



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : structure

Thème

ETUDE D'UNE STRUCTURE MIXTE R+2

Présenté par :

- Benchikh hadjer
- Boudjemaa mohamed el amine
-

Soutenu le 06 /09 / 2020 devant le jury composé de :

Président : BELARIBI OMAR

Examineur: REZIGUA AHMED

Encadrant : ZELMAT YASSINE

Année Universitaire : 2019 / 2020

Dédicace:

*Je dédie ce mémoire à : A vous nos chères parents, ce
modeste travail qui est le fruit de vos interminables
conseils, assistance et soutien moral, en témoignage de ma
reconnaissance et mon affection, dans l'espoir que vous en
serez fiers.*

A toute la famille BENCHIKH et BOUDJEMAA.

A tous mes amis (es): sans exception

A mes respectueux et généreux profs et

précisément Mr ZELMAT

Et tous ceux qui de près ou de loin ont

contribué à la réalisation de ce travail.

Mohamed el amine & Hadjer.



Remerciements:

Je tiens avant tout à remercier Le DIEUX tout puissant qui mérite les meilleures expressions de remerciement et de gratitude qui m'a donné la volonté, la santé et la force pour la réalisation de ce travail.

Je remercie mon encadreur au sein de l'université Mr ZELMAT YASSINE pour ses conseils, sa patience et son aide et par leurs chaleureux accueil, multiples informations et recommandations qui ont joué un rôle important dans l'élaboration de ce travail. Mes remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui ont accepté d'examiner ce mémoire.

Je n'oublie pas de remercier ma famille qui n'a cessé de me soutenir tout au long de ces travaux de recherche, un grand MERCI à mon père qui m'a supporté dans les moments difficiles et à ma mère qui a été la première à avoir cru en moi et à m'avoir poussé à faire de la recherche. Comme je remercie également mes sœurs, pour leur encouragement.

À tous mes amis, tous mes camarades et tous ceux qui m'entourent, ici ou au loin par leur présence ou par leurs pensées.

Med El Amin & hadjer

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste une structure mixte à usage administratif dans la wilaya de Bejaia.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré-dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de fondation.

Mots clés : charpente métallique, RPA 99, CCM 97

Abstract

Our end-of-study project consists of a mixed structure for administrative use in the wilaya of bejaia.

The project is developed in several stages, we carried out the load descent for the pre-dimensioning of the load-bearing elements, a seismic study according to RPA 99, the verification of the elements, then of the assemblies of the structure according to CCM 97 and finally the foundation study.

Key words: metal frame, RPA 99, CCM 97

ملخص

يتكون مشروعنا في نهاية الدراسة من هيكل مختلط للاستخدام الإداري في ولاية بجاية.

تم تطوير المشروع على عدة مراحل، قمنا بتنفيذ نزول الأحمال للأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة، ودراسة زلزالية وأخيراً دراسة التأسيس. CCM 97، والتحقق من العناصر، ثم تجمعات الهيكل وفقاً لـ RPA 99 وفقاً لـ

الكلمات الرئيسية: إطار معدني،

Table des matières

Introduction générale	2
Chapitre I : GENERALITES	
1.1. Introduction	6
1.2. Présentation du projet	6
1.3. Données géométriques de l'ouvrage.....	9
1.4. Classification selon rpa.....	9
1.5. Règlements techniques	9
1.6. Matériaux utilisés.....	10
1.6.1. Acier	10
1.6.2. Béton	10
1.6.3. Assemblages	10
1.7. Conception de la structure.....	10
1.7.1. Ossature	10
1.7.2. Eléments non-structuraux	10
1.7.3. Les dalles mixtes.....	11
1.7.4. Maçonnerie	11
1.7.5. Revêtement.....	11
1.7.6. Isolation	11
1.7.7. Escaliers.....	11
1.7.8. Infrastructure	11
1.8. Les états limites (CBA93).....	11
Chapitre II : HYPOTHESES DES CHARGES	
2.1. Introduction	14
2.2. Charges permanentes	14
2.2.1. Plancher étage courant.....	14
2.2.2. Plancher terrasse inaccessible.....	15
2.2.3. Escalier	15
2.2.4. Mur extérieur et intérieur.....	16
2.3. Les charges d'exploitation	16
2.4. Les surcharges climatiques	16
2.4.1. Effets de la neige.....	16
2.4.2. Effets du vent	17

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT

3.1. Introduction	29
3.2. Classification des sections transversales selon le CCM97.....	29
3.3. Principes du règlement CCM97	29
3.4. Pré dimensionnement.....	30
3.4.1. Solives	30
3.4.2. Poutres	31
3.4.3. Poteaux	34

Chapitre IV : ETUDE DU PLANCHER MIXTE

4.1. Introduction :	40
4.2. Phase de construction	40
4.3. Phase finale	41

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

5.1. Introduction	46
5.2. Principe de la méthode	46
5.3. Analyse dynamique de la structure.....	46
5.4. Modélisation de la structure	46
5.5. Méthode Statique Equivalente	47

Chapitre VI : ETUDE DES ASSEMBLAGES

6.1. Introduction	59
6.2. Fonctionnement des assemblages	59
6.2.1. Le boulonnage	59
6.2.2. Le soudage.....	59
6.3. Fonctionnement par adhérence	60
6.4. Coefficients partiels de sécurité.....	60
6.5. Coefficient de frottement	60
6.6. Rôle des assemblages	61
6.7. Calcul des assemblages.....	61
6.7.1. Assemblage poteau poutre.....	61
6.7.2. Assemblage poutre /solive.....	65
6.7.3. Assemblage poteau-poteau	67
6.7.4. Pied de poteaux.....	71

Chapitre VII : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

7.1. Introduction	76
7.2. Les type de fondations	76
7.3. Calcul des semelles isolées.....	76
7.3.1. Pré dimensionnement	76
7.3.2. Ferrailage	77
7.4. Définition des longrines	79
7.5. Dimensionnement des longrines	79
7.6. Ferrailage des longrines	79

Liste des figures

Figure 1 : exemples poutre mixtes	2
Figure 2 : les colonnes remplies de béton.....	3
Figure 3 : poteaux enrobés de béton.....	3
Figure 4 : dalle mixte	4
Figure 5 : vue en plan	6
Figure 6 : façade principale	7
Figure 7 : façade latérale droite	7
Figure 8 : façade latérale gauche	8
Figure 9 : dimension de la Tn40.....	13
Figure 10 : direction du vent	18
Figure 11 : légende pour les parois verticales	19
Figure 12 : légende pour la toiture.....	20
Figure 13 : légende pour les parois V2.....	23
Figure 14 : légende pour la toiture V2	24
Figure 15 : dimension du tn40.....	39
Figure 16 : montage poutre dalle.....	40
Figure 17 model de la structure	46
Figure 18 : Présentation d'un boulon.....	60
Figure 19 : assemblage poteau-poutre	64
Figure 20 : assemblage poutre/solive.....	66
Figure 21 : assemblage poteau-poteau (couvre-joint de la semelle)	69
Figure 22 : assemblage poteau- poteau (couvre-joint de l'âme).....	71
Figure 23 : dimensionnement de la plaque d'Assise	72
Figure 24 : assemblage pieds poteau	74
Figure 25 : dimensionnement semelle isolée.....	76
Figure 26 : ferrailage de longrine	79

Liste des tableaux

Tableau 1 : caractéristique de la TN40.....	14
Tableau 2 : Plancher étage courant.....	14
Tableau 3 : Plancher terrasse inaccessible	15
Tableau 4 : Palier	15
Tableau 5 : Paillasse.....	15
Tableau 6 : Mur extérieur.....	16
Tableau 7 : Mur intérieur	16
Tableau 8 : Les charges d'exploitation	16
Tableau 9 : Coefficient de rugosité	20
Tableau 10 : la valeur du CPe parois	21
Tableau 11 : la valeur du CPe toiture	21
Tableau 12 : Les valeurs de qj pour les parois.....	22
Tableau 13 : Les valeurs de qj pour la toiture	22
Tableau 14 : force résultantes parois	24
Tableau 15 : force résultantes toitures	24
Tableau 16 : valeur cpe parois	25
Tableau 17 : valeur cpe toiture.....	25
Tableau 18 valeur du qj parois	26
Tableau 19 : valeur du qj toiture	26
Tableau 20 : force résultante tonitruue.....	26
Tableau 21 : force résultantes parois	27
Tableau 22 : caractéristique IPE200	30
Tableau 23 : chargement.....	32
Tableau 24 : caractéristique IPE330	32
Tableau 25 : caractéristique IPE500	33
Tableau 26 : vérification.....	33
Tableau 27 : vérification.....	34
Tableau 28 : vérification.....	34
Tableau 29 : vérification.....	34
Tableau 30 : caractéristique IPE500	34
Tableau 31 : vérification.....	34
Tableau 32 : vérification.....	34

Tableau 33 : caractéristique HEA200.....	36
Tableau 34 : caractéristique TN40	40
Tableau 35 : Vérifications du déplacement.....	49
Tableau 36 : Vérification de l'effet (P-Δ) de second ordre.....	49
Tableau 25 : caractéristique IPE500	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 26 : vérification de la flèche.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 27 : vérification résistance et du cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 28 : vérification de la flèche.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 29 : vérification résistance et du cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 30 : caractéristique IPE500	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 31 : vérification de la flèche.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 32 : vérification résistance et du cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 33 : caractéristique HEA200	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 34 : caractéristique TN40	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 35 : Vérifications du déplacement.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 36 : Vérification de l'effet (P-Δ) de second ordre	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 37 : Caractéristiques des boulons	Erreur ! Signet non défini.

Liste des notations

A	Section brute d'une pièce ;
C_t	Coefficient de topographie ;
C_r	Coefficient de rugosité ;
C_p	Coefficient de pression ;
C_e	Coefficient d'exposition ;
C_d	Coefficient dynamique ;
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
F	Force en générale ;
G	Charge permanente ;
I	Moment d'inertie ;
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
K₀	Coefficient de flambement ;
K	Facteur de déformée modale ;
K_t	Facteur de terrain ;
L	Longueur ;
M_{sd}	Moment sollicitant en générale ;
M	Moment fléchissant ;
M_{rd}	Moment résistant ;
M_{pl}	Moment plastique ;
M_{cr}	Moment critique ;
M_{b,rd}	Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
N_{pl,rd}	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
N_{b,rd}	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{sd}	Effort normal sollicitant ;
N_{t,sd}	Effort normal de traction ;
N_{c,sd}	Effort normal de compression ;
N_{pl}	Effort normal plastique ;
N_{c,rd}	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
P_k	Poids total de la structure ;
Q	Charge d'exploitation ;

R	Coefficient de comportement de la structure ;
S	Surface ;
S	Charge de la neige ;
S_k	Charge de la neige sur le sol ;
V_{sd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
V_{pl,rd}	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V_{ref}	Vitesse de référence du vent ;
W	Pression aérodynamique ;
W_{pl}	Module de résistance plastique ;
W_{el}	Module de résistance élastique ;
d	Diamètre d'une section circulaire ;
f	Flèche ;
f_y	Limite d'élasticité ;
f_u	Résistance à la traction ;
H	Hauteur d'une pièce ;
L	Longueur d'une pièce ;
l_f	Longueur de flambement ;
t	Épaisseur d'une pièce ;
t_r	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
t_w	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
z	Hauteur au-dessus du sol ;
z₀	Paramètre de rugosité ;
z_{min}	Hauteur minimale ;
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	Facteur de corrélation ;
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent ;
β_j	Coefficient relatif à la liaison ;
γ_M	Coefficient de sécurité ;
λ	Élancement ;
λ_{LT}	Élancement de déversement ;
α	Facteur d'imperfection ;

θ	Rotation ;
θ_{LT}	Rotation de déversement ;
η	Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
ζ_a	Contrainte de l'acier ;
ζ_b	Contrainte du béton ;
ξ	Pourcentage d'amortissement critique ;
η	Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	Déplacement du aux forces sismique F_i ;
Δ_k	Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;
μ	Coefficient de forme de la charge de neige ;

Introduction générale

Au cours des deux dernières décennies, le développement et l'application de la mixité structurale ont considérablement augmenté dans le monde. Les éléments mixtes sont utilisés non seulement pour les structures et les ponts offshore, mais également pour les gratte-ciel et les grandes structures.

Un élément structurel en construction est défini comme mixte s'il associe deux matériaux de nature et de propriété différentes, et là où ils se différencient se révèlent complémentaires avec l'objectif de tirer sur le plan mécanique la meilleure partie possible de cette association

Ce qui est tout à fait spécifique au fonctionnement d'une structure mixte, c'est l'association mécanique de deux matériaux, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux, qui va accroître à la fois la rigidité et la résistance des éléments.

Il existe 3 types de structures mixtes :

- Structure mixte béton / bois
- Structure mixte béton / acier
- Structure mixte bois / acier

La structure mixte acier/béton est le cas de structure mixte le plus fréquent et le plus utiliser dans le domaine de la construction

La structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui sont deux matériaux de nature et de propriété différente ce qui permet d'exploiter leurs caractéristiques favorables, ces deux matériaux de révèlent complémentaire :

- ❖ Le béton pour résister aux efforts de compression.
- ❖ L'acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.
- ❖ Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- ❖ Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- ❖ L'acier permet de rendre la structure ductile.

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes à savoir les poutres mixtes, les dalles mixtes et les poteaux mixtes. La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion.

