



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+5+2 Sous-sol) en construction
mixte à usage de banque

Présenté par :

KRIMAT Cherif
SEBBANE Nessrine

Encadré par :

Mr BENYESSAD Djamel

Soutenu le 11/10/2020 devant le jury composé de :

Mr GUECHARI

Président

Mr RAMDANI

Examineur

Année universitaire : 2019/2020

REMERCIEMENTS

A l'occasion de ce projet de fin d'étude nous tenons à remercier :

Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience pour accomplir ce requis.

Nos parents pour nous avoir apporté support et soutien tant psychologique que financier, pendant la durée de nos études.

Nos vifs remerciements vont tout d'abord à notre encadreur *Mr Benyessad* qui a été à la hauteur de nos ambitions suite à son sérieux suivi tout au long de cette période.

Nous remercions sincèrement les membres de jurys qui ont fait l'honneur de juger notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce projet, et tous ceux que nous avons pu solliciter.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A ma famille, elle qui m'a doté d'une éducation digne,

Son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui :

Particulièrement à mon père, pour le gout à l'effort qu'il a suscité en moi,

De par sa rigueur.

A toi ma mère, ceci est ma profonde gratitude pour ton éternel amour

Que ce mémoire soit le meilleur cadeau que je puisse t'offrir.

A vous mes sœurs et beaux-frères qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'étude.

A vous mes amis (tibag, dida, missi, JUGO, AISSA, chabane et tous mes amis) qui m'en fait surmonté tout types de contraintes que j'ai subis durant cette période d'étude.

CHERIF....

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A ma famille, elle qui m'a doté d'une éducation digne,

Son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui :

Particulièrement à mon père, pour le gout à l'effort qu'il a suscité en moi,

De par sa rigueur.

A toi ma mère, ceci est ma profonde gratitude pour ton éternel amour

Que ce mémoire soit le meilleur cadeau que je puisse t'offrir.

A vous mes sœurs et beaux-frères qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'étude.

A vous mes amis (tibag, dida, missi, JUGO, AISSA, chabane et tous mes amis) qui m'en fait surmonté tout types de contraintes que j'ai subis durant cette période d'étude.

CHERIF....

Dédicace

*C'est avec un grand plaisir que je dédie ce
travail :*

*A celle qui a fait de moi une femme ambitieuse
et forte et celle qui n'a jamais cessé de
m'encourager et de me soutenir, **ma mère.***

*A celui qui a fait de moi une femme capable et
qui a fait des sacrifices pour que je réussisse
aujourd'hui, **mon père.***

*A mes deux frères qu'ils étaient toujours là
quand j'en avais besoin*

*A ma chère sœur qui a été mon épaule durant
toute ma vie*

A ma nièce adorée SOFIA.

*A ma chère grand-mère qui dégage que de la
positivité et de la bonne énergie*

*A mes amis (louigi, Larbi , fatouhati, dihou,
skoucha, katy) qui m'ont soutenu sans cesse.*

*A ma famille (mes tantes, mes oncles, mes
cousine) qui m'ont soutenu tout au long de ce
parcourt.*

Nessrine...*

Sommaire

I.1.Introduction.....	01
I.2.Pré-dimensionnement des éléments résistants.....	06
II.1. Introduction.....	16
II.2: Méthode de calcul.....	16
II.3. Disposition des contreventements.....	20
II.4: Les modes de vibrations.....	20
II.5.Justification des vis-à-vis des règles parasismiques algérienne (RPA99/version 2003).....	21
III.1: Introduction.....	24
III.2: Evaluation des charges.....	24
III.3:Etude des solives.....	23
III.4: Etude de poutre maitresse.....	28
III.5: Etude des connecteurs.....	31
III.6: Etude des poteaux.....	32
III.7.Etude des contreventements.....	36
III.8. Etude des escaliers.....	39
IV.1 : Introduction.....	46
IV.2: Calculs des assemblages.....	46
IV.2.1 Assemblage Poutre-solive.....	46
IV.2.2. Assemblage poteau- poutre.....	48
IV.2.3 Assemblage poteau-poteau.....	50
IV.2.4.Assemblage du contreventement.....	52
IV.2.5.Assemblage pied de poteau.....	54
V.1.Introduction.....	56
V.2.Choix du type des fondations.....	56
V.3.Combinaisons d'actions à considérer.....	56
V.4.Etude des fondations.....	56
V.4.1.Semelle isolée.....	56
V.4.2.Radier général.....	57
V.4.2.1.Pré dimensionnement du radier.....	57
V.4.2.2.Les vérifications.....	58
V.4.2.3.Ferraillage du radier.....	60
V.5. Les nervure.....	63
V.5.1.Les sollicitations sur les nervures.....	63
V.5.2.Le ferraillage.....	65
Conclusion générale	

Liste des figures.

Figure I- 1 : Vue en élévation de la structure.....	01
Figure I- 2 : Vue en plan de la structure.....	01
Figure I -1 :Situation du terrain.....	02
Figure I -2 : Vue 3D de la structure.....	03
Figure I.5 : plancher collaborant.....	06
Figure I. 6 :Coupe d'une poutre mixte	07
Figure I.7 :Schéma représentatif de la disposition des solives.....	07
Figure I. 8 :schéma statique de la solive.....	08
Figure I. 9 :schéma statique de la poutre maitresse.....	10
Figure I.10 : Les différents types des poteaux.....	13
Figure.I.23 . section transversale d'un poteau mixte.....	14
Figure III. 1 : Spectre de réponse de calcul sens XX.....	19
Figure III. 2 : disposition des voiles.....	20
Figure III. 3 : Premier mode.....	20
Figure III. 4 : Deuxième mode.....	21
Figure III. 5 : troisième mode.....	21
Figure III.6 : Largeur efficace de la dalle (solive).....	26
Figure III.7 . Distribution plastique des contraintes normales	26
Figure III.8 : Courbe d'interaction.....	34
Figure III.9 . Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction (Section enrobée de béton).....	35
Figure.III.10 : Contreventement en V.....	36
Figure.III.11 .Schéma de l'escalier balancé.....	39
Figure III.12 .Schéma statique de l'escalier.....	40
Figure. III.13 .Schéma de ferrailage de l'escalier.....	42
Figure.III.14 .Schéma statique de la poutre brisée.....	44
Figure.III.15 .Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	45
Figure IV. 2 : Vu 3D assemblage poutre solive.....	46
Figure IV. 3 :Vu 3D assemblage poutre-poteau.....	48
Figure IV. 4 : distance entre axe des boulons	50
Figure IV. 4 : Assemblage poteau- poteau par couvre joint.....	51
Figure IV. 5 : contreventement en V.....	52
Figure IV. 6 : Tige d'encrage du pied de poteau.....	55
Figure V.1 .Présentation de zone d'impact de la charge.....	58
Figure V.2 .schéma de ferrailage du radier.....	63
Figure V.3 .charge transmise aux nervures x_x.....	65
Figure V.4 .charge transmise aux nervures sens y_y.....	64
Figure.V.5 . Section à ferrailer.....	65
Figure V.6 .schéma de ferrailage de la nervure.....	67

Liste des tableaux

Tableau I- 1 : La distribution des espaces.....	04
Tableau I- 2 : Les caractéristiques mécaniques du béton.....	05
Tableau I- 3 : tableau récapitulatif des caractéristiques mécanique de l'acier.....	05
Tableau I-4 :Evaluation des charges plancher mixte (stade de montage).....	06
Tableau I-5 :Combinaisons des charges transmises aux solives.....	08
Tableau I-6 : Choix des profilés par la condition de la flèche.....	08
Tableau I.7 : Combinaison des charges reprises par les solives.....	08
Tableau I.8 : tableau de classification de la section de la solive (IPE120).....	09
Tableau I-9 : tableau récapitulatif de la vérification de la condition de résistance.....	09
Tableau I-10 : tableau récapitulatif de la vérification de la résistance.....	09
Tableau I-11 :tableau des vérifications de la flèche pour les solives mixtes.....	09
Tableau I-12 :Les dimensions des solives mixte.....	10
Tableau I-13 :tableau récapitulatif des combinaisons de charges des poutres maitresse.....	11
Tableau I-14 :tableau récapitulatif de choix des profilés par la condition de la flèche.....	11
Tableau I-15 : tableau récapitulatif de combinaison des charges des poutres maitresses.....	11
Tableau I-16 : classification de la section de la poutre maitresse (IPE180).....	11
Tableau I-17 :La vérification du Moment fléchissant (Poutre maitresse).....	12
Tableau I-18 : La vérification de l'Effort tranchant (Poutre maitresse).....	12
Tableau I-19 :tableau des vérifications de la flèche (Poutres maitresses).....	12
Tableau I-20 :tableau récapitulatif des dimensions des poutres maitresses.....	13
Tableau I-21 : pré-dimensionnement du poteau le plus sollicité.....	14
Tableau I-22 :tableau Récapitulatif des profilés supposés pour les poteaux mixtes.....	14
Tableau I-21 :tableau récapitulatif de la vérification des conditions d'enrobage des poteaux.....	15
Tableau II. 1 : tableau des valeurs de facteur de qualité dans le sens XX et YY.....	17
Tableau II.2 :récapitulatif de la vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	21
Tableau II. 3 : tableau récapitulatif de la vérification vis-à-vis des déplacements.....	22
Tableau II.4 : tableau récapitulatif de la vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	23
Tableau III.1 : L'évaluation des charges pour le plancher mixte courant.....	24
Tableau III-2 : L'évaluation des charges pour le plancher mixte terrasse.....	24
Tableau III.3 : La combinaison des charges.....	25
Tableau III.4 : Le calcul de la position de l'ANP de la solive(IPE160).....	26
Tableau III.5 : Calcul de Z_{pl} et M_{plrd} (les solives).....	27
Tableau III.6 : La vérification du moment résistant (les solives).....	27
Tableau III.7 : La vérification de l'effort tranchant pour les solives.....	27
Tableau III.8 : Le calcul de la position de l'ANE Z_{el} de la solive.....	27
Tableau III.9 : Le calcul du moment d'inertie mixte I_{my} des solives.....	28
Tableau III.10 : La vérification de la flèche (les solives).....	28
Tableau III.11 : La combinaison de charge pour les poutres maitresses.....	28
Tableau III.12 : Le calcul de la position de l'ANP de la poutre maitresse.....	29
Tableau III.13 : Le calcul de Z_{pl} et M_{plrd} (les poutres maitresses).....	30
Tableau III.14 : La vérification du moment résistant (poutre maitresse).....	30
Tableau III.15 .moment négatif au niveau des appuis.....	30
Tableau III.16 . La vérification du moment résistant négatif (poutre maitresse).....	30
Tableau III.17 : Vérification de l'effort tranchant (Poutre maitresse).....	30
Tableau III.18 .vérification de l'interaction moment-effort tranchant.....	31
Tableau III.19 : tableau récapitulatif de calcul de la position de l'ANE Z_{el} de la poutre maitresse.....	31
Tableau III.20 : tableau récapitulatif de calcul du moment d'inertie mixte I_{my} des poutres maitresses.....	31
Tableau III.21 : tableau récapitulatif de la vérification de la flèche (les poutres maitresses).....	31
Tableau III.22 .vérification de la condition de la contribution de l'acier dans le poteau.....	33
Tableau III.23 .vérification des poteaux à la compression simple (flambement).....	34
Tableau III.24 .Vérification des poteaux à la flexion composée.....	36
Tableau III.25 . Vérifications au flambement.....	39
Tableau III.26 .Dimensionnement des volées.....	40
Tableau III.27 .Evaluation des charges et surcharges des volées.....	40

