

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université AbouBakr Belkaid

Faculté De Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : CONSTRUCTION METALLIQUE

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT (R+2) EN CHARPENTE METALLIQUE

Présenté par :

REKKAB AFAF

Le : 25 Juin 2013

Devant le Jury composé de :

M. BAGHLI A	Président
D. HAMDAOUI.K	Examineur
M. GHENNANI.A	Examineur
M. RAS.A	Encadreur

Résumé :

Le projet porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation dans la commune d'AIN FEZZA (Wilaya de TLEMCEM).

Après la présentation du projet, on a effectué la descente des charges qui est l'étape fondamentale pour le pré dimensionnement d'éléments porteurs qui sont vérifiés par la suite pour valider l'utilisation des profilés ou les remplacer pour assurer la sécurité structural. On a aussi calculé les planchers mixtes.

Pour l'étude sismique, on a utilisé la méthode statique équivalente vu la régularité de notre structure. On a enfin fais les calculs des assemblages des différents éléments et le calcul des fondations. On a achevé ce mémoire par une conclusion générale.

Mots clés : Construction métallique, Etude du bâtiment, calcul neige et vent.

Summary:

The project is the study of a metallic frame dwelling(R+2) in AIN FEZZA (W.TLEMCEM) We began our study by a presentation, and then evaluation of the different loads and over loads to realize the calculation and the sizing of the different elements of the structure which will be checked to confirm the use of the frames or the replacement to assure the structural security.

The seismic study was elaborated by the static method because of the regularity of the building, preceded by the calculation of the composite floor; and then the calculation of the different systems of connections and foundations. This project was ended by a general conclusion.

Key word: Steel Structures, Study of a building, Calculation of climatic loads.

ملخص

يهدف مشروعنا الى دراسة سكن دو هيكل من طابقين بالإضافة الى الطابق الارضي بعين فزه بولاية تلمسان

قمنا بتقديم المشروع ثم تقدير الاحمال الثابتة و احمال الاستعمال الضرورية لتحديد احجام مختلف القطع المكونة للهيكال والتي يجب التأكد من منها لضمان سلامة مستعملي المبنى يليها حساب الارضية المركبة و دراسة الاهتزازات التي قد يتعرض لها المبنى بسبب الزلازل. الخطوة التالية تمثل حساب مختلف اليات و حساب الاسس. انهي المشروع بخاتمة شاملة.

كلمات مفتاح مباني معدنية . حساب احمال الثلوج و الرياح . حساب المباني المعدنية .

REMERCIEMENTS

Tout d'abord je remercie Dieu le Tout Puissant qui m'a accordé la force pour réaliser ce projet et le courage de vous le présenter.

Mes sincères remerciement et reconnaissance pour Mr RAS mon encadreur qui m'a guidé durant la préparation de mon mémoire et qui m'a accordé tout le temps et les instructions nécessaires pour accomplir ce travail, à qui je serai toujours reconnaissante.

Aux membres du jury : qui j'espère seront satisfaits de mon travail.

A tous mes professeurs chacun en son nom, je vous remercie du fond du cœur pour votre dévouement et pour vos conseils, sans vous je ne serai jamais arrivés la où on est aujourd'hui devant vous présentant le projet qui va nous transporter vers une nouvelle partie de notre vie et qui constituera tout notre avenir

A toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet

DEDICACE

Je dédie ce travail surement au premier lieu à mes chers parents,

Au plus beau et merveilleux papa au monde, mon très cher papa qui m'a toujours poussé pour aller de l'avant avec ses conseils tantôt avec patience et tantôt sévèrement mais qui ont toujours servi et qui m'ont mené la où je ne croyais jamais pouvoir arriver .

♥merci papa et je t'aime très fort♥

A ma maman chérie qui m'a comblée d'amour et de tendresse et qui a rendu les choses les plus difficiles sembler bien plus simple que je ne le croyais.

♥ Je t'aime ma maman♥

A la personne qui je n'oublierai jamais le soutien qu'elle m'a procurée et qui a toujours été la pour m'aider, à mon très cher oncle Mr REKKAB BENAMAR qui je ne remercierai jamais assez. Merci pour tout

A mes frères et sœurs AFIF, AMEL , YOUSRA , et CHOUKRY, et qui je leurs souhaitent pleins de succès et de réussites dans la vie

A mes grands parents qui m'ont aidé avec leurs prières et que DIEU les gardes pour nous, comme je le dédie à la mémoire de ma défunte grand-mère que DIEU la comble de sa Prospérité.

A tous les membres de ma famille qui ont partagé la joie de ce petit succès dans ma vie.

A vous mes amis Afif, Aicha, Fadia, FethAllah, Hanane, Ikram, Ilyes, Lotfi, SidAhmed qui avez fait de cette année la plus belle année de toutes, et qui surement je n'oublierai jamais, je vous remercie du fond du cœur pour tous ce que vous avez fait pour moi et pour votre présence à mes cotés et je ne vous souhaite que du meilleur.

A mes camarades de la promo Construction Métallique chacun en son nom.

je dédie ainsi cet humble travail à mes professeurs du département de Génie Civil en souhaitant qu'on ait été à la hauteur de ce qu'ils attendaient de nous.

Table des matières

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE.....	12
I.1.INTRODUCTION	12
I.2. PRESENTATION DU PROJET	13
I.3. DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET.....	13
I.4. MATERIAUX UTILISES	13
I.5. LES ELEMENTS STRUCTUREAUX.....	15
I.6. REGLEMENTS TECHNIQUES	16
CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	17
II.1. INTRODUCTION	17
II.2.LES DIFFERENTES CHARGES ET SURCHARGES	18
II.2.1. Charges permanentes et d’exploitation.....	18
II.2.2.Charges climatiques.....	20
CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT	30
III.1. LES SOLIVES	30
III.1.1. Solive de plancher terrasse :	30
III.1.2. Solives du plancher courant :	31
III.1.3. Poutres secondaires de rive	32
III.2. LES POUTRES.....	32
III.2.1. Poutres plancher terrasse.....	33
III.2.2. Poutre plancher courant.....	35
III.2.3. Poutre en port à faux	35
III.3. LES POTEAUX	36
CHAPITRE IV : ELEMENTS SECONDAIRES	38
IV.1. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....	38
IV.1.1. Evaluation des charges.....	38
VI.1.2. Calcul des marches.....	39
IV.1.3. Dimensionnement de la poutre palière.....	42
IV.2. CALCUL DE L’ACROTÈRE	43
IV.2.1. Les sollicitations:	43
IV.2.2. Dimensionnement de l’acrotère :	43
CHAPITRE V : ETUDE DU PLANCHER MIXTE	45
V.1. INTRODUCTION.....	45
V.2. CALCUL DU PLANCHER MIXTE	46

V.2.1. Etude de la dalle collaborant	46
V.3. VERIFICATION DES SOLIVES	49
V.4. ETUDES DES CONNECTEURS	53
CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE	55
VI.1. INTRODUCTION	55
VI.1.1. Définition des différents paramètres (selon le RPA 99/V03):	55
VI.1.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :	56
VI.2. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE	57
VI.3. VERIFICATION DE LA STRUCTURE VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ	59
CHAPITRE VII : VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS.....	61
VII.1. INTRODUCTION	61
VII.2. POTEAUX.....	61
1. Calcul des sollicitations et vérifications :	61
VII.3. POUTRES	63
VII.3.1. poutres principales	63
VII.3.2. poutres en porte à faux.....	64
VII.4. VERIFICATION DES CONTREVETEMENTS	65
VII.4.1. Palées triangulées en V	66
VII.4.2. Palées triangulées en X.....	66
VII.5. Vérification des différents éléments au voilement.....	67
CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES.	68
VIII.1. INTRODUCTION.....	68
VIII.2. CALCUL DES DIFFERENTS ASSEMBLAGES	70
VIII.2.1. Assemblage Poutre-solive	70
VIII.2.2. Assemblage Poteau-Poutre.....	73
VIII.2.3. Assemblage pied de poteau :	75
CHAPITRE IX : CALCUL DES FONDATIONS.....	79
IX.1. INTRODUCTION	79
IX.2. PRE DIMENSIONNEMENT	79
CONCLUSION.....	85
ANNEXE	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques de l'acier	14
Tableau I.2 : Caractéristique de la tôle	14
Tableau I.3 : Valeurs nominales des F_y des aciers d'armatures	14
Tableau I.4 : Les différents règlements utilisés dans les calculs	16

Chapitre 2

Tableau II.1 : Données du site	21
Tableau II.2: Tableau des coefficients de rugosité $C_r(Z)$	22
Tableau II.3: Coefficient d'exposition au vent.	23
Tableau II.4 : Valeurs de la pression dynamique	23
Tableau II.5 : C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire	24
Tableau II.6 : Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates	24
Tableau II.7 : Divisions de la section suivant le sens V1 du vent.	24
Tableau II.8 : Coefficients de pression pour paroi verticale (sens V1)	25
Tableau II.9 : Coefficients de pression pour toiture (sens V1)	25
Tableau II.10 : Coefficients de pression pour parois verticales (sens V2)	26
Tableau II.11 : Coefficients de pression pour toiture plat(sens V2)	26
Tableau II.12 : Pressions dues au vent sur parois verticales (sens V1)	27
Tableau II.13 : Pressions dues au vent sur toiture (sens V1)	27
Tableau II.14 : Pressions dues au vent sur parois verticales (sens V2)	28
Tableau II.15 : Pressions dues au vent sur toiture (sens V2)	28

Chapitre 3

Tableau III.1 : Charges reprises par les solives du plancher terrasse	30
Tableau III.2 : Charges reprises par les solives du plancher courant	31
Tableau III.3 : Charges reprises par les poutres de rive	32
Tableau III.4 : Charges reprises par les poutres de plancher terrasse	33
Tableau III.5 : Charges reprises par les poutres de plancher courant	35
Tableau III.6 : Charges reprises par les poutres en porte à faux	35
Tableau III.7 : Charges reprises par le poteau	37

Chapitre 4

Tableau IV.1 : Descente des charges du palier 38

Tableau IV.2 : Descente des charges de la volée 38

Tableau IV.1 : Charges reprises par la poutre palière 42

Chapitre 5

Tableau V.1 : Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage 46

Chapitre 6

Tableau VI.1 : Valeur du coefficient de qualité (Tableau4.4 du RPA99/V03) 56

Tableau VI.2 : Le poids de chaque niveau 57

Tableau VI.3 : Distribution de la force sismique selon la hauteur 57

Tableau VI.4 : Vérification de la résultante de la force sismique 58

Tableau VI.5: Déplacements suivant X 58

Tableau VI.6: Déplacements suivant Y 58

Tableau VI.7 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X 60

Tableau VI.8 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y 60

Chapitre 8

Tableau VIII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances 71

Tableau VIII.2 : Dimensions des différents boulons 71

Tableau VIII.3 : Caractéristiques des profilés assemblés(IPE300/IPE180) 73

Tableau VIII.4 : Caractéristiques des profilés assemblés(HEB260/IPE300) 75

Chapitre 9

Tableau IX.1 : Les différentes sollicitations transmises aux fondations 80

Tableau IX.2 : Calcul du ferrailage de la semelle 81

Tableau IX.3 : Vérification de la contrainte 81

Liste des figures :

Chapitre 1 :

Figure I.1 : Schéma représentant la structure 13

Chapitre 2 :

Figure II.1 : Sens V1 de vent sur long-pan 21

Figure II.2 : Sens V2 du vent sur pignon 21

Figure II.3 : Pression dynamique sur la paroi verticale 23

Figure II.4 : Vue en élévation 24

Figure II.5 : Division de la paroi (sens V1) 24

Figure II.6 : Division de la toiture suivant le sens V1. 25

Figures II.7 : Coefficients de C_{pe} sur parois verticales 26

Figure II.8 : Coefficients de C_{pe} sur toiture plate. 26

Chapitre 3 :

Figure III.1 : Surface reprise par le poteau 36

Chapitre 4 :

Figure IV.1 : Modèle d'escalier 38

Figure VI.2 : Descente de charge sur les escaliers 40

Figure IV.3 : Les différents composants d'un escalier. 41

Figure IV.4 : Dimensions de l'acrotère 43

Chapitre 5 :

Figure V.1 : Schéma du plancher collaborant 45

Figure V.2 : Largeur participante de la dalle. 50

Figure V.3 : Détails du plancher collaborant 52

Figure V.4 : Contraintes et moments dans le plancher collaborant 52

Figure V.5: Déformation plastique, flexion et effort de cisaillement dans une dalle avec et sans connecteurs 53

Figure V.6: Caractéristiques du goujon 54

Chapitre 6 :

Figure VI.1 : Disposition de palées triangulées dans le sens X 58

Figure VI.2 : Disposition de palées triangulées dans le sens Y 59

Chapitre 7 :

Figure VII.1 : Palées triangulées en V suivant X 66

Figure VII.2 : Palées triangulées en X suivant Y 67

Chapitre 8 :

Figure VIII.1 : Différents types d'assemblages 70

Figure VIII.2 : Assemblage Poutre- Solive 72

Chapitre 9 :

Figure IX.1 : Dimensions de fondations 81

Figure IX.2 : Dimensions des semelles et disposition constructive des armatures 82

Liste des notations

G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Module d'élasticité longitudinal.
G : Module de cisaillement.
 ν : Coefficient de Poisson.
 ρ : Poids volumique.
 M_{sd} : Moment sollicitant.
 $M_{pl,Rd}$: Moment résistant plastique.
 $M_{el,Rd}$: Moment résistant élastique.
 V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.
 $V_{pl,Rd}$: Effort tranchant plastique.
 $V_{el,Rd}$: Effort tranchant élastique.
 I_y : Moment d'inertie selon l'axe y.
 I_z : Moment d'inertie selon l'axe z.
 W_{el} : Moment de résistance élastique.
 W_{pl} : Moment de résistance plastique.
t : Epaisseur.
 t_w : Epaisseur de l'âme.
 t_r : Epaisseur de la semelle.
h : Hauteur du profilé.
b : Largeur du profilé.
A : Section du profilé.
d : Hauteur de la portion droite de l'âme.
G : Poids par mètre.
 h_i : Hauteur intérieure entre ailes.
r : Rayon de congé.
 A_v : Aire de cisaillement.
L : Longueur en générale.
 l_f : Longueur de flambement.
N : Effort normal.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

f : Flèche d'une poutre.

γ : Coefficient partiel de sécurité.

λ : Elancement.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

χ : Coefficient de réduction du flambement.

σ : Contrainte.

h : Hauteur de la poutre (solive) en acier.

t : épaisseur de la dalle en béton.

b : Largeur de la dalle collaborante.

V_s : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle.

V_i : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre.

d : Distance de l'axe neutre au centre de gravité de la poutre en acier.

A : Aire de la section de la poutre en acier.

B : Aire de la section du béton seul.

S : Aire de la section totale rendue homogène.

I_A : Moment d'inertie de la poutre en acier, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.

W_y : Module d'inertie de la poutre en acier, par rapport à l'axe y .

γ_{M0} : Coefficient de sécurité partiel (1.1).

$\gamma_{ap} = 1,1$: Facteur de résistance pour l'acier de la tôle nervurée

$\gamma_c = 1,5$: Facteur de résistance du béton

$\gamma_{m2} = 1,25$: Facteur de sécurité pour les sections nettes au droit des assemblages

I_B : Moment d'inertie de la section du béton seul, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.



Small signature or mark in the bottom left corner.

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1. INTRODUCTION

Pour n'importe quel projet de construction, différents procédés de conception et de calculs sont utilisés, selon des normes et des codes qui doivent être respectés.

Le développement que le monde est entrain de vivre, nous pousse à innover et aller plus vite dans tous les secteurs et surtout dans le domaine du bâtiment « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

L'Algérie de sa part essaye de s'accommoder avec ce développement en introduisant la charpente métallique dans ses constructions vue les bonnes caractéristiques et les multiples avantages qu'elle présente dont on peut citer :

- La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées.
- La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité
- L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.
- Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Par contre sa corrodabilité et sa fragilité vis à vis de l'eau présente un inconvénient considérable qui doit être traité de façon particulière pour éviter tout type de risque d'effondrement à cause de ces raisons.

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

Le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été élaboré par la méthode statique dans le sixième chapitre précédé par l'étude du plancher mixte dans le cinquième chapitre. Vient après la vérification des éléments porteurs vis-à-vis des différentes instabilités et l'étude des assemblages respectivement dans le septième et huitième chapitre, pour qu'enfin le calcul des fondations dans le neuvième chapitre.

On a achevé le mémoire par une conclusion générale.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

Le projet consiste à réaliser et à dimensionner un bâtiment (R+2) à usage d'habitation, en construction mixte (ossature métallique et remplissage en maçonnerie), situé dans la commune de AIN FEZZA dans la wilaya de TLEMCEM pour le département de la Gendarmerie nationale.

Le bâtiment occupe une assiette de : 284 m² avec une hauteur de **11,48** m, il est composé d'un rez-de-chaussée et de deux niveaux recevant chacun deux appartements F4.

I.3. DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET

- ✓ Longueur totale : $L_x=23,96\text{m}$
- ✓ Largeur totale : $L_y=11,84\text{m}$
- ✓ Hauteur de l'étage : $L_e=3,24\text{m}$
- ✓ Hauteur totale : $H=11,48\text{m}$

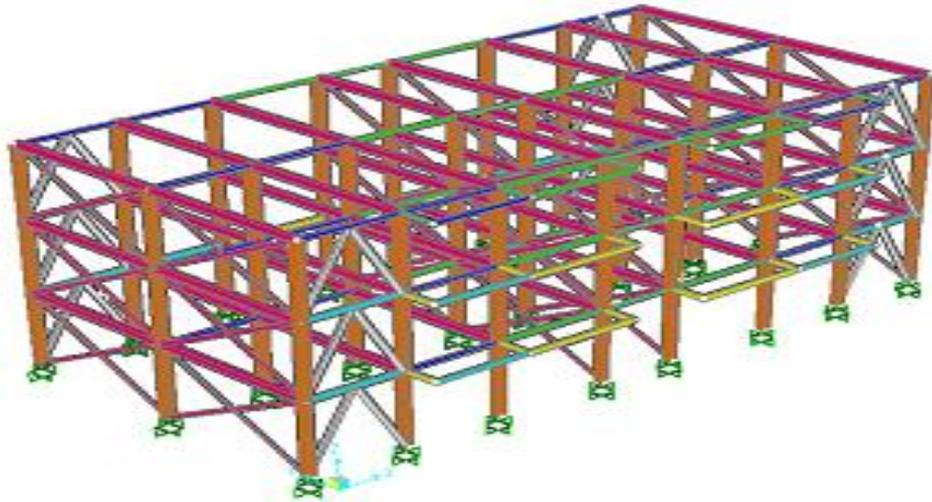


Figure I.1 : Schéma représentant la structure

I.4. MATERIAUX UTILISES

Dans notre structure on a utilisé deux matériaux, l'acier comme élément de structure porteuse et le béton pour les travaux d'infrastructures.

