etude comparative d'un bâtiment en acier équipé de système de contreventement et d'appareil d'appuis en pendule à friction.
- [10] : ALIOUA Amina-BACHIR, 2018, ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN PARKING (RDC+4) EN CHARPENTE METALLIQUE A TLEMCCEN « BAB-EL-DJIAD » Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
- [11] : ALSAMAWI Almoutaz Bellah -CHORFI Abdelmalek,2018, Gare maritime d'Annaba en charpente métallique (R+3)
- [12] : Dr Ir P. BOERAEVE « Manuel de calcul de poutres et dalles mixtes Acier-Béton».

[13] : Jean-Marie ARIBERT « Construction mixte acier-béton ».

[14] : MIDOUN Med Hicham et MOSTEFAOUI Walid, 2013, Université de Bejaia
Étude d'un bâtiment métallique (R+5) à Oran.

[15]: ZEROUK Amina KENZA -BENMANSOUR Sarra -2018-ETUDE D'UN
BATIMENT A PLUSIEUR ETAGES (R+10) AVEC UN PLANCHER
COLLABORANT Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.

Annexes

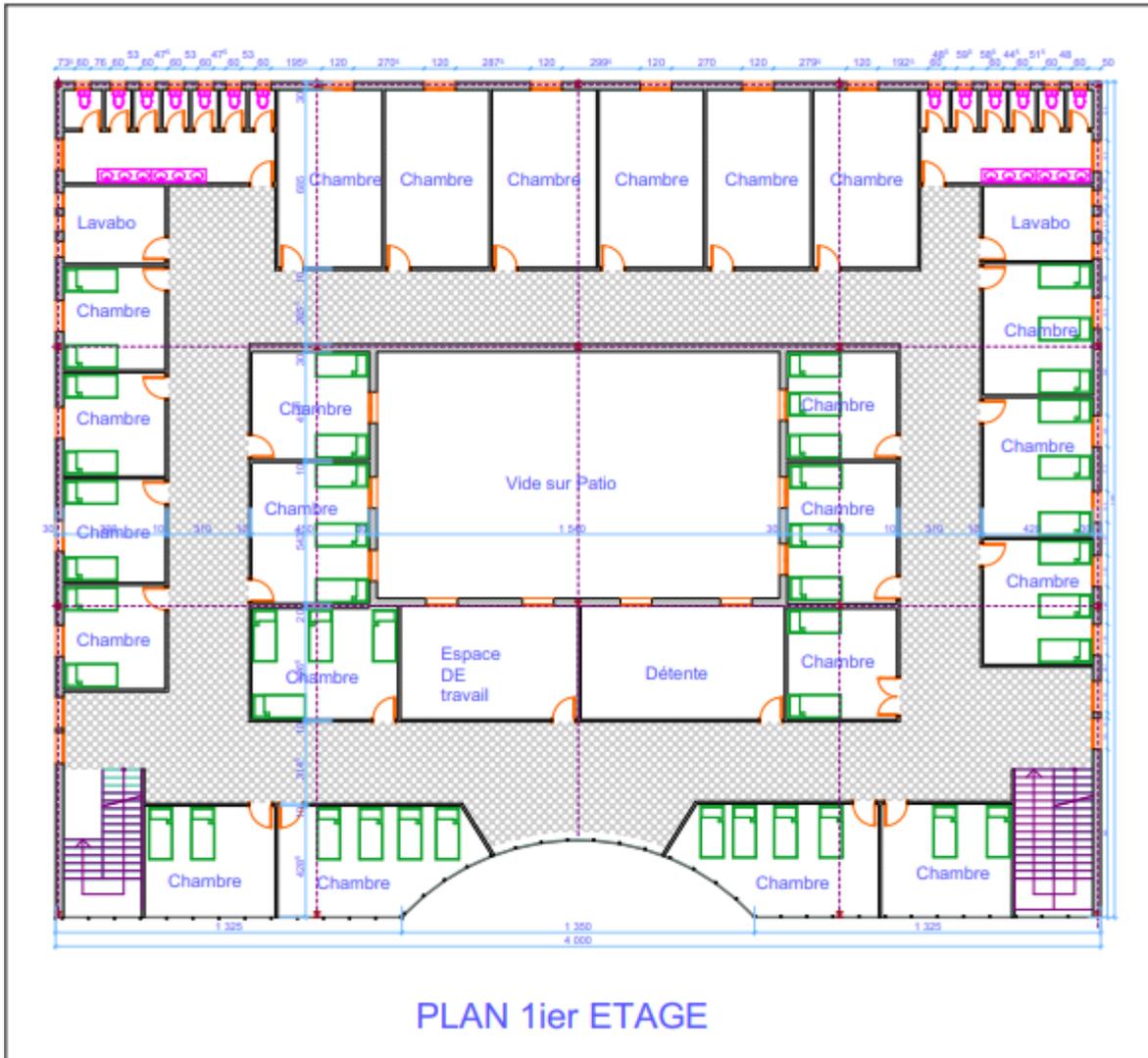


Figure A.2: plan 1^{er} étage hébergement

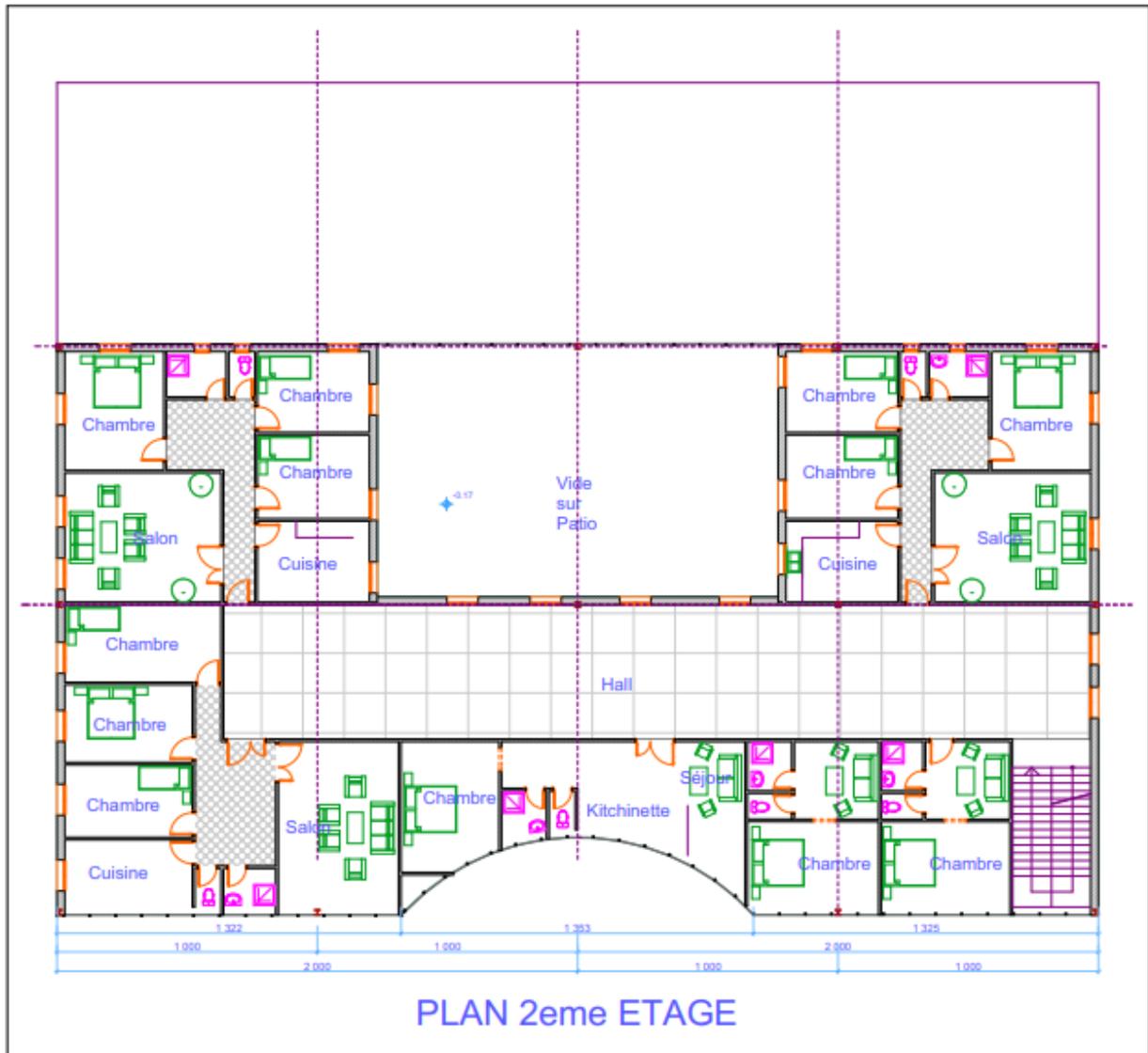
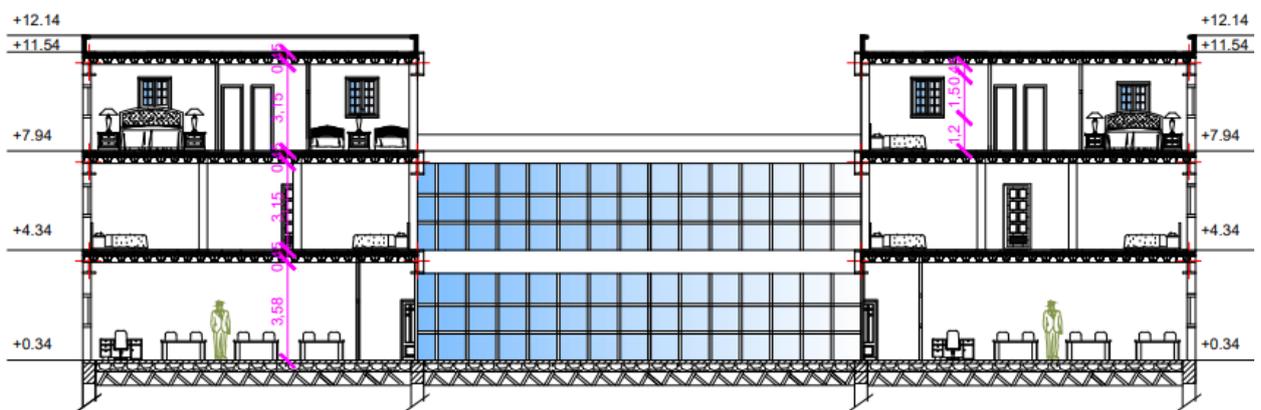