Liste des tableaux

Tableau III.28. Evaluation des charges et surcharges des paliers.....	40
Tableau III.29. les réactions d'appuis.....	41
Tableau III.30. Ferraillage de l'escalier balancé à l'ELU.....	41
Tableau III.31. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	42
Tableau III.32. Evaluation de la flèche dans l'escalier.....	42
Tableau III.33. Le calcul à la flexion simple et à la torsion.....	43
Tableau III.34. Le calcul à la flexion simple et à la torsion.....	43
Tableau V.1. Ferraillage du radier.....	60
Tableau V.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	62
Tableau V.3. Ferraillage a l'ELS.....	62
Tableau V.4. Les sollicitations sens x-x.....	64
Tableau V.5. Les sollicitations sens y-y.....	65
Tableau V.6. Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal	65
Tableau V.7. Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.....	65
Tableau.V.8. Résumé des résultats du ferraillage.....	66
Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant.....	66
Tableau V.10. Vérification à L'ELS.....	66
Tableau V.11. Ferraillage a l'ELS.....	67

Liste des indices utilisés

A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_w	Section de l'âme
A_p	Surface portante
A_s	Aire de la Section résistante a la traction du boulon
E	Module d'élasticité longitudinale
F	Force en générale
F_p	Force de calcul précontrainte
F_s	Résistance d'un boulon au glissement
$F_{t,rd}$	Résistance d'un boulon en traction
$F_{b,rd}$	Résistance a la pression diamétrale
G	La charge permanent
I	Moment d'inertie
K_c	Coefficient de Rigidité poteaux
K_{ij}	Coefficients de Rigidités des poutres
$K_{y, z}$	Coefficient de flambement-flexion
L	Langueur
M_{sd}	Moment fléchissant
M_{rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise
M_{pl}	Moment plastique
M_{cr}	Moment critique
N_{sd}	effort normal
$N_{t, sd}$	effort normal de traction
$N_{c, sd}$	effort normal de compression
N_{pl}	effort normal plastique
N_u	effort normal ultime
N_j	Force d'adhérence avec le béton
Q	charge d'exploitation
W_{pl}	Module de résistance plastique
W_{el}	Module de résistance élastique

Minuscules latines

b	Largeur de l'âme
b_{eff}	Largeur efficace
c_i	Coefficients
d	entraxe
d_0	diamètre de perçage des trous de boulon
f	flèche d'une poutre
f_y	Limite d'élasticité d'un acier
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_{ck}	résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton
f_j	résistance de contact de la liaison
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation
h	hauteur
i	Rayon de giration
k_w	Facteur de langueur

k_s	coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
k_j	facteur de concentration
n	Nombre de boulon
m	Nombre de plants de cisaillement
r_c	rayon de raccordement âme /semelle du poteau
t_w	épaisseur de l'âme
t_f	épaisseur de la semelle
t_{wc}	épaisseur âme poteau
t_{fc}	épaisseur âme semelle
t	épaisseur platine
v_i	distance de la fibre inférieure a l'axe neutre d'une section
v_s	distance de la fibre extrême supérieure a l'axe neutre d'une section

Minuscules grecques

χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement
χ	Coefficient de réduction de flambement
β_w	Facteur de corrélation
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent
β_j	Coefficient relatif a la liaison
γ_C	Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton
$\gamma_{M i}$	Coefficient de sécurité
γ_{Mb}	Coefficient de sécurité de boulon
γ_{MS}	Coefficient partiel de sécurité
$\bar{\lambda}_{LT}$	élancement de déversement
$\bar{\lambda}$	élancement
ϕ_{LT}	Rotation de déversement
ϕ	Rotation
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement
α	Facteur d'imperfection
μ	coefficient de frottement
σ	contrainte normale
τ_e	contrainte limite de cisaillement en élasticité
ε	coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5}$
η	facteurs de distribution
ψ	Rapport de contraintes
δ	Flèche

Introduction
Générale

Introduction générale

Vu le développement industriel et l'explosion démographique, le monde du génie civil a donc développé les techniques et les systèmes de construction en adoptant la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en ville et aux importantes demandes de logements et d'espaces de travail.

Dans ce contexte, les ingénieurs en génie civil sont sénéés de gérer cette situation et à mener des études approfondies sur les matériaux et les systèmes de construction pour bien exploiter les avantages de chaque système.

Dans l'objectif d'approfondir nos connaissances dans les déférents procédés de conception, nous avons choisis la charpente mixte qu'est l'assemblage d'un profilé métallique (entièrement ou partiellement enrobé) et une dalle en béton liés par des connecteurs qui assurent un comportement monobloc des deux matériaux en limitant le glissement a l'interface.

Chacun des deux matériaux à des avantages et des inconvenants et pour cela cet assemblage est pour faire travailler ces deux matériaux avec les meilleures performances respectives comme suite :

- la résistance du béton à la compression et l'acier a la traction
- le béton empêche le voilement qui est le phénomène d'instabilité des profilés métalliques
- le béton protège l'acier contre la corrosion et de la température élevée (le feu)
- l'acier offre une ductilité aux structures

Notre travail est présenté sous forme de cinq (05) chapitres à savoir :

Chapitre I : Résume la présentation de l'ouvrage et le pré-dimensionnement des éléments structuraux de l'ossature

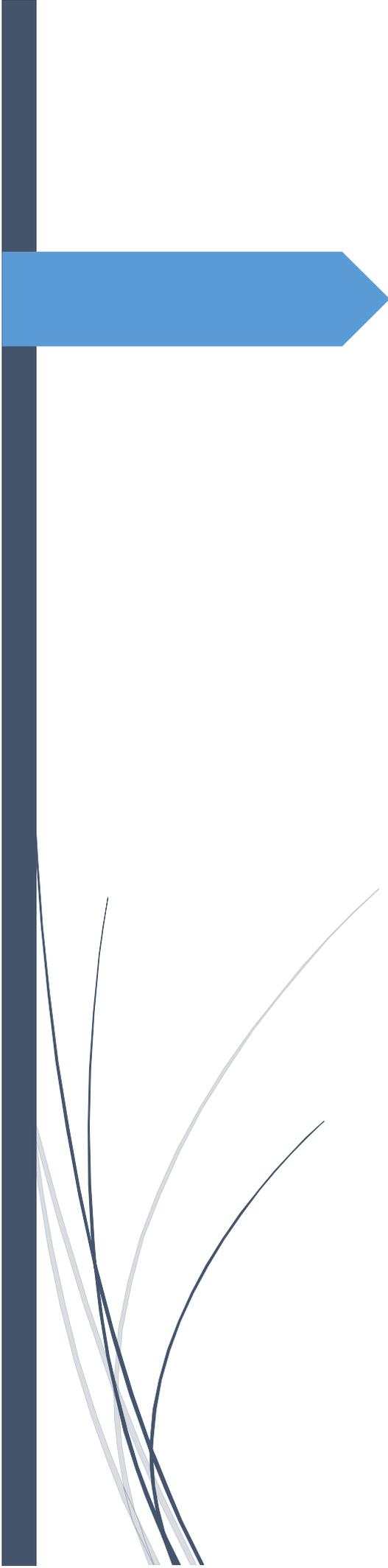
Chapitre II : Concerne l'étude dynamique qui est basée sur la modélisation avec le logiciel **ETABS2016** et les recommandations du RPA99/2003

Chapitre III : Consacré au calcul définitif des éléments structuraux

Chapitre IV : S'agit du dimensionnement et d'étude des assemblages

Chapitre V : réservé à l'étude de l'infrastructure (dimensionnement et étude des fondations)

L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente mixte, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage
et pré-dimensionnement des
éléments

I.1.Introduction

Notre projet de fin d'études consiste à étudier le comportement d'une structure en R+5+2Sous-sol en construction mixte (acier-béton) à usage de banque, l'ouvrage est implanté dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj qui est classée par le RPA99 /Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa), ayant une importance moyenne (grouped'usage2).

L'édifice est composé de sept niveaux, la communication entre étage est servie par un ascenseur et une cage d'escalier situé au centre du volume.

Le sous-sol est dédié aux clients particuliers de l'agence bancaire et aux stationnements des véhicules.

Les niveaux rez de chaussée et 1er étage sont destinés à l'agence bancaire.

Les étages courants sont indépendants et abritent les différents bureaux.

Caractéristique géométrique de la structure :

Longueur en plan	32.70m.
Largeur en plan.....	16.14m.
Hauteur des sous-sols.....	3.20m.
Hauteur de RDC et étage courant.....	3.57m
Hauteur totale.....	27.82m

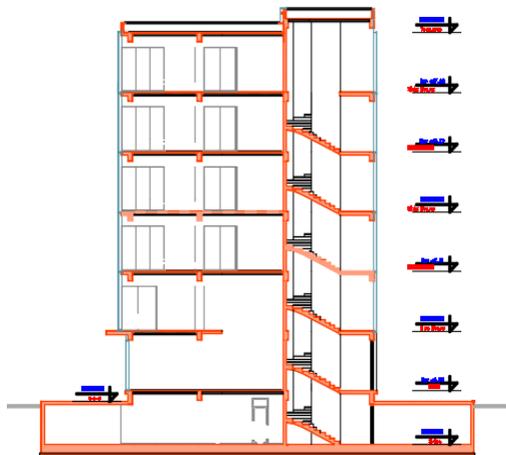


Figure I- 1 : Vue en élévation de la structure

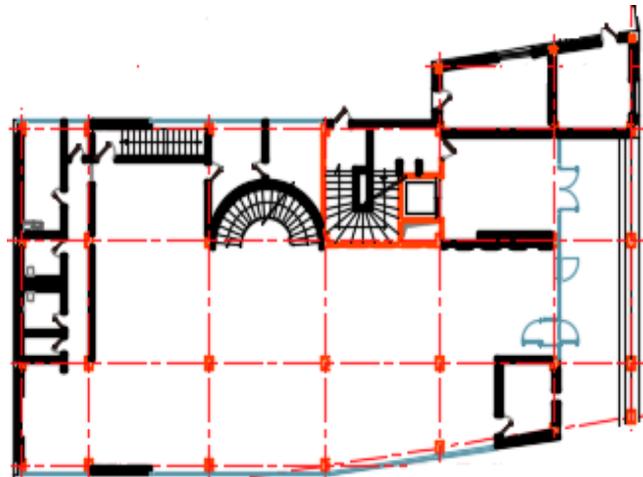


Figure I- 2: Vue en plan de la structure

Caractéristique géotechnique du terrain :

Le terrain est situé sur la Rue 20 Aout, section N°96, ilot N°01, wilaya de Bordj Bou Arreridj,

D'une surface de 1200,00m², il est en forme rectangulaire et bordé :

- Au Nord par une propriété privée
- Au Sud par la rue de 20 Aout
- A l'Est par l'ilot N°02

-A l'Ouest par l'agence bancaire Al Baraka

.Selon le rapport de sol (Annexe 1), nous constatons ce qui suit :



Figure I -1: Situation du terrain

- Le terrain est relativement plat.
- La contrainte admissible du sol $Q_{adm} = 2 \text{ bars}$.
- Le sol est classé en catégorie S3 (sol meuble) selon RPA2003

Description architecturale et surfacique de la structure :