I.4.1. Le béton armé

A. Le béton

Pour la réalisation de l'infrastructure et les dalles, le type de ciment utilisé est le CPA caractérisé par le dosage de 350Kg / m³ dont les autres caractéristiques sont les suivants :

- Poids volumique : $\gamma_{\text{béton}}=25\text{kg/m}^3$
- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28}= 25 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

B. Aciers d'armatures

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant rupture. Il est utilisé pour éviter la fissuration du béton sous les différentes charges.

Les caractéristiques mécaniques des différents aciers d'armatures sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Valeurs nominales des F_y des aciers d'armatures

Nuance		F_y (Mpa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

I.4.2. Acier :

A. Acier des éléments porteurs de la structure

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques de l'acier

Nuance	S235
F_u	360 MPa
F_y	235 MPa
Module d'élasticité longitudinal E	210000 MPa
Module de cisaillement G	81000 MPa
Poids volumique γ_{acier}	78,50 KN/m ³
Coefficient de poisson ν	0.3

B. Acier de la tôle nervurée

Nuance de l'acier des tôles: $F_y = 235$ MPa

Tableau I.2 : Caractéristiques de la tôle

Epaisseur de la tôle		section	poids	Position Fibre neutre		Moment D'inertie	Module de résistance	
Galvanisée	Nue	AP	MP	Vi	Vs	Ip	Ip /Vi	Ip/ Vs
mm	mm	cm ²	daN/m ²	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm ³
1.00	0.96	14.35	20	34.8	25.2	70.44	22.23	30.35

I.5. LES ELEMENTS STRUCTUREAUX

I.5.1. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en I ou en H

Les poutres supportent les éléments de plancher et transmettent les charges verticales aux poteaux. et sont aussi constitués à partir de profilés en I ou en H.

I.5.2. Les poutres

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction ; elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées. Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales, peuvent souvent être dimensionnées en invoquant à peine plus que la théorie élémentaire de la flexion.

Ces éléments sont souvent constitués à partir de profilés en I ou en H.

I.5.3. Les contreventements

Les systèmes de contreventements assurent le rôle de stabiliser la structure face aux efforts de vent et spécialement du séisme.

On a mis en disposition deux systèmes de contreventements en X et en V pour garder l'aspect architectural de la structure vu la présence de beaucoup d'ouvertures, et pour ne pas gêner l'exploitation du bâtiment.

I.5.4. Les assemblages

Dans les structures multi-étagées, les assemblages entre les éléments principaux peuvent être classés de manière commode en :

- ❖ Assemblages poutre – poutre,
- ❖ Assemblages poutre-poteau,
- ❖ Pieds de poteaux,
- ❖ Assemblages de contreventements.

Deux types de connecteurs sont utilisés dans les assemblages les soudures et les boulons.

I.6. REGLEMENTS TECHNIQUES

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Tableau I.4 : Les différents règlements utilisés dans les calculs

Types de règlement	Définition
CCM 97	Calcul des structures en acier
RPA99/V2003	règles parasismiques algériennes version 2003
RNV99	règles définissant les effets de la neige et du vent
BAEL91	béton armé aux états limites
DTR BC 2.2	Charges et surcharges

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.1. INTRODUCTION

L'évaluation des charges et surcharges appliquées sur une structure constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence, ces charges constituent l'ensemble suivant :

- ❖ Le poids propre de la structure (éléments porteurs et secondaires)
- ❖ Les charges utiles dans le bâtiment (selon la destination de l'ouvrage)
- ❖ Les actions climatiques (Neige et Vent)
- ❖ Les actions accidentelles (séisme, chocs, ...)

Les charges sont de deux catégories : permanentes et d'exploitation.

- Charge permanente :
Cette charge constitue l'ensemble du poids des éléments constituant la structure finale incluant le poids des éléments porteurs et secondaires ainsi que les cloisons, les plafonds, les différentes installations, ...
- Charge d'exploitation :
C'est l'ensemble des charges variables dans le temps que supporte la structure et qui désignent l'ensemble des équipements, des matériels et des personnes que reçoit la structure. ces charges sont définies à partir d'un DTR intitulé « CHARGES ET SURCHARGES ».
Pour le dimensionnement de toute structure métallique les charges climatiques qui constituent les effets des charges de la neige et du vent sur la structure et qui sont évalués selon le D.T.R. C 2-4.7 intitulé « Règlement Neige et Vent 'RNV 99 ».

II.2. LES DIFFERENTES CHARGES ET SURCHARGE

II.2.1. Charges permanentes et d'exploitation

A. Plancher terrasse (inaccessible) :

Protection en gravillon roulés (5cm)	→	$0,05 \times 1700 = 85 \text{ daN/ m}^2$
Etanchéité multicouches (5cm)	→	$0,05 \times 600 = 30 \text{ daN/ m}^2$
Béton de pente (10cm)	→	$0,10 \times 2200 = 220 \text{ daN/ m}^2$
Isolation thermique au liège (bloc de liège) (4cm)	→	$0,04 \times 400 = 16 \text{ daN/ m}^2$
Dalle en béton armé (10cm)	→	$0,10 \times 2500 = 250 \text{ daN/ m}^2$
Tôle PCB 60	→	11.58 daN/ m ²
Faux plafond	→	10 daN/ m ²
		<hr/>
		G = 604,85 daN/m ²
		Q = 100 daN/m ²

B. Plancher courant :

Revêtement en carrelage (2cm)	→	$0,02 \times 20 \times 100 = 40 \text{ daN/ m}^2$
Mortier de repos (2cm)	→	$0,02 \times 20 \times 100 = 40 \text{ daN/ m}^2$
Isolation thermique au liège (bloc de liège) (4cm)	→	$0,04 \times 400 = 16 \text{ daN/ m}^2$
Dalle en béton arme (12cm)	→	$0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN/ m}^2$
Tôle PCB 60	→	11.58 daN/ m ²
Faux plafond en plâtre	→	10 daN/ m ²
		<hr/>
		G = 417.58 daN/m ²
		Q = 150 daN/m ²

C. Escalier :

Volée :

Tôle striée (épaisseur 5mm)	→	45 daN/ m ²
Mortier de repos (épaisseur 2cm)	→	18 daN/ m ²
Revêtement Granite (épaisseur 2cm)	→	70 daN/ m ²
Garde corps	→	60 dan/m ²
		<hr/>
		G = 163 daN/ m ²
		Q=250 daN/m ²

Palier :

Tôle TN 40	→	10 daN/ m ²
Dalle en béton (épaisseur = 10cm)	→	250 daN/ m ²
Mortier de repos (épaisseur = 2cm)	→	36 daN/ m ²
Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm)	→	40 daN/ m ²
		<hr/>
		G = 337 daN/ m ²
		Q=250 daN/m ²

D. Murs extérieurs à double cloison :

Les murs extérieurs des appartements sont réalisés en brique creuse de 10 cm en double cloison avec 30% d'ouverture :

Brique(e=10cm) +brique (e=10cm)	→	2 x 90 = 180 kg/m ²
Revêtement extérieur(e=2cm ; P=2000 kg/m ²)	→	18 kg/m ²
Revêtement intérieur (e=2cm ; P=1200 kg/m ²)	→	10 kg/m ²
		<hr/>
		G = 208 daN/m ²

E. Mur intérieur :

Brique (e=10cm) 0,1×900	→	90 kg/m ²
Revêtement intérieur (e=2cm) 0,02×200	→	40kg/m ²
		<hr/>
		G = 130 daN/m ²

F. Acrotère:

- La surface de l'acrotère est : $S = 0,6 \times 0,1 = 0,06 \text{ m}^2$
- Le poids propre de l'acrotère est : $P = (0,06 \times 2500) = 150 \text{ Kg/ml}$

$$G = 150 \text{ kg/mL}$$

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

II.2.2. Charges climatiques

A. Présentation du projet

- Le projet est un bâtiment à usage d'habitation en charpente métallique se situant à Ain Fezza dans la wilaya de Tlemcen.
- Le bâtiment occupe une assiette de : 284 m² avec une hauteur de **11,48** m, il est composé d'un rez-de-chaussée et de deux niveaux recevant chacun deux appartements F4.

B. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

- ❖ Largeur $L_y = 11,84\text{m}$
- ❖ Longueur $L_x = 23,96\text{m}$
- ❖ Hauteur $H = 11,48\text{m}$
- ❖ Hauteur d'étage $H_e = 3,24\text{m}$

C. Charges climatiques

a. La neige :

Calcul de la charge de neige :

La charge caractéristique de neige :

$$S = \mu \cdot S_k \quad (\text{KN/m}^2)$$

Coefficient de forme de la terrasse :

$$\mu = 0,8$$

Le bâtiment se situe à la commune de Ain Fezza, wilaya de Tlemcen, zone A.

Influence de l'altitude : La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude.

H (m) du site considéré par rapport au niveau de la mer.

$$H = 860\text{m}$$

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$$

$$S_k = 0,752$$

$$S = 0,6016 \text{ KN/m}^2$$

b. Le vent

- ❖ Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.
- ❖ Le but du calcul de la pression du vent et d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure.

b.1.Principes du RNV99 :

Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.

Le bâtiment à étudier est de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Sens V1 : Façade principale :

77

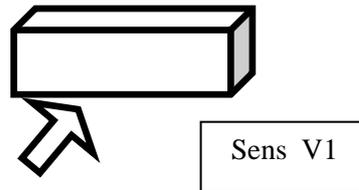


Figure II.1 : sens V1 de vent sur long-pan

Sens V2 : Façade latérale :

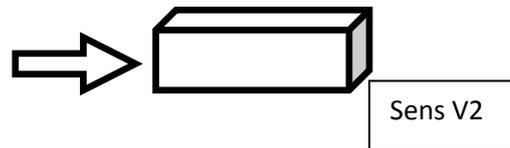


Figure II.2 : sens V2 du vent sur pignon

Notre bâtiment est classé en catégorie 1.

b.2.Données relatives au site :

- Tlemcen se trouve en zone 1. $\Rightarrow q_{ref}=375\text{N/m}^2$
- Groupe d'usage : 2
- q_{ref} (N/m²) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.
- Catégorie du terrain :

Tableau II.1 : Données du site

Catégorie du terrain	K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
Zone III suburbaine(foret)	0,22	0,3	8	0,37

- K_t : Facteur de terrain.
 - Z_0 : Paramètre de rugosité.
 - Z_{min} : Hauteur minimale.
 - ϵ : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd.
 - Le coefficient dynamique Cd (Il est déterminé à l'aide des abaques 3-1 à 3-7 du RNV99)
 - ❖ Pour les bâtiments à structure métallique on utilise l'abaque 3-2.
- Cd est donné en fonction de :

•B (m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

•H (m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

•Coefficient de topographie \longrightarrow Site plat : $C_t=1$.

❖ La pression du vent est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

❖ Pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$:

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

Avec : C_e : coefficient d'exposition au vent

• Coefficient d'exposition au vent :

Notre structure est considérée peu sensible aux vibrations.

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[1 + \left(7 \cdot \frac{K_t}{C_t(z) \cdot C_r(z)} \right) \right]$$

• Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour : } Z < Z_{min}$$

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

Calculs :

✓ Sens V1 : $h=10,48m$, $b=23,96m$ \longrightarrow $C_d=0,93$

✓ Sens V2 : $h=10,48m$, $b=11,84m$ \longrightarrow $C_d=0,94$

Calcul de la rugosité :

$$C_r(Z) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) \quad \text{pour : } Z < Z_{min}$$

$$C_r(Z) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{Z}{0,3}\right) \quad \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

Tableau II.2: Tableau des coefficients de rugosité $C_r(Z)$

	$Z_j(m)$	$C_r(Z_j)$
RDC	3,24	0,722
1 ^{er} étage	6,48	0,722
2 ^{eme} étage	9,72	0,765

Coefficient d'exposition au vent $C_e(Z)$:

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z_j)^2 \cdot \left[1 + \left(7 \cdot \frac{Kt}{C_t(z) \cdot C_r(z)} \right) \right]$$

$$C_t(Z)=1$$

Tableau II.3: Coefficient d'exposition au vent.

	Zj(m)	Cr(Zj)	Ce(Zj)
RDC	3.24	0.722	1.633
1 ^{er} étage	6.48	0.722	1.633
2 ^{eme} étage	9.72	0.760	1.763

La pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j) \quad \text{avec :} \quad q_{ref}=375\text{N/m}^2$$

Tableau II.4 : Valeurs de la pression dynamique

	Zj(m)	Cr(Zj)	Ce(Zj)	$q_{dyn}(\text{N/m}^2)$
RDC	1,62	0,722	1,633	612,37
1 ^{er} étage	4,86	0,722	1,633	612,37
2 ^{eme} étage	8,10	0,796	1,763	661,12

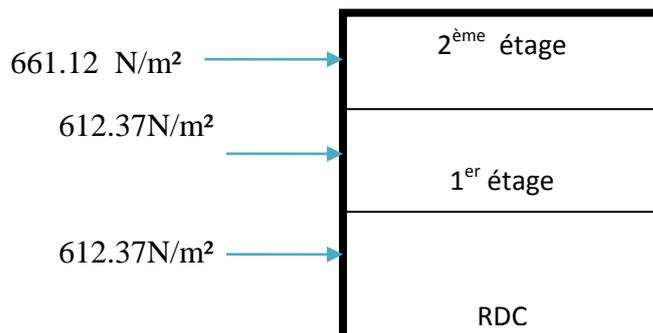


Figure II.3 : Pression dynamique sur la paroi verticale

Pression dynamique sur toiture : $h=10,48\text{m}$; $C_z(z)=0,81$; $C_e(Z)=1,903$

$$q_{dyn}=713,812\text{N/m}^2$$

Coefficient de pression intérieure :

Dans notre cas, structure avec cloison intérieure on a deux valeurs :

$$C_{pi} = +0,8 \quad \text{et} \quad C_{pi} = -0,5$$

Coefficients de pression extérieure :

Notre structure à une hauteur supérieure à 10 m donc :

$$Cpe = Cp_{e,10} \quad S \geq 10m^2 \quad (S (m^2) \text{ désigne la surface de la structure })$$

Tableau II.5 : **Cpe** pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire

A	B	C	D	E
- 1,0	- 0,8	- 0,5	+ 0,8	- 0,3

(Tableau5.1.RNV99)

Notre structure comporte des acrotères sur la toiture (arrêtes vives) :

Le rapport $h_p/h=0.05$ donc les coefficients sont :

Tableau II.6 : Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates

F	G	H	I
- 1,4	- 2.0	- 0.9	\mp 0,2

Sens V1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 23,96m ; h = 11,48m ; d = 11,84m \\ e = \min (b ; 2h) = (23,96 ; 2(11,48)) = 20,96m \\ e > d \end{array} \right.$$

- Direction du vent V1 sur la face AB :

Tableau II.7 : Divisions de la section suivant le sens V1 du vent.

$e = \min (b ; 2h) = \min (23,96 ; 2 \times 11,48) = 20,96$		(Figure5.1.RNV99)	
e	b	d	h
20,96	23,96	11,84	10,48
d > e donc on a A, B et C		A = e/5	4,19m
		B = e	20,96m
		C=d-B	1,00m

Il convient de diviser les parois comme suit :

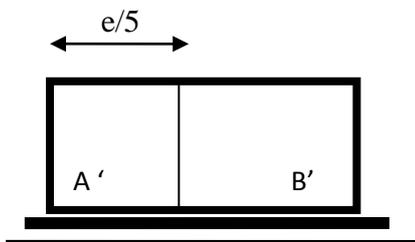


Figure II.4 : Vue en élévation

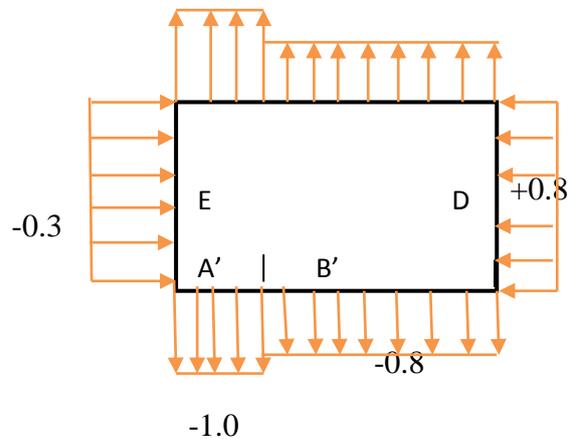


Figure II.5 : Division de la paroi (sens V1)

La toiture est divisée comme indiqué :

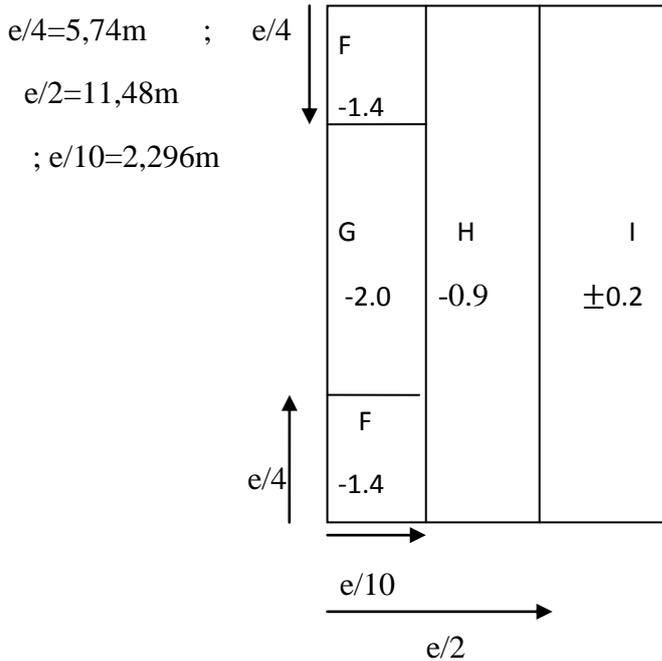


Figure II .6 : Division de la toiture suivant le sens V1.