➤ **Poutres mixtes :**

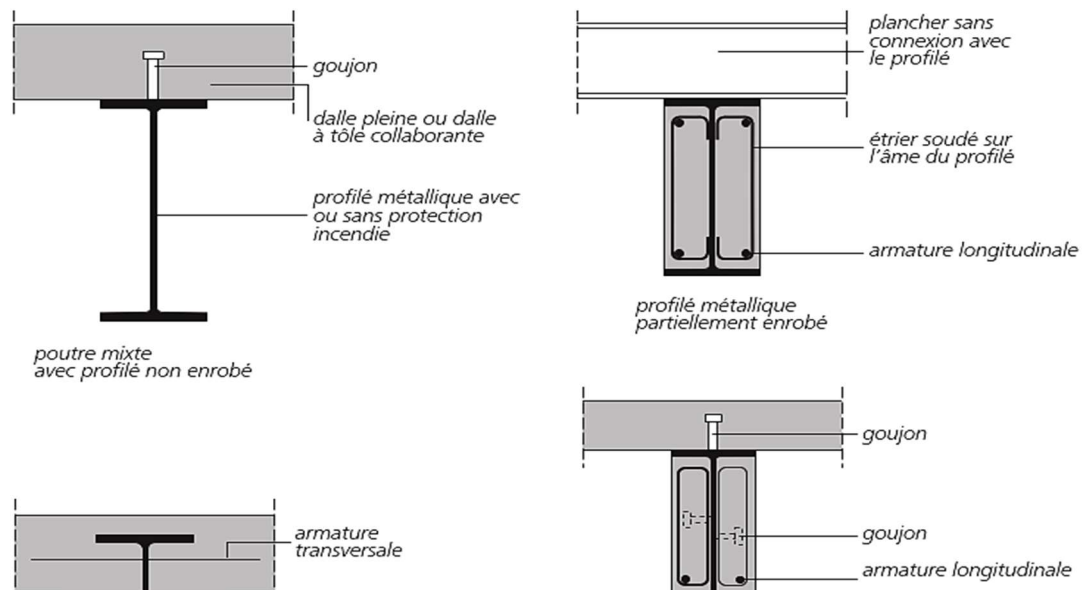


Figure 1 : exemples poutres mixtes

Une poutre mixte s'agit en général d'un profilé en acier liaisonné avec une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier ou une série de prédalles

➤ **Les colonnes mixtes**

Les colonnes ou poteaux mixtes sont par définition des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non, ils sont soumis principalement à la compression et à la flexion. Il existe principalement deux types de colonnes mixtes :

- ✚ les colonnes enrobées de béton, totalement ou partiellement

✚ les colonnes remplies de béton

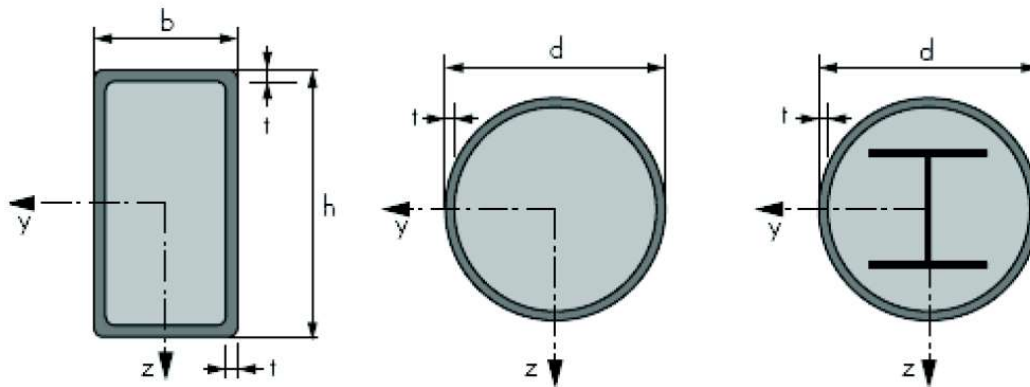


Figure 2 : les colonnes remplies de béton

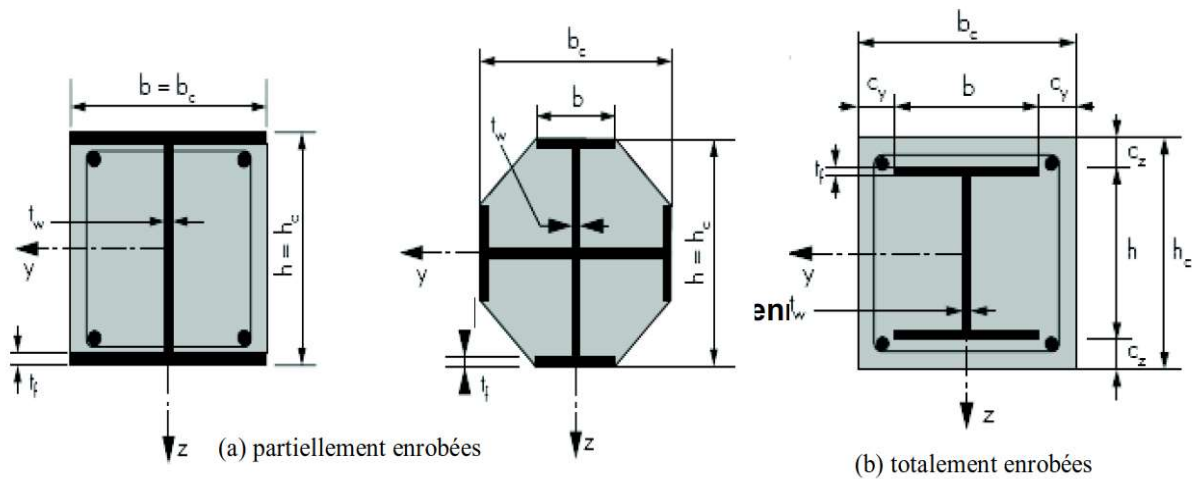


Figure 3 : poteaux enrobées de béton

➤ **Dalles mixtes :**

Une dalle mixte comporte une tôle mince profilée en acier conçue pour développer une collaboration structurale efficace avec le béton du plancher quelle va recevoir

Les dalles mixtes sont tout indiquées pour les applications dans les bâtiments en acier ou elles peuvent, moyennant une connexion, développer une action composite avec les poutres de plancher en acier

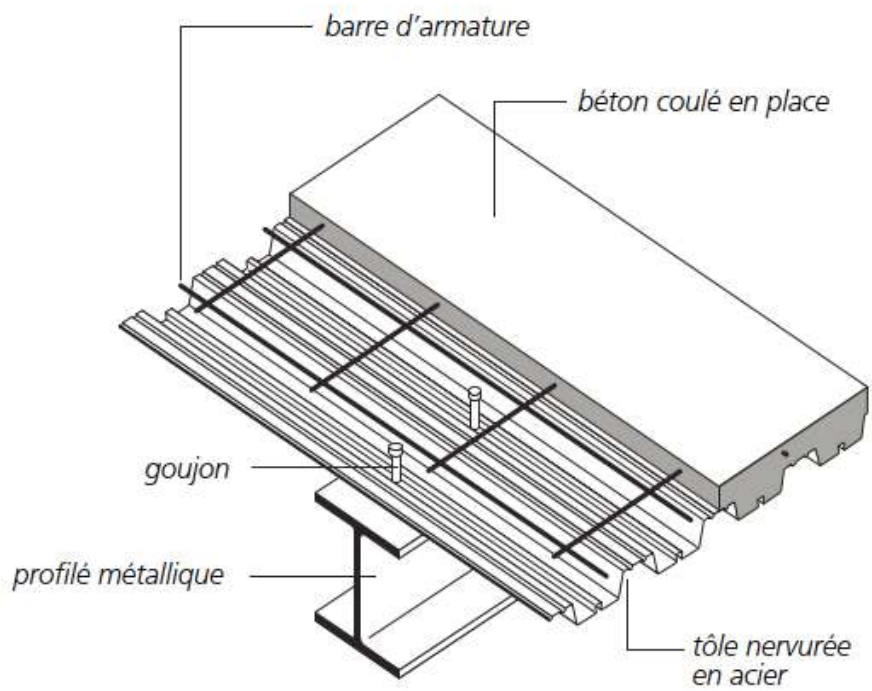


Figure 4 : dalle mixte

Chapitre I

1.1. Introduction :

Toute étude de projet, a pour but d'assurer la stabilité du bâtiment et la résistance mécanique de structure.

Dans le cas de notre étude nous allons présenter les caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux constituant la structure; béton et acier. Ces derniers seront la base de calcul d'ouvrage.

1.2.Présentation du projet :

Ce projet consiste à étudier un centre de télécommunication à Bejaia.