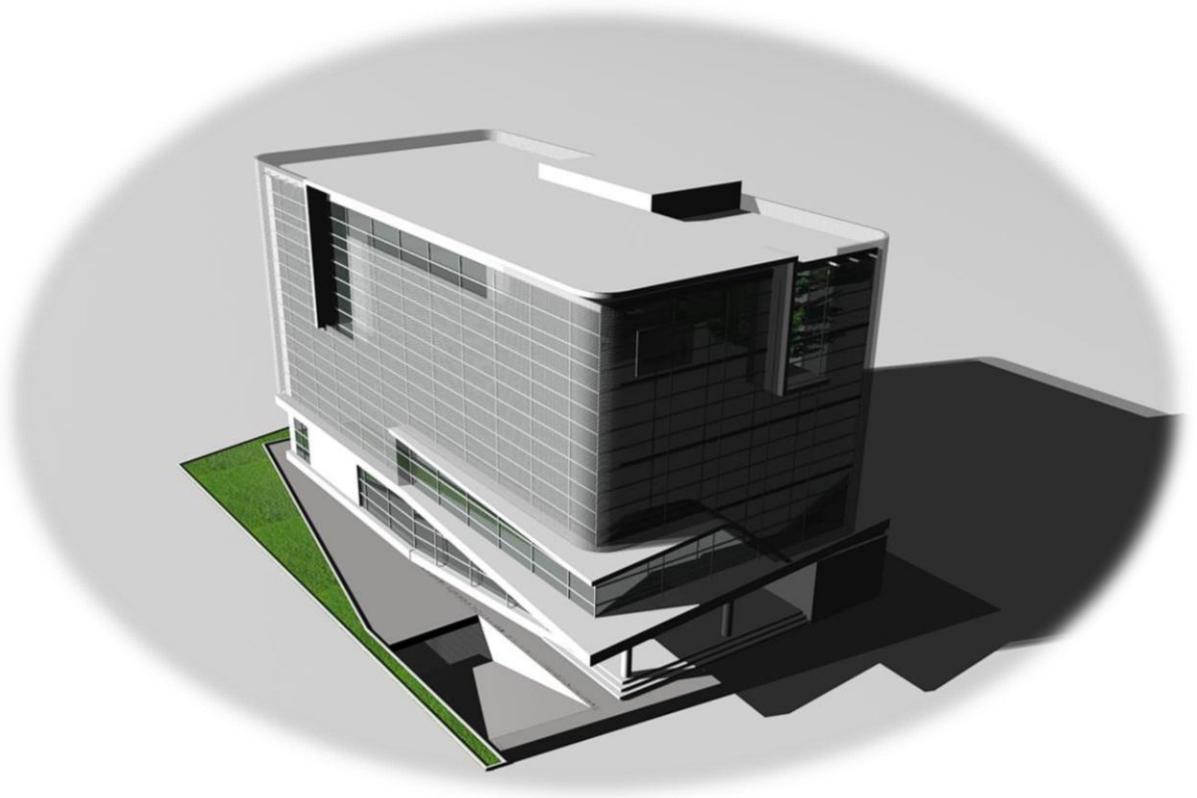


Figure I -2 : Vue 3D de la structure

L'objectif architecturale de ce projet est de créer un bâtiment moderne et s'inscrire dans la spacio-temporalité, la structure est totalement vitrée et enveloppée par un rideau en tôle perforée pour donner un aspect de légèreté et de transparence, et permettre un éclairage tamisé à l'intérieur des bureaux.

❖ Répartition des espaces :

Tableau I- 1 : La distribution des espaces.

Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2-3-4 et 5 ^{ème} étage
Parking	Accueil	Bureau directeur d'agence	Bureau gérant
Salle de comptage	Espace d'attente	Secrétariat	Secrétariat
Salle d'attente	Arrière guichets	Espace d'attente	Bureaux open space
Chambre forte	Bureaux conseillers	Espace crédit particulier	Bureaux collaborateurs
Chambre forte particulier	Locaux TGBT et IT	Bureaux collaborateurs	Salle d'archive
Salle des archives	Kitchenette	Kitchenette	Kitchenette
Magasin	Sanitaires	Locaux TGBT et IT	Espace reprographie
Local bâche à eau	Local Dab	Sanitaire	Local IT
Sas et circulation	Magasin	Magasin	Sanitaires
/	Poste transformateur	Sas et circulation	Magasin
/	Local groupe électrogène	/	Sas et circulation
/	Sas et circulation	/	/

Règlements techniques utilisés :

Les règlements utilisés dans cette étude sont :

- **RPA99/2003** (règles parasismique Algériennes).
- **EUROCODE 4** (conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton).
- **EUROCODE 3** (règles de conception et de calcul des structures en acier).
- **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).
- **D.T.R.B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).
- **CCM97** (règles de conception et de calcul des structures en acier).

Généralité sur la construction mixte

D'une manière générale, une structure peut être définie comme mixte si, au niveau de la plupart de ses éléments (poutres, poteaux, assemblages, dalles), elle associe deux matériaux de natures et de propriétés différentes, ici l'acier et le béton.

En fait, ce qui est tout à fait particulière du fonctionnement d'un élément mixte, c'est l'association mécanique des deux matériaux, acier et béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux, qui va accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément.

Un bâtiment mixte comprend plusieurs éléments structuraux principaux qui permettent de transférer toutes les charges appliquées à la structure vers les fondations.

Ces éléments sont :

- ✓ **Les dalles mixtes** : Une dalle mixte est l'association d'une tôle en acier profilée surélevée d'une couche de béton armé. Il s'agit, à terme, d'un élément acier-béton collaborant
La tôle profilée sert de plate-forme lors de la construction

- ✓ **Les poutres mixtes** : Les poutres mixtes sont constituées en général d'un profilé en acier (p.ex. profilé en I laminé à chaud ou recomposé par soudage) et d'une dalle qui peut être soit une dalle en béton armé, en béton coulé in situ ou préfabriquée, soit une dalle mixte constituée d'une dalle de béton coulé in situ sur un platelage servant de coffrage perdu (ou collaborant).
- ✓ **Les poteaux mixtes** : un élément vertical constitué d'un profilé métallique enrobé ou rempli du béton.

Deux autres types d'éléments structuraux nécessitent une attention particulière :

- ✓ **Les assemblages** qui permettent de transférer les efforts internes entre les éléments assemblés ;
- ✓ **Le système de contreventement** qui assure le transfert des efforts horizontaux agissant sur la structure vers le sol.

Caractéristiques des Matériaux utilisés :

- **Le béton** :

Pour le calcul de cette structure nous avons utilisé un béton de classe de résistance : C25/30, d'où les caractéristiques suivantes :

Tableau I- 2 : Les caractéristiques mécaniques du béton

ρ (KN/m ³)	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	E_{cm} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{sk} (MPa)
25	25	2.1	30500	25	400

E_{cm} : module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme

- **L'acier** :

Les caractéristiques des différents types d'acier utilisés dans le calcul de cette structure sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I- 3 : tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques de l'acier

Caractéristiques	Armature	profilé	Tôle	Goujon
E(MPa)	210000	210000	210000	210000
f_y (MPa)	235	235	330	350
f_u (MPa)	360	360	/	450

Combinaison d'actions :

Les combinaisons à considérer pour déterminer les sollicitations et les déformations dans les éléments de la structure sont :

- **Situation durable** :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

- **Situation accidentelle** :

ELA : G+Q±E

ELA : 0.8G±E

Tel que :

ELU : Etats limites ultimes

ELS : Etats limites de service

ELA : Etats limites accidentelles

G : L'ensemble des actions permanentes

Q : L'ensemble des actions variables

E : L'ensemble des actions accidentelles

I.2. Pré-dimensionnement des éléments résistants

Dans cette partie, nous allons pré-dimensionner les différents éléments de l'ossature mixte à citer :

- Le plancher collaborant
- Les solives
- Les poutres maitresses
- Les connecteurs

Dans le calcul des ossatures mixte, on considère deux phases de calcul à savoir :

- **Phase de montage** : correspond au moment du bétonnage (le béton n'a pas encore fais prise), ce qui fait, le profilé résiste seul aux charges et surcharges venant du plancher
- **Phase d'exploitation** : Dans cette phase, le béton ayant durci, la résistance est donc assurée par le système mixte (profilé + la dalle) .

I.2.1. Les planchers mixtes

-Plancher collaborant :

Il est constitué de bac acier (tôle+ treille soudée) recouvert d'une dalle en béton connectée par des goujons, avec des profilés métalliques appelés « solives » qui sont à leurs tours assemblées aux poutres maitresses.

Bien entendue qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton)

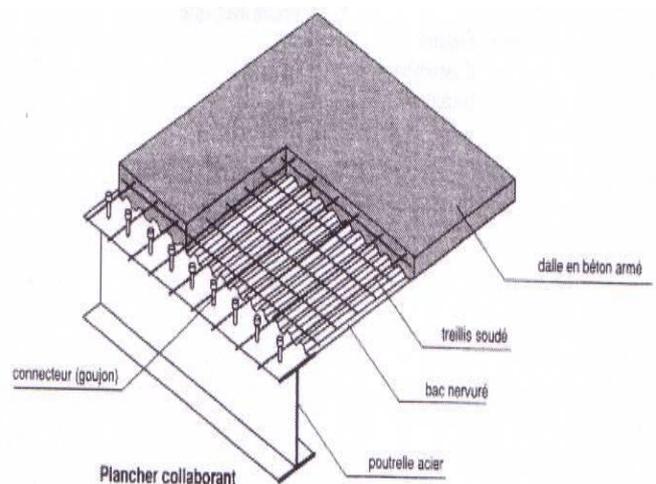


Figure I.5 : plancher collaborant

❖ Evaluation des charges :

-Evaluation des charges à considérer au stade de montage

Tableau I-4 : Evaluation des charges plancher mixte (stade de montage)

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids de la dalle	0.12	25	3
Cofrastra40(voir annexe)	0.001	/	0.13
La charge permanente G			3.1
La surcharge de montage Q			1

I.2.2. Pré-dimensionnement des solives et les poutres secondaires :

Les solives sont généralement constitués d'un profilé en acier liaisonné par des connexions (goujons) avec une dalle, fait souvent partie intégrante du plancher collaborant qui intervient dans le comportement de l'ensemble par une largeur limitée dite largeur participante (b_{eff})

L'écartement entre deux solives est limité comme suite :

$$0.7m < l < 1.5m.$$

On prend une distance de $l = 1.35m$.