Coefficient de pression intérieur :

dans notre cas , structure avec cloisons intérieures on va prendre les 2 cas les plus défavorables : $C_{pi}=+0,8$ et $C_{pi}=-0,5$

Tableau II.8 : Coefficients de pression pour paroi verticale (sens V1)

	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$C_{pe}-C_{pi1}$	$C_{pe}-C_{pi2}$
A'	-1,0	+0,8	-0,5	-1,8	+0,4
B'	-0,8	+0,8	-0,5	-1,6	-0,3
D	+0,8	+0,8	-0,5	0	+0,3
E	-0,3	+0,8	-0,5	-1,1	+0,2

Tableau II.9 : Coefficients de pression pour toiture (sens V1)

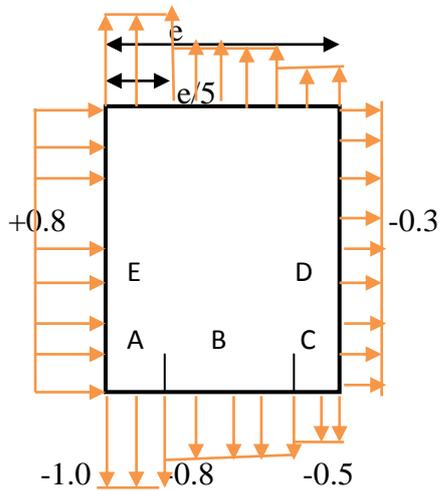
	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$C_{pe}-C_{pi1}$	$C_{pe}-C_{pi2}$
F	-1,4	+0,8	-0,5	-0,6	-0,9
G	-2,0	+0,8	-0,5	-1,2	-1,5
H	-0,9	+0,8	-0,5	-0,1	-0,4
I	$\pm 2,0$	+0,8	-0,5	-0,6	0,7

Sens V2 :

Les dimensions en sens V2 : $b=11,84\text{m}$; $d=23,96\text{m}$; $h=11,48\text{m}$

$$*e = \min(b ; 2h) = \min(11,84 ; 2 \cdot 11,48) = 11,84\text{m}$$

- $e < d$; on obtient la division suivante :



F		
-1.4		
G	H	I
-2.0	-0.9	± 0.2
F		
-1.4		

Figures II.7 : Coefficients de C_{pe} sur parois verticales

figure II.8 : Coefficients de C_{pe} sur toiture plate.

Tableau II.10 : Coefficients de pression pour parois verticales (sens V2)

	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$C_{pe}-C_{pi1}$	$C_{pe}-C_{pi2}$
A	-1,0	+0,8	-0,5	-0,2	-0,5
B	-0,8	+0,8	-0,5	0	-0,3
C	-0,5	+0,8	-0,5	+0,3	0
D	-0,3	+0,8	-0,5	+0,5	+0,2
E	+0,8	+0,8	-0,5	+1,6	+1,3

Tableau II.11 : Coefficients de pression pour toiture plate.

	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$C_{pe}-C_{pi1}$	$C_{pe}-C_{pi2}$
F	-1,4	+0,8	-0,5	-0,6	-0,9
G	-2,0	+0,8	-0,5	-1,2	-1,5
H	-0,9	+0,8	-0,5	-0,1	-0,4
I	$\pm 0,2$	+0,8	-0,5	-0,6	0,7

Détermination des pressions dues au vent :

Sens V1

1. Parois verticales :

Tableau II.12 : Pressions dues au vent sur parois verticales (sens V1)

		Cd	q_{dyn} N/m ²	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} N/m ²	q_{j2} N/m ²
RDC	A'	0,93	612,37	-1,8	+0,4	-1025,107	+227,801
	B'	0,93	612,37	-1,6	+0,3	-911,206	+170,851
	D	0,93	612,37	0	+0,3	0	+170,851
	E	0,93	612,37	-1,1	+0,2	-626,454	+113,900
1 ^{er}	A'	0,93	612,37	-1,8	+0,4	-1025,107	+227,801
	B'	0,93	612,37	-1,6	+0,3	-911,206	+170,851
	D	0,93	612,37	0	+0,3	0	+170,851
	E	0,93	612,37	-1,1	+0,2	-626,454	+113,900
2 ^{ème}	A'	0,93	660,00	-1,8	+0,4	-1104,840	+245,520
	B'	0,93	660,00	-1,6	+0,3	-982,080	+184,140
	D	0,93	660,00	0	+0,3	0	+184,140
	E	0,93	660,00	-1,1	+0,2	-675,180	+122,760

2. Toiture :

Tableau II.13 : pressions dues au vent sur toiture (sens V1)

	Cd	q_{dyn} N/m ²	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} N/m ²	q_{j2} N/m ²
F	0,93	713,812	-0,6	-0,9	-398,307	-597,460
G	0,93	713,812	-1,2	-1,5	-796,614	-995,767
H	0,93	713,812	-0,1	-0,4	-66,384	-265,538
I	0,93	713,812	-0,6	0,7	-398,307	464,691

Détermination de la pression due au vent q_j :

SENS V2 du vent :

1. Parois verticales

Tableau II.14 : Pressions dues au vent sur parois verticales (sens V2)

		Cd	q_{dyn} N/m ²	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} N/m ²	q_{j2} N/m ²
RDC	A	0,94	612,37	-0,2	-0,5	-115,125	-287,813
	B	0,94	612,37	0	-0,3	0	-172,688
	C	0,94	612,37	+0,3	0	+172,688	0
	D	0,94	612,37	+0,5	+0,2	+285,813	+115,125
	E	0,94	612,37	+1,6	+1,3	+921,004	+748,316
1 ^{er}	A	0,94	612,37	-0,2	-0,5	-115,125	-287,813
	B	0,94	612,37	0	-0,3	0	-172,688
	C	0,94	612,37	+0,3	0	+172,688	0
	D	0,94	612,37	+0,5	+0,2	+285,813	+115,125
	E	0,94	612,37	+1,6	+1,3	+921,004	+748,316
2 ^{ème}	A	0,94	660,00	-0,2	-0,5	-124,08	-310,200
	B	0,94	660,00	0	-0,3	0	-186,120
	C	0,94	660,00	+0,3	0	+186,12	0
	D	0,94	660,00	+0,5	+0,2	+496,32	+124,080
	E	0,94	660,00	+1,6	+1,3	+992,64	+806,520

2. Toiture :

q_{dyn} toiture = 713.812 N/m²

Tableau II.15 : pressions dues au vent sur toiture (sens V2)

	Cd	q_{dyn} N/m ²	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} N/m ²	q_{j2} N/m ²
F	0,94	713,812	-0,6	-0,9	-402,590	-603,884
G	0,94	713,812	-1,2	-1,5	-805,180	-1006,474
H	0,94	713,812	-0,1	-0,4	-67,098	-268,393
I	0,94	713,812	-0,6	0,7	-402,590	469,688

Vérification aux frottements :

Sens V1 :

$$d/b = 23,96/11,84 = 2,02 < 3$$

$$d/h = 23,96/11,48 = 2,08 < 3$$

Sens V2 :

$$d/b = 11,84/23,96 = 0,49 < 3$$

$$d/h = 11,84/11,48 = 1,12 < 3$$

Donc : Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

Conclusion :

Le calcul des charges de neige et du vent va permettre par la suite en plus de calcul des autres charges de dimensionner les autres parties de la structure.

CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT

Chaque structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, et aux différentes combinaisons pour cela on doit effectuer un pré dimensionnement des éléments porteurs et qui doivent être vérifiés par la suite. Le pré dimensionnement se fait sous la combinaison de la charge à l'état de service et sera vérifiés sous la combinaison à l'Etat ultime.

III.1. LES SOLIVES

Calcul de l'entraxe entre solives :

La longueur de la poutre est de : 5,92m

Entraxe : $l_x = 5,92/4 = 1,48$ m

Longueur de la solive :

On a trois cas : 1- $l_s = 3,90$ m

2- $l_s = 3,30$ m

3- $l_s = 2,70$ m

Comme les longueurs ne sont pas trop différentes, on va prendre le cas le plus défavorable.

On va prendre $l_s = 3,90$ m

III.1.1 Solive de plancher terrasse :

- $l_s = 3,90$ m

Condition de flèche :

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

$$\text{Avec : } f_{max} = \frac{5 \cdot q_u \cdot L^4}{384 \cdot E I_y} \text{ et } \bar{f} = \frac{L}{250} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot q_{ser} \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

En considérant les charges linéaires :

Tableau III.1 : Charges reprises par les solives du plancher terrasse

G (KN/m)	Q (KN/m)	Q(ELU) (KN/m)	ELS (KN/m)	I _y (cm ⁴)
6,0x1,48 = 8,88	1x1,48 = 1,48	14,20	10,36	952

$$I_y \geq 952 \quad \Rightarrow \quad \text{On prend un IPE 180 (} I_y = 1317 \text{ cm}^4 \text{)}$$

A. Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_u \cdot L^4}{384 \cdot E I_y} \text{ avec : } q_u = Q(\text{ELU}) + 1.35p(\text{solive}) = 14.45 \text{ KN/m}$$

$$f_{max} = 15,46 \text{ mm} \leq \bar{f} = 15,60 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

B. Vérification de la classe des éléments de la section

Semelle :

b	t_f	$C = b/2$	c/t_f	$\varepsilon = \sqrt{f_y/235}$	Condition vérifiée
91	8,0	45,5	5,68	1	$5,68 < 10\varepsilon$ CLASSE I

Ame :

d	t_w	d/t_w	$\varepsilon = \sqrt{f_y/235}$	Condition vérifiée
146	5,3	27,54	1	$27,54 \leq 72\varepsilon$ CLASSE I

C. Vérification de la résistance

IPE 180 \longrightarrow Pp de la solive = 18,8 Kg/m = 0,188 KN/m

En ajoutant le poids propre de la section :

$$Q_u = q_u + 1,35P_p = 14,45 \text{ KN/m}$$

Q_u (KN/m)	M_{sd} (KN.m)	$M_{pl,rd}$ (KN.m)	Condition vérifiée
14,45	27,47	36,4	$M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_u L^2}{8}, \quad M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_0}$$

D. Vérification de la condition de la résistance et du cisaillement

V_{sd}	A_v	V_{pl}	Condition vérifiée
28,17	1120,4	138,14	$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl}$ $28,17 \leq 69,07$ Condition vérifiée

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} \leq 0,5 V_{pl} = 0,5 A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

III.1.2. Solives du plancher courant :

Tableau III.2 : Charges reprises par les solives du plancher courant

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
$4,17 \times 1,48 = 6,17$	$1,50 \times 1,48 = 3,20$	13,87	10,01

Vue que la charge et la longueur au plancher courant sont les mêmes qu'au plancher terrasse, on va prendre les mêmes profilés que le plancher terrasses pour les différentes longueurs.

III.1.3. Poutres secondaires de rive

- $L_s = 3.90\text{m}$

Tableau III.3 : Charges reprises par les poutres de rive

G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)	$I_y(\text{cm}^4)$
16,44	1,48	24,42	17,92	1647,75

On prend un IPE 200 \longrightarrow ($I_y = 1943\text{cm}^4$)

Condition de flèche : $f_{max} = 18\text{cm} \leq \bar{f} = 15,6\text{cm} \longrightarrow$ Condition non vérifiée

Alors on prend un IPE 220

$$Q_u = q_u + 1,35P_p = 24,70 \text{ KN/m}$$

A. Condition de flèche :

$$f_{max} = 15,30\text{mm} \leq \bar{f} = 15,6\text{mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Q_u (KN/m)	M_{sd} (KN.m)	$M_{pl,rd}$ (KN.m)	Condition vérifiée
24,77	47,10	51,27	$M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_u L^2}{8} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_0}$$

B. Vérification de la condition de la résistance

$$V_{sd} = \frac{Q_u L}{2} \leq 0,5 V_{pl} = 0,5 \cdot A_v \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

V_{sd}	A_v	V_{pl}	$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl}$
48,16	1359,3	184,46	48,16 < 92,21 Condition vérifiée

III.2. LES POUTRES

Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion. On indique comment identifier les poutres dont le dimensionnement peut reposer sur des principes structuraux relativement simples.

$$\text{Nbr de solives} = (\text{longueur de la poutre} / \text{entraxe des solives}) - 1 = (5,92 / 1,48) - 1 = 3$$

III.2.1. Poutres plancher terrasse

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux qui à leurs tours les transmettent aux fondations.

Calcul de la charge surfacique que reprend la solive :

$$G_s = (p_p/l_x) \cdot \text{Nbr de solives} = (0,154/1,48) \cdot 3 = 0,320 \text{ KN/m}^2$$

Les poutres reprennent le poids des solives, le poids des murs et leurs poids propres

1) Détermination des charges

A. Plancher terrasse

Tableau III.4 : Charges reprises par les poutres de plancher terrasse

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» : <ul style="list-style-type: none"> • G du plancher terrasse : $G_{pt} = 600 \text{ kg/m}^2$ • Gsolives : $G_s = 18,8 \text{ kg/ml}$ 	$G_{pt} = 604,85 \times 5,92 = 3552 \text{ kg/ml}$ $G_s = 18,8 \times 5,92/1,48 = 75,20 \text{ kg/ml}$
$G_t = 3613,60 \text{ /ml}$	
Surcharges «Q» : Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$	$Q = 100 \times 5,92 = 592 \text{ kg/ml}$
$Q_t = 592 \text{ kg/ml}$	

Combinaison des charges

$$\text{ELS : } G+Q \quad \text{=====} \quad 4544 \text{ Kg/m}$$

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q \quad \text{=====} \quad 6224 \text{ Kg/m}$$

A partir de la condition de flèche :

$$I_y \geq \frac{250 \cdot Q_{ser} \cdot L^3}{384 \cdot E} \quad \longrightarrow \quad I_y \geq 2893,23 \text{ cm}^4$$

Après plusieurs vérifications et essais avec le logiciel SAP 2000V14, on a pris le IPE300 ($I_y = 8356 \text{ cm}^4$) pour les poutres principales .

a) Classe des sections

Semelle :

b	t_f	$C = b/2$	c/t_f	$\varepsilon = \sqrt{f_y/235}$	Condition vérifiée $7 < 10\varepsilon$
150	10,7	75	7	1	CLASSE I

Ame :

d	t_w	d/t_w	ε	Condition vérifiée $35 \leq 72\varepsilon$
248,6	7,1	35	1	CLASSE I

b) Vérifications

1) Vérification de la résistance

En ajoutant le poids propre de la section :

IPE 300 \longrightarrow Pp de la poutre = 42,2 Kg/m = 0,361 KN/m $Q_u = q_u + 1,35P_p = 62,80$ KN/m

Q_u (KN/m)	M_{sd} (KN.m)	$M_{pl,rd}$ (KN.m)	Condition vérifiée
62,80	101,73	103,40	$M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_0}$$

2) vérification de la condition de la résistance

$$V_{sd} = \frac{Q_u \cdot L}{2} \leq 0,5 V_{pl} = 0,5 \cdot A_v \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

V_{sd}	A_v	V_{pl}	$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl}$
113,04	2209,32	136,25	113,04 < 136,25 Condition vérifiée

3) Vérification de la condition de flèche

 $f_{max} = 16,52 \text{ mm} \leq \bar{f} = 23,68 \text{ mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

III.2.2.Poutre plancher courant

Tableau III.5 : Charges reprises par les poutres de plancher courant

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : $G_{pc} = 510,56 \text{ kg/m}^2$ Solives: $G_s = 18,8 \text{ kg/ml}$ $G_{tot} = 673 \text{ kg/ml}$	$G_{pc} = 509,98 \times 5,92 = 3022,51 \text{ kg/ml}$ $G_s = 18,8 \times 5,92 / 1,48 = 352 \text{ kg/ml}$ $G_{tot} = 6,73 \text{ kg/ml}$
$G_t = 3757 \text{ kg/ml}$	
Surcharges «Q» : Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2$	$Q = 150 \times 6 = 1000 \text{ kg/ml}$
$Q_t = 1000 \text{ kg/ml}$	

Combinaison des charges

$$\text{ELS : } G+Q \quad \text{===== } 5260 \text{ Kg/m}$$

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q \quad \text{===== } 6413 \text{ Kg/m}$$

A partir de la condition de flèche

$$I_y \geq \frac{250 \cdot Q_{ser} \cdot L^3}{384 \cdot E} \quad \longrightarrow \quad I_y \geq 3241,79 \text{ cm}^4$$

On prend le même profilé que le plancher terrasse \longrightarrow IPE300

III.2.3.Poutre en porte à faux

Les poutres en porte à faux sont des poutres encastées libre.