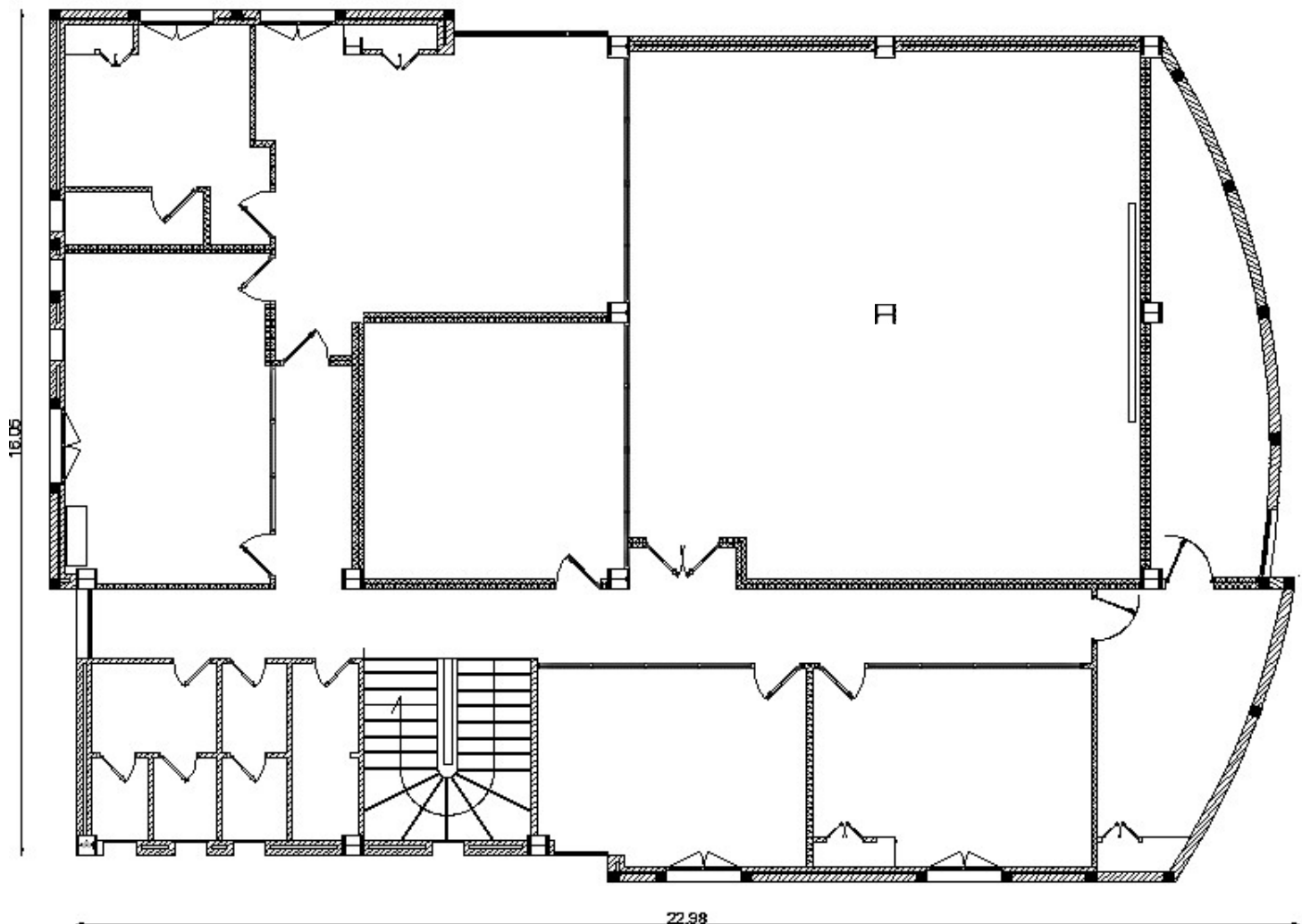


Figure 5 : vue en plan

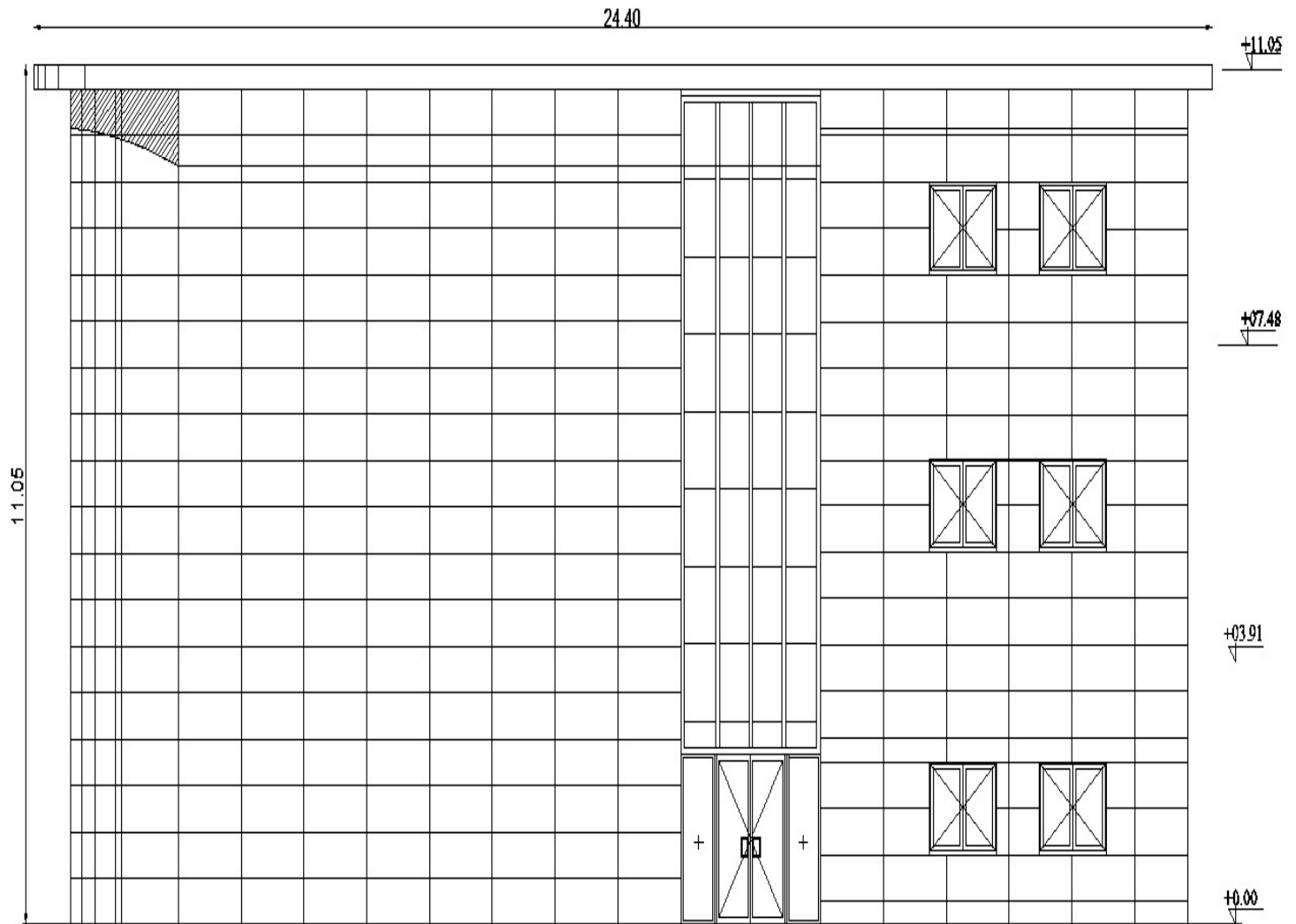


Figure 6 : façade principale

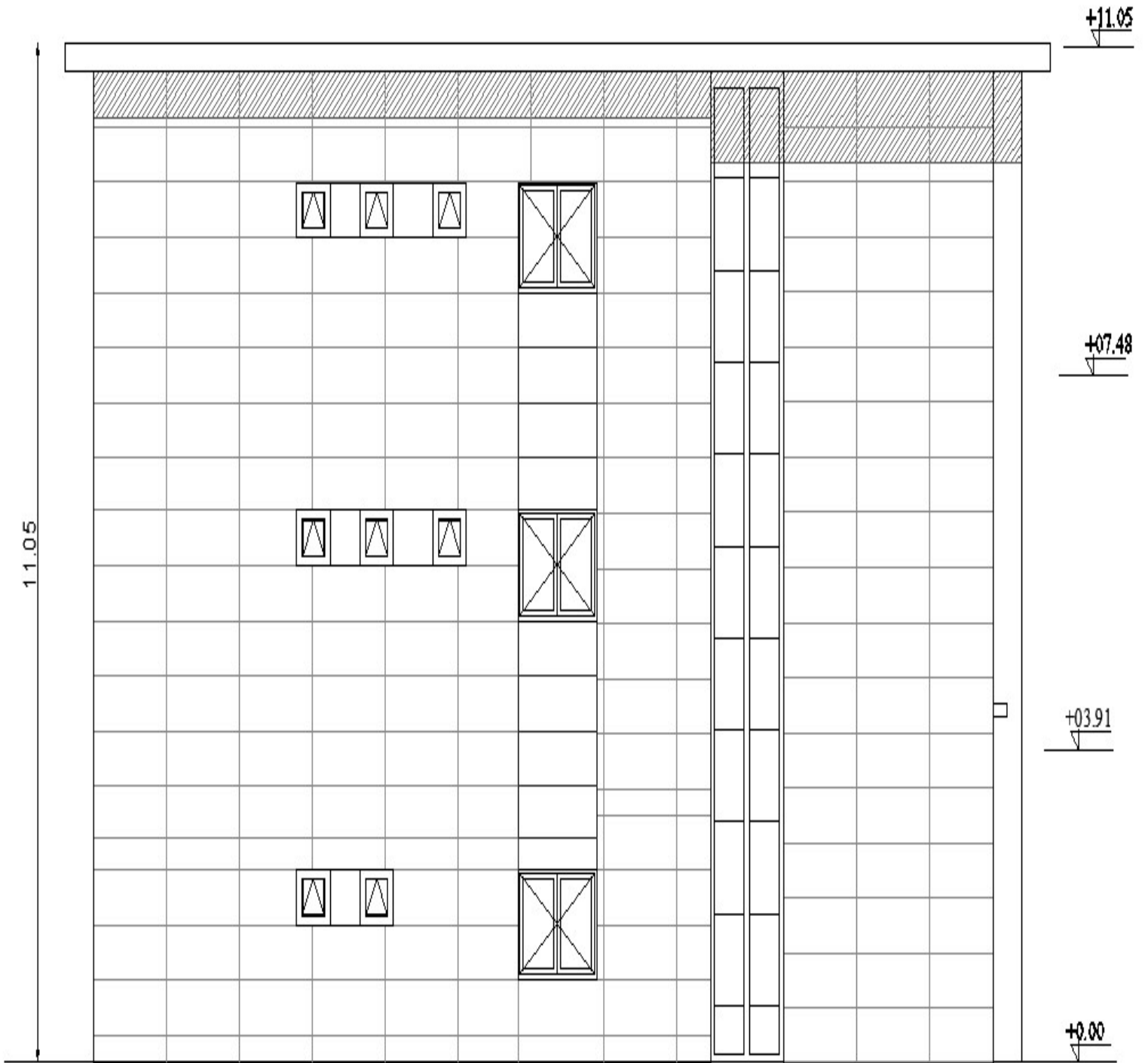


Figure 7 : façade latérale droite

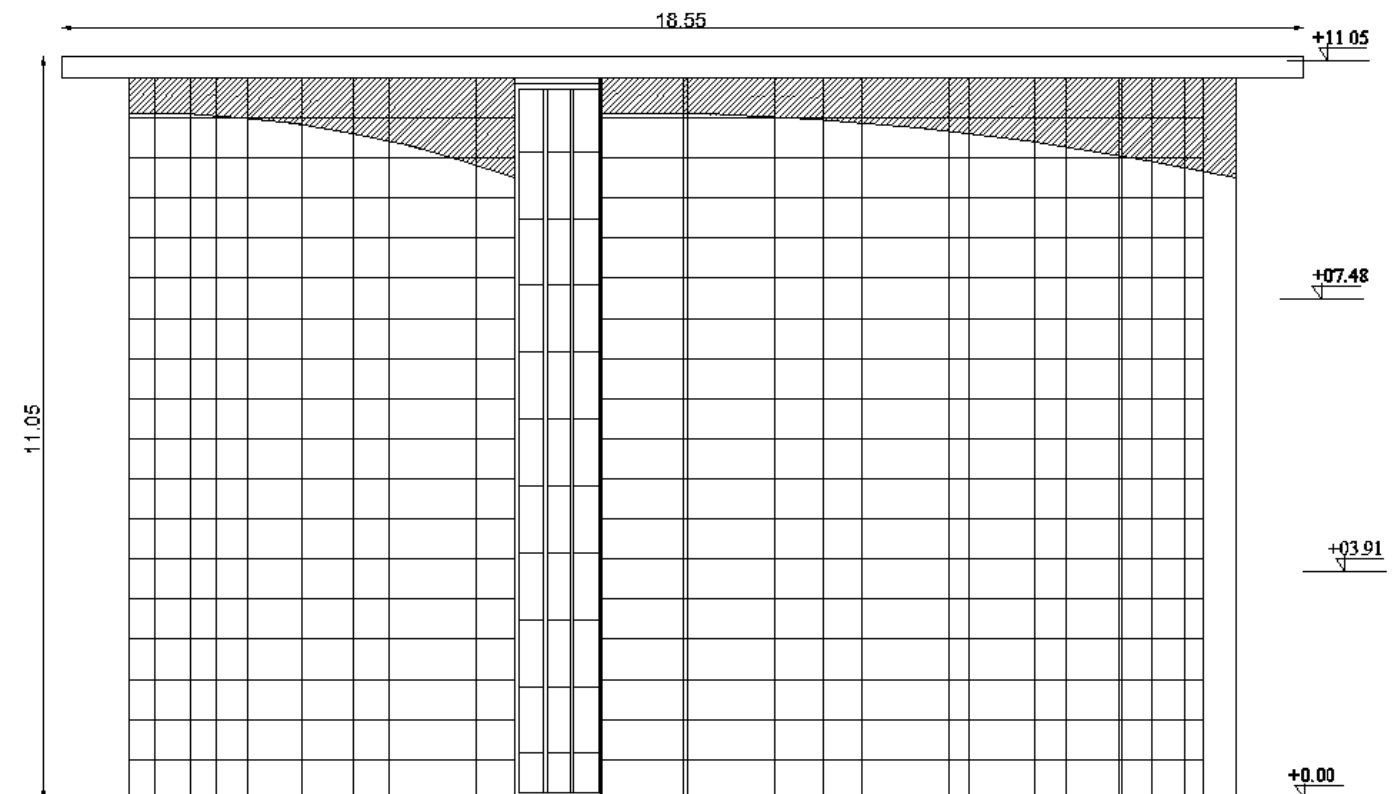


Figure 8 : façade latérale gauche

1.3. Données géométriques de l'ouvrage:

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont:

- Longueur totale 22,98 m
- Largeur totale 16 ,05 m
- Hauteur totale 11,05 m
- Hauteur d'étages:
 - Le RDC 3.91 m.
 - L'étage courant 3.57 m.

1.4. Classification selon rpa

- zone sismique IIa
- groupe d'usage 1A
- site S3

1.5. Règlements techniques:

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont:

- CCM97: Règle de calcul des constructions en acier,

- RPA99: Règle parasismique Algérienne version 2003,
- RNV99: Règle définissant les effets de la neige et du vent,
- BAEL91: Béton armé aux états limites,
- DTRC2.2: Charges et structure

1.6. Matériaux utilisés

1.6.1. Acier:

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

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa,
 - La limite élastique : $f_y = 235$ MPa,
 - Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa,
 - Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$,
 - Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ m/°C,
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa.

1.6.2. Béton:

- le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .
- Résistance de béton :
- Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par:
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c\,28} = 25$ MPa
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la Relation:

$$f_{t\,28} = 0,6 + 0,06 f_{c\,28}$$

1.6.3. Assemblages :

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

- ✓ Boulon à haute résistance.
- ✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisé

1.7. Conception de la structure:

1.7.1. Ossature : C'est une ossature auto-stable réalisée en système de portique (poteaux-poutres).

1.7.2. Eléments non-structuraux: éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotères, escaliers...etc.)

1.7.3. Les dalles mixtes : Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée 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 la température aura en plus une isolation thermique (multicouche) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

1.7.4. Maçonnerie: Les murs extérieurs sont réalisés en double paroi en briques creuses de (15cm;10cm) séparées par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur. Les murs intérieurs sont constitués en simple cloison de 10cm d'épaisseur.

1.7.5. Revêtement:

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ✓ Revêtement a carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

1.7.6. Isolation : L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse de planchers, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation assurée par le vide d'air entre les deux parois. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couche de liège pour les planchers terrasse

1.7.7. Escaliers: Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier préfabriqué

1.7.8. Infrastructure: C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant .L'encastrement de la structure au sol ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

1.8. Les états limites : (CBA93)

- définition: un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction(ou d'un ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées. On distingue deux(2) états limites:

- Etat limite ultime (ELU): le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.
- Etat limite de l'équilibre statique
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- Etat limite de service (ELS): les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.
- Etat limite d'ouverture de fissures: risque d'ouverture de fissures.
- Etat limite de compression de béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèches maximale.

Chapitre II

2.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermiques et climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges)

2.2.Charges permanentes :

Noté G, elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant la structure, les précontraintes, es tassements....

- **Caractéristiques du tn40 utilisé :**

- ✓ Tôle nervurée galvanisée (tn 40)
- ✓ Largeur utile 720mm

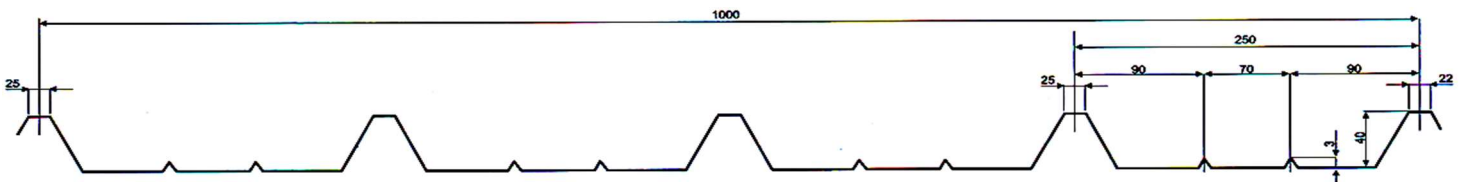


Figure 9 : dimension de la Tn40

	Epaisseur mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m ²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm ⁴ /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm ³ /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83

Tableau 1 : caractéristique de la TN40

2.2.1. Plancher étage courant

Type	Charges permanentes
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,04*400=16 daN /m ²
Poids de la dalle ep (10cm)	0,1*2500=250 daN /m ²
tn40 ep (1mm)	9,81 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²
totaux	455,81 daN /m²

Tableau 2 : Plancher étage courant

2.2.2. Plancher terrasse inaccessible

Type	Charges permanentes
Protection gravier roulée (5 cm)	0,05*1700=85 daN /m ²
Etanchéité multicouche (5 cm)	0,05*600=12 daN /m ²
Béton de pente (10 cm)	0,1*2200= 220 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,04*400=16 daN /m ²
Poids de la dalle ep (10cm)	0,1*2500=250 daN /m ²
tn40 ep (1mm)	9,81 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²
totaux	602,81 daN /m²

Tableau 3 : Plancher terrasse inaccessible

2.2.3. Escalier :

- **Palier :**

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (daN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	375
Revêtement en marbre	21	0,02	42
Mortier de pose	20	0,02	40
Enduit en ciment	20	0,02	4
Charge permanent G			497
Charge d'exploitation Q			250

Tableau 4 : Palier

- **Paillasse :**

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (daN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	4
Revêtement en marbre vertical $ep \times 20 \times h/g$	21	/	25
Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	25	/	410
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	22	/	187
Garde-corps	/	/	1
Enduit en plâtre $ep \times 10 / \cos \alpha$	10	0,01	11
Charge permanent G			725
Charge d'exploitation Q			250

Tableau 5 : Paillasse

2.2.4. Mur extérieur et intérieur :

- **Mur extérieur :**

type	Charge permanentes
Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)	36daN/m ²
Parois en brique creuse (e=15cm)	130daN/m ²
Lame d'air (e=5cm)	0daN/m ²
Parois en briques creuses (e=10cm)	90daN/m ²
Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)	36daN/m ²
totaux	G=292daN/m²

Tableau 6 : Mur extérieur

- **Mur intérieur :**

type	Charge permanentes
Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)	36daN/m ²
Parois en briques creuses (e=10cm)	90 daN/m ²
Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)	36daN/m ²
totaux	G=162 daN/m²

Tableau 7 : Mur intérieur

2.3. Les charges d'exploitation :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

type	Charge d'exploitation
Plancher terrasse inaccessible	100daN/m ²
Plancher étage courant	250 daN/m ²
Escalier	250daN/m ²

Tableau 8 : Les charges d'exploitation

2.4. Les surcharges climatiques :

2.4.1. Effets de la neige :

2.4.1.1. Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet se trouve à une altitude de 1000 m.