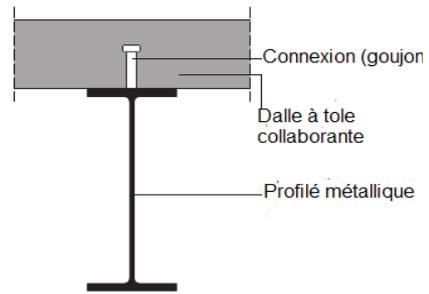


Figure I. 6 : Coupe d'une poutre mixte

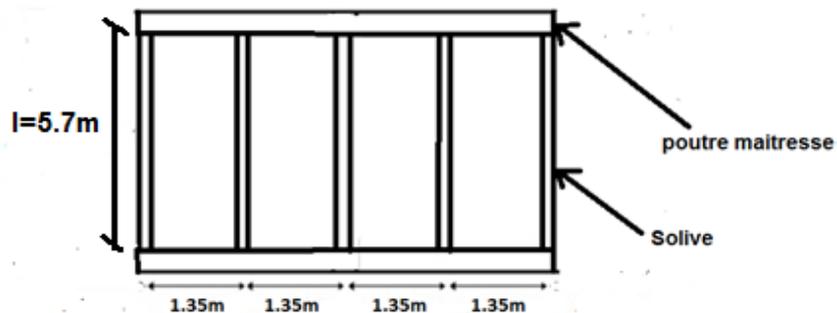


Figure I.7 : Schéma représentatif de la disposition des solives

❖ Méthode de calcul :

Pour le pré-dimensionnement des poutres mixtes il faut :

- ✓ Fixer l'épaisseur de la dalle
- ✓ Choisir préalablement un profilé
- ✓ Dimensionner le profilé à la phase de montage avec un étaieement à mi-travée

❖ Les calculs nécessaires pour le pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des solives se fait au stade de montage, pour cela, les poids considérés sont :

- Poids propre de béton frais : $G_b = 0.12 \times 25 \times 1.35 = 4.05 \text{KN/m}$.
- Poids propre de la tôle : $G_t = 0.13 \times 1.35 = 0.18 \text{KN/m}$.
- Surcharges de montage $Q = 1 \times 1.35 = 1.35 \text{KN/m}$

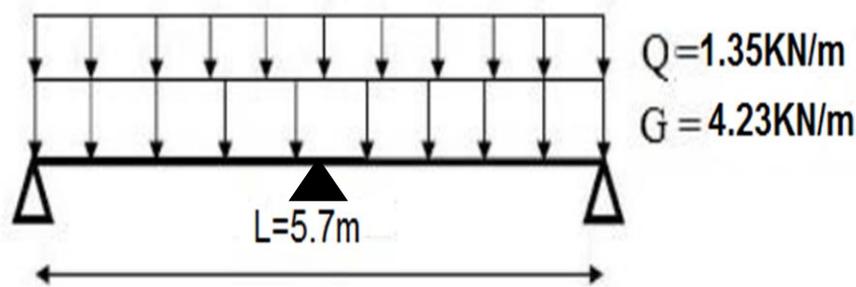


Figure I. 8 : schéma statique de la solive.

✚ Combinaison des charges :

➤ Combinaison de charge sans poids du profilé

Prenant -La distance entre les solives $L=1.35m$. et

- ELU : $q_u = [(1.35 \times (G_b + G_t) + (1.5 \times Q)]$
- ELS : $q_s = [G_b + G_t + Q]$

Les résultats obtenus par les combinaisons de charges sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau I-5 : Combinaisons des charges transmises aux solives

	G(KN/m)	Q(KN/m ²)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
La solive	4.23	1.35	7.74	5.58

✚ Pré-dimensionnement par critère de la flèche :

Pour déduire l'inertie du profilé, nous allons utiliser la condition de la flèche en prenant $l = 5.7m$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l/2}{300}$$

$$I_y = \frac{5 \times q_s \times (l/2)^4 \times 300}{\left(\frac{l}{2}\right) \times 384 \times 210000} \times 10^5$$

Tableau I-6 : Choix des profilés par la condition de la flèche.

	q_s (KN/m)	I_y (cm ⁴)	IPE choisit	$I_{y\text{corresp}}$
La solive	5.58	240.27	120	317.8

➤ Combinaison de charge avec le poids du profilé

Tableau I.7 : Combinaison des charges reprises par les solives.

	$G_{\text{profilé}}$ (KN/m)	G(KN/m)	Q(KN/m)	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
La solive (IPE120)	0.104	4.334	1.35	7.87	5.68

Toutes les vérifications à faire à ce stade concernent seulement l'élément résistant qui est le profilé seul, donc tout les calculs qui suivent dépendent de la classe du profilé métallique.

✚ Classification des sections du profilé :

Les sections sont classées selon l'EC3 comme suite :

Tableau I.8 : tableau de classification de la section de la solive (IPE120)

Semelle			Ame				Classe
c	t _f	c/t _f	classe	d	t _w	d/t _w	classe
32	6.3	5.08	1	93.4	4.4	21.22	1
c/t _f < 9ε			d/t _w < 72ε				

Puisque la section est de classe 1, les vérifications de la résistance se feront en plasticité.

Sachant que : L=5.7m

✚ Vérification aux états limites ultimes :

➤ Condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{q_u \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}}$$

Tableau I-9 : tableau récapitulatif de la vérification de la condition de résistance.

	W _{ply} (cm ³)	M _{sd} (KN.m)	M _{rd} (KN.m)	Observation
IPE120	60.73	7.99	12.97	Vérifiée

➤ Vérification de résistance (effort tranchant) :

$$V_{sd} = \frac{q_u \left(\frac{L}{2}\right)}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} f_y}{1.1\sqrt{3}}$$

Tableau I-10 : tableau récapitulatif de la vérification de la résistance

Profilé	A _{vz} (cm ²)	V _{sd} (KN)	V _{plrd} (KN)	Observation
IPE120	6.31	11.21	77.829	Vérifiée

✚ Vérification aux états limites de service :

➤ Vérification de la flèche (avec le poids du profilé)

Tableau I-11 : tableau des vérifications de la flèche pour les solives mixtes

	q _s (KN/m)	L _{considérée}	f (cm)	f _{adm} (cm)	Observation
IPE120	5.68	2.85	0.73	0.95	Vérifiée

d'après le tableau ci-dessus, on opte pour des solives mixtes en IPE120 etaiées au stade de montage

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires, on opte pour des solives de dimensions suivantes :

Tableau I-12 : Les dimensions des solives mixtes

Dimensions des solives	Section transversale des solives
$h_{\text{profilé}}=0.120\text{m}$	
$h_{\text{tole}} =0.04\text{m}$	
$h_{\text{dalle}} =0.08\text{m}$	
$h = 0.240\text{m}$	

II.2.3. Pré-dimensionnement de la poutre maîtresse :

La poutre maîtresse est un élément horizontal qui travaille à la flexion simple, elle permet la transmission des efforts venants des solives, directement aux poteaux .

Son pré-dimensionnement se fait au stade de montage en considérant les poids suivants :

Prenant la distance entre les poutres : $l=5.45\text{m}$

- Poids propre de béton frais : $G_b = 25 \times 0.12 \times 5.45 = 16.35\text{KN/m}$.
- Poids propre de la tôle : $G_t = 0.13 \times 5.45 = 0.71\text{KN/m}$
- Poids des solives choisies (IPE120) $G_s = 0.104 \times 5 = 0.52\text{KN/m}$
- Surcharges de montage $Q = 1 \times 5.45 = 5.54\text{KN/m}$

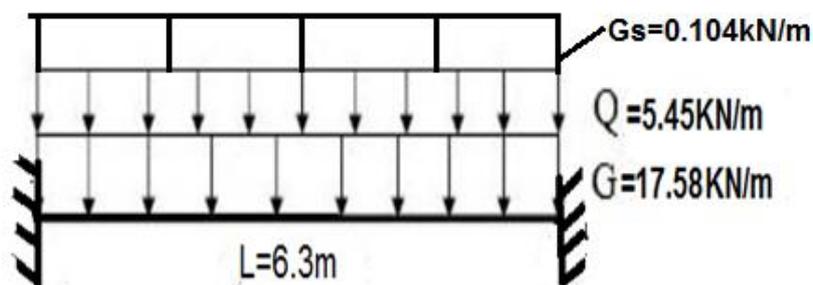


Figure I. 9 : schéma statique de la poutre maîtresse.

✚ Combinaison des charges :

➤ Combinaison de charge sans poids du profilé

- ELU : $q_u = (1.35 \times (G_b + G_t)) + (1.5 \times Q)$
- ELS : $q_s = [G_b + G_t + G_s + Q]$

Les résultats obtenus par les combinaisons de charges sont représentés dans le tableau suivant

Tableau I-13: tableau récapitulatif des combinaisons de charges des poutres maitresse.

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Poutre maitresse	17.58	5.45	31.908	23.03

✚ Pré-dimensionnement par critère de la flèche :

Pour L=6.3m

$$f_{\max} = \frac{q_s \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l/2}{300}$$

$$I_y = \frac{q_s \times (l/2)^4 \times 300}{\left(\frac{l}{2}\right) \times 384 \times 210000} \times 10^5$$

Tableau I-14: tableau récapitulatif de choix des profilés par la condition de la flèche

	q _s (KN/m)	I _y (cm ⁴)	IPE Choisis	I _y corresp (cm ⁴)
La poutre maitresse	23.03	267.79	120	317.8

L'IPE obtenu par le critère de flèche, ne vérifie pas les conditions de résistance, donc on augmente la section du profilé

On opte pour un IPE180.

➤ Combinaison de charge avec le poids du profilé

Tableau I-15: tableau récapitulatif de combinaison des charges des poutres maitresses

	G _{profilé} (KN/m)	G(KN/m)	Q(KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
IPE180	0.188	17.768	5.45	32.16	23.218

Toutes les vérifications à faire à ce stade concernent seulement l'élément résistant qui est le profilé seul, donc tout les calculs qui suivent dépendent de la classe du profilé métallique.

✚ Classification des sections du profilé

Les sections sont classées selon l'EC3 comme suite :

Tableau I-16 : classification de la section de la poutre maitresse (IPE180)

Semelle				Ame			Classe	
c	t _f	c/t _f	classe	d	t _w	d/t _w	classe	
45.5	8	5.68	1	146	5.3	27.55	1	1
c/t _f < 9ε				d/t _w < 72ε				

Puisque la section est de classe 1, les vérifications de la résistance se feront en plasticité. Sachant qu'après des vérifications effectuées avec L=6.3m qu'ils n'étaient pas vérifiées, d'où la nécessité de mettre un étai à mi-travée.

On prend alors : L=3.15m

✚ Vérification aux états limites ultimes :

➤ Condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{q_u \left(\frac{l}{2}\right)^2}{12} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}}$$

Tableau I-17: La vérification du Moment fléchissant (Poutre maitresse)

	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$M_{sd}(\text{KN.m})$	$M_{rd}(\text{KN.m})$	Observation
IPE180	166.4	26.59	35.55	Vérifiée

➤ Vérification de résistance (effort tranchant) :

$$V_{sd} = \frac{q_u \left(\frac{l}{2}\right)}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} f_y}{1.1\sqrt{3}}$$

Tableau I-18 : La vérification de l'Effort tranchant (Poutre maitresse)

Profilé	$A_{vz}(\text{cm}^2)$	$V_{sd}(\text{KN})$	$V_{plrd}(\text{KN})$	Obsevation
IPE180	11.25	50.652	138.76	Verifiée

✚ Vérification aux états limites de service :

➤ Vérification de la fleche (avec le poids du profilé)

Tableau I-19 : tableau des vérifications de la flèche (Poutres maitresses)

	$q_s(\text{KN/m})$	$L_{considérée}(\text{m})$	$f(\text{cm})$	$f_{adm}(\text{cm})$	Observation
IPE180	23.218	3.15	0.21	1.05	Verifiée

Tableau I-20 : tableau dimensions récapitulatif des des poutres maitresses

Dimensions des poutres maitresses	Section transversale des poutres maitresses
$h_{profilé}=0.180\text{m}$	
$h_{toile} = 0.04\text{m}$	
$h_{dalle} = 0.08\text{m}$	
$h = 0.30\text{m}$	

II.2.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau mixte est un élément vertical composé d'un profilé en acier enrobé (partiellement ou entièrement) ou rempli du béton, il est soumis à la flexion composée et au phénomène d'instabilité : le flambement.