- Evaluation des charges

$$\text{Les charges permanentes : } \begin{cases} G = G_{plancher} + G_{solives} \\ G_{plancher} = 4,7 \times 3,6 = 16,92 \text{ kN/m} \\ G_{solive} = 0,262 \times \frac{3,6}{0,6} = 1,57 \text{ kN/m} \end{cases} \longrightarrow G = 18,49 \text{ kN/m}$$

Les charge concentrée (mur rideau) : $p = 6,73 \text{ KN}$ Les charges variables $Q_{\text{exploitation}}$

$$Q = 2,5 \times 3,6 = 9 \text{ kN/m}$$

Tableau III.6 : Charges reprises par les poutres en porte à faux

Charges permanentes (KN/m)	$G_{plancher} + G_{solives}$
	$25,22 \text{ KN/m}$
Charges d'exploitation	9 KN/m

$$\text{Combinaison à l'ELU : } \begin{cases} G_U = 38,46 \text{ KN/m} \\ P_U = 9,08 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Combinaison à l'ELS : } \begin{cases} G_S = 27,49 \text{ KN/m} \\ P_S = 6,73 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \quad \text{et} \quad f_{max} = f_1 + f_2 = \frac{G_S \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_S \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{250(3 \times G_S \times L^3 + 8 \times P_S \times L^2)}{24 \times E} = \frac{250 \times (3 \times 27,49 \times 1200^3 + 8 \times 6,73 \times 1200^2)}{24 \times 210000}$$

$$I_y = 7072 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{IPE 300}$$

a) Vérification la condition de flèche

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad \text{avec:} \quad f_{max} = f_1 + f_2 = \frac{G_S \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{G_S \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$f_{max} = \frac{3 \times 27,49 \times 120^4}{8 \times 210000 \times 8356} + \frac{8 \times 6,73 \times 120^3}{3 \times 210000 \times 8356}$$

$$f_{max} = 1,2 \text{ cm} \leq f_{adm} = 4,8 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la Condition de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{38,46 \times 1,2^2}{2} \Rightarrow M_{sd} = 27,69 \text{ KN}$$

$$M_{pl Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1} = 143,163 \text{ KN}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl Rd} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.LES POTEAUX

Les poteaux sont les éléments verticaux, qui supportent la totalité des charges et les transmettent aux fondations. ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Pour notre structure on va choisir un HEB260

III.3.1.Les charges reprises par le poteau

Surface reprise par le poteau :

$$S = (2,96 \times 2) + (1,95 + 1,65) = 21,31 \text{ m}^2$$

Figure III.1 : Surface reprise par le poteau

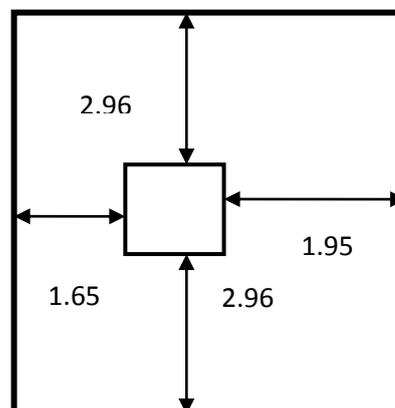


Tableau III.7 : Charges reprises par le poteau

G_{pt} (KN/m ²)	G_{pc}	G_{solive}	G_{poutre}	G_{poteau}	$Q_{terrasse}$	$Q_{courant}$	G_{mur}
6,56	5,47	0,213	0,361	0,883	1,5	2,5	2,08

$$G = [G_{pt} + 2 G_{pc} + 3 G_{solive}] \times 21,31 + 3 \times G_{poutre} \times \left(\frac{5,92 + 5,92}{2} + \frac{3,30 + 3,90}{2} \right) + 2 \times G_{poteau} \times 3,24 + 2 \times 5,92 \times G_{mur}$$

$$\begin{cases} G = 428 \text{ KN} \\ Q = 159,82 \text{ KN} \end{cases}$$

a) Condition de résistance : $N_{sdy} \leq N_{crdy} = \frac{X_{min} A f_y}{\gamma_{mo}}$

longueur de flambement : $L_f = 0.7 L_0 \longrightarrow L_f = 226.8 \text{ cm}$

	$\lambda = L_f / i$	$\lambda_1 = 93,9 \text{ E}$	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$	α	$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$	$\chi = 1/\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}$
y-y	17,80	93,9	0,19	0,34	0,51	1,01
z-z	30,28	93,9	0,32	0,49	0,58	0,92

Alors : $\begin{cases} X_{min} = 0,92 \\ A = 112,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Calcul de N_{sdy} : Avec : $N_{sdy} = 1,35G + 1,5Q$

$Q = Q_{terrasse} + 2 Q_{courant} \longrightarrow \begin{cases} G = 424,30 \text{ KN} \\ Q = 159,82 \text{ KN} \end{cases}$

Alors : $N_{sdy} = 812,13 \text{ KN} \leq N_{crdy} = 2211,14 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

CHAPITRE IV : ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1.DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

IV.1.1.Evaluation des charges

A. Palier

Tableau IV.1 : Descente des charges du palier

La charge	Le poids
Charges permanentes	G (dan/m²)
Tôle TN 40	10
Dalle en béton (10cm)	250
Mortier de repos (2 cm)	36
Revêtement carrelage (2m)	40
Total des G	337
Charges d'exploitation	Q = 250 dan/m²

B. Volée

Tableau IV.2 : Descente des charges de la volée

La charge	Le poids
Charges permanentes	G (dan/m²)
Tôle striée	45
Mortier de repos	18
Revêtements carrelage	40
Garde corps	60
Total des G	163
Charges d'exploitation	Q = 250 dan/m²

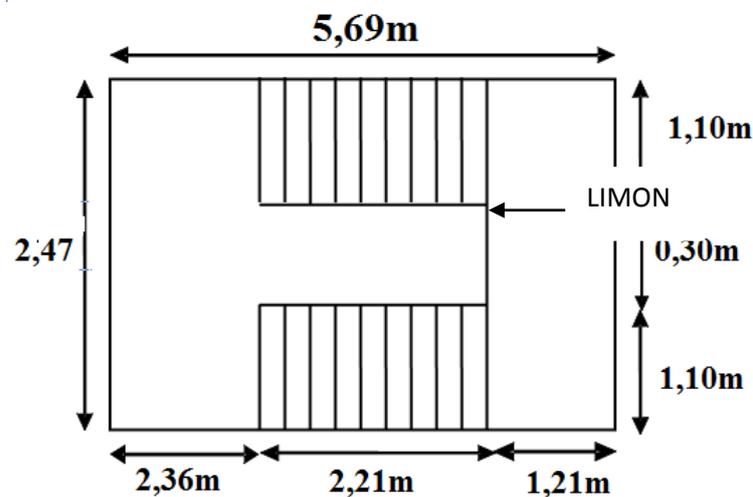


Figure IV.1 : Modèle d'escalier

C. Nombre de marches

D'après la formule de BLONDEL on obtient :

$$59\text{cm} \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$$

$$h = 14 \text{ à } 20\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm}$$

$$H = 3,24 \text{ m}$$

$$14,5 \leq h \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{pour } h = 17\text{cm} \text{ on a } 10 \text{marches par volée.}$$

$$n = H/2h \rightarrow n = 324/2(17) = 10,58 \rightarrow n = 10 \text{ contre marches.}$$

$$n' = n - 1 \rightarrow n = 10 - 1 \rightarrow n = 9 \text{ nombre de marches.}$$

D. Inclinaison du limon

Inclinaison de la volée.

$$\alpha = \arctg \frac{9.h}{8.g}$$

$$\alpha = \arctg \frac{9.17}{8.30} = 32,51^\circ \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\text{Longueur du Limon : } L_p = \frac{H}{2 \sin \alpha}$$

$$L_p = \frac{324}{2 \sin 32,51} = 301 \text{ cm}$$

Epaisseur du Limon :

$$\frac{L_p}{30} \leq E_p \leq \frac{L_p}{20} \quad \longrightarrow \quad L_p = 12 \text{ cm}$$

VI.1.2. Calcul des marches

A. Calcul des cornières

Condition de flèche :

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

G(0.3) (kN/m)	Q(0.3) (kN/m)	ELS	ELU	I_y (cm ⁴)
0,375	0,75	1,12	1,63	2,32

$$\text{On prend } \mathbf{L*35*35*4} \quad \longrightarrow \quad I_y = 32,95.10^4 \text{ mm}^4$$

h(cm)	t (cm)	b (cm)	h/t	H+b/2t
3,5	0,4	3,5	8,75	8,75

$$\varepsilon = 1 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} h/t < 15\varepsilon \\ H+b/2t < 11,5\varepsilon \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \text{Classe 3}$$

Vérification de la flèche

$$q_{ser} = 1,12 + Pp = 1,12 + 0,0209 = 1,14 \text{ KN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot EI_y} = 3,52 \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 4,4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la résistance :

$$Q_u = q_u + 1,35Pp = 1,63 + 1,35 \cdot 0,0209 = 1,66 \text{ KN/m}$$

Q_u (KN/m)	M_{sd} (KN.m)	$M_{pl,rd}$ (KN.m)	Condition vérifiée
1,66	251,075	252,100	$M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_0}$$

B. Calcul du limon :

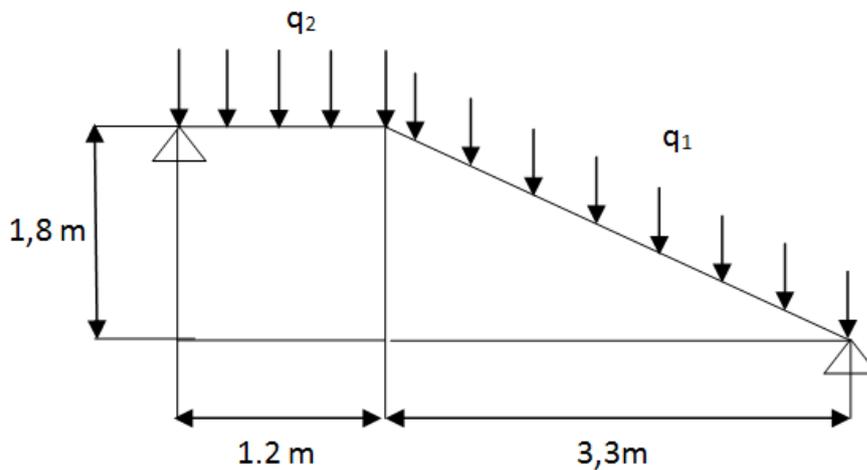


Figure VI.2 : Descente de charge sur les escaliers

Selon la condition de flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot EI_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} \longrightarrow I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E}$$

Gx(1.10/2) KN/m	Qx(1.10/2) KN/m	ELU	ELS	I_y (cm ⁴)
1,85	1,37	4,55	3,22	853,28

On prend un UPN 160 dont : $I_y = 925 \text{ cm}^4$

UPN 160	b (cm)	t_f (cm)	b/t_f	$\varepsilon = (235/f_y)^{0.5}$	10ε	$b/t_f < 10\varepsilon$	Profilé de classe 1
	65	10,5	6,20	1	10	CV	

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

q_{ser} (poids de cornière inclus)	L (mm)	E (N/mm ²)	I_y (mm ⁴)	f_{max}	f_{adm}	Condition vérifiée
3,40	5550	2,1.10 ⁵	9250000	21,62	22,20	

Vérification de la résistance

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_0}$$

q_u (poids de cornière inclus)	L (m)	M_{sd} (KN.m)	W_{ply} (m ³)	$M_{pl,rd}$ (KN.m)	Condition vérifiée
4,80	5,55	18,48	138.10 ⁻⁶	29,48	

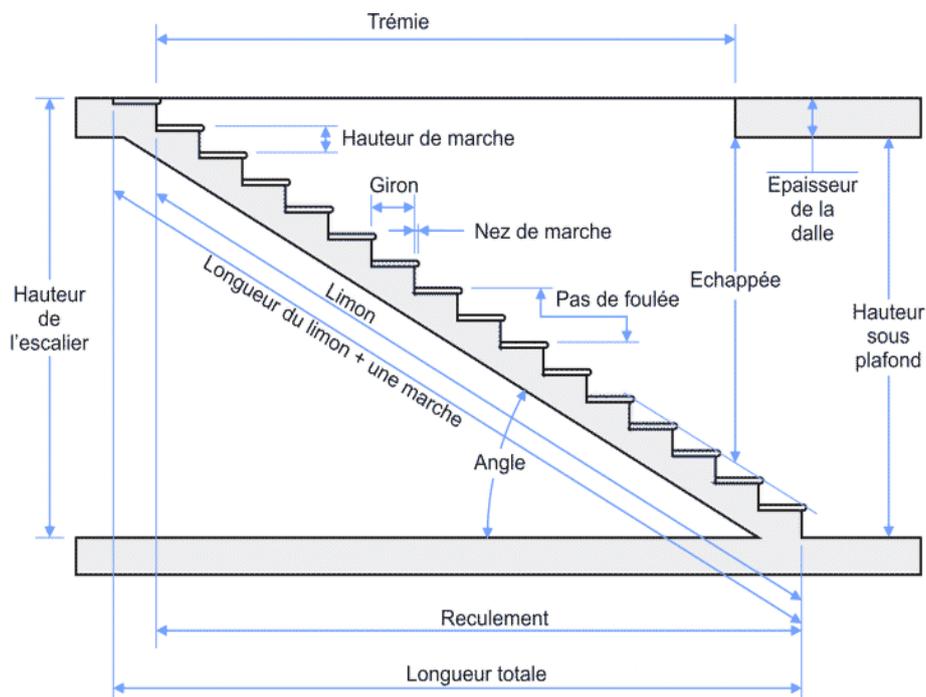


Figure IV.3 : Les différents composants d'un escalier.

IV.1.3. Dimensionnement de la poutre palière

La poutre palière supporte la moitié du limon et le mur extérieur

Tableau IV .3 : Charges reprises par la poutre palière

Composants	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Tôle PCB 60	/	0,1158
Dalle en béton	0,08	2
Mortier de repos	0,02	0,18
Revêtement carrelage	0,02	0,4
UPN 160	/	0,188
Mur double cloison		2,08
Charge permanente		4,96
Charge d'exploitation		2,5

Selon la condition de flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot EI_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} \longrightarrow I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E}$$

G x(5.55/2)	Qx(5.55/2)	ELU	ELS	I _y (cm ⁴)
16,73	7,93	34,48	24,66	853,30

On prend IPE180

Vérification de la flèche

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

q _{ser} (poids de cornière inclus)	L(mm)	E(N/mm ²)	I _y (mm ⁴)	f _{max}	f _{adm}	Condition vérifiée
15,22	2470	2,1.10 ⁵	6050000	6,80	9,88	

Vérification de la résistance

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_0}$$

q _u (poids de cornière inclus)	L(m)	M _{sd} (KN.m)	W _{ply} (m ³)	M _{pl,rd} (KN.m)	Condition vérifiée
21,58	2,47	16,45	103.10 ⁻⁶	22,00	

IV.2.CALCUL DE L'ACROTÈRE

1. Détermination des charges

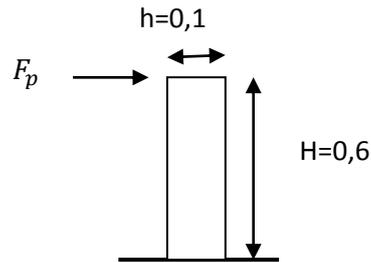


Figure IV.4 : Dimensions de l'acrotère

Permanente : $G = 0,6 \cdot 0,1 \cdot 25 = 1,5 \text{ KN/m}$

D'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone. (tab4-1/RPA99).
- C_p : Facteur de forces horizontal. (tab6-1/RPA99).
- W_p : Poids de l'élément.

$A = 0,10$ (zone I, groupe d'usage 2)

$C_p = 0,8$

$W_p = 1,5 \text{ KN/ml}$

$$\rightarrow F_p = 1,2 \text{ KN}$$

IV.2.2. Les sollicitations :

$$M_{F_p} = H \cdot F = 0,6 \cdot 1,2 = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_p = H \cdot Q = 0,6 \cdot 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M = \max(M_{F_p}, M_p) = 0,72 \text{ KN.m}$$

1. Effort N :

$$\text{ELU} : N = 1,35 \cdot 1,5 = 2,03 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N = 1,5 \text{ KN}$$

2. Moment M :

$$\text{ELU} : M = 1,5 \cdot 0,72 = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M = 0,72 \text{ KN.m}$$

IV.2.3. Dimensionnement de l'acrotère :

$$\triangleright F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\triangleright F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\triangleright F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\bullet h = 0,1 \text{ m}$$

$$\bullet H = 0,6 \text{ m}$$

Position du centre de pression : $e_0 = M_u / N_u = 1,08 / 2,03 = 0,53 \text{ m}$

$$h/6 = 0,016 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

❖ Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée

A. Calcul en flexion simple :

$$d=0,08\text{m}, b=1\text{m}$$

$$f_{bu}=0,85 f_{c28}/\gamma_b = 14,17\text{MPa}$$

Moment réduit :

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 0,012$$

$$\sqrt{\mu} = 0,015$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 79,521 \text{ mm}$$

$$A_s = M_u / \sigma_s Z = 39,047 \text{ mm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

B. Calcul en flexion composée:

$$A_u = A_s - N_u / \sigma_s = 39,05 - (2,03 / 347,82) = 33,21 \text{ mm}^2$$

C. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ (b.d. } F_{t28} / f_{ed})$$

$$A_{\min} \geq 0,23(100.8.2,1/347,82) = 111 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\min} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 6T6 par mètre linéaire de l'acrotère

CHAPITRE V : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

V.1.INTRODUCTION

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température.

La tôle profilée sert de plate forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure

Vue les charges que doivent supporter ces dalles on doit effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière.

Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle PCB 60.

V.1.1.Plancher mixte PCB 60

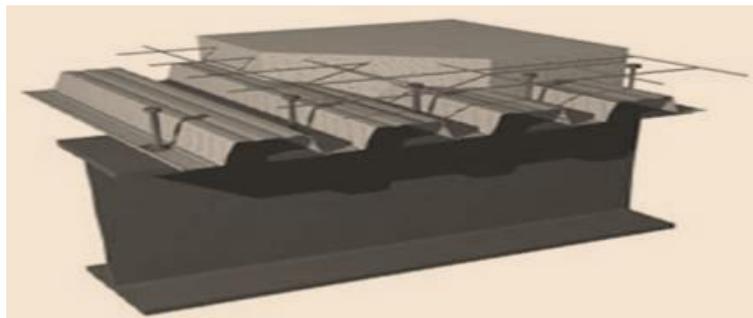


Figure V.1 : Schéma du plancher collaborant.

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 PCB 60 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, ...

La flèche admissible au service : $L/350$ Caractéristiques de la tôle.

V.2.CALCUL DU PLANCHER MIXTE

Pour l'étude de la dalle collaborant On calcule la dalle pour 2 phases

- ❖ **Phase de construction** : (lors du bétonnage) : c'est pour la vérification de la tôle profilée
- ❖ **Phase final** : (après durcissement du béton) : vérification de la dalle mixte.

1. Phase de construction

A. Vérification a l'état limite ultime :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl Rd}$

Avec $\begin{cases} M_{sd}^+ : \text{moment maximal en travée} \\ M_{sd}^- : \text{moment maximal sur appui} \\ M_{pl Rd} : \text{moment plastique résistant de la tole donnée par le fabricant} \end{cases}$

Evaluation de charges

Tableau V.1 : Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage

Poids propre de la tôle	$G_p = 0,11 \text{KN/m}$
Poids du béton frais	$G_B = 25 \times 0,12 \times 1 = 2,7 \text{KN/m}$
Charges de construction	$Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN/m}$

Combinaison de charges à ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times (2,7 + 0,11) + 1,5(1,5) = 6,17 \text{KN/m}$$

Calcul du moment fléchissant sollicitant :

Moment en travée : $M_{sd}^+ = 0,08 q_u L^2 = 0,08 \cdot 6,17 \cdot 1,48^2 = 1,08 \text{KN.m}$

Moment en appui : $M_{sd}^- = 0,1 q_u L^2 = 0,1 \cdot 6,17 \cdot 1,48^2 = 1,35 \text{KN.m}$

Calcul du moment résistant plastique : Ce dernier est déduit à partir du catalogue de la tôle profilée fournis par le fabricant, et on a :

$$M_{pl Rd}^+ = 3,16 \text{KN.m}$$

$$M_{pl Rd}^- = 3,9 \text{KN.m}$$

Donc on vérifie :

$$M_{sd}^+ = 1,08 \text{KN.m} \leq M_{pl Rd}^+ = 3,16 \text{KN.m}$$

$$M_{sd}^- = 1,35 \text{KN.m} \leq M_{pl Rd}^- = 3,9 \text{KN.m}$$

➡ Les deux conditions sont vérifiées.