2.4.1.2. Calcul des charges de la neige :

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

- S_0 (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Ce bâtiment est situé à Bejaia, qui correspond à la zone IIa selon la classification RPA99. La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré

$$S_0 = (0.04 \times H + 10) \div 100 \quad \text{Avec } H = 100 \text{ m}$$

$$S_0 = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \quad \mu = 0,8$$

$$S = \mu \times S_0 = 0,112$$

2.4.1.3. Effets du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 99.

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Données relatives au site conformément aux règles RNV99, ces données :

- Catégorie du terrain I
- Site aux alentours des collines $C_t=1,15$
- Zone I $q_{ref}= 37,5 \text{ daN/m}^2$
- $K_t=0,17$
- $Z_0=0,01\text{m}$
- $Z_{min}=2\text{m}$
- $\varepsilon=0,11$

a) force résultante du vent :

F_w : est la force globale horizontale qui correspond la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture

F_U : est la force de soulèvement qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \text{ [N]}$$

Avec

- Σ Désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
 - q_j (en N/m^2) : est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction)
 - S_j (en m^2) : est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'Aire des pleins.
 - F_{frj} (en N) : désigne les forces de frottement éventuelles
- Selon le règlement RNV 99, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.
- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade AB
 - La direction V2 du vent : perpendiculaire à la façade BC

b) Calcul de la pression due au vent

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) [N/m^2]$$

C_d : le coefficient dynamique de la construction

W : (en N/m^2) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface, calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j

c) Détermination du coefficient dynamique C_d

C_d est donné en fonction des dimensions :

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction

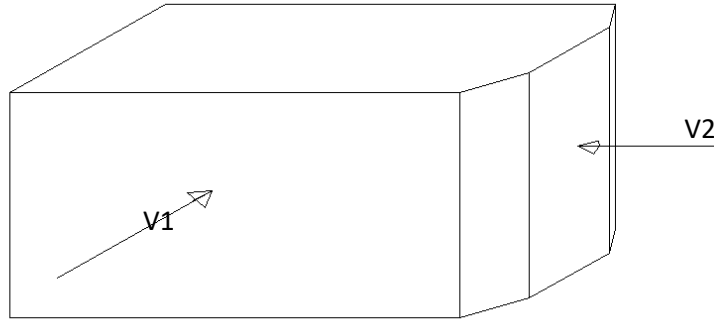


Figure 10 : direction du vent

Les directions du vent	Coefficients dynamiques Cd	hauteur
AB	0,95	H=11,05 ; b=16,5
BC	0,95	H =11,05 ; b=22,98

d) Détermination du W (zj) :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) [\text{N/m}^2]$$

- q_{dyn} : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j
- C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure

e) Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

- La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface est donnée par:

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_j) [\text{N/m}^2]$$

$$q_{\text{ref}} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

f) Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

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

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

$C_t(z)$: le coefficient de topographie

Cr(z) : le coefficient de rugosité

Kt : facteur de terrain

g) Coefficient de rugosité :

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

$$Cr(Z) = KT * Ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$Cr(Z) = KT * Ln \left(\frac{Z_{min}}{Z} \right) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

Niveau	Z(m)	C _r	C _t	C _e	q _{dyn}
RDC	3,91	1,01	1,15	2,98	111,82
1 ^{er} étage	7,48	1,12	1,15	3,71	139,11
2 ^{eme} étage	11,05	1,19	1,15	4,19	157,14

Tableau 9 : Coefficient de rugosité

h) Calcul des coefficients de pressions :

Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

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

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ Alors : $C_{pe} = C_{pe.10}$

I. La direction du vent V1 :

a) Pour les parois verticales

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

$$b = 22,98 \text{ m}$$

$$h = 11,05 \text{ m}$$

$$d = 16,5 \text{ m}$$

$$e = \min [22,98 ; 22,1]$$

$$e = 22,1 \text{ m} \quad d < e$$

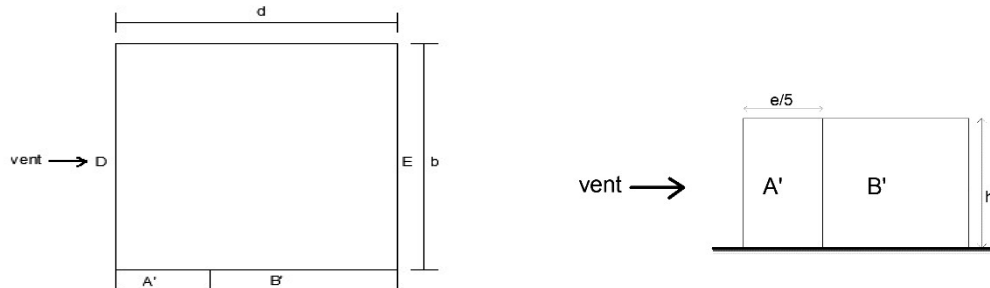


Figure 11 : légende pour les parois verticales

A'	B'	D	E
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1	-0,8	0,8	-0,3

Tableau 10 : la valeur du CPe parois

b) Pour la toiture :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°

	zones			
	F	G	H	I
Arêtes	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
vive	-1,8	-1,2	-0,7	0,2

Tableau 11 : la valeur du CPe toiture

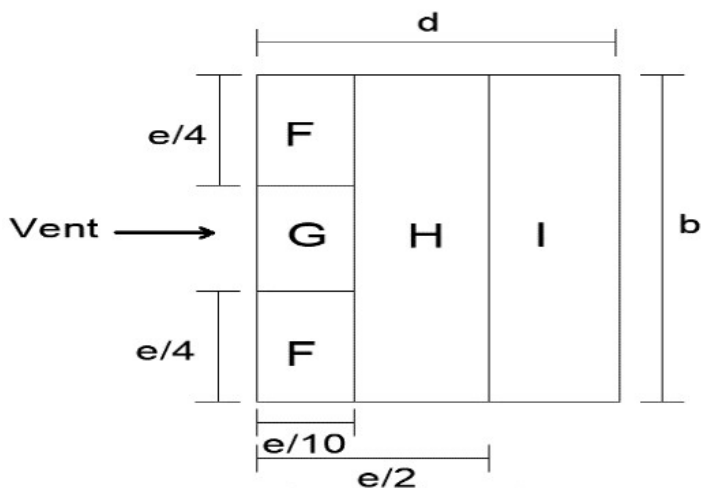


Figure 12 : légende pour la toiture

i) Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Pour C_{pi1}, C_{pi2} dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures sont 0.8 et-0.5.

$$Q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - c_{pi})$$

Les valeurs de q_j pour les parois :

Les résultats de q_j sont donnés par les tableaux suivants :

Niveau	Zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN :m ²)
RDC	A'	0,95	111,82	-1	-0,5	0,8	-53,12	-191,22
	B	0,95	111,82	-0,8	-0,5	0,8	-31,87	-169,97
	D	0,95	111,82	0,8	-0,5	0,8	138,10	0,00
	E	0,95	111,82	-0,3	-0,5	0,8	21,25	-116,85
1er étage	A'	0,95	139,11	-1	-0,5	0,8	-66,08	-237,88
	B	0,95	139,11	-0,8	-0,5	0,8	-39,65	-211,45
	D	0,95	139,11	0,8	-0,5	0,8	171,80	0,00
	E	0,95	139,11	-0,3	-0,5	0,8	26,43	-145,37

2 ^{ème} étage	A'	0,95	157,14	-1	-0,5	0,8	-74,64	-268,72
	B	0,95	157,14	-0,8	-0,5	0,8	-44,79	-238,86
	D	0,95	157,14	0,8	-0,5	0,8	194,07	0,00
	E	0,95	157,14	-0,3	-0,5	0,8	29,86	-164,22

Tableau 12 : Les valeurs de q_j pour les parois

j) Les valeurs de q_j pour la toiture :

Niveau	Zone	C_d	$q_{dyn}(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(daN/m^2)$	$q_{j2}(daN :m^2)$
toiture	F	0,95	157,14	-1,8	-0,5	0,8	-194,07	-388,15
toiture	G	0,95	157,14	-1,2	-0,5	0,8	-104,50	-298,57
toiture	H	0,95	157,14	-0,7	-0,5	0,8	-29,86	-223,93
toiture	I	0,95	157,14	0,2	-0,5	0,8	104,50	-89,57

Tableau 13 : Les valeurs de q_j pour la toiture

k) Calcul la force de frottement F_{fr}

F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj}) [N]$$

- J indique un élément de structure de surface parallèle à la direction du vent :
- Z_j (en m) est la hauteur du centre de l'élément j :
- Q_{dyn} (en N/m^2) est la pression dynamique du vent
- S_{frj} (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j
- C_{frj} est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j

$$b=22,98 \text{ m}$$

$$h = 11,05 \text{ m}$$

$$d = 16,5 \text{ m}$$

$$d/b = 0,71 < 3 \text{ non vérifiée}$$

$$d/h = 1,49 < 3 \text{ non vérifiée}$$

Le calcul de frottement n'est pas nécessaire

I) Calcul de force résultante R :

La force résultante R se décompose de deux forces

- Une force globale horizontale F_w qui correspond a la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture
- Une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliques a la toiture
- $R = \sum(q_j \times S_j)$

Parois vertical					
zone	NIVEAU	S_j (m ²)	q (N/m ²)	F(N)	$\sum F(N)$
A'	RDC	17,28	-191,22	-3304,22	-11293,29
	1 ^{er} étage	15,77	-237,88	-3751,40	
	2 ^{eme} étage	15,77	--268,72	-4237,67	
B'	RDC	47,23	-169,97	-8027,70	-27445,09
	1 ^{er} étage	43,12	-211,45	-9117,76	
	2 ^{eme} étage	43,12	-238,86	-10299,63	
E	RDC	89,85	-116,85	-10499,39	-35894,93
	1 ^{er} étage	82,03	-145,37	-11924,90	
	2 ^{eme} étage	82,03	-164,22	-13470,64	
$\Sigma F = (F_A - F_B) + (F_E - F_D)$					-19743,13

Tableau 14 : force résultantes parois

Toitures			
zone	S _j (m ²)	q (N/m ²)	F(N)
F	12,21	-388,15	-4739,28
G	27,47	-298,57	-8201,85
H	203,14	-223,93	-45489,34
I	124,09	-89,57	-11115,04
SOMME			-69545,51

Tableau 15 : force résultantes toitures

II. La direction du vent V2 :

c) Pour les parois verticales

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

$$b = 16,5 \text{ m}$$

$$h = 11,05 \text{ m}$$

$$d = 22,98 \text{ m}$$

$$e = \min [16,5 ; 22,1]$$

$$e = 16,5 \text{ m} \qquad d > e$$

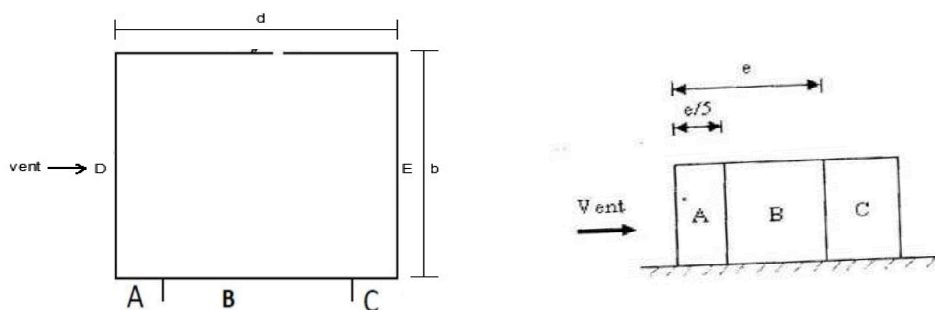


Figure 13 : légende pour les parois V2

A	B	C	D	E
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau 16 : valeur cpe parois

d) Pour la toiture :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°

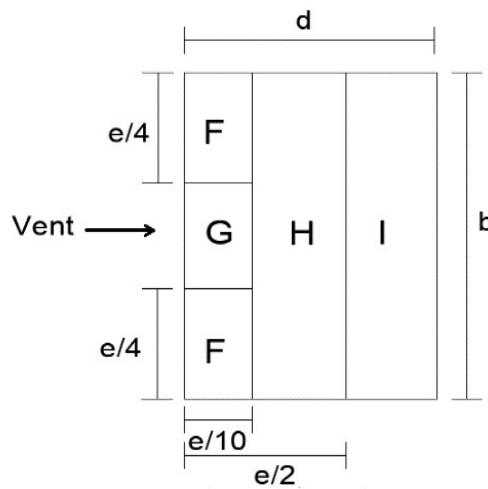


Figure 14 : légende pour la toiture V2

	zones			
	F	G	H	I
Arêtes	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
vive	-1,8	-1,2	-0,7	0,2

Tableau 17 : valeur cpe toiture

a) Coefficient de pression intérieur Cpi :

Pour Cpi1, Cpi2 dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures sont 0.8 et-0.5.

$$Q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - c_{pi})$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Niveau	Zone	Cd	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} (daN/m ²)	q _{j2} (daN :m ²)
RDC	A	0,95	111,82	-1,0	-0,5	0,8	-53,12	-191,22
	B	0,95	111,82	-0,8	-0,5	0,8	-31,87	-169,97
	C	0,95	111,82	-0,5	-0,5	0,8	0,00	-138,10
	D	0,95	111,82	0,8	-0,5	0,8	138,10	0,00
	E	0,95	111,82	-0,3	-0,5	0,8	21,25	-116,85
1er étage	A	0,95	139,11	-1,0	-0,5	0,8	-66,08	-237,88
	B	0,95	139,11	-0,8	-0,5	0,8	-39,65	-211,45
	C	0,95	139,11	-0,5	-0,5	0,8	0,00	-171,80
	D	0,95	139,11	0,8	-0,5	0,8	171,80	0,00
	E	0,95	139,11	-0,3	-0,5	0,8	26,43	-145,37
2 ^{ème} étage	A	0,95	157,14	-1,0	-0,5	0,8	-74,64	-268,72
	B	0,95	157,14	-0,8	-0,5	0,8	-44,79	-238,86
	C	0,95	157,14	-0,5	-0,5	0,8	0,00	-194,07
	D	0,95	157,14	0,8	-0,5	0,8	194,07	0,00
	E	0,95	157,14	-0,3	-0,5	0,8	29,86	-164,22