Figure A.3: plan 2^{ème} étage hébergement



Coupe AA ech :1/100

Figure A.4: coupe AA

Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{t,max}$ pour le facteur de réduction k_t

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

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d_1 tête (mm)	h_t tête (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450

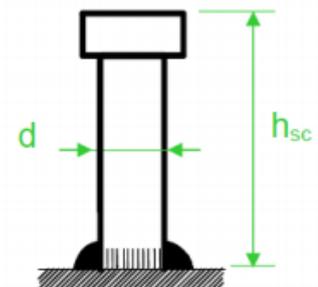


Tableau des armatures

\varnothing (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre \varnothing (mm)

ANNEXE C : ETUDE DES ASSEMBLAGE

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

β_w γ_{mw} variables selon la nuance d'acier

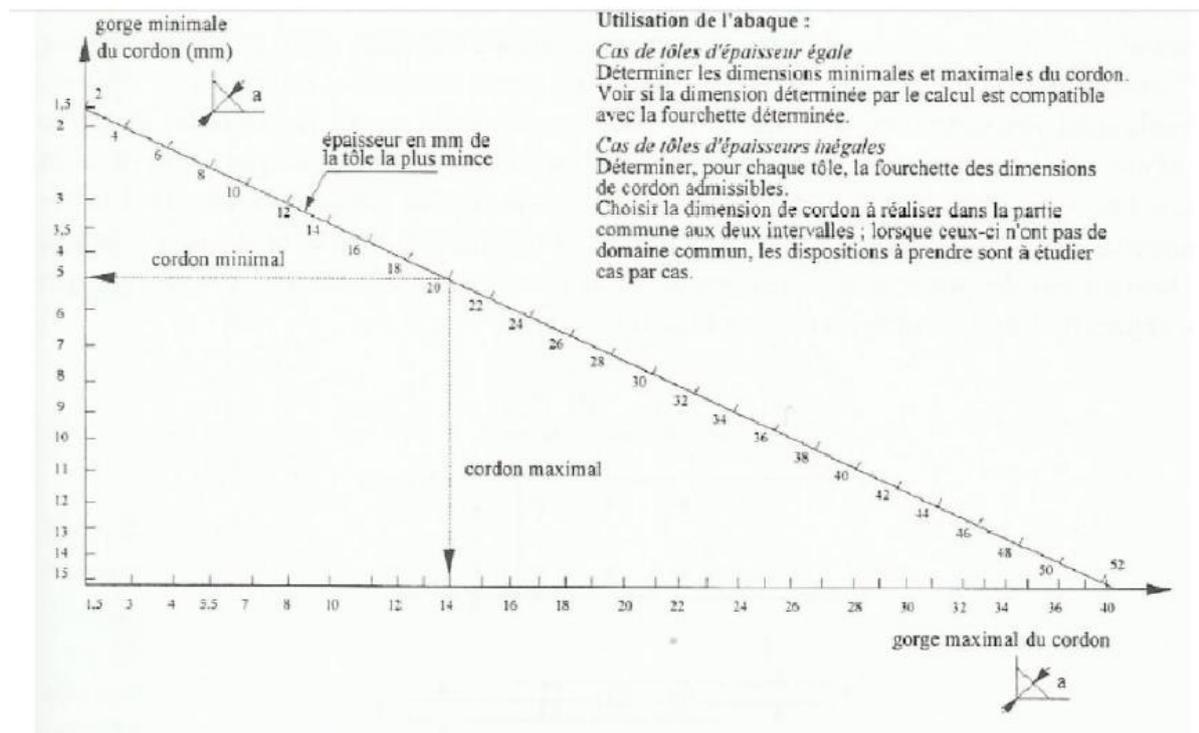


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenillé ou sablé
B	0.4	Grenillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

ANNEXE E : RAPPORT GEOTECHNIQUE

9. CONCLUSION

Les sols de fondation relatifs au projet «Extension de l'aérogare passagers» de l'Aéroport du 08 Mai 1945 à Ain Arnat – Sétif – sont constitués en profondeur par des limons argileux encroûtés graveleux intercalés par un passage alluvionnaire de 2m d'épaisseur par endroit. Ces derniers sont masqués par une couche de remblais (environ de 1.60m d'épaisseur à l'Ouest du terrain « zone 01 », et de 0.30m d'épaisseur à l'Est de terrain « zone 02 »).

Les essais de laboratoire caractérisent :

- Des sols fins : ce sont des limons sableux légèrement argileux encroûtés, peu plastiques avec des I_p entre 24 et 26, denses, faiblement à moyennement humides.

Sur la base des résultats des essais in situ (sondage carotté, essais pressiométriques et essais pénétrométriques), on peut adopter un taux de travail de **2 bars** pour des fondations superficielles ancrées à :

- **2.00m** par rapport à la côte actuelle au niveau de la **Zone02**.
- **3.00 m** par rapport à la côte actuelle au niveau de la **Zone 01** (présence d'une couche de remblais de 1.60m d'épaisseur avec une couche d'argile molle de 1.30m d'épaisseur)

Les tassements induits prévus seront de l'ordre de **1.32cm** selon l'ancrage et le type de fondation (Voir note de calcul détaillée).

Les résultats des analyses chimiques ont montré que ce sol est dépourvu d'éléments sulfatés (seulement des traces de sulfates « % $SO_4^{2-} \approx 0$ »); donc le sol n'est pas agressif à l'égard du béton de fondations. Par ailleurs, le pourcentage moyen des carbonates varie selon la présence d'encroûtement calcaire.

Les précautions signalées dans le chapitre « Risques particuliers » doivent être prises en compte.

Nous signalons la présence d'eau à 5.0m de profondeur.

Les sols reconnus font partie des terrains meubles classés dans la **catégorie B (terrain moyennement compacts)**. Ils nécessitent un engin léger pour les terrassements tel qu'une pelle mécanique.

On peut attribuer le sol selon la classification RPA 99 à la catégorie S2 (sol ferme).

Nous restons à la disposition du client pour plus d'informations si nécessaire.

L'INGENIEUR CHARGE D'ETUDE

L.KHAOUNI



LE CHEF DEPART. ETUDE



LE DIRECTEUR REGIONAL