Les différents types des poteaux mixtes sont illustrés dans la figure ci-dessous :

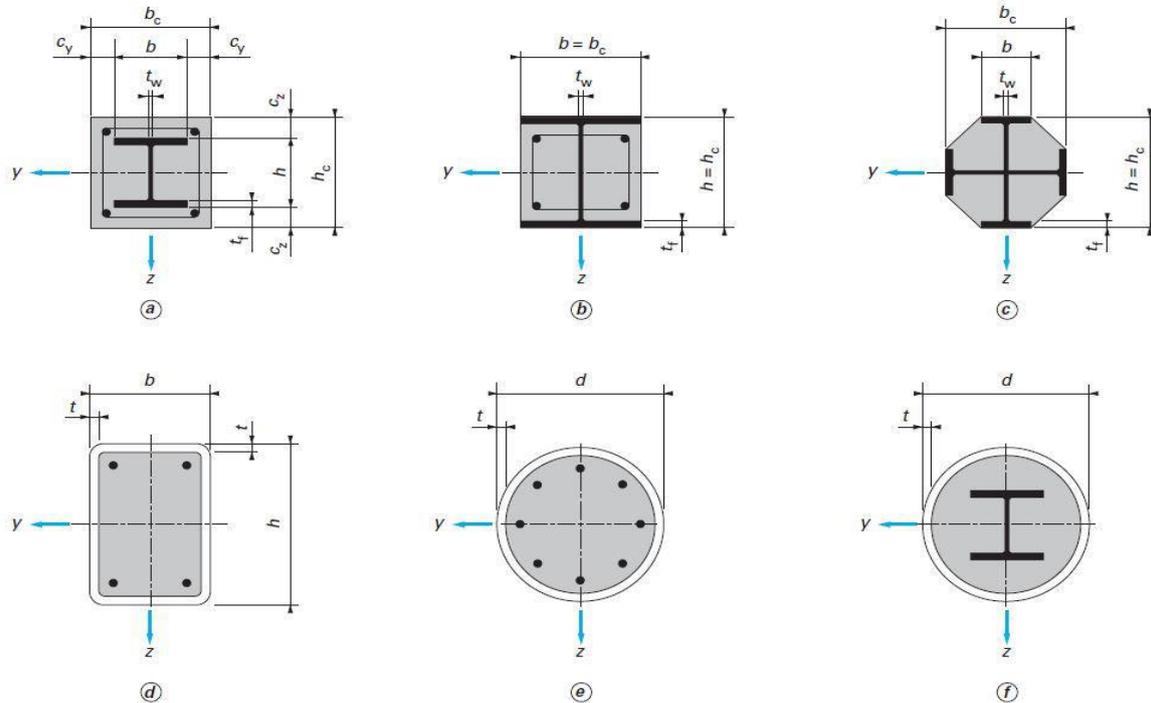


Figure I.10 : Les différents types des poteaux

Le poteau mixte présente plusieurs avantages à citer :

- Une capacité portante élevée pour des dimensions de section relativement réduite
- Une facilité d'assemblage aux autres éléments
- l'acier sert aussi de coffrage perdu.
- gain de temps et de coût appréciable lors du montage.
- l'acier, en confinant le béton, assure un rôle de frettage qui provoque une augmentation de la charge portante globale.
- satisfaire aux exigences relatives à la plus haute classe de protection contre l'incendie sans exiger de mesures complémentaires.
- Dans les sections partiellement enrobées, le fait qu'après bétonnage, des faces d'acier restent apparentes et peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage de poutres.

En appliquant le pré-dimensionnement des poteaux qui est basé sur la descente de charge au poteau le plus sollicité, résumée dans le tableau ci-dessous :

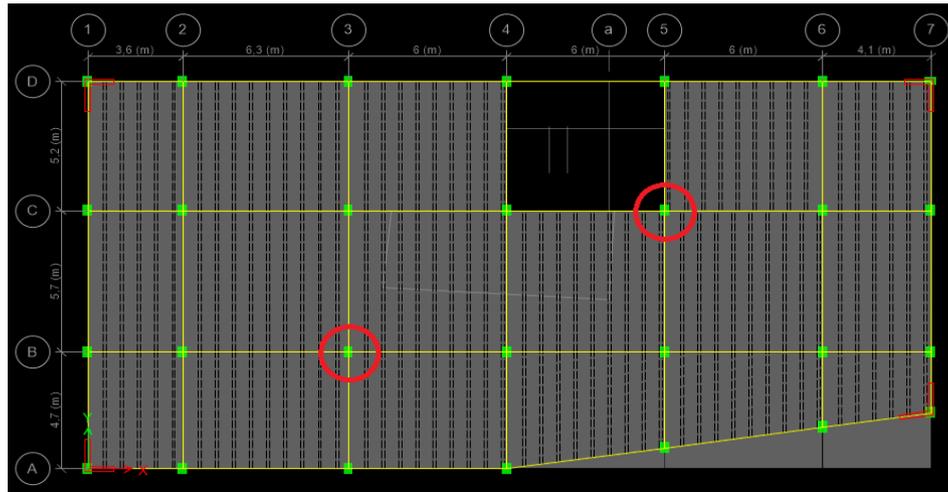


Tableau I-21 : pré-dimensionnement du poteau le plus sollicité C5

Niv	G Plancher (KN)	G solive (KN)	G Poutre (KN)	G Poteau (KN)	Gi (KN)	G Cumulé (KN)	Q (KN)	Q Cumulé (KN)	Ns (KN)	Nu (KN)
5	209.78	4.503	4.548	7.89	226.72	226.72	31.98	31.98	258.7	354.04
4	165.97	4.503	4.548	7.89	182.91	409.63	79.95	111.93	521.56	720.90
3	165.97	4.503	4.548	7.89	182.91	592.54	79.95	191.88	784.42	1087.75
2	165.97	4.503	4.548	9.55	184.57	777.11	79.95	271.83	1048.94	1456.85
1	165.97	4.503	4.548	9.55	184.57	961.69	79.95	351.78	1313.47	1825.94
RDC	165.97	4.503	4.548	11.19	186.21	1147.90	79.95	431.73	1579.63	2197.25
1 ^{er} S/Sol	165.97	4.503	4.548	10.03	185.05	1332.95	79.95	511.68	1844.63	2567.00
2 ^{ème} S/Sol	165.97	4.503	4.548	17.16	192.18	1525.13	79.95	591.63	2116.76	2946.37

On opte pour des poteaux mixtes de dimensions suivantes :

Tableau I-22:tableau Récapitulatif des profilés supposés pour les poteaux mixtes

Etages	Section (cm ²)	Profilé
Sous-Sol2,1, RDC	35*30	HEB180
1 ^{er} étage, 2 ^{ème} ,3 ^{ème} étage	30*30	HEB160
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	30*25	HEB140

✚ Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixtes

Pour valider les sections optées pour les poteaux, il faut vérifier les conditions d'enrobage suivantes :

$$40\text{mm} \leq C_y = \frac{b_c - b}{2} \leq 0.4b_c$$

$$40\text{mm} \leq C_z = \frac{h_c - h}{2} \leq 0.3h_c$$

b_c : Largeur totale de la section du poteau

b : largeur du profilé

h_c : hauteur totale de la section du poteau

h : largeur du profilé

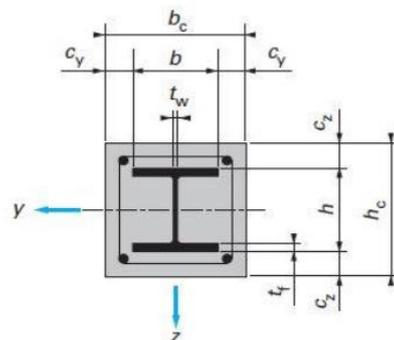
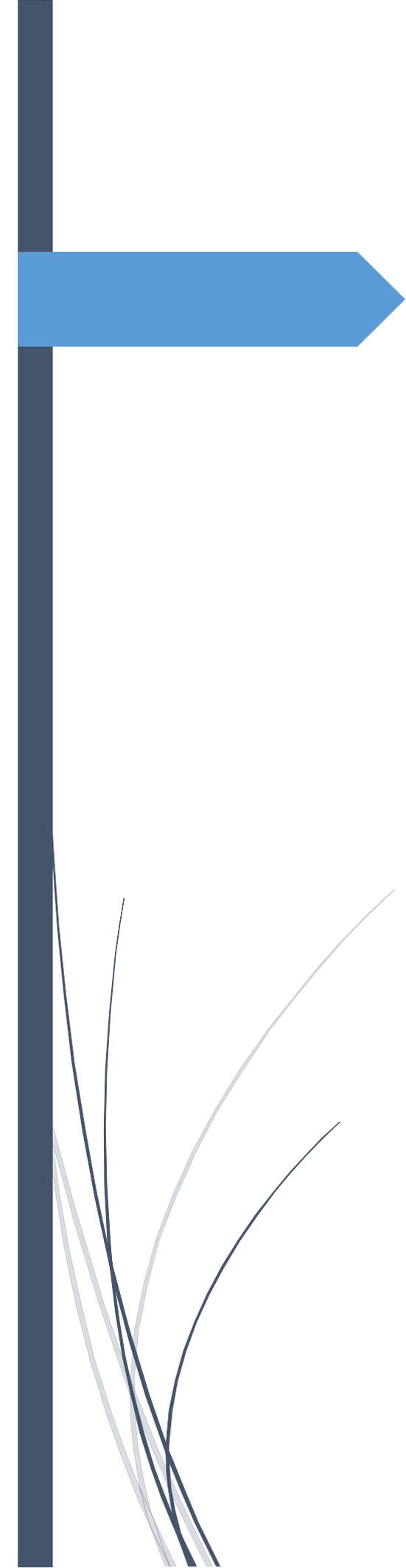


Figure.I.23. section transversale d'un poteau mixte

On résume les résultats de la vérification dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-21: tableau récapitulatif de la vérification des conditions d'enrobage des poteaux

	b_c (mm)	b (mm)	h_c (mm)	h (mm)	C_z (mm)	C_y (mm)	Condition C_z	Condition C_y
35×30cm ² HEB180	300	180	350	180	85	60	CV	CV
30×30cm ² HEB160	300	160	300	160	70	70	CV	CV
30×25cm ² HEB140	250	140	300	140	80	55	CV	CV



Chapitre II

Etude dynamique

Etude dynamique

II.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir une excitation dynamique de nature sismique qui est imprévisible ce qui nécessite de construire des structures de manière adéquate pour résister à l'action sismique, cela impose une étude dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants, afin d'assurer une sécurité de l'ouvrage satisfaisante et de confort pour les occupants.

Pour cela on fait appel à des logiciels de calcul qui permettent de simplifier l'étude, pour notre analyse.

D'après le RPA99 version 2003, il existe trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent selon le type de la structure à étudier

Les trois méthodes sont :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

II.2: Méthode de calcul

Vu que notre structure se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2 et de hauteur supérieure à 23m ce qui ne satisfait pas les conditions d'application de la méthode statique équivalente.

Selon le RPA99 version 2003, la méthode qui reste applicable est celle de l'analyse modale spectrale, qui est basée sur la détermination pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par l'action sismique qui seront combinés pour obtenir la réponse de la structure et cette action est représentée sous forme d'un spectre de réponse de calcul.

❖ La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique, cette force se calcul par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 addenda 2003)}$$

-Ossature en béton armé:

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage. (tableau4.1RPA99/version2003).