Tableau 18 valeur du q_j parois

b) Les valeurs de q_j pour la toiture :

Niveau	Zone	C_d	$q_{dyn}(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(daN/m^2)$	$q_{j2}(daN :m^2)$
toiture	F	0,95	157,14	-1,8	-0,5	0,8	-194,07	-388,15
toiture	G	0,95	157,14	-1,2	-0,5	0,8	-104,50	-298,57
toiture	H	0,95	157,14	-0,7	-0,5	0,8	-29,86	-223,93
toiture	I	0,95	157,14	0,2	-0,5	0,8	104,50	-89,57

Tableau 19 : valeur du q_j toiture

c) Calcul la force de frottement F_{fr}

$b = 16,5 \text{ m}$

$h = 11,05 \text{ m}$

$d = 22,98 \text{ m}$

$d/b = 1,39 < 3$ non vérifiée

$d/h = 2,07 < 3$ non vérifiée

Le calcul de frottement n'est pas nécessaire

d) Calcul de force résultante R :

Toitures			
zone	$S_j (m^2)$	$q (N/m^2)$	$F(N)$
F	5,44	-388,15	-4739,28
G	13,61	-298,57	-8201,85
H	108,9	-223,93	-45489,34
I	243,04	-89,57	-11115,04
SOMME			-69545,51

Tableau 20 : force résultante tonitruue

Parois vertical					
zone	NIVEAU	Sj (m ²)	q (N/m ²)	F(N)	Σ F(N)
A	RDC	12,90	-191,22	-2466,69429	-8328,047891
	1 ^{er} étage	11,57	-237,88	-2752,295545	
	2 ^{eme} étage	11,57	-268,72	-3109,058055	
B	RDC	51,61	-169,97	-8772,168291	-29990,79744
	1 ^{er} étage	47,12	-211,45	-9963,558329	
	2 ^{eme} étage	47,12	-238,86	-11255,07082	
C	RDC	25,02	-138,10	-3455,284173	-11811,92064
	1 ^{er} étage	22,84	-171,80	-3923,996895	
	2 ^{eme} étage	22,84	-194,07	-4432,639575	
E	RDC	64,51	-116,85	-7538,289989	-25773,04941
	1 ^{er} étage	58,9	-145,37	-8562,432939	
	2 ^{eme} étage	58,9	-164,22	-9672,326486	
ΣF = (F _A -F _B) + (F _E -F _C)					7701,620778

Tableau 21 : force résultante parois

Chapitre III

3.1. Introduction

Ce chapitre consiste à étudier des éléments secondaires (profilés nécessaires) qui sont : Les solives, et les éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux. Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois Conditions :

- Vérification de la Condition de flèche.
- Vérification de la Condition de résistance
- Vérification au cisaillement.

3.2. Classification des sections transversales selon le CCM97 : Utilisation de CCM97 a proposé la nuance minimale ($F_y = 235 \text{ N/mm}^2$) de classes de sections transversales :

- Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2 : Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4 : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

3.3. Principes du règlement CCM97 :

- dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier
- Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier.
- Le règlement ne limitée par exigences relatives à la résistance mécanique, conduit pour durabilité des structures.
- La sécurité parasismique, protection contre le feu, l'isolation phonique et thermique sont négligeables.
- Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvée et mise en vigueur officiellement.

Coefficient partiels de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

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

Sollicitation de calcul :

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.

Etat limite service : $G + Q$

3.4. Pré dimensionnement :

3.4.1. Solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

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

Longueur de la poutre principale $L_{\max} = 5\text{m}$

Donc :

$$\text{Entraxe} = \frac{5}{4} = 1,25 \text{ m}$$

3.4.2. Solives du plancher courant :

Vérification de la condition de flèche (els) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta v_{\max} \text{ avec } \delta v_{\max} = L / 250$$

$$f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

f : la flèche d'une poutre simplement appuyée

L : la longueur de travée la plus longue de la solive

La solive est sollicitée par les charges suivantes :

$$G = 455,81 \text{ dan/m}^2 \quad Q = 250 \text{ dan/m}^2$$

$$Q_{els} = g + q = 705,81 \text{ dan/m}^2$$

$$Q = q_{els} \times 1,25 = 705,81 \times 1,25$$

$$Q = 881,25 \text{ dan/ml}$$

$$L_y \geq \frac{5 \times 881,25 \times 5^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$L_y \geq 1709,49$$

Donc on choisit IPE200

PROFILS	h	b	e	e1	r	h1	u	A	It
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm2)	(cm4)	(cm6)
IPE-200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	6,67

Ia	Sx	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy	POIDS
(cm3)	(cm4)	(cm3)	(cm)	(cm4)	(cm3)	(cm)	(kg/mL)	
12990	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	22,96

Tableau 22 : caractéristique IPE200

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

$$f \leq \delta v_{max}$$

$$\delta v_{max} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit :

$$P_p = 22,96 \text{ kg/m}$$

La charge sera :

$$q_{els} = g + p_p = 905,22 \text{ dan/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 5^4 \times 924,46}{384 \times 21 \times 10^9 \times 13,17 \times 10^{-6}} = 1,53 \text{ m}$$

$$f \leq \delta v_{max} \quad 1,53 \text{ m} < 2 \text{ m cv}$$

- **Vérification de la résistance (moment fléchissant ELU) :**

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{plyrd}$

$$M_{sd} = 0,857 M_0 = 0,857 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

M_0 : Le moment d'une poutre simplement appuyée

L : La longueur de la travée la plus longue de la solive

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35 \times pp + G + 1.5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 1276,67 \text{ daN/ml}$$

Alors :

$$M_{sd} = 0.857 \times \frac{1276,67 \times 5^2}{8} = 3419,09 \text{ daN/m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{Plyrd} = \frac{220,6 \times 10^3}{1,1} \times 235 = 4712,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = 4712,81 \text{ daN.m} > M_{sd} = 3419,09 \text{ daN.m} \text{ CV}$$

- **Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :**

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

$$V_{sd} = \frac{Q_{eluxL}}{2} = \frac{1276,67 \times 5}{2} = 3191,69 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf$$

$$A_v = 1401,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1401,6 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 172877,56 \text{ N}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 86438,78 \text{ daN} > V_{sd} = 3191,69 \text{ daN} \text{ CV}$$

Le profilé IPE 200 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche

3.4.3. poutres :

3.4.3.1. Poutre principale de rive terrasse :

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par 3

Charges ponctuelles.

$$f \leq \delta v_{max}$$

chargement	Chargement linière
$G = 602,81 \text{ daN/m}^2$ $G_{\text{solve}} = \frac{pp}{\text{entraxesolve}} \times ns = 60,16 \text{ daN/m}^2$	$G_{\text{total}} = (602,81 + 60,16) \times 2,5 = 1657,425 \text{ dan/ml}$
$G = 1619,82 \text{ dan/ml}$	
$Q = 100 \text{ dan/ml}$	$Q_{\text{total}} = 100 \times 2,5 = 250 \text{ dan/ml}$
$Q = 250 \text{ dan/ml}$	
ELU	ELS
$Q_{ELU} = 1.35 (G + PP) + 1.5$	$Q_{ELS} = G + Q$
$Q_{ELU} = 1.35 (1619,82 + PP) + 1.5 (250)$	$Q_{ELS} = 1619,82 + 250 = 1907,425 \text{ dan/ml}$

Tableau 23 : chargement

$$I_y = \frac{5,05^3 \times 5 \times Q_{ELS} \times 200}{384 \times E} \quad ; \quad I_y = \frac{5,05^3 \times 5 \times 1907,425 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} = 3807,861105 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3807,861105 \text{ cm}^4$$

On prend IPE330

Profil	Poids Kg/m	Section A cm ²	Dimensions					Caractéristiques					
			h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	Iy cm	Iz cm	Wpl-y (cm)	Wpl-z (cm)	iy cm	iz (cm)
IPE330	49.1	62.6	330	160	11.5	7.5	271	11770	788.1	804.3	153.7	13.71	3.55

Tableau 24 : caractéristique IPE330

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

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta v_{max} \quad f = \frac{5qL^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 42.2 \text{ Kg/m} = 42.2 \text{ daN/ml}$ La charge sera :

La charge sera : $q_{els} = g + pp = 1907,425 + 42.2 = 1956,525 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 5,05^4 \times 1762,23}{384 \times 21 \times 10^9 \times 49,1 \times 10^{-6}} = 0,89 \text{ CM}$$

cm

$$f \leq \delta v_{max} \quad 0,0089 \text{ m} < 1,86 \text{ mcv}$$

Classe du profilé IPE 330

Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{271}{5,3} = 36,133 \leq 72 \quad ; \quad \text{l'ame est de classe 1}$$

Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{160}{11,5} = 6,956 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc la section du profilé globale est de classe 1

- **Vérification de la résistance (moment fléchissant ELU) :**

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{plyrd}$

$$M_{sd} = 0,857 M_0 = 0,857 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

M_0 : Le moment d'une poutre simplement appuyée

L : La longueur de la travée la plus longue de la solive

Donc :

$$Q_{ELU} = 1,35 \times pp + G + 1,5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 2678,80875 \text{ daN/ml}$$

Alors :

$$M_{sd} = 0,8 \times \frac{2678,80875 \times 5,05^2}{8} = 6831,632015 \text{ daN/m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

$$M_{Plyrd} = \frac{804.3 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 17182.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = 17182.77 \text{ daN.m} > M_{sd} = 6831,632015 \text{ daN.m CV}$$

• **Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :**

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

$$V_{sd} = p \times l / 2 = 6763,992094 \text{ daN}$$

$$V_{plrd} = (A_v \times f_y \times 0,58) / (\gamma_{m0})$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 3081 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 1388,75 \text{ daN}$$

$$V_{plrd} = 38176.39 \text{ daN}$$

$$0.5V_{plrd} = 19088.19 \text{ daN} > V_{sd} = 6763,992094 \text{ daN CV}$$

Le profilé IPE 330 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

3.4.3.2. Poutre intermédiaire de la terrasse :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	tw(mm)	d (mm)	Iy cm	Iz cm	Wpl- y	Wpl- z	iy cm	iz(cm)
IPE 500	90.7	116	500	200	16	10.2	426	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

Tableau 25 : caractéristique IPE500

Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	QELS (daN/ml)	QELU (daN/ml)	Fleche (m)	δvmax (m)
IPE 500	5	1,25	3905,55	5347,4925	1,73	2

Tableau 26 : vérification

Profilés	Classe de profilé	Msd (daN. m)	$Mply.rd$ (daN.m)	Vsd (daN)	$0, 5Vpl, rd$ (daN)
IPE 500	I	13637,44275	46871.81	13502,41856	37092.18

Tableau 27 : vérification

3.4.3.3. Poutre intermédiaire étage courant :

Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	$QELS$ (daN/ml)	$QELU$ (daN/ml)	Fleche (m)	δv_{max} (m)
IPE300	5	1,25	1123,01	2799,31875	1,073	2

Tableau 28 : vérification

Profilés	Classe de profilé	Msd (daN. m)	$Mply.rd$ (daN.m)	Vsd (daN)	$0, 5Vpl, rd$ (daN)
IPE 300	I	7138,962642	13416.35	7068,279844	15922,32

Tableau 29 : vérification

3.4.3.4. Poutre de rive étage courant :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	Iy cm	Iz cm	Wpl-y (cm ³)	Wpl-z	iy cm	iz (cm)
IPE 500	90.7	116	500	200	16	10.2	426	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

Tableau 30 : caractéristique IPE500

Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	$QELS$ (daN/ml)	$QELU$ (daN/ml)	Fleche (m)	δv_{max} (m)
IPE500	5	1,25	4014,55	5607,1425	1,78	2

Tableau 31 : vérification

Profilés	Classe de profilé	Msd (daN. m)	$Mply.rd$ (daN.m)	Vsd (daN)	$0,5Vpl, rd$ (daN)
IPE 500	I	14299,61516	46871,81	14158,03481	37092,18

Tableau 32 : vérification

3.4.4. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée

On considère que le poteau est encastré à la base et encastré à la tête.

La flèche doit satisfaire la condition suivante

$$f \leq \delta v_{max}$$

$$\delta v_{max} = L/250$$

$$F = \frac{q \times l^4}{8 \times E \times I_y}$$

Par considération le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte la plus grande surface d'action de charge de vent.

$$V = 116,85 \text{ daN/m}^2$$

$$L = 3,91 \text{ m (longueur du poteau)}$$

$$V = 106,97 \times 3,91 = 417,9$$

$$I_y = \frac{417,9 \times 3,91^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^9} = 3717 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 3717 \text{ cm}^4$$

Donc les poteaux doivent être au minimum **HEA280** avec $I_y = 4763 \text{ cm}^4$

- **Vérification de la condition de résistance (ELU) :**

Pour la vérification de résistance de section, on calcule les poteaux à la compression simple.

La hauteur des poteaux est de $h = 3,91 \text{ m}$.