B. Vérification a l'état limite de service :

Cette vérification consiste à étudier le comportement de la tôle et à vérifier la résistance sous son poids propre et sous le poids du béton frais.

Pour cela on doit vérifier les formules suivantes : $f_{max} = \frac{30,1 \times (G_p + G_B) \times L^4}{I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{L}{180}$

$$f_{max} = \frac{30,1 \times 2,8 \times 10^3}{0,503 \times 10^6} = 8,03 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{1480}{180} = 8,30 \text{ cm}$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Phase finale :

Vérification de la dalle mixte :

- Pour effectuer cette vérification on doit choisir le plancher le plus sollicité qui est le plancher de l'étage courant.
- La dalle est considérée comme une série de poutres simples et que tout ce calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

A. Vérification à l'ELU :

Vérification de la résistance des sections : $M_{sd} \leq M_{pl Rd}$

Avec : $\begin{cases} M_{sd} : \text{Moment de flexion sollicitant} \\ M_{pl Rd} : \text{Moment de résistance plastique} \end{cases}$

- Evaluation des charges :

$$\text{Charge permanente : } G_{plancher} = 5,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,60 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du moment sollicitant de flexion :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,36 \times 1 \times 1,48^2}{8} = 2,83 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x_{pl} = \frac{f_{yp} A_{pe}}{\gamma_{ap}} \times \frac{\gamma_c}{0,85 f_{ck} b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{yp} = 320 \text{ MPa: Limite d'élasticité de l'acier de la tôle nervurée} \\ A_{pe} = 1435 \text{ mm}^2: \text{Aire de la section efficace de la tôle nervurée} \\ \gamma_{ap} = 1,1: \text{Facteur de résistance pour l'acier de la tôle nervurée} \\ \gamma_c = 1,5: \text{Facteur de résistance du béton} \\ f_{ck} = 25 \text{ MPa: Valeur caractéristique de résistance à la compression du béton a 28} \\ \text{jours} \\ b = 1 \text{ m: Largeur unitaire} \end{array} \right.$$

$$x_{pl} = \frac{320 \times 1435}{1,1} \times \frac{1,5}{0,85 \times 25 \times 1000} = 29,46 \text{ mm}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} A_{pe} \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

- ✓ d_p : Hauteur utile en flexion positive.
- ✓ e = distance entre l'axe de gravité du profilé à la fibre moyenne de l'aile inférieure.

$$M_{pl,Rd} = \frac{320}{1,1} \times 1435 \times \left(85,2 - \frac{29,46}{2} \right) = 29,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 2,83 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 29,41 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification du cisaillement transversal :

La résistance à l'effort tranchant $V_{v,Rd}$ d'une dalle mixte est établie sur une largeur égale à l'entraxe des nervures au moyen de l'équation suivante :

$$V_{v,Rd} = b_0 d_p \tau_{Rd} (1,2 + 40\rho)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 442 \text{ mm} \quad : \text{Largeur des nervures de béton} \\ \tau_{Rd} : \text{Résistance de base au cisaillement (Avec : } \tau_{Rd} = \frac{0,25 f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,25 \times 2,1}{1,5} 0,35 \text{)} \\ f_{ctk} : \text{Résistance à la traction du béton. (Avec : } f_{ctk} = 2,1 \text{ Mpa)} \\ \rho : \text{pourcentage d'acier (Avec: } \rho = \frac{A_{pe}}{b_0 d_p} = \frac{1435}{442 \times 85,2} = 0,04 \text{)} \end{array} \right.$$

$$V_{v,Rd} = 442 \times 85,2 \times 0,35 \times (1,2 + 1,6) = 36,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{10,36 \times 1,48}{2} = 7,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 7,66 \text{ KN} < V_{v,Rd} = 36,9 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification du cisaillement longitudinal :

Le frottement à l'interface qui lie le béton à l'acier dans une dalle mixte est celui qui assure la résistance à l'effort tranchant.

La valeur de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte est alors donnée par l'effort tranchant limite suivant :

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{v,s}} \left[m \frac{A_{pe}}{b L_s} + k \right]$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{v,s} = 1,25 : \text{Coefficient de résistance pour la connexion par frottement.} \\ m, k : \text{facteur semi empirique (a partir du catalogue de la tôle)} \\ L_s : \text{Portée du cisaillement} \\ L : \text{portée de la poutre simple équivalent.} \\ \text{Pour la Tôle PC B60 : } m = 49 \text{ N/mm}^2 \quad k = 0,13 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

Pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la longueur de la travée $L_s = \frac{L}{4}$

$$V_{lRd} = \frac{1000 \times 85,2}{1,25} \times \left[49 \times \frac{1255}{1000 \times 355} + 0,13 \right] = 20,44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{10,10 \times 1 \times 1,42}{2} = 7,71 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 7,71 \text{ KN} < V_{lRd} = 20,44 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B. Vérification à l'ELS :

Calcul des flèches :

Lorsque l'élanement de la dalle L/d_p dépasse 26, il y a lieu de faire la vérification à la flèche.

Donc, dans notre cas :

$$\frac{L}{d_p} = \frac{1480}{85,2} = 17,32 < 26 \longrightarrow \text{condition vérifiée alors y a pas de vérification de la flèche car l'élanement n'est pas très important.}$$

Vérification des fissures du béton :

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton simplement ferrillée d'un treillis soudé.

Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simples.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_s}{bh_c} \geq 0,2\% \quad \Rightarrow A_s \geq 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 60$$

$A_s = 120 \text{ mm}^2$ Le choix du treillis soudé ($\Phi 4$, maillage de 100mm, $A_s = 120 \text{ mm}^2$) est fiable.

V.3. VERIFICATION DES SOLIVES

Une poutre mixte est composée d'une poutre en profilé métalliques et d'une partie de dalle en béton de largeur dite "largeur participante".

Pour assurer une liaison forte et un comportement commun entre la tôle et le béton, le choix de la liaison doit satisfaire a ces exigences, pour cela on va assurer la connexion au biais de goujons a têtes soudées.

1. Phase final :

Vérification de la condition de résistance :

La condition à vérifier est : $M_{sd} < M_{plRd}$

✓ Largeur participante de la dalle :

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

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

L_0 : la portée de la solive [on prend le cas le plus défavorable ($L_0 = 3,90 \text{ m}$)]

$$b_1 = b_2 = 0,74 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min(0,48; 0,74) = 0,48 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,48 = 1 \text{ m}$$

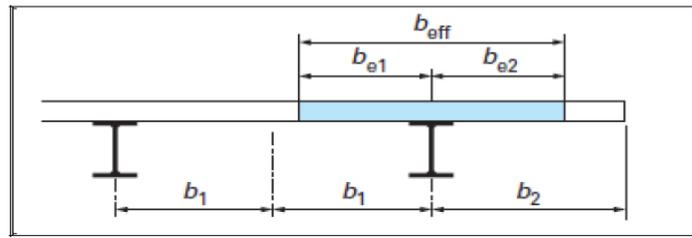


Figure V.2 : Largeur participante de la dalle.

✓ Evaluation des charges:

Charge permanente: $G_{plancher} = 4,7 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation: $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,36 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = 10,36 \cdot 1 = 10,36 \\ q_s = G + Q = 7,2 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

✓ Position de l'axe neutre :

$F_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot (0,85 f_{cd})$: Résistance plastique de la dalle en compression.

$F_a = A_a \cdot f_{yd}$: Résistance plastique du profilé en traction.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_c = 6 \text{ cm} \\ f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ Mpa} \\ f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{235}{1,1} = 213,63 \text{ Mpa} \\ A_a: \text{section du profilé IPE180} (A_a = 23,9 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$$

$$F_c = 1000 \times 60 \times (0,85 \times 16,66) = 849,66 \text{ KN}$$

$$F_a = 2390 \times 213,63 = 510,53 \text{ KN}$$

La cote z de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle est donnée par :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff}(0,85 f_{cd})} = \frac{510,53}{1,00 \times 0,85 \times 16660} = 36 \text{ mm}$$

Donc : le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h_a : \text{Hauteur du profilé IPE 180} \\ h_p = 60 \text{ mm} : \text{hauteur de la tôle.} \\ h_c = 60 \text{ mm} : \text{Épaisseur de la dalle en béton} \end{array} \right.$$

$$M_{pl,Rd} = 510,53 \times \left[\frac{0,18}{2} + 0,06 + 0,06 - \frac{0,036}{2} \right] = 98,02 \text{ KN}.$$

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{10,36 \times 3,90^2}{8} = 19,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19,69 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 98,02 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de cisaillement:

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

Avec : $V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$

A_v : Aire de cisaillement ; pour IPE180 $A_v = 9,21 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = 921 \times \frac{308,69}{\sqrt{3}} = 164,14 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{10,36 \times 3,90}{2} = 20,20 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 20,20 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 164,14 \text{ KN}$$

Vérification de la flèche:

Pour une poutre simplement appuyée, Il faut vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

I_h : Moment d'inertie de flexion de la section mixte homogénéisée.

$$I_h = I_a + A_a(z_a - z) + \frac{b_{eff}z^3}{3n}$$

I_a : Moment d'inertie de la section en acier
 z_a : la distance entre le centre de gravité de la poutre et la face supérieure de la dalle
 z : la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle
 $n=15$: coefficient d'équivalence

$$z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c = \frac{180}{2} + 60 + 60 = 210 \text{ mm}$$

$$I_h = 1317 \times 10^4 + 2390 \times (174) + \frac{1000 \times 36^3}{45} = 1462,26 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 7,2 \times 3900^4}{384 \times 210000 \times 1462,26 \times 10^4} = 7 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{3900}{250} = 15 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 7 \text{ mm} < f_{adm} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des contraintes de flexion :

- d : la position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport au centre de gravité de la poutre d'acier :

$$d = \frac{h}{2} + (t - z) = \frac{180}{2} + (120 - 36) = 174 \text{ mm}$$

- V : La distance entre le centre de gravité de la dalle et la fibre inférieure

$$V = \frac{h}{2} + d = \frac{180}{2} + 174 = 264 \text{ mm}$$

- V' : la distance entre le centre de gravité de la dalle et la fibre supérieure :

$$V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{180}{2} + 120 - 174 = 36 \text{ mm}$$

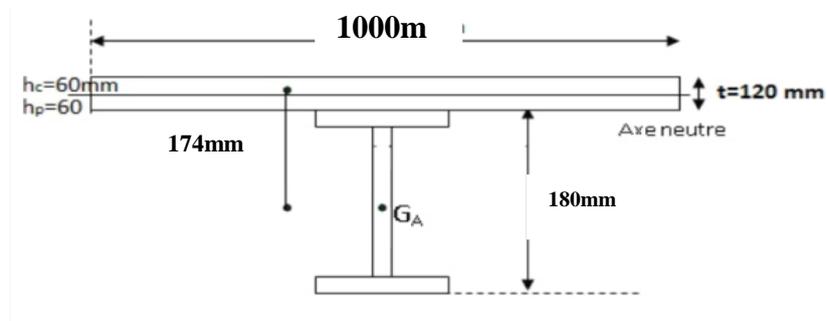


Figure V.3 : Détails du plancher collaborant

- ✓ Contrainte de traction :

L'axe neutre est situé dans la dalle donc la section d'acier est totalement tendue

$$\sigma_a = \frac{M_{sd} \times V}{I} = \frac{19,69 \times 10^6 \times 264}{1317 \times 10^4} = -394 \text{ N/mm}^2$$

- ✓ Contrainte de compression :

Compression de la fibre supérieure :

$$\sigma_{b \text{ sup}} = \frac{M_{sd} \times V'}{n \times I_h} = \frac{19,69 \times 10^6 \times 36}{15 \times 1317 \times 10^4} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

- ✓ Traction de la fibre inférieure :

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \frac{M_{sd} \times (V' - t)}{n \times I_h} = \frac{19,69 \times 10^6 \times (36 - 120)}{15 \times 1317 \times 10^4} = -8,37 \text{ N/mm}^2$$

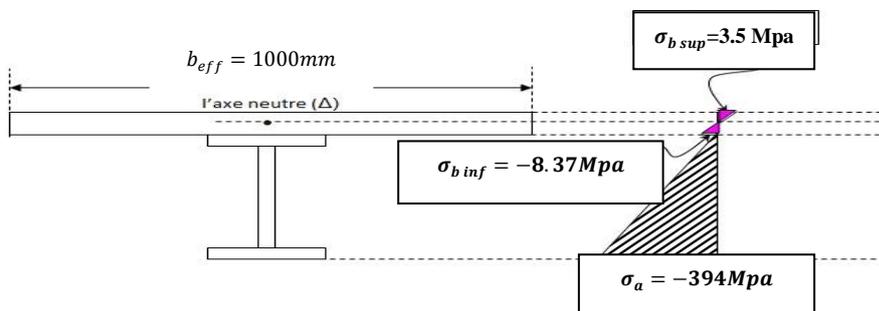


Figure V.4 : Contraintes et moments dans le plancher collaborant

V.4. ETUDES DES CONNECTEURS

En l'absence de toute connexion, la dalle et le profilé métallique glissent l'un par rapport à l'autre. Dans la plupart des poutres mixtes, les connecteurs sont répartis le long du profilé et apportent donc leur résistance vis-à-vis du cisaillement longitudinal seulement de manière locale au niveau de la semelle supérieure. En résumé, la connexion doit être capable de transférer le cisaillement direct à sa base, de résister aux forces de flexion et de créer une liaison extensible au sein du béton.

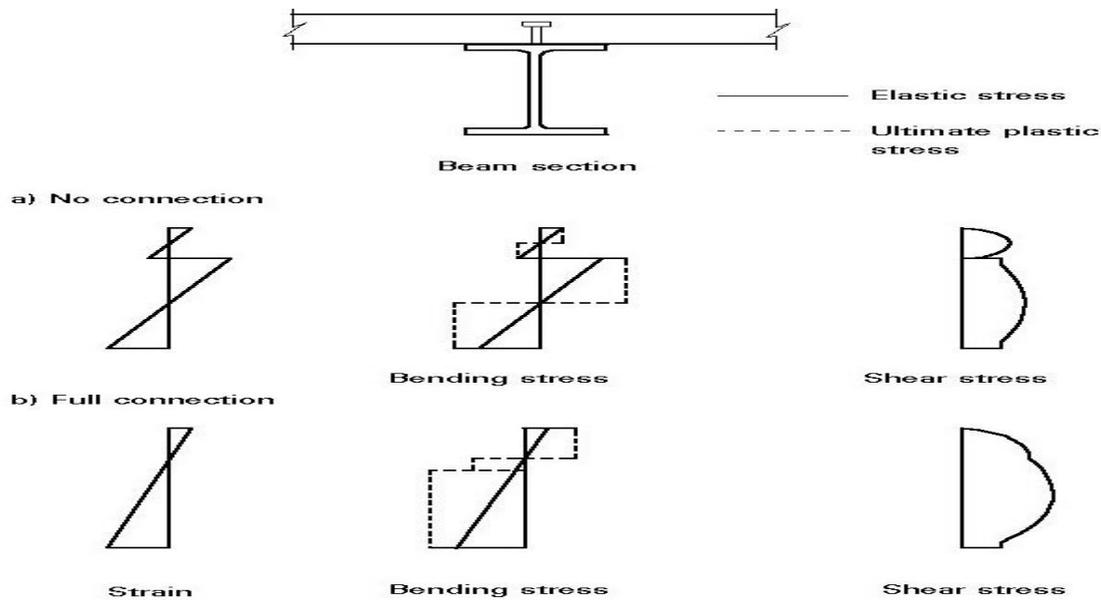


Figure V.5: Déformation plastique, flexion et effort de cisaillement dans une dalle avec et sans connecteurs

V.4.1. Résistance des connecteurs

On vérifie tout d'abord la force cisaillement par unité de longueur entre le profilé et la dalle, par la formule suivante :

$$F_{cf} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{27,1 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,1} = 578,95 \text{ KN}$$

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec les formules suivantes :

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

d : diamètre du fut du goujon

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon ($f_u = 400 \text{ N/mm}^2$)

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton

γ_v : Facteur de sécurité

k_t : Coefficient empirique de réduction. ($k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_f}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right]$) Avec N_f : Nbr de goujons par nervures.

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

$$\frac{h}{d} = \frac{70}{19} = 3,68 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,2(3,68 + 1) = 0,93$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} ; f_{ck} = 25 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad E_{cm} = 30,5 \times 10^3$$

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} 72,54 \text{ KN} \\ 85,01 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow P_{Rd} = 17 \text{ KN}$$

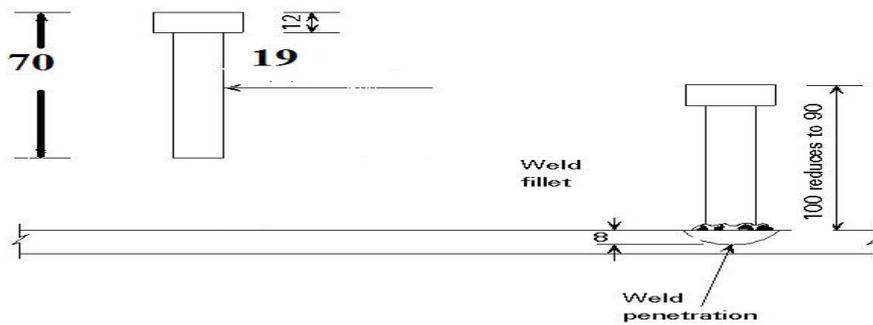


Figure V.6: caractéristiques du goujon

V.4.2. Nombre des goujons par solives : $n = \frac{V_l}{P_{Rd}}$

V_l : Effort de cisaillement longitudinal.

P_{Rd} : Résistance de calcul des connecteurs.

$$V_l = \inf[F_a ; F_c] = 510,53 \text{ KN}$$

$$n = \frac{510,53}{72,54} = 7,03$$

On prend 10 goujons pour chaque solive.

L'espace des goujons

$$S = \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{N} = \frac{390}{2} \cdot \frac{1}{10} = 19,5 \text{ cm.}$$

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

VI.1.INTRODUCTION

Les principales exigences pour le projet d'une structure sont d'empêcher son effondrement sous un tremblement de terre et de limiter ses dégradations. Elles concernent les matériaux, les sections, les assemblages et les systèmes structurels qui donnent la résistance aux tremblements de terre. En particulier, ces considérations concernent les portiques, les poutres, les poteaux et les contreventements. Pour cela une étude sismique doit être établie.