Pour notre cas on a : -groupe d'usage 2,

$$\Rightarrow A = 0.15$$

-Zone IIa

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement en X

$$R=3$$

- **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de *Q* est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

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

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau II. 1: tableau des valeurs de facteur de qualité dans le sens XX et YY

Critères	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0		0	
Redondance en plan	0		0	
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05		0.05
Contrôle de la qualité de la construction		0.1		0.1
$\sum Pq$		0.15		0.15
Valeur de Q		1.15		1.15

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage bureaux, donc le coefficient de pondération est :

$$\beta = 0.30.$$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS2016 la valeur trouvée est :

$$W = 22073.37 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 5 \%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7.5}} = 0.86$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

- **T** : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,

$$C_T=0.05 \quad h_N=21.42m \quad \Rightarrow \quad T=0.55s$$

$L_x=32.44m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 16.14m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$\begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{32.44}} = 0.338s \\ T_y = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{16.14}} = 0.479s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.338s \\ T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.479s \end{cases}$$

D'où :

$$0s < T_x = 0.338s < T_2 = 0.5s \Rightarrow D_x = 2.15$$

$$0s < T_y = 0.479s < T_2 \Rightarrow D_y = 2,15$$

Donc La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.15 \times 1.15}{3} \times 22005.76 = 2720.5KN$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.15 \times 1.15}{4} \times 22005.76 = 2720.5KN$$

❖ La méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode nous permet de déterminer V_{dyn} en combinant les effets engendrés dans la structure par des forces sismiques représentées sous forme d'un spectre de réponse de calcul défini par les paramètres suivants :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Formule 4.13 du RPA99/2003}$$

En appliquant le rapport ci-dessus, on obtient les spectres ci-dessous :

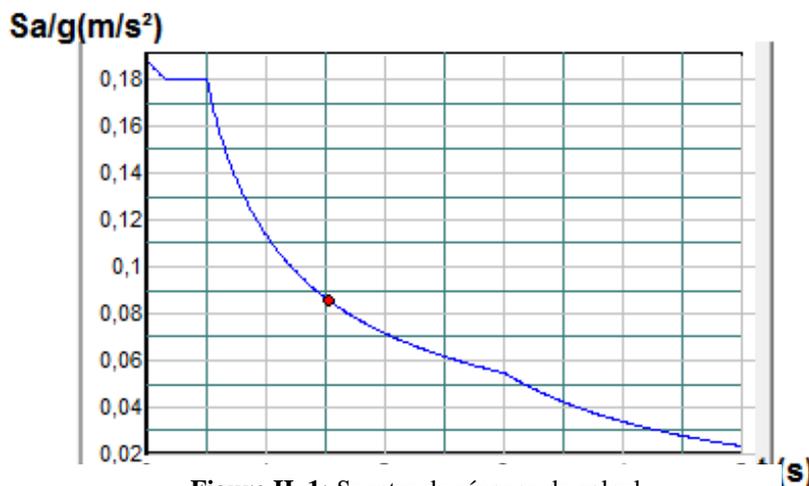


Figure II. 1: Spectre de réponse de calcul

II.3. Disposition des contreventements :

Une bonne disposition des voiles est une distribution qui permet de limiter l'effet de torsion et d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant qui répond aux exigences du RPA99/2003, pour cela plusieurs tests ont été effectués pour enfin obtenir la disposition présentée ci-dessous :

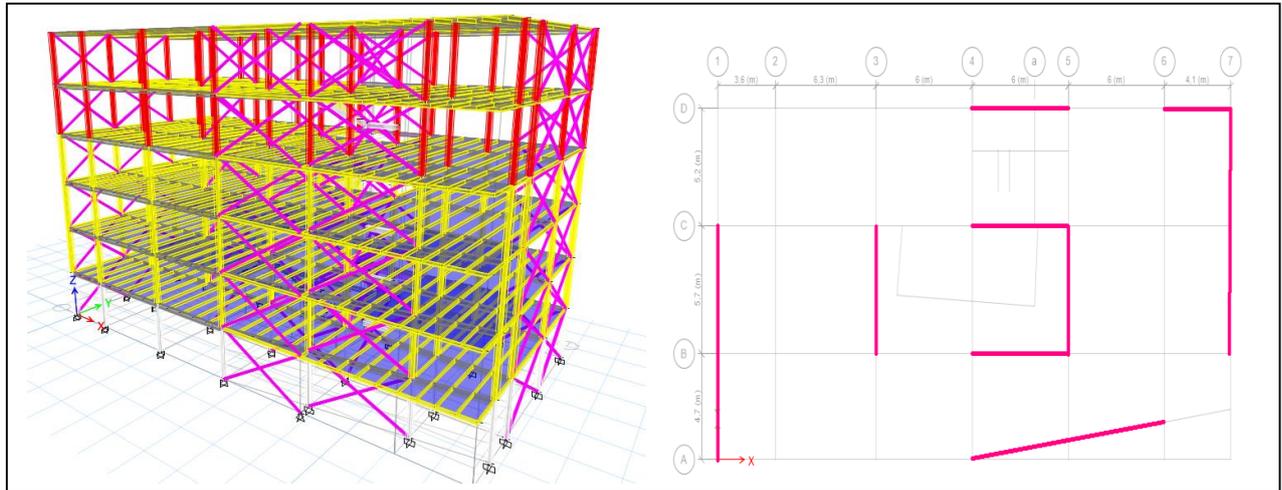


Figure II. 2: disposition des voiles

II.4: Les modes de vibrations

Les trois premiers modes obtenus par l'analyse dynamique sont les suivants :

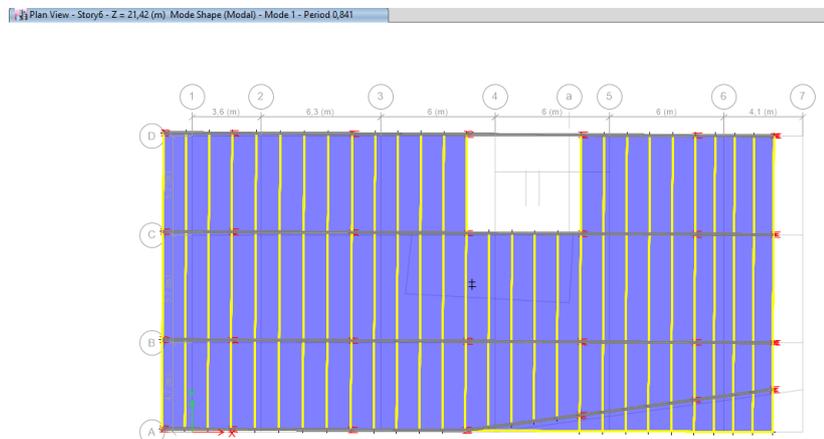


Figure II. 3: Premier mode

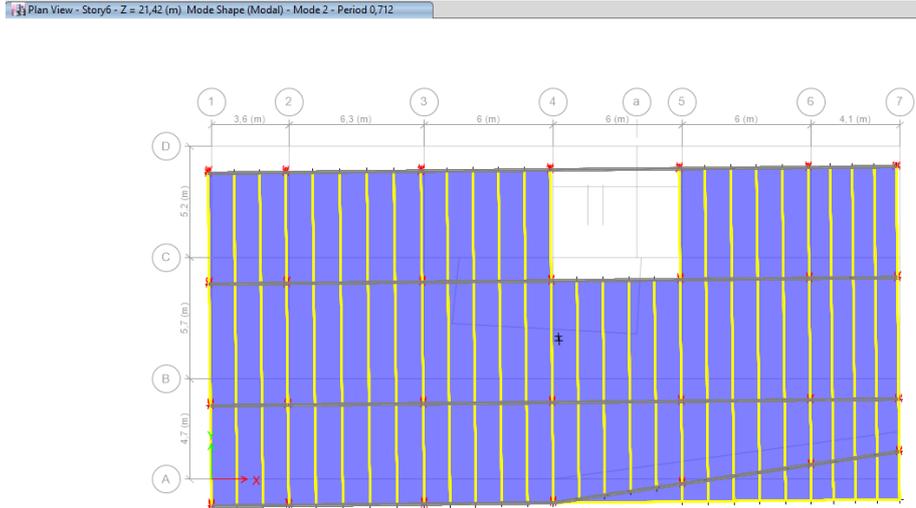


Figure II. 4: Deuixième mode

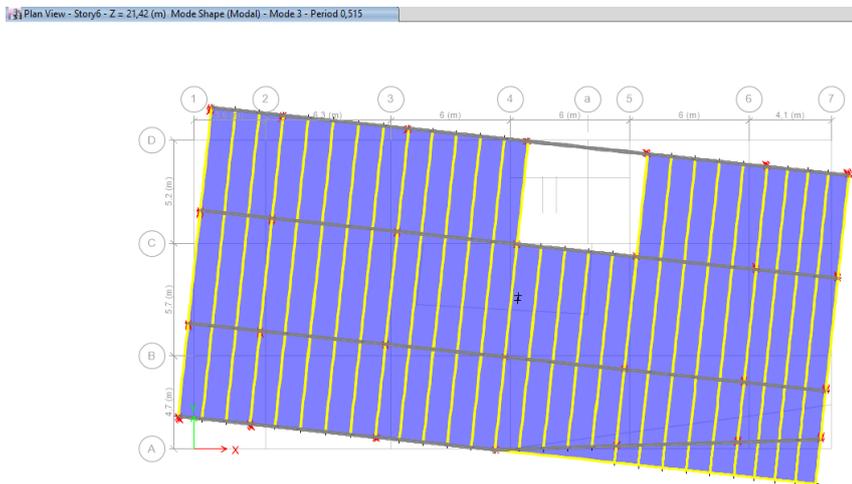


Figure II. 5 : troisième mode

II.5. Justification des vis-à-vis des règles parasismiques algérienne (RPA99/version 2003)

II.5.1: Vérification de la résultante des forces sismique de calcul :

En soulignant l'article 4.3.4 de RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% V_{st} obtenue par la méthode statique équivalente.

Les résultats des V obtenus par les deux méthodes de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2: tableau récapitulatif de la vérification de la résultante des forces sismique de calcul

Force sismique	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (kN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
Sens XX	2720.5	2176.4	2271.32	Vérifiée
Sens YY	2720.5	2176.4	2528.36	Vérifiée

- **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau .II.3 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période (s)	Somme cumulée (%)	
		UX	UY
1	0.841	0.7908	0.028
2	0.712	0.7936	0.7988
3	0.515	0.7946	0.8072
4	0.245	0.9432	0.8073
5	0.226	0.9435	0.9454

Vérification vis-à-vis des déplacements :

L'article 4.4.3 RPA99/2003 donne la formule de calcul du déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure, qui est comme suite :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Avec : } \delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$$

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

R : Coefficient de comportement. R=3

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_e$$

Tableau II. 3: tableau récapitulatif de la vérification vis-à-vis des déplacements.