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface :

$$S = 5,05 \times 5 = 25,25 \text{ m}^2$$

Calcul des Charges et Surcharges Revenant au POTEAUX :

Terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{plancher}} \times S + pp_{\text{solive}} \times 5 \times 4 + pp_{\text{poutre}} \times 2 \times 5 + Pp_{\text{poteaux}} \times 3,57$$

$$G_{\text{terrasse}} = 14950,2 \text{ daN}$$

Etage courant :

$$G_{\text{etage}} = G_{\text{plancher}} \times S + pp_{\text{solive}} \times 4 \times 5 + pp_{\text{poutre}} \times 2 \times 5 + Pp_{\text{poteaux}} \times 3,91$$

$$G_{\text{etage}} = 12036,95 \text{ daN}$$

Charge permanente totale :

$$G_{\text{totale}} = 12036,95 \times 2 + 14950,2$$

$$G_{\text{totale}} = 39024,1 \text{ daN}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 100 + (250 \times 2) \times 25,25 = 15150 \text{ daN}$$

Section du poteau :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_M}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 39024,1 + 1.5 \times 15150 = 75407,53 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0} f_y}{f_y} = \frac{75407,53 \times 1.1}{235}$$

$$A \geq 3529,97 \text{ mm}^2$$

On choisit : HEA200

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	Iy cm	Wel-y (cm ³)	Wpl-z (cm)	iy cm
HEA200	42,3	53,8	190	200	10	6,5	134	3692	388,6	429,5	8,28

Tableau 33 : caractéristique HEA200

- **Effort sollicitant avec poids propre inclus ;**

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $qp. p = 42,3 \times 3,91 = 165,39 daN$

La charge sera :

$$Nsd = 75407,53 + (1,35 \times 5 \times 165,39)$$

$$Nsd = 76\,523,91 daN$$

- **Vérification à la compression :**

Classe du profilé HEA 200

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 20,61\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} \quad ; \varepsilon = 1$$

$$20,61 \leq 33 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{200}{10} = 20 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc la section du profilé globale est de classe 1

- **Calcul de l'effort résistant :**

$$Nsd \leq NPLRd = \chi \times \beta A \times A \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

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

$$\lambda' = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta)^{0,5} \quad \text{Avec :}$$

$$\lambda = \frac{lf}{iz} \quad \text{avec } lf = 0,5 \times l \quad \text{(ENC - ENC)}$$

$$= \frac{0,5 \times 3,91}{82,8 \times 10^{-3}} = 23,61$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 1$$

$$\lambda' = 93,9 * \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_t = 23,61/93,9 = 0,25$$

Donc la formule :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times \lambda - 0.2 + \lambda^2]$$

Le facteur d'imperfection α correspond à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3)

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0,95 > 1,2$$

$$t_f = 10 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Donc la courbe de flambement est $b \rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.21 \times 0.219 - 0.2 + 0.219^2] = 0.53$$

$$\chi = \frac{1}{0.53 + [0.53^2 - 0.22^2]^{0.5}} = 0.99$$

$$N_{PIRd} = 0.99 \times 1 \times 53.8 \times \frac{235}{1.1} = 11378.7 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 76\,523,91 \text{ daN} \leq N_{PIRd} = 11378.7 \text{ daN}$$

Le profilé HEA200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

Chapitre IV

4.1. Introduction :

Les structures des planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m^2 .

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, le bac est utilisé comme coffrage autoportant et constitue une plateforme de travail.

Pour l'étude de la dalle collaborant, on calcule la dalle pour 2 phases :

*Phase de construction (c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage).

*Phase finale (c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton).

4.2. Phase de construction

Caractéristiques de la tôle nervurée

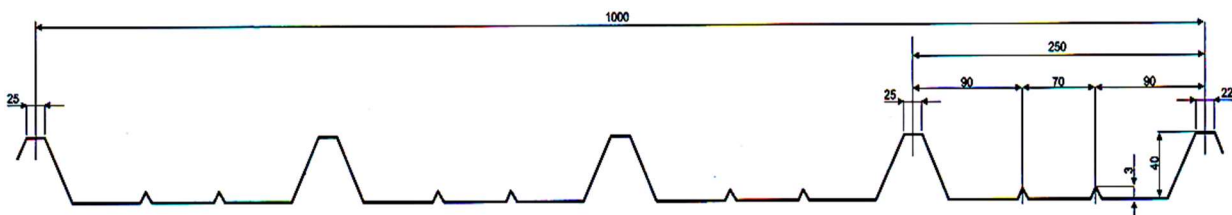


Figure 15 : dimension du tn40

	Epaisseur mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m ²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm ⁴ /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm ³ /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83

Tableau 34 : caractéristique TN40

- **Vérification à l'état limite ultime**

On vérifie que : $Msd \leq MPL.Rd$

*Charges permanentes

$$G_{dallebeton} = 2500 \times 0,1 \times 1,25 = 312,5 \text{ daN/ml}$$

$$G_{tole} = 9,81 \text{ daN/ml}$$

$$G_{total} = 322,31 \text{ daN/ml}$$

*Surcharge d'exploitation

$$Q = 100 \times 1,25 = 125 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times 322,31 + 1,5 \times 125$$

$$Q_{ELU} = 815,84 \text{ daN. M}$$

$$Msd = 0,875 \times M0$$

$$Msd = 0,8 \times \frac{815,84 \times 1,25^2}{8} = 127,47 \text{ daN/m}$$

$$MPLyrd = \text{daN. m} > Msd = 127,47 \text{ daN. mCV}$$

- **Vérification à 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 que :

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

Pour trouver les flèches d'une poutre continue, on utilise l'abaque de MAQUART (ANNEXE B).

On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

Avec

$$f_0 = \frac{5qL^4}{384 E I_{eff}}$$

$$Q_{els} = G + Q$$

$$Q_{ELS} = 322,31 + 125 = 5460,32 \div 2367590,4$$

$$Q_{els} = 447,31$$

On prend la flèche la plus défavorable

$$f_0 = 0.485 \times f_0 = 0.485 \times \frac{5 \times 447,31 \times 1,25^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 29,36 \times 10^{-8}} = 0,002 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{125}{250} = 0,5$$

Alors $f_0 = 0,002 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,5 \text{ mCV}$

4.3. Phase finale :

Pour obtenir l'effet mixte souhaité c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres et solives métalliques du plancher

Plancher terrasse Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 10 cm et le profile IPE 200

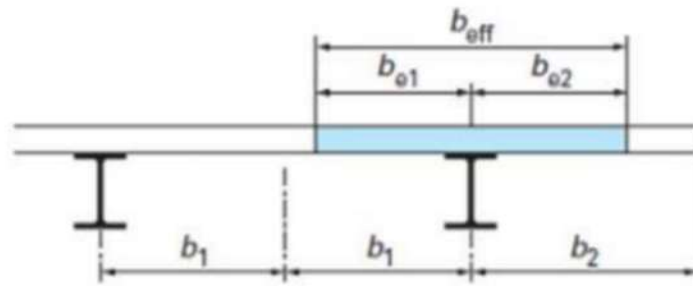


Figure 16 : montage poutre dalle

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

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad b_{ei} = \min (L_0/8 ; b_i)$$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 5 \text{ m}$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,625 \text{ m}$$

Donc : $b_{eff} = 2 \times 0,625 = 1,25 \text{ m}$

*Charges permanentes

$$G_{solive} = 18,8 \text{ daN/ml}$$

$$G_{dalle} = 2500 \times 0,1 \times 1,25 = 312,5 \text{ daN/ml}$$

$$G_{tole} = 9,81 \text{ daN/ml}$$

$$G_{total} = 341,11 \text{ daN/ml}$$

*Surcharge d'exploitation

$$Q = 100 \times 1,25 = 125 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{elu} = 1,35 \times 341,11 + 1,5 \times 341,11$$

$$Q_{elu} = 972,16$$

$$Q_{els} = Q + G$$

$$Q_{els} = 466,11 \text{ daN/ml}$$

*Position de l'axe neutre

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times (0.85 \times f_{cK} / \gamma_c)$$

$$F_a = A_a \times f_y / \gamma_m$$

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

Avec :

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

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

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

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_m = 1.1$$

$$A = \text{Section du profilé IPE 200} : A = 2850 \text{ mm}^2$$

$$F_c = 125 \times 100 \times (0.85 \times 25 / 1.5)$$

$$F_c = 177083,333 \text{ daN}$$

$$F_a = 60886.36 \text{ daN}$$

$$F_a = 60886.36 \text{ daN} < F_c = 177083,33 \text{ daN} \text{ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.}$$

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

$$Z = \frac{60886.36}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{cK}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{608863.6}{1250 \times 0.85 \times \frac{25}{1.1}} = 25,21 \text{ mm}$$

$$25,21 \text{ mm} \leq hc = 100 \text{ mm}$$

- **Vérification vis-à-vis du moment fléchissant**

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{PL.Rd} = Fa \times (0.5 \times ha + hc + hp - 0.5 \times Z)$$

Avec :

ha : Hauteur de profilé IPE200

hp : Hauteur des nervures.

hc : Épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{PL.Rd} = 60886.36 \times (0.5 \times 0.12 + 0.1 + 0.04 - 0,5 \times 0,02521)$$

$$M_{PL.Rd} = 11416,19 \text{ daN. M}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times 5^2}{8} = \frac{972,16 \times 5^2}{8} = 3037,5$$

$$M_{Plyrd} = 11416,19 \text{ daN. m} > M_{sd} = 3037,5 \text{ daN. m} \quad \text{CV}$$

- **Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :**

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

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{972,16 \times 5}{2} = 2430,4 \text{ daN}$$

$$V_{pl,d} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{pl,} = 0,58 \times \frac{14 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 173472.72 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{PL.Rd} = 8673.63 \text{ daN} \geq V_{sd} = 2430,4 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche :**

il faut vérifier que :

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{Avec } f_{adm} = L/250 \quad \text{Et} \quad f_{max} = \frac{5 \times q_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_h}$$

$$I_h = I_a + A_a \times (Z_a - Z)^2 + \frac{b_{eff} \times hc}{n} \times \left(\frac{hc^2}{12} + \left(Z - \frac{hc}{2} \right)^2 \right)$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre

n : Coefficient d'équivalence

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

$E'c$: Module d'équivalence du béton $E'c = E_{cm}/2$ pour les bâtiments d'habitation.

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ pour un béton de classe C25/C30

$$n = 13.77$$

$$I_h = 1943 \times 10^4 + 2850 \times (287.74 - 100)^2 + \frac{1250 \times 100}{13.77} \times \left(\frac{100^2}{12} + \left(25.21 - \frac{100}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 127\,290\,049,76 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 466,11 \times 5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 12,72}$$

$$f_{adm} = \frac{5}{250} = 0,02 \geq f_{\max} = 0,01 \text{ m} \quad \text{CV}$$

Le plancher terrasse étant le plus défavorable nous allons considérer la même conception et le calcul pour tous les étages.

Chapitre V

5.1. Introduction:

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure. L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure. Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul : – Méthode statique équivalente. – Méthode d'analyse spectrale. – Méthode d'analyse dynamique par accélérographe. Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

5.2. Principe de la méthode:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

5.3. Analyse dynamique de la structure:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5.4. Modélisation de la structure:

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum. Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuse possibilité d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

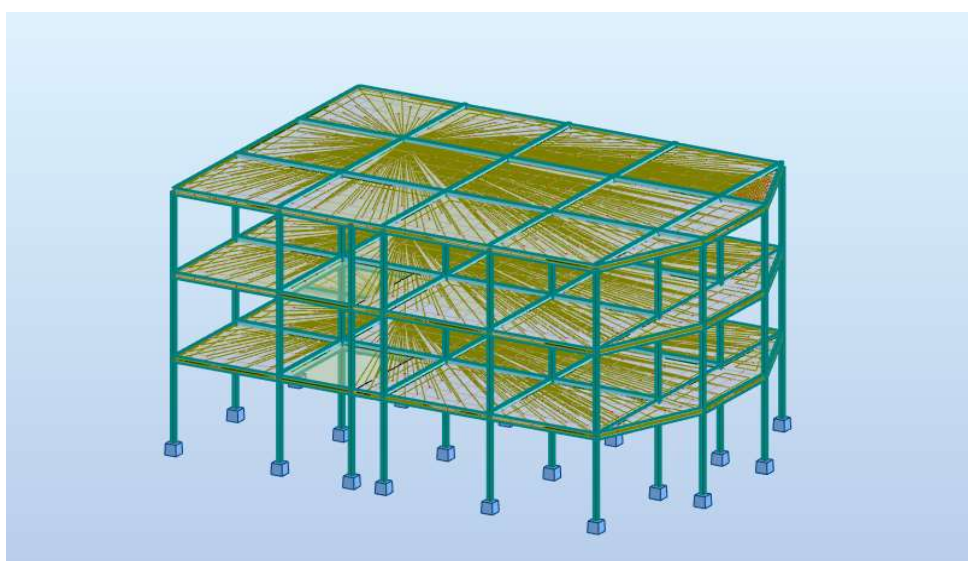


Figure 17 model de la structure

5.5. Méthode Statique Equivalente

- zone sismique IIa
- groupe d'usage 1A
- site S3

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

► **A** : coefficient d'accélération de zone

Zone IIa Groupe 1A ⇒ **A = 0.25**

► Estimation de la période fondamentale T

$$\zeta = 0.07$$

$$C_T = 0.075$$

$$T = 0.385 \text{ s}$$

► D: Facteur d'amplification dynamique moyen

OSI	T ₁	T ₂
S ₃	0.15	0.50

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 0.07}} = 0.88$$

η: Facteur de correction d'amortissement

$$T_2 < T < 3.0 \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D = 1.99$$

► R = 5 portique auto stable en béton sans remplissage en maçonnerie

► Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

$$Q = 1.15$$

► L'effort tranchant à la base :

$$G = 15387$$

$$Q = 2450$$

$$W = 13485 + 2354 * 0.4 = 15877 \text{ KN}$$

$$V_{STA} = \frac{A \times D \times Q}{R} W \Rightarrow V_{STA} = 726$$

$$V = \text{Min}(V_x, V_y) = \text{Min}(642, 597)$$

$$597 > 726 * 0.8 = 580 \text{ KN}$$

$V_{etabs} > 80\% \times V$.Vérifié

Vérfications du déplacement ART4.4.3 P37

Les déplacements horizontaux absolus δ_k et les déplacements relatifs Δ_k du centre de gravité des étages sont définis dans le tableau suivant.

Avec :

Le déplacement absolue d'étage δ_k se calcul selon l'article 4.43 des règles RPA99v2003 par la formule suivante :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement (R= 5)

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

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

ETAGE	δ_{lx}	δ_{ly}	Δ_{lx}	Δ_{ly}	$\bar{\Delta}$
ETAGE.2	0.0360	0.0425	0.0125	0.0150	0,0540
ETAGE 1	0.0235	0.0275	0.0140	0.0160	0.0550
RDC	0.0095	0.0115	0.0095	0.0115	0,0450

Tableau 35 : Vérifications du déplacement

Vérification de l'effet (P-Δ) de second ordre :

Cette vérification sera menée suivant l'article 5.9 des règles RPA99v2003, on examinant d'abord la condition (5-6) pour qu'on puisse juger si on peut négliger ou pas l'effet du second ordre (P-Δ).