On peut réaliser cette étude par deux méthodes (la méthode statique équivalente et la méthode dynamique spectrale). Vu que notre structure vérifie les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente, on va l'utiliser pour étudier le comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

VI.1.1.Définition des différents paramètres (selon le RPA 99/V03):

A. coefficient d'accélération de la zone (A) :

Donné par un tableau 4.1 du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Notre bâtiment est classé en Zone I de sismicité dans le groupe 2 d'usage.

$$A = 0,10$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le tableau 4.2 du RPA 99, On prend $\xi = 5\%$

Donc : $\eta = 1 > 0,7$ \longleftrightarrow $\eta = 1$

B. périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

T_1, T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site (site meuble S3)

Avec : $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,5$ s

C. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Pour le sens longitudinal (sens-X) ossature contreventée par palées triangulées en V

$$R = 3$$

Pour le sens transversal (sens-Y) ossature contreventée par palées triangulées en X

$$R = 4$$

- β Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas bâtiment d'habitation : $\beta = 0,20$

D. facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau VI.1 : Valeur du coefficient de qualité (Tableau4.4 du RPA99/V03)

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05
Redondance en plan		0,05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10
$\sum P_q = 0,25$		

Donc : $Q = 1 + 0,25 \longrightarrow Q = 1,25$

VI.1.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T calculé par le logiciel SAP 2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

- La période obtenue par le logiciel SAP 2000 : $\begin{cases} T_x = 0,31 \text{ s} \\ T_y = 0,27 \text{ s} \end{cases}$

- La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot H_N^{3/4}$$

Avec :

- ✓ H_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
- ✓ C_t : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage

On a un contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_t = 0,05$

$$\longrightarrow T_{\text{empirique}} = T + 0,3T = 0,32 \text{ s}$$

- ❖ Dans le sens X : $0,31 \text{ s} < 0,32 \text{ s} \longrightarrow$ la période est vérifiée
- ❖ Dans le sens Y : $0,27 \text{ s} < 0,32 \text{ s} \longrightarrow$ la condition est vérifiée

$$\text{On a : } \begin{cases} T_x = 0,31 \text{ s} < T_2 = 0,5 \text{ Donc: } D_x = 2,5 \quad \eta = 2,5 \\ T_y = 0,27 \text{ s} < T_2 = 0,5 \text{ Donc: } D_y = 2,5 \quad \eta = 2,5 \end{cases}$$

$D_x = D_y$: dans ce cas on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (X et Y)

E. Calcul de poids de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i des quatre niveaux.

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

G : Poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

Q : charge d'exploitation.

A chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$.

Calcul des surfaces de la structure :

S est les surfaces correspondantes à chaque niveau

$$S = 23,96.11,84 = 283,68 \text{ m}^2$$

Tableau VI.2 : Le poids de chaque niveau

NIVEAU	W_{Gi}	W_{Qi}	$0,2 W_{Qi}$	W_i
1er	2090,20	609,20	121,84	2212
2ème	2090,20	609,20	121,84	2212
Terrasse	1660,94	365,52	73,10	1733,94
			Total :	6157,94 KN

VI.2.CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, page 54) la résultante des forces sismiques à la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$\begin{cases} \text{Sens x : } V_x = 641,43 \text{ KN} \\ \text{Sens y : } V_y = 481,07 \text{ KN} \end{cases}$$

- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

Tableau VI.3 : Distribution de la force sismique selon la hauteur

niveau		W_i	h_i	$W_i.h_i$	V_k	$W_j.h_j$	F_i
1 ^{er}	X	2212	4,36	9644,32	641,43	46361,15	128,76
	Y	2212	4,36	9644,32	481,07	46361,15	96,57
2 ^{ème}	X	2212	7,60	16811,20	641,43	46361,15	226,73
	Y	2212	7,60	16811,20	481,07	46361,15	168,33
terrasse	X	1733,94	11,84	19905,63	641,43	46361,15	265,76
	Y	1733,94	11,84	19905,63	481,07	46361,15	199,32

- Résultante des forces sismiques de calcul :

Tableau VI.4 : Vérification de la résultante de la force sismique

	V_t	V	80%.V	Vérification
V_x	509,62	641,43	510,8	✓
V_y	423,30	481,07	385,08	✓

- Calculs des déplacements :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \delta_{ek} : \text{déplacement dû aux forces sismiques.} \\ R : \text{coefficient de comportement.} \end{array} \right.$$

Tableau VI.5: Déplacements suivant X

Etage	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_k	condition
terrasse	0,0035	3	0,0105	0,0033	0,032	✓
2 ^{ème}	0,0024		0,0072	0,0042	0,032	✓
1 ^{er}	0,0010		0,0030	0,0030	0,032	✓

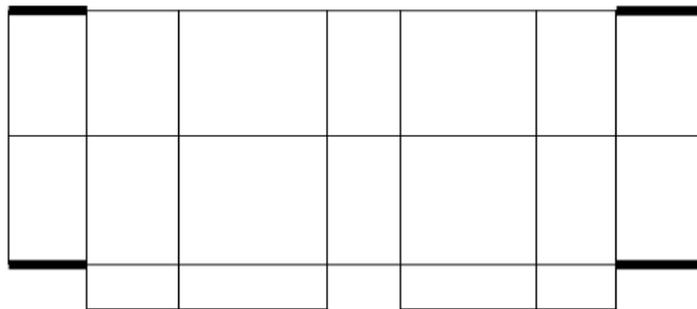


Figure VI.1 : Disposition des palées triangulés dans le sens X

Tableau VI.6: Déplacements suivant Y

Etage	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_k	condition
terrasse	0,0019	4	0,0076	0,0020	0,032	✓
2 ^{ème}	0,0014		0,0056	0,0028	0,032	✓
1 ^{er}	0,0007		0,0028	0,0028	0,032	✓

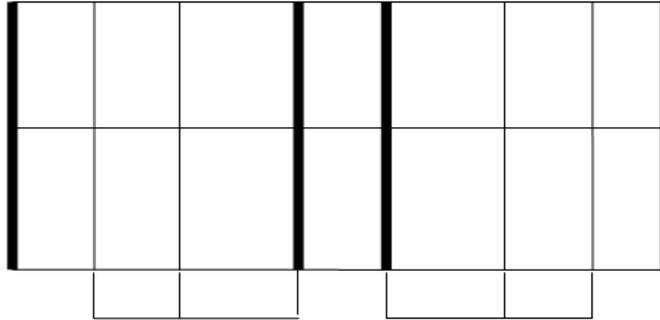


Figure VI.2 : Disposition des palées triangulées suivant le sens Y

VI.3.VERIFICATION DE LA STRUCTURE VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ

Puisque de nos jours les structures deviennent de plus en plus souples et donc moins résistantes aux déformations, le besoin de considérer l'effet de second ordre et plus particulièrement l'effet P-delta devient nécessaire. C'est pour cette raison que les règlements en vigueur à travers le monde invitent de plus en plus les ingénieurs à utiliser des analyses de second ordre pour tenir compte de l'effet P-delta.

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ).

La valeur de l'effet P-delta dépend de

- La valeur de la force axiale appliquée
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- La souplesse des éléments de la structure

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k
 $\cdot \Sigma(W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \Sigma F_i$

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

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Tableau VI.7 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X

Etage	P _k	Δ_k	V _k	h _k	θ	condition
Terrasse	1733,94	0,0030	265,76	3,24	0,006	✓
2 ^{ème}	3945,94	0,0042	492,52	3,24	0,010	✓
1 ^{er}	6157,94	0,0033	621,28	3,24	0,010	✓

Tableau VI.8 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y

Etage	P _k	Δ_k	V _k	h _k	θ	condition
Terrasse	1733,94	0,0028	199,32	3,24	0,0075	✓
2 ^{ème}	3945,94	0,0028	367,65	3,24	0,0092	✓
1 ^{er}	6157,94	0,0020	464,22	3,24	0,0088	✓

L'étude sismique a permis de vérifier le comportement et la stabilité de la structure vis-à-vis des charges sismiques .

CHAPITRE VII : VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS

VII.1.INTRODUCTION

- Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples.
- Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement.
- L'ossature simple est composée de poutres isostatiques et de poteaux soumis aux seules charges verticales.
- 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.POTEAUX

Pour notre structure on a pris des poteaux HEB 260 .

Les poteaux doivent être vérifiés au flambement, qui est causé par la flexion, pour ceci on doit effectuer les vérifications suivantes :

$$\left[\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y sd}}{W_{pl y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z sd}}{W_{pl z} \times f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1$$

Du fait de cette interaction, on a 2 facteurs :

$$K_y = 1 - (\mu_y \times N_{sd} / \chi_y \times A \times f_y) \text{ Mais : } K_y \leq 1$$

$$K_z = 1 - (\mu_z \times N_{sd} / \chi_z \times A \times f_y)$$

μ_y, μ_z : Coefficients qui tiennent compte de plusieurs facteurs :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}} \right]$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}} \right]$$

Mais : $\mu_y, \mu_z \leq 0,9$

$\chi_{min} = \min(\chi_z, \chi_y)$ avec : χ_z, χ_y sont des coefficients de réduction.

Enfin : β_{My}, β_{Mz} : sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion calculés d'après le CCM97.

A. Calcul des sollicitations et vérifications :

Pour la vérification des poteaux, on va prendre les valeurs maximales (le poteau le plus sollicité) sous les différentes combinaisons, à partir du SAP2000.

Dans notre cas, le poteau est plus sollicité sous la combinaison G+Q+1,2E selon le RPA.

combinaison	N_{sd} (KN)	$M_{sd y}$	$M_{sd z}$
G+Q+1,2E	540	4,16	87,35

- Longueur de flambement :

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,24 = 2,26 \text{ m}$$

- Elancements maximaux :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{226}{11,22} = 20,14$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{226}{6,58} = 34,34$$

$$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow \text{Axe de flambement z-z}$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

$$\text{Avec } \lambda_1 = 93,9\epsilon$$

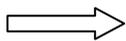
$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{34,34}{93,9} = 0,36 > 0,2 \quad \text{il y a lieu à vérifier le flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{260}{260} = 1 < 1,2 \\ t_f = 17,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement: } c \Rightarrow \alpha = 0,49$$

Axe de flambement z - z



$$\chi_z = 0,92$$

$$K_z = 0,79$$

$$\mu_z = 0,70$$

$$\left[\frac{N_{c sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z sd}}{W_{pl z} \times f_y / \gamma_{M1}} \right]$$

$$= \frac{540,20}{0,92 \times 118,40 \times 23,5 / 1,1} + \frac{0,79 \times 87,35}{602,2 \times 23,5 / 1,1} = 0,23 < 1$$



La résistance du profilé au flambement est vérifiée.

VII.3 POUTRES

VII.3.1. poutres principales

Pour les poutres principales, on a pris des profilés en IPE 300.

D'après le Logiciel SAP2000, on prend la valeur la plus importante sous les différentes combinaisons de charges et on a eu les résultats les plus défavorables qu'on a obtenus sous la combinaison accidentelle G+Q+E selon le RPA, et que voici les données du moment et effort tranchant sollicitant:

combinaison	M_{sd}	V_{sd}
G+Q+E	92,32	91,27

A. Vérification de la condition de résistance:

Calcul du moment résistant plastique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 134,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 92,32 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 134,16 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Vérification de la résistance à l'effort tranchant:

Calcul de l'effort tranchant résistant plastique :

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 2567 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 316,62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 91,27 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 316,62 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification au déversement des poutres principales :

- Les poutres non tenues latéralement sur leur longueur et fléchies autour de leur axe fort présentent un danger de déversement.

La portée non contreventée, l'élanement latéral (L/i_z), la forme de section transversale, la distribution des moments fléchissants et les conditions aux limites sont les facteurs essentiels influençant la résistance au déversement.

La résistance au déversement est donnée par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- χ_{LT} : facteur de réduction pour le déversement
- β_w : 1 pour les sections transversales de Classe 1 ou 2
- $w_{pl} = 628 \text{ cm}^3$

Calcul des différents facteurs :

$$\chi_{LT} = 1 / (\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}) \leq 1$$

$$\diamond \text{ Avec : } \quad \phi_{LT} = [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\beta_w \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}}}$$

α_{LT} : facteur d'imperfection profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

M_{cr} : moment fléchissant critique élastique de déversement, donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{k \cdot l^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k^2}{k_w^2}\right) \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{k \cdot l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (c_2 \cdot Z_g - c_3 \cdot z_j)^2} \right\}$$

\diamond Avec :

- $z_g = z_a - z_s = 0$.
- $z_j = 0$ *pour section doublement symétrique.*
- $k = 1$; $k_w = 1$ *pour des appuis simples.*
- $I_z = 604 \times 10^4 \text{ mm}^4$, $I_w = 126 \times 10^9 \text{ mm}^6$, $I_t = 20,10 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $G = 82000 \text{ MPa}$, $c_1 = 1,285$, $c_2 = 1,562$, $c_3 = 0,753$

On obtient alors :

$$M_{cr} = 66\,240,38 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{1.628 \cdot 10^3 \cdot 235^3 / 66240,38 \cdot 10^6} = 0,05 < 0,4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : le déversement n'est pas tenu en compte et ne nécessite pas de dispositions particulières.

Le profilé IPE 300 choisi pour le rôle de poutre principale, vérifie toutes les conditions de résistance requises pour assurer un bon fonctionnement et sécurité structurelle et donc sera validé comme élément dans la structure.

VII.3.2. poutres en porte à faux

combinaison	M_{sd}	V_{sd}
G+Q+E	52,30	41,78

A. Vérification de la condition de résistance:

Calcul du moment résistant plastique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 134,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 52,30 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 134,16 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Vérification de la résistance à l'effort tranchant:

Calcul de l'effort tranchant résistant plastique :

$$V_{plRd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 2567 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1,1} = 316.62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 41.78 \text{ kN} < V_{plRd} = 316.62 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification au déversement :

La résistance au déversement est donnée par la formule suivante :

$$M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- χ_{LT} facteur de réduction pour le déversement
- β_w : 1 pour les sections transversales de Classe 1 ou 2
- $w_{pl} = 628 \text{ cm}^3$

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{k \cdot l^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k^2}{k_w^2} \right) \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{k \cdot l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (c_2 \cdot Z_g - c_3 \cdot z_j)^2} \right\}$$

❖ Avec :

- $z_g = z_a - z_s = 0$
- $z_j = 0$ pour section doublement symétrique
- $k = 1$; $k_w = 1$ pour des appuis simples
- $I_z = 604 \times 10^4 \text{ mm}^4$, $I_w = 126 \times 10^9 \text{ mm}^6$, $I_t = 20.10 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $G = 82000 \text{ MPa}$, $c_1 = 1,285$, $c_2 = 1,562$, $c_3 = 0,753$

On obtient alors :

$$M_{cr} = 33820.38 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{1.628 \cdot 10^3 \cdot 235 / 33820.38 \cdot 10^6} = 0.02 < 0.4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : le profilé est validé pour la poutre en porte à faux.

VII.4. VERIFICATION DES CONTREVETEMENTS

Pour notre structure, et après plusieurs disposition avec le SAP 2000 on a choisi pour la stabilité de disposer des palées triangulées en V dans le sens X vue la présence de fenêtres dans ce sens et dans le sens Y on a procédé à la mise en place de palées en X.

1. Palées triangulées en V

Pour vérifier les contreventements, on doit s'assurer que les valeurs des efforts internes sollicitants sont inférieures à celle des efforts résistant.

Ces derniers sont soumis à la compression et à la traction, mais on a vérifié pour l'effort le plus sollicitant, par la valeur tirée à partir du SAP2000V14

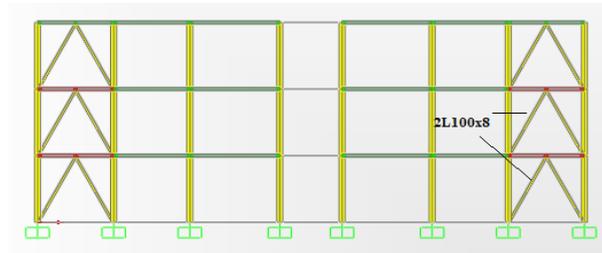


Figure VII.1 : Palées triangulées en V suivant X

Les profilés utilisés pour les contreventements en V sont des profilés en **2 L100X8**.

Les valeurs mentionnées dans le tableau suivant représentent les valeurs des efforts sollicitants sous la combinaison de charge à l'état ultime sous laquelle les barres sont le plus sollicitées.

Combinaison	Effort normal de traction $N_{t,sd}$
G+Q+1,2E _x	154,981

La condition de vérification :

❖ Vérification à la traction :

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

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,136 \text{ K}$$

$$N_{t,sd} = 154.981 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 331.136 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Palées triangulées en X

Pour assurer la stabilité de la structure dans le sens Y on a choisi des profilés UPN100.

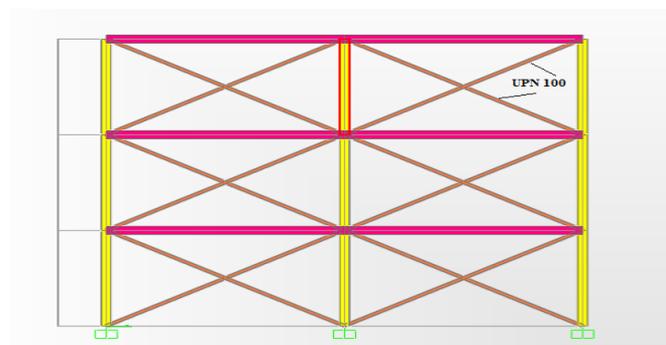


Figure VII.2 : Palées triangulées en X suivant Y

Les valeurs les plus défavorables

Combinaison	Effort normal de traction $N_{t,sd}$
G+Q+1.2E _y	53,16

La condition de vérification :

❖ Vérification à la traction :

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

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1350 \times 235}{1,1} = 208,41 \text{ K}$$

$$N_{t,sd} = 53,16 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 208,41 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les profilés UPN 100 sont valides pour assurer le rôle de contreventements dans le sens Y sans subir d'instabilités.

Les profilés choisis résistent aux différents phénomènes d'instabilité et sont donc validés pour constituer les éléments porteurs de notre structure et d'accomplir leur fonctions de résistance et de stabilité structurelles.

VII.5. Vérification des différents éléments au voilement

A partir du paragraphe (3.4.3.1) dans le chapitre Les phénomènes d'instabilités élastiques dans L'Eurocode 3, on peut conclure que pour nos différents profilés (en IPE ou en HEA) la vérification au voilement n'est pas nécessaire car le rapport $d/t_w \leq 69\epsilon$ est vérifié pour tous les éléments de la structure. Les différents profilés sélectionnés seront vérifiés aux différents phénomènes d'instabilité grâce aux efforts qui seront tirés à partir du logiciel SAP 2000 et à partir de ces vérifications les éléments seront validés ou remplacés.

CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES.

VIII.1.INTRODUCTION

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun et de manière appropriée, relié aux parties environnantes de la structure. Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages. Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

- Assemblages où se produit un changement de direction ; assemblages poutre-poteau, assemblages poutre - poutre et assemblages entre éléments de structures en treillis ;
- Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme par exemple les pieds de poteaux, les assemblages au noyau en béton et les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures.

Les assemblages constituent des parties importantes de chaque structure en acier. Les propriétés mécaniques des assemblages ont une influence significative sur la raideur et la stabilité de la structure tout entière.

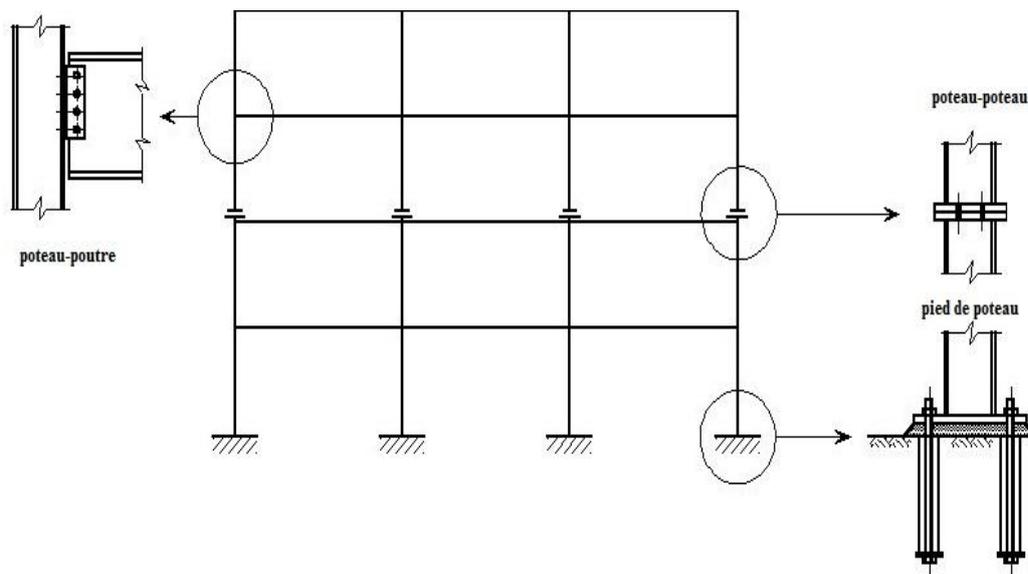


Figure VIII.1 : Différents types d'assemblages

Le nombre et la complexité des assemblages ont une influence décisive sur le temps nécessaire à l'analyse statique et la préparation des plans.

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure.

➤ Le boulonnage :

Les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons non précontraints sont utilisés dans la majorité des structures. En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance précontraints.

La résistance d'un assemblage (non précontraint) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale.

Tableau VIII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

Désignation	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
Résistance à la traction $f_{yb} (daN/mm^2)$	24	32	30	40	48	64	90
Limite d'élasticité $f_{ub} (daN/mm^2)$	40	40	50	50	60	80	100

Tableau VIII.2 : Dimensions des différents boulons

Diamètre nominal d_b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A _s (mm ²)	Tôles et âmes de profilés d'épaisseur (mm)
14	154	115	5
16	201	157	6
18	254	192	7
20	314	245	8
22	380	303	10 à 14
24	452	353	> 14

➤ La soudure :

Lorsque des conditions favorables de travail sont réunies, le soudage constitue le moyen le plus économique de réaliser des assemblages résistants. C'est la raison pour laquelle les assemblages fabriqués en atelier sont habituellement soudés. Les assemblages réalisés sur chantier (montage) sont par contre généralement boulonnés ; une préparation préliminaire des assemblages en atelier - soudage de plats, etc. - est souvent effectuée en atelier en vue du boulonnage sur chantier.

Dans la construction soudée de bâtiments, environ 80 % des soudures sont des soudures d'angle et 15 % des soudures en bout. Les 5 % restants sont des soudures en bouchon, en entaille et par points. Deux types de soudures sont couramment utilisés : les soudures d'angle et les soudures en bout.

Les soudures doivent être inspectées pour déceler les éventuels défauts et ainsi s'assurer de leur capacité à remplir le rôle qui leur est réservé au sein de la structure.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.2. CALCUL DES DIFFERENTS ASSEMBLAGES

VIII.2.1. Assemblage Poutre-solive

L'assemblage sera réalisé au biais d'une cornière L60x60x8

Les sollicitations : $V_{sd} = 27,70 \text{ kN}$

A. Disposition constructive:

a) Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 16\text{mm} .$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{solive})}) = \min(7,1; 5,6) \Rightarrow t = 5,6\text{mm} .$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \Rightarrow 35,2\text{mm} \leq p_1 \leq 82,6\text{mm} \Rightarrow p_1 = 70\text{mm} .$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \Rightarrow 48\text{mm} \leq p_2 \leq 82,6\text{mm} \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm} .$$

b) Pince longitudinale :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 19,2\text{mm} \leq e_1 \leq 67,2\text{mm} \Rightarrow e_1 = 40\text{mm}$$

c) Pince transversale :

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 24\text{mm} \leq e_1 \leq 67,2\text{mm} \Rightarrow e_2 = 30\text{mm}$$

On prend le nombre de boulon $n = 4$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$$\begin{cases} d = 14\text{mm} \\ d_0 = 16\text{mm} \\ A = 154\text{mm}^2 \\ A_s = 115\text{mm}^2 \end{cases} \quad M4.6 \begin{cases} f_{yb} = 240 \text{ MPA} \\ f_{ub} = 400 \text{ MPA} \end{cases}$$

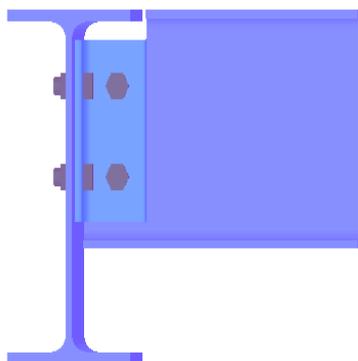


Figure VIII.2 : Assemblage Poutre- Solive

Tableau VIII.3 : Caractéristiques des profilés assemblés (IPE300/IPE180)

Poteau/Solive	Poutre IPE300	Poutre IPE 180
hauteur h(mm)	300	180
largeur b(mm)	150	91
épaisseur de l'âme t_w (mm)	7,1	5,3
épaisseur de la semelle t_f (mm)	10,7	8,0
Limite d'élasticité : f_y (MPa)	235	235
Résistance ultime en traction (MPa)	360	360

B. Vérification de l'assemblage :

a) Résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}};$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v.sd} = \frac{V_{sd(total)}}{4} = \frac{27,69}{4} = 6,92 \text{ KN} \quad (\text{Effort de cisaillement sollicitant par boulon}) \\ F_{v.Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \cdot 0,4 \cdot 115}{1,25} = 22,08 \text{ KN} \quad (\text{Effort de cisaillement résistant par boulon}) \end{array} \right.$$

$$F_{v.sd} = 6,92 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 22,08 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Résistance ultime de calcul au cisaillement des pièces assemblées :

La valeur de calcul de la résistance efficace $V_{eff.Rd}$ au cisaillement est déterminée par :

$$V_{eff.Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} A_{v.eff}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{v.eff} : \text{Aire efficace de cisaillement.} \\ A_{v.eff} = t \cdot L_{v.eff} \quad \text{où:} \quad L_{v.eff} = \min[L_v + L_1 + L_2; L_3] \\ L_1 = \min(e_1; 5d) \\ L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \cdot (f_u/f_y) \\ L_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \cdot (f_u/f_y) \\ K = 0,5 \quad (\text{pour une seule rangé de boulons}). \\ d_0 = 16 \text{ mm} \quad (\text{diamètre des trous}). \\ n : \text{nombre de trous de fixations le long de la plaque cisailée.} \end{array} \right.$$

Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière:

$$L_1 = \min(e_1; 5d) = \min(40; 70) = 40\text{mm}$$

$$L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (30 - 0,5 \times 16) \times \left(\frac{360}{235}\right) = 33,70\text{mm}$$

$$L_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (70 + 2 \times 40 - 32) \cdot \left(\frac{360}{235}\right) = 180,76\text{mm}$$

$$L_{v,eff} = \min[p_1 + L_1 + L_2; L_3] = 143,70\text{mm}$$

$$A_{v,eff} = t_w \cdot L_{v,eff} = 143,70 \times 8 = 1149,60\text{mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} A_{v,eff} = 141,807 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 27,70 \text{ KN} \leq V_{eff,Rd} = 141,807 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification du cisaillement de bloc dans l'âme de la poutre:

$$L_1 = \min(e_1; 5d) = 40\text{mm}$$

$$L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = 33,70$$

$$L_3 = (p_1 + a_1 + a_2 - n \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = 180,76\text{mm}$$

$$L_{v,eff} = \min[p_1 + L_1 + L_2; L_3] = 143,70\text{mm}$$

$$A_{v,eff} = t_w \cdot L_{v,eff} = 143,70 \times 7,1 = 1020,27 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} A_{v,eff}$$

$$V_{sd} = 27,70 \text{ KN} \leq V_{eff,Rd} = 176 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{où } \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 6,92 \text{ KN} \quad (\text{effort de cisaillement de calcul par boulon}).$$

$$\begin{cases} t_{cornière} = 8\text{mm} \\ t_{poutre} = 7,1 \\ t_{solive} = 5,3\text{mm} \end{cases} \Rightarrow t = \min[8; 7,1; 5,3] \Rightarrow t = 5,3 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{40}{48}; \frac{70}{48} - \frac{1}{4}; \frac{400}{360}; 1 \right] \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,83 \cdot 360 \times 14 \times 5,3}{1,25} = 44,34\text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 27,70\text{KN} \leq F_{b,Rd} = 44,34\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.2.Assemblage Poteau-Poutre

Pour l'exécution de cet assemblage, notre choix s'est porté sur une platine d'extrémité de 20mm d'épaisseur avec des boulons de nuances 8.8 et un diamètre de $\phi = 20mm$.

$$\text{Les sollicitations : } \begin{cases} V_{sd} = 130,76KN \\ M_{sd} = 128,30KN.m \end{cases}$$

A. Disposition constructive :

a) Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2mm = 22 mm .$$

$$t = \min(t_{w(poutre)}; t_{w(poteau)}) = \min(7,1; 10) \Rightarrow t = 7,1mm .$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) mm \Rightarrow 48,4mm \leq p_1 \leq 99,4mm \Rightarrow p_1 = 90 mm .$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) mm \Rightarrow 66 mm \leq p_2 \leq 99,4mm \Rightarrow p_2 = 90mm .$$

b) Pince longitudinale :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 21,6mm \leq e_1 \leq 200mm \Rightarrow e_1 = 80mm$$

c) Pince transversale :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow 24mm \leq e_2 \leq 68mm \Rightarrow e_2 = 60 mm$$

On prend le nombre de boulon $n = 6$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$$\begin{cases} d = 20mm \\ d_0 = 22mm \\ A = 314mm^2 \\ A_s = 245mm^2 \end{cases} \quad M10.9 \quad \begin{cases} f_{yb} = 900 MPa \\ f_{ub} = 1000 MPa \end{cases}$$

Tableau VIII.4 : Caractéristiques des profilés assemblés(HEB260/IPE300)

Poteau/Poutre	Poutre HEB260	Poutre IPE 300
hauteur $h(mm)$	300	260
largeur $b(mm)$	150	260
épaisseur de l'ame $t_w(mm)$	7,1	10
épaisseur de la semelle $t_f(mm)$	10,7	17,5
Limite d'élasticité : $f_y (MPa)$	235	235
Résistance ultime en traction (MPa)	360	360

d) Platine d'extrémité 340x 210 x 20 :

$$\begin{cases} hauteur h_p = 340mm \\ largeur b_p = 210mm \\ épaisseur t_p = 20mm \end{cases}$$

e) Dimensions de la soudure (Poutre-Platine):

$$\begin{cases} \text{Semelle : } a_s = 0,7. t_f = 0,7 \times 10,7 = 7,49 mm \rightarrow \text{on prend: } a_s = 10 mm \\ \text{Ame : } a_a = 0,7. t_w = 0,7 \times 7,10 = 4,94 mm \rightarrow \text{On prend: } a_a = 10mm \end{cases}$$

B. Vérification de l'assemblage:

a) Résistance à l'effort de cisaillement et de traction :

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 \cdot F_{t.Rd}} \leq 1$$

Les distances d_i : $d_1 = 220\text{mm}$; $d_2 = 130\text{mm}$; $d_3 = 90\text{mm}$

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{t.sd} = \frac{128,30 \times 0,220}{0,40^2} \longrightarrow F_{t.sd} = 145,79 \text{ KN.m} \\ F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{130,76}{6} \longrightarrow F_{t.sd} = 21,79 \text{ KN} \\ F_{v.Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \longrightarrow F_{v.Rd} = 94,08 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 0,8 \times 245}{1,25}$$

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{F_{t.Rd}} = \frac{21,79}{94,08} + \frac{145,79}{1,4 \times 141,9} = 0,93 \leq 1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Résistance au glissement:

$$F_{p.cd} = 0,7 f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 800 \cdot 0,245 \Rightarrow F_{p.cd} = 137,2 \text{ KN} \quad \text{Précontrainte de calcul de } \textit{boulon}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p.cd} - 0,8 F_{t.sd})}{\gamma_{Ms,ult}} = \frac{0,3 \times 2 (137,2 - 0,8 \cdot 145,79)}{1,25} = 9,87 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 21,79 \text{ KN} \leq F_{s.Rd} = 9,14 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On procède alors à l'augmentation de la nuance des boulons à des boulons 10.9 de même diamètre $\phi = 20\text{mm}$ et on refait les vérifications :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{t.sd} = \frac{128,30 \times 0,220}{0,40^2} \longrightarrow F_{t.sd} = 145,79 \text{ KN.m} \\ F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{130,76}{6} \longrightarrow F_{t.sd} = 21,79 \text{ KN} \\ F_{v.Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \longrightarrow F_{v.Rd} = 98,00 \text{ KN} \\ F_{t.Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 0,245}{1,25} \longrightarrow F_{t.Rd} = 176,40 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{F_{t.Rd}} = \frac{21,79}{98,00} + \frac{145,79}{1,4 \times 176,40} = 0,81 \leq 1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$F_{p.cd} = 0,7f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 1000 \cdot 0,245 \Rightarrow F_{p.cd} = 171,50 \text{ KN}$$

Avec : $F_{p.cd}$: Précontrainte de calcul de *boulon* :

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p.cd} - 0,8 F_{t.sd})}{\gamma_{Ms,ult}} = \frac{0,3 \times 2 (171,5 - 0,8 \cdot 145,79)}{1,25} = 26,34 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 21,79 \text{ KN} \leq F_{s.Rd} = 26,34 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{ou} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = 21,79 \text{ KN} \quad (\text{Effort de cisaillement de calcul par boulon})$$

$$\begin{cases} t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \\ t_{\text{poutre}} = 7,1 \\ t_{\text{poteau}} = 10 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow t = \min[20; 7,1; 10] \Rightarrow t = 7,1 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{40}{66}; \frac{70}{66} - \frac{1}{4}; \frac{235}{360}; 1 \right] \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,66 \cdot 360 \cdot 20 \cdot 7,1}{1,25} = 67,47 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 21,79 \text{ KN} \leq F_{b.Rd} = 67,47 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.3. Assemblage pied de poteau :

L'encastrement des poteaux métallique avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage. Pour le dimensionnement de ses tiges d'ancrages on travaille avec les combinaisons :

$$G + Q \pm 1,2 E_{x,y} \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 541,76 \text{ kN} \\ M_{sd} = 4,16 \text{ kNm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad E.L.U. \Rightarrow \{N_{sd} = 749,85 \text{ kN}$$

A. Calcul de l'assemblage :

a) Cordon de la soudure :

$$\text{Cordon de soudure de la semelle : } a_s = 0,7 * t_f = 0,7 * 17,1 = 11,97 \text{ mm}$$

$$\longrightarrow a_s = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Cordon de soudure de l'âme : } a_a = 0,7 * t_w = 0,7 * 7,5 = 5,25 \text{ mm}$$

$$\longrightarrow a_a = 15 \text{ mm}$$

b) Dimension de la platine :

$$\begin{cases} a \geq 250 + (2 * 15) \Rightarrow a = 350 \text{ mm} \\ b \geq 260 + (2 * 20) \Rightarrow b = 400 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Avec épaisseur de la platine : } t_{\text{platine}} = 30 \text{ mm}$$

Vérifications :

a) Vérification de la platine :

Les dimensions de la platine doivent vérifier la condition suivante :

$$\sigma \leq \sigma_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b : \text{En fonction du dosage du ciment dans le béton. On a un béton à } 350 \text{ kg/m}^3 \text{ de ciment.} \\ \sigma_b = 8 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma = \left(\frac{N}{a * b} \right) + \left(\frac{M}{I} * V \right) = \left(\frac{749,81 * 10^{-3}}{0,35 * 0,40} \right) + \left(\frac{1,12 * 10^{-3}}{\frac{0,40 * 0,35^3}{12}} * \frac{0,35}{2} \right) = 5,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 5,5 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 8 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des tiges d'ancrage :

Le poteau doit être encasté dans ses deux plans longitudinal et transversal, donc on prend le nombre de tige égale à 8

L'effort admissible d'une tige doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{8} \leq N_a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N : \text{L'effort de soulèvement dû aux efforts sismique sous la combinaison : } G + Q \pm 1.2E_{x,y} \\ N_a : \text{Effort admissible donné par la formule suivante :} \end{array} \right.$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

D'où g_c : Dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_1 = 20\Phi \\ l_2 = 2\Phi \\ r = 3\Phi \end{array} \right.$$

On obtient par la suite la relation suivante :

$$15.94 \Phi^2 - 12.96 \Phi - 5522 \geq 0 \Rightarrow \Phi = 19,02 \text{ mm}$$

On prend 8 tiges avec un diamètre de $\Phi = 20 \text{ mm}$

Condition d'équilibre du B.A.E.L. :

$$\frac{N}{8} \leq N_a$$

Avec : $F_A = \pi \tau_{su} \Phi l_1$

$$\tau_{su} = 0,6 \varphi_s^2 f_{tj}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_s : \text{Coefficient de scellement droit, pour les tiges lisses } \varphi_s = 1 \\ \tau_{su} = 0,6 \times 1 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$F_A = \pi \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 20 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 20 \cdot 10^{-3} \Rightarrow F_A = 31,52 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{8} = 55,12 \text{ kN} \leq F_A = 31,52 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section des tiges pour assurer la résistance des tiges d'ancrages

On va prendre 8 tiges avec un diamètre : $\Phi = 30 \text{ mm}$

$$F_A = \pi \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 30 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 30 \cdot 10^{-3} \Rightarrow F_A = 71,25 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{8} = 55,12 \text{ kN} \leq F_A = 71,25 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.4. Calcul de l'assemblage d'une diagonale :

1. Les palées en V :

Calcul de l'angle d'inclinaison des palées en V :

$$\text{tg} \alpha = \frac{1,65}{3,24} = 0,50 \longrightarrow \alpha = 27^\circ$$

$$N_{t,sd} = 154,98 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} \longrightarrow A = 8,25 \text{ cm}^2$$

On a à prendre une cornière L80x80x8

Après vérification avec le SAP, on a pris des 2L 100x100x8($A=12,2 \text{ cm}^2$), pour vérifier la période et la stabilité de la structure vis-à-vis du séisme.