Niv	h_k cm	Sens X-X						Sens Y-Y					
		δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$\frac{\Delta_k}{h_t}$	Observation	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	$\frac{\Delta_k}{h_t}$	Observation
		cm	cm	cm	cm	%		cm	cm	cm	cm	%	
RDC	357	0.4138	2.069	0	2.07	0.58	Vérifiée	0.3745	1.873	0	1.87	0.52	Vérifiée
1	357	0.9583	4.7915	2.0689	2.72	0.76	Vérifiée	0.8556	4.278	1.873	2.41	0.67	Vérifiée
2	357	1.5305	7.6525	4.7915	2.86	0.80	Vérifiée	1.3599	6.800	4.278	2.52	0.70	Vérifiée
3	357	2.0911	10.455	7.6525	2.80	0.78	Vérifiée	1.8565	9.283	6.800	2.48	0.69	Vérifiée
4	357	2.6165	13.0825	10.455	2.63	0.73	Vérifiée	2.3119	11.56	9.283	2.28	0.63	Vérifiée
5	357	3.0637	15.3185	13.082	2.24	0.62	Vérifiée	2.6966	13.48	11.56	1.92	0.53	Vérifiée

II.5.3: Vérification de l'effet P-Δ :

Le comportement de la structure vis-à-vis de l'effet de second ordre (ou effet P-Δ) est défini d'après l'article 5.9 RPA99/2003 en fonction de la formule suivante :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

- Si $\theta_k \leq 0.10$ Les effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière

approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse

élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

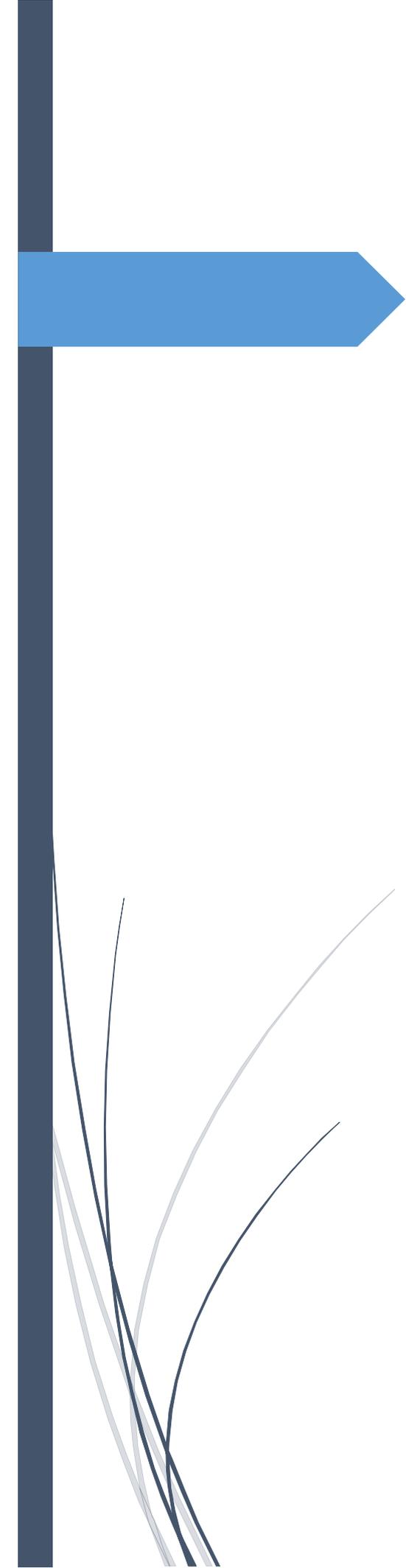
- Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.4: tableau récapitulatif de la vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niv	h_k cm	P_k KN	Sens X-X			Observation	Sens Y-Y			observation
			Δ_k cm	V_k KN	θ_k		Δ_k cm	V_k KN	θ_k	
RDC	357	22005.8	2.07	2271.14	0.056	Vérifiée	1.85	2528.43	0.046	Vérifiée
1	357	18641.7	2.72	2154.27	0.066	Vérifiée	2.41	2405.60	0.052	Vérifiée
2	357	15000.2	2.86	1930.96	0.062	Vérifiée	2.52	2158.88	0.049	Vérifiée
3	357	11358.6	2.80	1639.14	0.054	Vérifiée	2.48	1823.44	0.043	Vérifiée
4	357	7717.13	2.63	1268.10	0.045	Vérifiée	2.28	1390.09	0.035	Vérifiée
5	357	4116.63	2.24	768.57	0.034	Vérifiée	1.92	825.62	0.027	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus, le rapport $\theta_k \leq 0.10$ dans les deux sens XX et YY donc les effets P- Δ peuvent être négligés.



Chapitre III

Etude des éléments structuraux

Etude des éléments structuraux

III.1: Introduction

En construction mixte, les calculs de pré-dimensionnement se passent au stade de montage (chapitre II), par contre l'étude des éléments se fait au stade final (phase d'exploitation de l'ouvrage) ou le béton est durci.

Dans cette partie, on effectue les vérifications nécessaires pour valider les sections des solives mixtes, poutres maîtresses mixtes et les poteaux mixtes selon les critères suivants :

- **Vérification aux états limites ultimes**
 - Vérification de moment de flexion
 - Vérification de l'effort tranchant
- **Vérification aux états limites de service**
 - Vérification de la flèche

III.2: Evaluation des charges :

-Evaluation des charges pour le plancher étage courant :

Tableau III.1 : L'évaluation des charges pour le plancher mixte courant

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloison de separation	0.1	/	1
Revetement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Poids de la dalle	0.12	25	3
Cofrastra40	0.001	/	0.13
Faux plafond	/	/	0.1
La charge permanente G			5.19
La surcharge d'exploitation Q			2.5

-Evaluation des charges pour le plancher terrasse :

Tableau III-2 : L'évaluation des charges pour le plancher mixte terrasse

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Beton de pente	0.1	22	2.2
Etancheilleté multicouches	0.02	06	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Poids de la dalle	0.12	25	03
Cofrastra40	0.001	/	0.13
Faux plafond	/	/	0.1
La charge permanente G			6.56
La surcharge d'exploitation Q			1

III.3: Etude des solives et les poutres secondaires

A ce stade, le béton ayant durci, la résistance est donc assurée par la solive mixte (profilé + la semelle en béton de la dalle) .

Après durcissement du béton, on est passé de l'IPE120 à l'IPE160, pour la vérification de la résistance

Prenant la distance entre les solives $L=1.35m$.

Les charges à considérer sont :

- Poids du plancher :
 - $G_{terrasse} = 6.56 \times 1.35 = 8.85 \text{ KN/m}$
 - $G_{courant} = 5.19 \times 1.35 = 7 \text{ KN/m}$
- Poids du profilé (IPE160) : $G_{profilé} = 0.158 \text{ KN/m}$
- Surcharge d'exploitation :
 - $Q_{terrasse} = 1 \times 1.35 = 1.35 \text{ KN/m}$
 - $Q_{courant} = 2.5 \times 1.35 = 3.375 \text{ KN/m}$

III.3.1 : Combinaison des charges :

- ELU : $q_u = [(1.35 \times G + (1.5 \times Q)]$
- ELS : $q_s = [G + Q]$

Tableau III.3 : La combinaison des charges

	$G_{total}(\text{KN/m})$	$Q(\text{KN/m})$	$q_u(\text{KN/m})$	$q_s(\text{KN/m})$
Plancher terrasse	9	1.35	14.17	10.35
plancher courant	7.158	3.37	14.72	10.53

III.3.2 : Largeur efficace de la dalle (b_{eff}) :

La largeur efficace est la la largeur de la dalle qui contribue à la flexion générale du plancher

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_i\right)$$

l_0 : la portée de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis .

$$\begin{aligned} \text{Pour notre cas : } l_0 &= 5.7m & b_{e1} &= b_{e2} = \min\left(\frac{5.7}{8} = 0.713m; \frac{1.35}{2} = 0.675m\right) \\ & & & \Rightarrow b_{e1} = b_{e2} = 0.675m \Rightarrow b_{eff} = 1.35m \end{aligned}$$

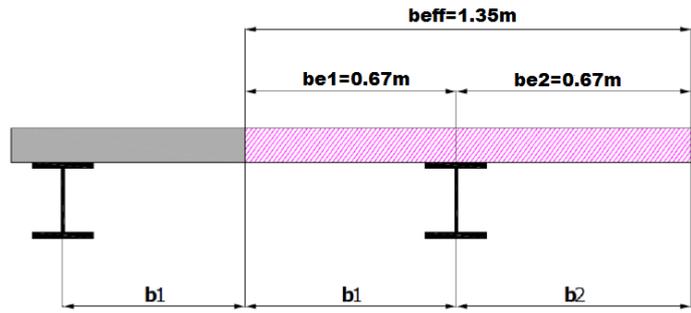


Figure III.6: Largeur efficace de la dalle

III.3.3 : Position de l'axe neutre :

Sachant que la classe du profilé métallique déjà déterminée au chapitre II est de classe I, donc on effectue un calcul plastique et on confirme par la suite la classe de la section mixte en calculant la position de l'axe neutre plastique (ANP), comme suit :

- Si $F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est situé dans l'épaisseur de la dalle.
- Si $F_c < F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est situé dans le profilé métallique.

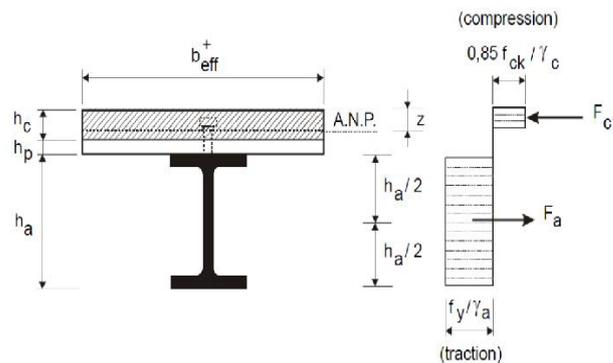


Figure III.7. Distribution plastique des contraintes normales

$$F_c = h_c \times b_{eff} \left(0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Les coefficients de sécurité : $\gamma_c = 1.5$ $\gamma_a = 1.1$

Caractéristiques du béton : $f_y = 235MPa$ $f_{ck} = 25MPa$ $f_{sk} = 400MPa$ $E_{cm} = 30500MPa$

Tableau III.4: Le calcul de la position de l'ANP de la solive(IPE160).

	h_c (cm)	b_{eff} (cm)	$\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (MPa)	F_c (KN)	A_a (cm ²)	$\frac{f_y}{\gamma_a}$ (MPa)	F_a (KN)	Position de l'ANP
La solive	12	135	16.67	2295.46	20.1	213.64	429.41	Dans la dalle

Selon le règlement(EC4), quand l'ANP se situe dans la dalle donc la section mixte est considérée de classe1, le calcul qui suit sera dans le domaine plastique

III.3.4 Vérification des solives à l'ELU :

➤ Moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \leq M_{plrd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) \quad Z_{pl} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

On résume les résultats de calcul de Z_{pl} et M_{plrd} dans le tableau qui suit :

Tableau III.5 : Calcul de Z_{pl} et M_{plrd} (les solives)

	F_a (KN)	b_{eff} (m)	Z_{pl} (m)	$\frac{h_a}{2}$ (m)	h_c (m)	h_p (m)	$\frac{Z}{2}$ (m)	M_{plrd} (KN.m)
IPE160	429.41	1.35	0.0224	0.06	0.08	0.04	0.0112	81.072

D'où la vérification du moment résistant

Tableau III.6 : La vérification du moment résistant (les solives).

	IPE	M_{sd}	M_{plrd}	Observation
Plancher terrasse	160	57.55	81.072	Vérifiée
Plancher courant	160	59.78	81.072	Vérifiée

➤ Effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{1.1\sqrt{3}}$$

Tableau III.7 : La vérification de l'effort tranchant pour les solives

	A_{vz} (cm ²)	q_u (KN/m)	V_{sd} (KN)	V_{plrd} (KN)	Observation
Plancher terrasse	9.66	14.17	40.38	119.15	Vérifiée
Plancher courant	9.66	14.72	41.95	119.15	Vérifiée

III.3.5 Vérification des solives à l'ELS :

La vérification de la flèche se fait au domaine élastique, d'où les calculs suivants :

➤ Position de l'ANE :

$$A_a(h - Z_a - h_c) \leq \frac{A_c}{n} \times \frac{h_c}{2} \Rightarrow \text{L'axe neutre élastique est dans la dalle}$$

$$Z_{el} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a} (h - Z_a)} \right] \quad \text{Avec} \quad n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Tableau III.8: Le calcul de la position de l'ANE Z_{el} de la solive.