Donc on doit vérifier pour tous les niveaux selon les deux directions de calcul (x) et (y) la condition suivante :

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$$

Où :

P_K : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau k, c'est-à-dire :

$$P_K = \sum_{i=k}^{i=n} W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_K : Effort tranchant de niveau k,

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1,

h_K : Hauteur d'étage k

Le tableau. Suivant résume les valeurs de comme suit

ETAGE	θ_{kx}	θ_{ky}
ETAGE.2	0.068	0.062
ETAGE 1	0.082	0.071
RDC	0.085	0.078

Tableau 36 : Vérification de l'effet (P-Δ) de second ordre

Chapitre VI

6.1. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

6.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

6.2.1. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$F_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 37

6.2.2. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique

et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler

6.3. Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage , le collage , le boulonnage par boulons HR

6.4. Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

6.5. Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

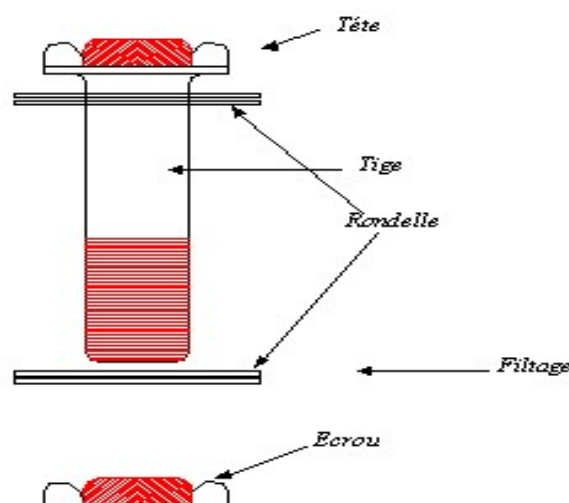


Figure 18 : caractéristique du boulon

6.6. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

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

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

6.7. Calcul des assemblages :

6.7.1. Assemblage poteau poutre :

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre () et un poteau ().

Le choix de l'assemblage s'est porté sur :

-épaisseur de la platine

$t=20\text{mm}$ -des boulons HR de classe 10.9

-diamètre des boulons $d=16\text{mm}$

➤ Dimensions de la platine :

$-h_p = 280\text{mm}$

$-b_p = 160\text{mm}$

$-e_p = 20\text{mm}$

➤ Efforts sollicitant:

$V_{sd} = 86,8 \text{ KN}$

$M_{sd} = 67,43 \text{ KN.m}$

- **Soudure de la platine :**
- **Cordon de soudure :**
- **Cordon de soudure de la semelle :**

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 9,8 = 6,86\text{mm}$$

Cordon de soudure de l'âme :

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 6,2 = 4,34\text{mm}$$

Donc on prend $a = 10\text{mm}$

- **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d \leq \min (R_w ; R_s)$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{67,43}{240} = 280,96 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times 1}{\gamma M_1} = 862,96 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_{ug} \times a \times 1}{\gamma M_1} = 666,98 \text{ KN}$$

$$N_d = 280,96 \text{ KN} \leq \min (R_w ; R_s) = 666,98 \text{ KN C.V}$$

- **Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times 1}{\gamma M_1} = 805,35 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 86,8 \text{ KN} \leq R_s = 805,35 \text{ KN C.V}$$

- **Dispositions constructives :**
- **Choix du diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur

- **Dispositions constructives :**

s résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite

:

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t > 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe 10.9

➤ **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min (t_w(\text{poutre}), t_w(\text{poteau})) = 6,2 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 86,8 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 70 \text{ mm}$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

$$39,6 \text{ mm} \leq p_2 \leq 86,8 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$

➤ **Pince longitudinale e1 :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 74,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$

➤ **Pince transversale e2 :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 74,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 30 \text{ mm}$

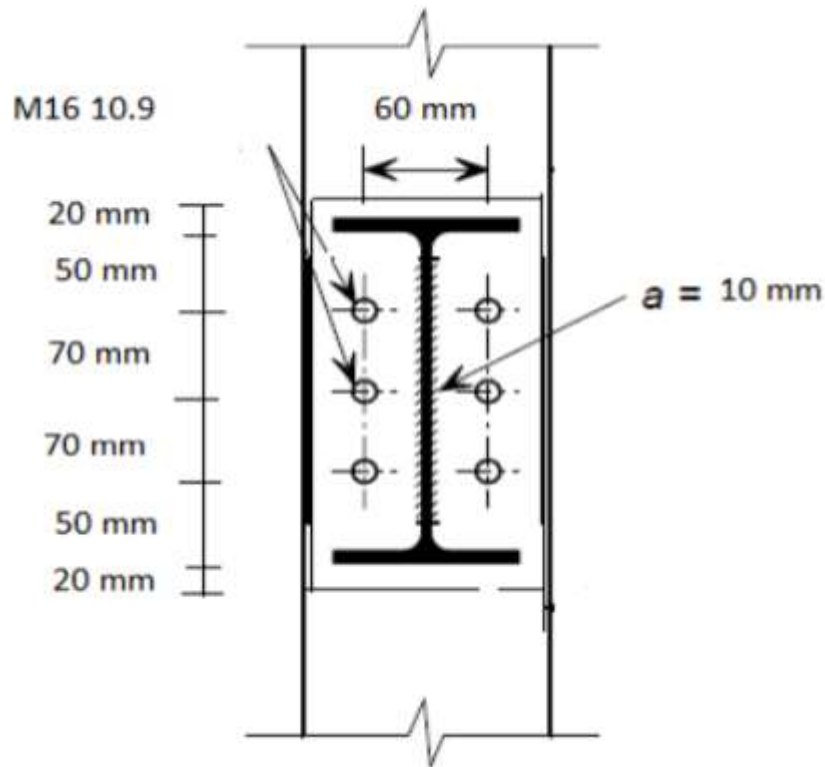


Figure 19 : assemblage poteau-poutre

➤ **Calcul des boulons sollicités au cisaillement :**

➤ **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{67,43}{6} = 11,24 \text{ KN}$$

➤ **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = 62,8 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des boulons sollicités en traction :**

$$F_{vrd} = \frac{0,59 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = 113,04 \text{ KN}$$

➤ **Effort de traction de calcul par boulon :**

$$F_{vrd} = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} \quad F_{vrd} = \frac{67,43 \times 0,19}{(0,05 + 0,12 + 0,19)^2} = 98,85 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1,4 F_{trd}} = \frac{11,24}{62,8} + \frac{98,85}{1,4 \times 113,04} = 0,79 < 1 \text{ C,V}$$

➤ **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times a \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma M_b}$$

Avec :

$$a = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (1,04; 1,05; 2,77; 1)$$

$$F_{brd} = 313,60 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 11,24 \text{ KN} < F_{brd} = 313,60 \text{ KN} \text{ C.V}$$

6.7.2. Assemblage poutre /solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive avec l'âme

de la poutre, avec une file verticale de deux boulons.

➤ **Efforts à prendre en considération :**

➤ **Efforts sollicitant:**

$$V_{sd} = 8,28 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 12,3 \text{ KN.m}$$

➤ **Choix du gousset :**

$$V_{plrd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma M_0}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 31,55 \text{ mm}^2$$

On prend L60× 60 × 6

avec

$$A = 6,91 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

➤ **Dispositions constructives :**

➤ **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min (t_w(\text{poutre}), t_w(\text{poteau})) = 5 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 70 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 50 \text{ mm}$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

➤ **Pince longitudinale e1 :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 60 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$

➤ **Pince transversale e2 :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 60 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 30 \text{ mm}$

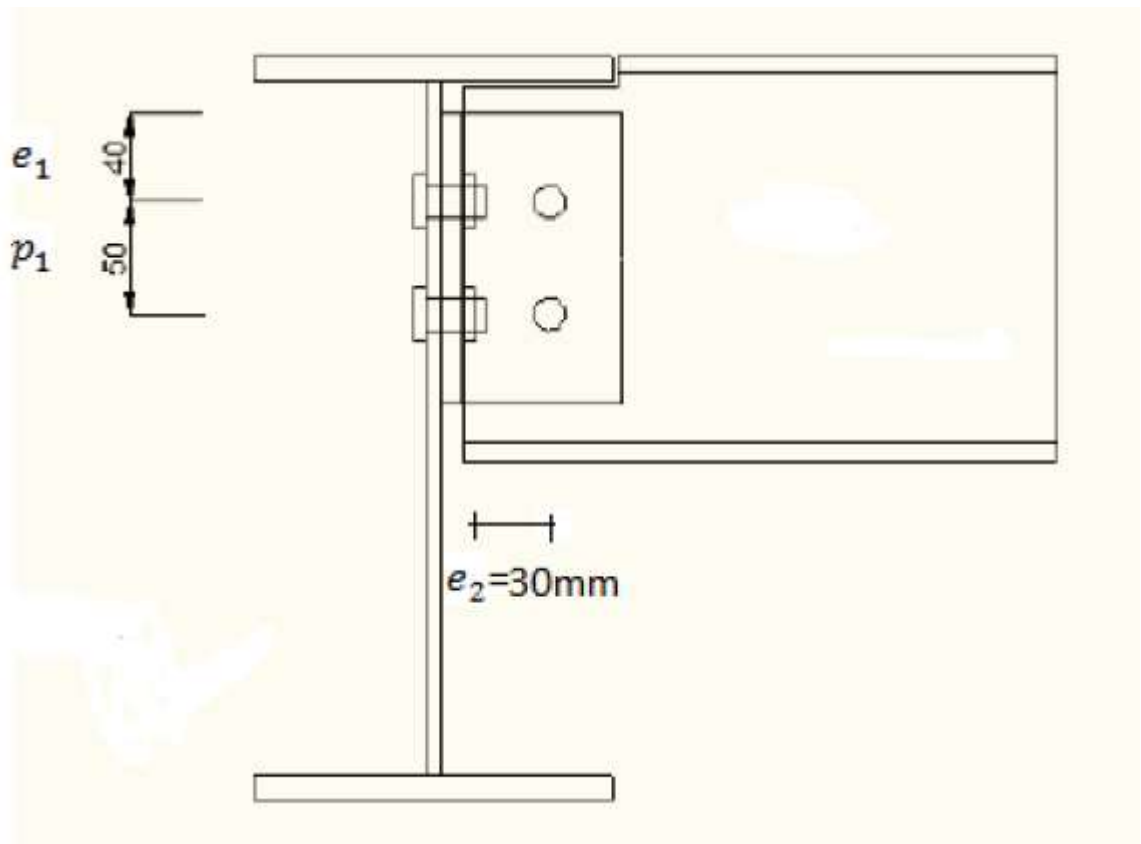


Figure 20 : assemblage poutre/solive

- **Calcul des boulons sollicités au cisaillement :**
- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{8,28}{6} = 4,14 \text{ KN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = 62,8 \text{ KN}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times a \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma M_b}$$

Avec :

$$a = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,83 ; 0,67 ; 2,77 ; 1)$$

$$F_{brd} = 107,20 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 4,14 \text{ KN} < F_{brd} = 107,20 \text{ KN} \text{ C.V}$$

6.7.3. Assemblage poteau-poteau :

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons HR10.9. Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autre qui relie les extrémités des semelles des poteaux successive

- **Efforts sollicitant:**

$$V_{sd} = 1381,9 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 30,37 \text{ KN.m}$$

- **Dimensionnement des couvre -joint de la semelle :**
- **Dispositions constructives :**

L'assemblage est réalisé avec deux fils verticaux de deux boulons HR 10.9 ; Ø24.

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$57,2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 100 \text{ mm}$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

$$62,4 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 120 \text{ mm}$

➤ **Pince longitudinale e1 :**

$$1,2 d_0 \leq e1 \leq 12t$$

$$31,2 \text{ mm} \leq e1 \leq 120 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$

➤ **Pince transversale e2 :**

$$1,5 d_0 \leq e2 \leq 12t$$

$$39 \text{ mm} \leq e2 \leq 120 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :**

$$N_{plrd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2 f_y} = 3234,23 \text{ mm}^3$$

$$t = \frac{A}{b} = 13,47 \text{ mm}$$

En prend une épaisseur de 20mm

➤ **Vérification de la section nette :**

$$N_{plrd} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec } A = (b - 2d) \times t = (240 - 2 \times 24) \times 20 = 3840 \text{ mm}^2$$

$$N_{plrd} = 995,33 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = 995,33 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{2} = 690,95 \text{ KN} \quad C.V$$

➤ Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = 180,80 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} = 172,73 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 180,80 \text{ KN} > F_{sd} = 172,73 \text{ KN}$$

➤ Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times a \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$a = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,69 ; 1,03 ; 2,77 ; 1)$$

$$F_{brd} = 563,04 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 172,73 \text{ KN} < F_{brd} = 563,04 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

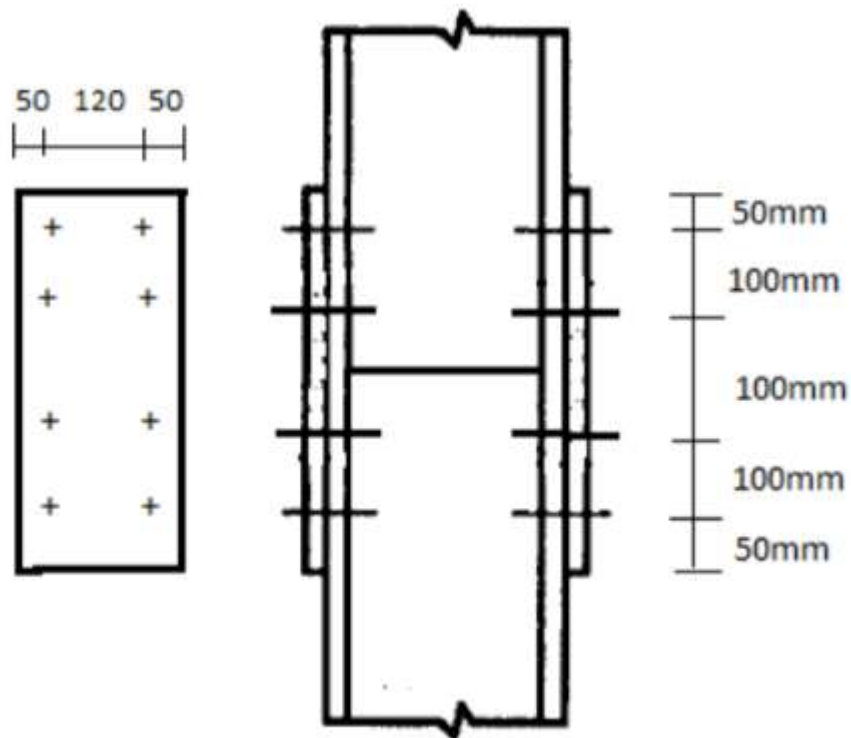


Figure 21 : assemblage poteau-poteau (couvre-joint de la semelle)

➤ **Dimensionnement des couvre-joint de l'âme :**

➤ **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

Alors on prend $p_1 = 100 \text{ mm}$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

Alors on prend $p_2 = 60 \text{ mm}$

➤ **Pince longitudinale e1 :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$