Calcul de la section nette :

On va prendre des boulons M18 de nuance 8.8.

$$A_n = 12,2 - (1 \times 2,2) = 10 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \cdot A_n \cdot f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0,9 \cdot 10 \cdot 36}{1,25} = 259,2 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 154,98 \text{ KN} < N_{u,rd} = 259,2 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Résistance de l'assemblage par 4 boulons M18 de nuance 8.8 :

$$F_v = 0,5 \cdot \frac{f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mo}} = 49,15 \text{ KN}$$

Pour 4 boulons: $154,98 < 196,60 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de la pression diamétrale :

$$F_B = 2,5 \cdot \frac{\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mo}} (\alpha = 1 : \text{à partir du tableau 65.3 du CCM97})$$

L'assemblage se fait au biais d'un gousset de 10mm d'épaisseur.

$$F_B = 129,60 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 154,98 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{t,sd}}{4} = 51,66 \text{ KN}$$

Donc:

$$\frac{N_{t,sd}}{4} = 51,66 \text{ KN} < F_B = 129,60 \text{ KN}$$

Alors : l'assemblage se fera avec un gousset de 10mm d'épaisseur et 3 boulons M18 de nuance 8.8.

CHAPITRE IX : CALCUL DES FONDATIONS

IX.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une structure sont les parties en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Les éléments de fondations transmettent les charges directement au sol dans le cas de semelles reposant sur le sol ou le cas de radiers ou au biais d'autres organes dans le cas des pieux.

Les types de fondations

Fondations superficielles : Elles incluent :

- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

Fondations profondes (semelle sur pieux) et semi profondes (semelles sur puits)

IX.2. PRE 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.

Tableau IX.1 : Les différentes sollicitations transmises aux fondations

	ELU	ELS
Effort Normal (KN)	$N_1=749,85$	$N_2=541,94$
Moment (KN.m)	$M_1=0,40$	$M_2=0,31$

Le dimensionnement des fondations se fait à l'ELS, et le ferrailage sera fait à l'ELU.

1. Calcul de A et B

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_2}{S} \longrightarrow S \geq \frac{N_2}{\overline{\sigma}_{sol}} \quad (\text{avec: } \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars})$$

$$S \geq 2,70 \text{ m}^2 \quad (S=A.B) \longrightarrow \begin{cases} A=1,64 \approx 2\text{m} \\ B=2\text{m} \end{cases}$$

Pour : $A=B \rightarrow S=A^2$

2. Calcul de la hauteur de la semelle h_t :

$$h_t = h + c$$

$$h \geq \frac{A-a}{4} \longrightarrow h \geq 0,412$$

$$h = 45\text{cm} \quad \text{et} \quad h_t = 50\text{cm}$$

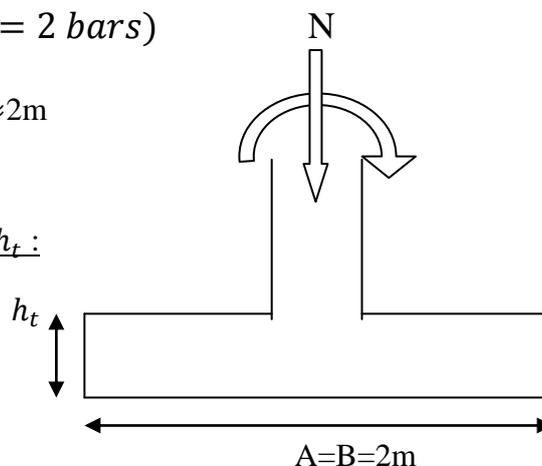


Figure IX.1 : Dimensions de fondations

3. Vérification de la stabilité au renversement

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{A}{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{M_2}{N_2} = 0,0054 \text{ m} \\ \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,5 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow e < \frac{A}{4} \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Calcul du ferrailage

Pour ce calcul on va appliquer la Méthode des BIELLES qui est la plus couramment utilisée, le principe de cette méthode consiste à calculer une contrainte majorée N' avec laquelle on va calculer le ferrailage de nos semelles.

$$N' = \frac{\sigma_{moy}}{S} \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \\ \sigma_{1,2} = \frac{N_{1,2}}{S} \cdot \left(\frac{1 \pm 6e}{A} \right) \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \sigma_1 = 96,65 \text{ et } \sigma_2 = 90,59 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = 95,13 \\ N' = 23,78 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{N' \cdot (A - a)}{8 \cdot h \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau IX.2 : Calcul du ferrailage de la semelle

f_e (KN/m ²)	γ_s	σ_s (KN/m ²)	h (m)	A (m)	A_s (m ²)
$400 \cdot 10^3$	1,15	347826,087	0,45	2,0	0,00085

$$A_s = 8,50 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on va prendre 8HA12}$$

5. Vérification de la contrainte

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N_2}{A^2} \pm M_1 \cdot V / I \quad \left(V = \frac{A}{4}, I = \frac{A \cdot B^3}{12} \right)$$

Tableau IX.3 : Vérification de la contrainte

N_2 (KN)	A (m)	M_1 (KN.m)	V (m)	I (m ⁴)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_{moy}	CV
541,94	2,0	0,31	0,5	2,00	135,56	135,40	135,52	

On prend le même ferrailage dans les deux sens de la semelle

6. Calcul de l'espacement des cadres

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi)$$

Avec : S_t : espacement des cadres

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 18 \text{ cm}) \longrightarrow S_t = 18 \text{ cm.}$$

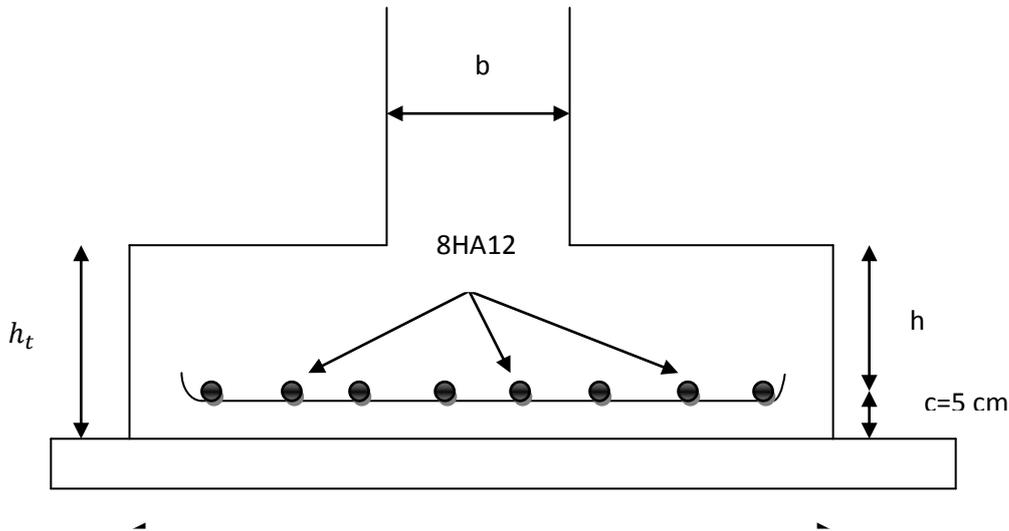


Figure IX.2 : Dimension des semelles et disposition constructive des armatures

IX.3. CALCUL DES LONGRINES

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à l'effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de catégorie S3 (sol meuble) les dimensions minimales de la section transversale des longrines est de 25x30. Pour notre cas on va prendre 30x30.

1. Vérification de la résistance à la traction :

La longrine doit être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré (S3) = 15

$$\text{Donc : } N = 749,85 \text{ KN} \Rightarrow F = N / \alpha = 50 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = F/\sigma_s \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,14 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige un ferrailage minimum $A_{st} = 0,6\%B$

$$A_{st} = 0,006.200=1,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on va prendre : } 6\text{T}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

3. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{st} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_u} = 10,40 \text{ cm}^2 > 6,79 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Espacement des armatures transversales :

Pour les armatures transversales on va prendre des barres $\emptyset 8$ qui sont le plus couramment utilisés.

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15t) = (20 \text{ cm}, 12 \text{ cm})$$

$$\text{Donc : } S_t = 10 \text{ cm}$$

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude a été l'occasion parfaite pour mettre en pratique nos connaissances acquises durant nos années d'études et de les approfondir aussi sur la manière d'utiliser les différents règlements techniques et codes de construction ainsi que de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul et de dessin tels que le SAP 2000 et l'AUTOCAD.

Les différents éléments de la structure sont dimensionnés à l'ELS puis vérifiés sous les combinaisons les plus défavorables pour assurer la stabilité de la structure sous différentes charges (Neige et Vent, séisme , à L'ELU...) suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul

On a aussi pu comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt garantir la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

Références Bibliographiques :

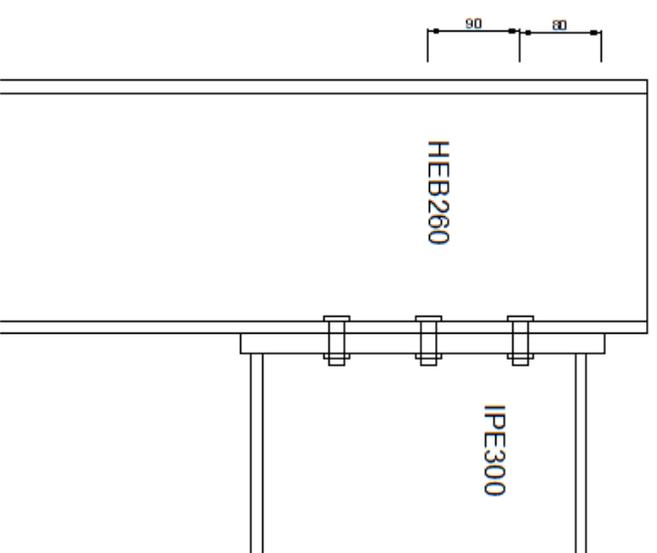
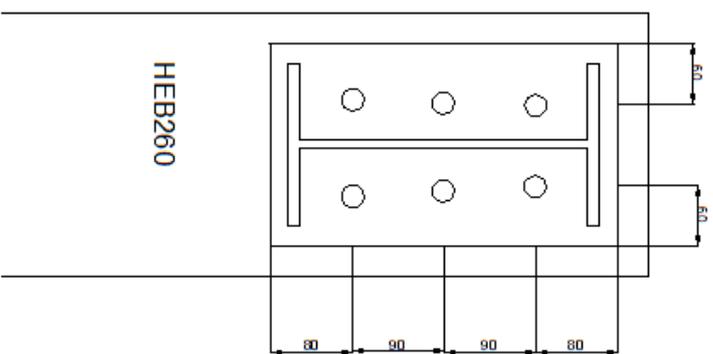
- Ministère de l'habitat,(DTR.BC.2.2)Charges permanentes et charges d'exploitations. Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, (DTR.BC.2.44)Règles de conception des Structures en aciers CCM97. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat,(DTR.BC.2.48) Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent RNV99. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat,(DTR.BC.2.331)Règles de calcul des fondations superficielles. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- BAEL91 Calcul des Structures en béton.
- MOREL, J. (2005). Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3. Edition EYROLLES. Paris.

Mémoires

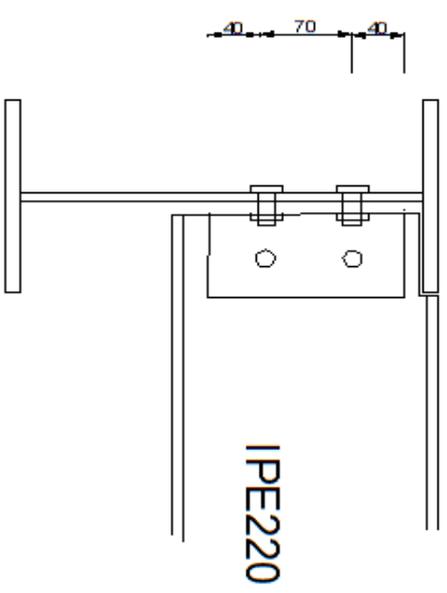
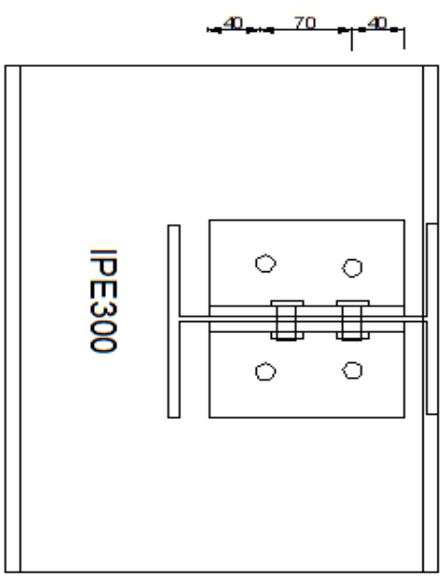
- Etude d'un bâtiment administratif en charpente métallique, (M. DAHMAN Chérif) ,2011. Université ABOU BEKR BELKAID.
- Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3) (Mr.Hadi Trigui Yassine),2012 Université ABOU BEKR BELKAID.
- Etude d'un bâtiment métallique (2SS+4ES+RDC+8) (M.R.Nemmiche, et S.Maarouf) ;2012 UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID.

Annexe

Assemblage Poteau-Poutre

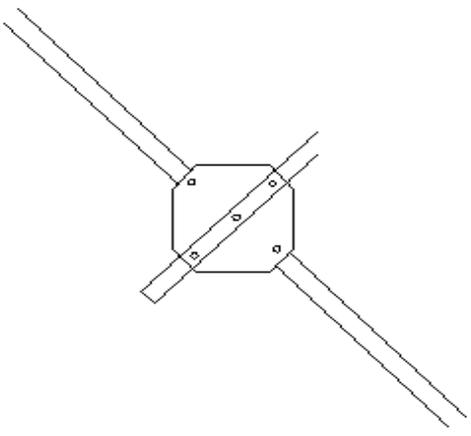


Assemblage poutre-Solive

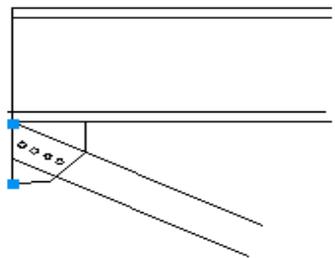


-

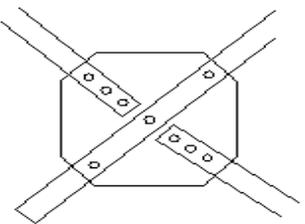
Assemblage de diagonales en X (boulons M18/8.8)



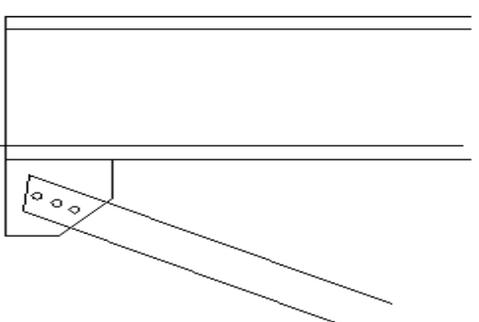
Assemblage d'une diagonale en V (4 boulons M18/8.8)



Assemblage de diagonales en
X (boulons M18/8.8)



Assemblage d'une diagonale en
V (4 boulons M18/8.8)



Résumé :

Le projet porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation dans la commune d'AIN FEZZA (Wilaya de TLEMCEM).

Après la présentation du projet, on a effectué la descente des charges qui est l'étape fondamentale pour le pré dimensionnement d'éléments porteurs qui sont vérifiés par la suite pour valider l'utilisation des profilés ou les remplacer pour assurer la sécurité structural. On a aussi calculé les planchers mixtes.

Pour l'étude sismique, on a utilisé la méthode statique équivalente vu la régularité de notre structure. On a enfin fais les calculs des assemblages des différents éléments et le calcul des fondations. On a achevé ce mémoire par une conclusion générale.

Mots clés : Construction métallique, Etude du bâtiment, calcul neige et vent.

Summary:

The project is the study of a metallic frame dwelling(R+2) in AIN FEZZA (W.TLEMCEM) We began our study by a presentation, and then evaluation of the different loads and over loads to realize the calculation and the sizing of the different elements of the structure which will be checked to confirm the use of the frames or the replacement to assure the structural security.

The seismic study was elaborated by the static method because of the regularity of the building, preceded by the calculation of the composite floor; and then the calculation of the different systems of connections and foundations. This project was ended by a general conclusion.

Key word: Steel Structures, Study of a building, Calculation of climatic loads.

ملخص

يهدف مشروعنا الى دراسة سكن دو هيكل من طابقين بالإضافة الى الطابق الارضي بعين فزه بولاية تلمسان

قمنا بتقديم المشروع ثم تقدير الاحمال الثابتة و احمال الاستعمال الضرورية لتحديد احجام مختلف القطع المكونة للهيكل والتي يجب التأكد من منها لضمان سلامة مستعملي المبنى . يليها حساب الارضية المركبة و دراسة الاهتزازات التي قد يتعرض لها المبنى بسبب الزلازل. الخطوة التالية تمثل حساب مختلف اليات و حساب الاسس. انهي المشروع بخاتمة شاملة.

كلمات مفتاح مباني معدنية . حساب احمال الثلوج و الرياح . حساب المباني المعدنية .