➤ **Pince transversale e2 :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

Alors on prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :**

$$N_{plrd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2 f_y} = 3234,23 \text{ mm}^3$$

$$t = \frac{A}{b} = 25,3 \text{ mm}$$

En prend une épaisseur de 30mm

➤ **Vérification de la section nette :**

$$N_{plrd} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec } A = (b - 2d) \times t = (2140 - 2 \times 24) \times 30 = 2760 \text{ mm}^2$$

$$N_{plrd} = 715,39 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = 715,39 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{2} = 690,95 \text{ KN} \quad C.V$$

➤ Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = 180,80 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} = 172,73 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 180,80 \text{ KN} > F_{sd} = 172,73 \text{ KN}$$

➤ Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times a \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$a = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min(0,55 ; 1,03 ; 2,77 ; 1) = 0,55$$

$$F_{brd} = 264 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 264 \text{ KN} < F_{brd} = 563,04 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

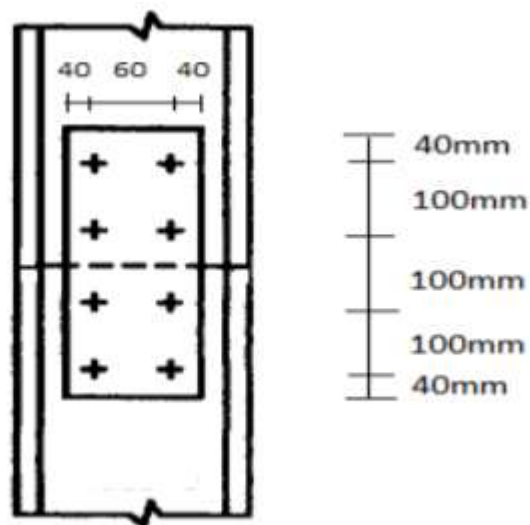


Figure 22 : assemblage poteau- poteau (couvre-joint de l'âme)

6.7.4. Pied de poteaux :

L'encastrement des poteaux métalliques avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage

Efforts à prendre en considération :

$$N_{sd} = 2232,71 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 16,10 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 396,12 \text{ KN}$$

➤ Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est une plaque en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

➤ Cordon de soudure :**➤ Cordon de soudure de la semelle :**

$$a_s = 0,7 \times t_f = 11,9 \text{ mm}$$

➤ Cordon de soudure de l'âme

$$a_w = 0,7 \times t_w = 7 \text{ mm}$$

Donc on prend $a_w = 15 \text{ mm}$

➤ Surface de la platine :

$$a \geq 240 + (2 \times 20) = 280 \text{ mm}$$

On prend $a = 320 \text{ mm}$

$$b \geq 240 + (2 \times 20) = 280 \text{ mm}$$

On prend $b = 320 \text{ mm}$

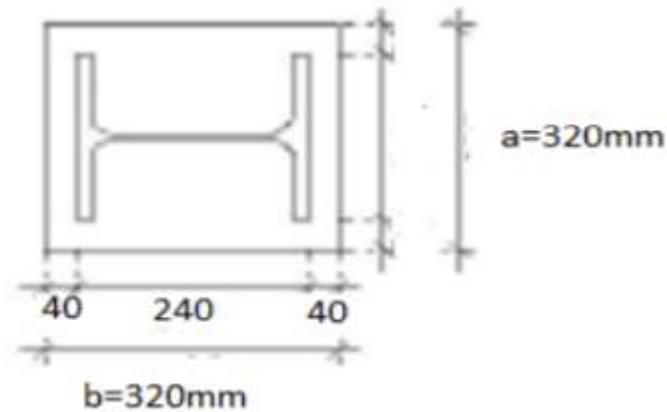


Figure 23 : dimensionnement de la plaque d'Assise

➤ **Epaisseur de la platine :**

$$t \geq u \sqrt{\frac{3f \times \gamma M b}{fy}}$$

$$t \geq 40 \sqrt{\frac{3 \times 25 \times 1,25}{235}} : t \geq 25,26 \text{ mm}$$

En prend comme épaisseur de la platine : $t = 30 \text{ mm}$.

➤ **Vérification de la platine :**

$$\delta = \frac{N}{a \cdot b} + \frac{M}{l \cdot v}$$

$$\delta = \frac{2232,71}{0,32 \times 0,32} + \frac{16,1}{\frac{0,32 \times 0,32^3}{12} \times 0,16} = 21,8 + 115,88 = 137,6 \text{ MPa} < \delta b = 8 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des tiges d'encrages :**

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

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

$$Na \geq \frac{N}{8}$$

$$Na = 0,1 \left(1 + \frac{7gc}{1000}\right) \times \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{0,24}} (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{N}{8}$$

D'où :

gc : Dosage en ciment du béton $\rho_{gc} = 350 \text{ kg/m}^3$

$r = 3\varphi$; $l_1 = 20\varphi$; $l_2 = 2\varphi$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{1 + \frac{\varphi}{0,24}} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{8}$$

$$\frac{N}{8} = \frac{1449,81}{8} = 181,23 \text{ KN}$$

On obtient par la suite la relation suivante :

$$382 \varphi^2 - 181,23 \varphi - 43,49 \geq 0 \quad \varphi = 6,49 \text{ mm}$$

On prend 8 tiges avec un diamètre de $\varphi = 30 \text{ mm}$

➤ **Condition d'équilibre du B.A.E.L :**

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

Ou : $F_a = \pi \cdot \tau_{su} \varphi l_1$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$F_a = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 \times 10^{-3} \rightarrow F_a = 712,15 \text{ KN} > \frac{N}{8} \quad \text{C.V}$$

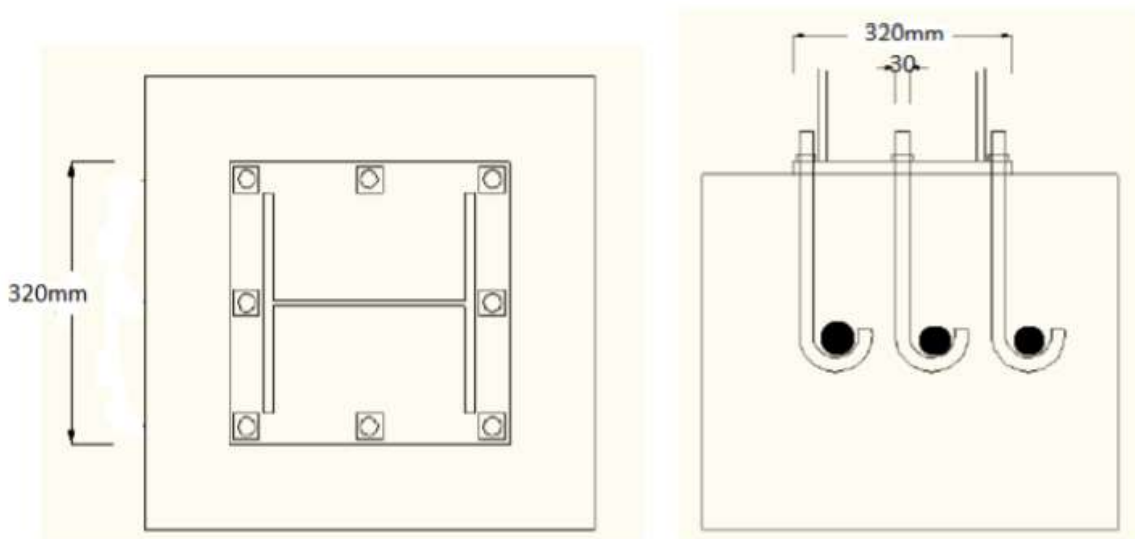


Figure 24 : assemblage pieds poteau

Chapitre VII

7.1. 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.

7.2. 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
 - semi profondes
 - semelles sur puits

Pour notre structure on a prévu des semelles isolées sous poteau avec une contrainte de sol égale à 2 bars à partir du rapport géotechnique.

7.3. Calcul des semelles isolées :

7.3.1. Pré dimensionnement :

$$N = 607,01 \text{ KN}$$

$$M_y = 6,84 \text{ KN.m}$$

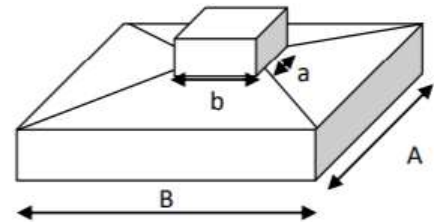
$$M_x = 0,79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \sigma_{sol}$$

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

On a : $a = b = 30\text{cm}$ donc $A = B$



$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{607,01 \cdot 10^{-2}}{2}} = 1,74 \text{ m}$$

$$B \geq 174 \text{ cm}$$

On prend $B = 200 \text{ cm}$

$$ht \geq \left(\frac{A - a}{4} + c \right) \rightarrow ht \geq \left(\frac{200 - 30}{4} + 5 \right)$$

$$ht \geq 47,5 \text{ cm}$$

On prend $ht = 50 \text{ cm}$

$$h_2 = ht - h_1$$

$$\frac{ht}{3} \leq h_1 \leq \frac{ht}{2} \rightarrow \frac{50}{3} \leq h_1 \leq \frac{50}{2} \rightarrow 16,66 \leq h_1 \leq 25$$

On prend $h_1 = 24 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes :**

➤ **Points propre de la semelle S1**

$$P_s = V_s \cdot \gamma_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = h_1 \cdot A \cdot B + \frac{h_2}{2} (A \cdot B + a \cdot b + \sqrt{a \cdot b \cdot A \cdot B})$$

$$V_s = 0,24 \cdot 2 \cdot 2 + \frac{0,26}{2} (2 \cdot 2 + 0,30 \cdot 0,30 + \sqrt{0,30 \cdot 0,30 \cdot 2 \cdot 2}) = 1,570 \text{ m}^3$$

$$P_s = 1,570 \times 2500 = 3924,25 \text{ kg}$$

$$N_t = N + 1,35 P = 607,01 + 1,35 \times 3924,25 = 65998,74 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{65998,74}{200 \times 200} = 1,65 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{N}{A \cdot B} \pm \frac{6M}{A \cdot B^2} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{65998,74}{200 \times 200} \pm \frac{6 \times 79}{200 \times 200^2} = 1,65 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_2 = \frac{65998,74}{200 \times 200} \pm \frac{6 \times 6,84}{200 \times 200^2} = 1,65 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars} \rightarrow \text{C.V}$$

On doit vérifier si : $\sigma_m < \sigma_m$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,65 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars} \rightarrow \text{C.V}$$

7.3.2. Ferrailage :

➤ Vérification de l'application de la méthode des bielles modifiées :

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0$$

$$\frac{\sigma_m - 1,65}{B} = 0,83 > 0 \rightarrow \text{on utilise la méthode de bielles.}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\text{Suivant B : } Q = \sigma_m \cdot A \cdot B$$

$$Q = 1,65 \times 200 \times 200 = 66000 \text{ kg.}$$

$$A_B = \frac{Q(B-b)}{8\sigma \times d} = \frac{66000 \cdot (200 - 30)}{8 \times 348 \times 42,5 \times 10} = 9,48 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Le choix : } 9T12 \Rightarrow A = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Suivant A :}$$

$$Q = 1,65 \times 200 \times 200 = 66000 \text{ kg.}$$

➤ ELS:

➤ Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150 ; 1,6\right) \Rightarrow \text{acier } \eta = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = \min(266,67; 240) \Rightarrow \sigma_{s1} = 240 \text{ MPa}$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_b \leq \sigma'_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{\sigma'_b \times A_B}{B} = \frac{15 \cdot 10,18}{200} = 0,76 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0,76 \cdot 42,5 = 64,6 \text{ cm}^2$$

$$Y = 0,76 \cdot 42,5 - D + \sqrt{0,76^2 + 64,6} = 7,31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{B \times Y^3}{3} + 15 \times A_B (d - y)^2 = \frac{200 \cdot 7,31^3}{3} + 15 \times 10,18 (42,5 - 7,31)^2 =$$

$$215135,11 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = 0,003$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,003 \times 7,31 = 0,022 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,022 \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1) = 15 \times 0,003 (42,5 - 7,31) = 1,58 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

7.3.3. Définition des longrines :

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise a un effort de traction.

7.3.4. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (30x35) cm²

7.3.5. Ferrailage des longrines :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

Suivant BAEL91:

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e E = 0,23 \cdot 30 \cdot 31,5 \cdot (2,1 / 400) = 1,14$$

Suivant RPA99/varsian2003:

$$A = 0,60 \% \cdot b \cdot h$$

$$A = 0,006 \cdot 30 \cdot 35 = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{minBAEL}; A_{minRPA}) = 6,30 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6 T12 ; On prend $A = 6,79 \text{ cm}^2$

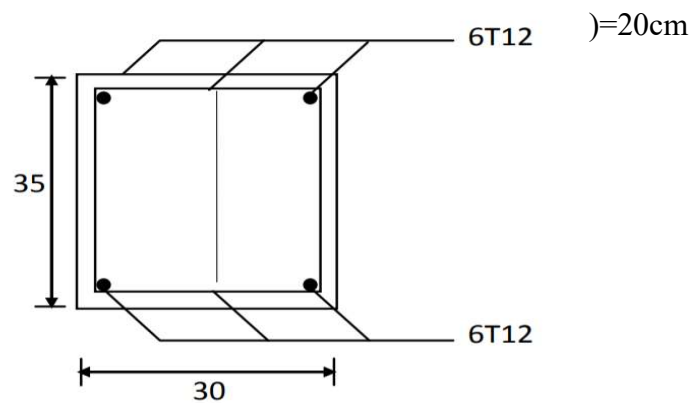
Armatures transversales :

On prend : 4 $\Phi 6$ ($A = 1,13 \text{ cm}^2$)

avec espacement de :

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \eta)$$

$$e = 20 \text{ cm}$$



Conclusion

Notre mémoire traitait de l'étude d'un bâtiment en charpente métallique de R+2 à usage d'habitation à Bejaia.

La construction en charpente métallique commence à être exploitée récemment, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner les aspects d'une telle construction, avoir une approche réelle des dispositions constructives, notamment la notion d'ossature muni d'un ascenseur.

Le bâtiment est un R+2, ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes.

Une vérification de la neige et du vent est donc établit. Un effet vibratoire produit par le vent combiné aux actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une telle structure, de ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », 1999.
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003.
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.
- [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME « CBA 93». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION « BAEL91 », 1991.
- [6] : LES CHARPENTES METALIQUES, par E. GUSTIN et DIEHL, chez Eyrolles, 1985
11^{ème} édition.