IPE	A_a (cm ²)	h (cm)	b_{eff} (cm)	n	Z_a (cm)	Z_{el} (cm)
160	20.1	16	135	6.88	8	3.15

➤ **Le moment d'inertie de la section mixte :**

$$I_{my} = I_{ay} + A_a(Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3n}$$

Tableau III.9: Le calcul du moment d'inertie mixte I_{my} des solives

IPE	$I_{ay}(cm^4)$	$A_a(cm^2)$	$Z_a(cm)$	$Z_{el}(cm)$	$Z_m(cm)$	$I_{my}(cm^4)$
160	869.3	20.1	08	3.15	24.85	6780.57

➤ **Vérification de la flèche**

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

Tableau III.10 : La vérification de la flèche (les solives)

Plancher	$q_s(KN/m)$	$I_{my}(cm^4)$	$f_{max}(cm)$	$f_{adm}(cm)$	Observation
Terrasse	10.35	6780.57	0.99	1.9	Vérifiée
Courant	10.53	6780.57	1.01	1.9	Vérifiée

III.4 : Etude de poutre maitresse

III.4.1 : Largeur efficace de la dalle (b_{eff}) :

Sachant que la poutre maitresse est doublement encastree donc il y aura un moment positif sur une largeur efficace b_{eff}^+ au niveau de la travée et un moment négatif au niveau des appuis sur une largeur efficace appelée b_{eff}^-

➤ **En travée :**

$$b_{eff}^+ = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_i\right)$$

l_0 : la portée de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis .

$$\text{Pour notre cas : } l_0 = 5.7m \quad b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6.3}{8} = 0.787m; \frac{5.45}{2} = 2.725m\right)$$

$$\Rightarrow b_{e1} = b_{e2} = 0.787m$$

$$\Rightarrow b_{eff}^+ = 1.57m$$

➤ **En appuis :**

$$b_{eff}^- = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_0\right)$$

$$l_0 = 0.25(L1 + L2) \Rightarrow b_{eff}^- = 0.38m$$

III.4.3: Position de l'axe neutre :

Sachant que la classe du profilé métallique déjà déterminée au chapitre II est de classe 1, donc on effectue un calcul plastique et on confirme par la suite la classe de la section mixte en calculant la position de l'axe neutre plastique (ANP), comme suit :

-Si $F_C > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est situé dans l'épaisseur de la dalle.

-Si $F_C < F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est situé dans le profilé métallique.

$$F_C = h_c \times b_{eff} \left(0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Les coefficients de sécurité : $\gamma_c = 1.5$ $\gamma_a = 1.1$

Caractéristiques du béton : $f_y = 235MPa$ $f_{ck} = 25MPa$ $f_{sk} = 400MPa$ $E_{cm} = 30500MPa$

Tableau III.11: Le calcul de la position de l'ANP de la poutre maitresse

	h_c (cm)	b_{eff} (cm)	$\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (MPa)	F_c (KN)	A_a (cm ²)	$\frac{f_y}{\gamma_a}$ (MPa)	F_a (KN)	Position de l'ANP
La poutre maitresse	12	157	16.67	2669.53	45.9	213.64	980.59	Dans la dalle

III.4.4: Vérification des poutres maitresses à l'ELU :

➤ *Moment fléchissant :*

- *En travée :*

M_{sd} : est le moment sollicitant obtenue du model (ETABS2016)

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) \quad \text{Avec} \quad Z_{pl} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

On résume les résultats de calcul de Z_{pl} et M_{plrd} dans le tableau qui suit :

Tableau III.12: Le calcul de Z_{pl} et M_{plrd} (les poutres maitresses)

	F_a (KN)	b_{eff} (m)	Z_{pl} (m)	$\frac{h_a}{2}$ (m)	h_c (m)	h_p (m)	$\frac{Z}{2}$ (m)	M_{plrd} (KN.m)
IPE270	980.59	1.57	0.044	0.135	0.08	0.04	0.022	228.47

Tableau III.13: La vérification du moment résistant positif (poutre maitresse).

	IPE	M_{sd}	M_{plrd}	Observation
Plancher terrasse	270	123.40	228.47	Vérifiée
Plancher courant	270	121.21	228.47	Vérifiée

- *En appui*

On résume le calcul du moment résistant au niveau des appuis dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.14 : moment négatif au niveau des appuis

Poutre maitresse	F_a (KN)	F_s (KN)	Position de l'ANP	z_w (m)	$M_{pl.Rd}$ (KN.m)
IPE270	980.59	139.13	Dans l'âme	0.0493	103.41

On doit vérifier que :

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

M_{sd} : Moment sollicitant en appuis, obtenu par ETABS2016

La vérification de la résistance est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.15. La vérification du moment résistant négatif (poutre maitresse).

	IPE	M_{sd}	M_{plrd}	Observation
Plancher terrasse	270	212.63	224.3	Vérifiée
Plancher courant	270	212.33	224.3	Vérifiée

➤ **Effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{1.1\sqrt{3}}$$

V_{sd} : Effort tranchant dans la poutre obtenu par logiciel ETABS2016

Tableau III.16: Vérification de l'effort tranchant (Poutre maitresse).

	A_{vz} (cm ²)	V_{sd} (KN)	V_{plrd} (KN)	Observation
Plancher terrasse	22.14	166.90	376.04	Vérifiée
Plancher courant	22.14	185.86	376.04	Vérifiée

➤ **Vérification de l'interaction effort tranchant-moment résistant :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

Tableau III.17 : vérification de l'interaction moment-effort tranchant

	A_{vz} (cm ²)	V_{sd} (KN)	V_{plrd} (KN)	$0.5V_{pl.Rd}$	Observation
Plancher terrasse	22.14	166.90	273.08	188.00	Vérifiée
Plancher courant	22.14	185.86	273.08	188.00	Vérifiée

III.4.5. Vérification des poutres maitresses à l'ELS :

La vérification de la flèche se fait au domaine élastique, d'où les calculs suivants :

➤ **Position de l'ANE :**

$$A_a(h - Z_a - h_c) \leq \frac{A_c}{n} \times \frac{h_c}{2} \Rightarrow \text{L'axe neutre élastique est dans la dalle}$$

$$Z_{el} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a} (h - Z_a)} \right] \quad \text{Avec} \quad n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Tableau III.18: tableau récapitulatif de calcul de la position de l'ANE Z_{el} de la poutre maitresse

IPE	A_a (cm ²)	h (cm)	b_{eff} (cm)	n	Z_a (cm)	Z_{el} (cm)
270	45.9	39	157	6.88	13.5	8.31

➤ **Le moment d'inertie de la section mixte :**

$$I_{my} = I_{ay} + A_a(Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3n}$$

Tableau III.19: tableau récapitulatif de calcul du moment d'inertie mixte I_{my} des poutres maitresses.

IPE	I_{ay} (cm ⁴)	A_a (cm ²)	Z_a (cm)	Z_{el} (cm)	Z_m (cm)	I_{my} (cm ⁴)

270	5790	45.9	13.5	8.31	30.69	23718.36
-----	------	------	------	------	-------	----------

➤ **Vérification de la flèche**

$$f_{max} = \frac{1 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_{my}} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Tableau III.20: tableau récapitulatif de la vérification de la flèche (les poutres maitresses).

Plancher	q_s (KN/m)	I_{my} (cm ⁴)	f_{max} (cm)	f_{adm} (cm)	Observation
Terrasse	42.68	10581.65	0.353	2.1	Vérifiée
Courant	43.38	10581.65	0.351	2.1	Vérifiée

III.5: Etude des connecteurs :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

Nous optons pour le même type de goujon pour la connexion solive-dalle et poutre maitresse –dalle

$$\begin{cases} h_{sc} = 80mm \\ d = 16mm \\ f_y = 350MPa \\ f_u = 450MPa \end{cases}$$

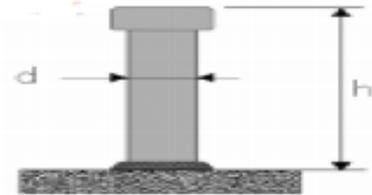


Figure IV- 7 : goujon à tête

❖ La résistance du goujon :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \quad (\text{Cisaillement du goujon}) \\ 0.29 \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (\text{Ecrasement du beton autour du goujon}) \end{array} \right.$$

P_{rd} : la résistance d'un seul goujon

d : Diamètre du fût du goujon ($d < 22$ mm)

f_u : Résistance ultime en traction spécifique du goujon sans dépasser 500 (MPa)

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré.

E_{cm} : Module de Young sécant du béton;

γ_v : Coefficient de sécurité partiel: ($\gamma_v = 1,25$).

$$\alpha: \text{Facteur correctif donnée par } \begin{cases} 1 & \text{si } h/d > 4 \\ 0.25 \left(1 + \frac{h}{d} \right) & \text{si } 3 \leq h/d \leq 4 \end{cases}$$

Après les calculs on a : $P_{rd} = \min(57.9; 51.86) \Rightarrow P_{rd} = 51.86KN$

$$P'_{rd} = rP_{rd}$$

$$P'_{rd} = 0.85 \times 51.86 = 44.08KN$$

En mettant un seul goujon par nervure, N_r sera égale à 1 et puisque on a opté pour des goujons soudés à travers la tôle donc $r=0.85$

❖ **L'effort de cisaillement longitudinal :**

$$V_{lf} = \min(F_a; F_c) \Rightarrow V_{lf} = F_a = 608.9KN$$

❖ **Le nombre de goujons :**➤ **Connecteur solive-semelle dalle en béton armé**

$$\text{➤ } N = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} \Rightarrow N = \frac{608.9}{44.08} = 13.81 \quad \text{Donc } N = 14 \text{goujons}$$

Sachant que la solive est de $L=5.7m$; donc l'espacement entre les goujons est $e=40cm$.

➤ **Connecteur poutre maitresse-semelle dalle en béton armé**

$$\text{➤ } N = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} \Rightarrow N = \frac{980.59}{44.08} = 22.24 \quad \text{Donc } N = 22 \text{goujons}$$

Sachant que la poutre maitresse est de $L=6.3m$; donc l'espacement entre les goujons est $e=30cm$.

III.6: Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis simultanément à une sollicitation de compression et une sollicitation de flexion) et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

➤ **Méthode de calcul**

L'eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement.

- La méthode générale
- La méthode simplifiée

Chacune des deux méthodes est fondée sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction totale entre la section en acier et la section de béton jusqu'à la ruine.
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

Dans notre travail, nous allons adopter la méthode simplifiée pour le dimensionnement des poteaux de notre structure

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau.
- Le rapport de contribution de l'acier $\delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl,Rd}}$ est compris entre 0.2 et 0.9.
- L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau ne dépasse pas la valeur de 2.0.
- Pour les profilés totalement enrobés, les épaisseurs d'enrobage de béton ne sont pas inférieures aux valeurs suivantes : (faite dans le chapitre I <pré-dimensionnement des éléments>)
 - dans le sens y, $40mm \leq c_y \leq 0.4 b$
 - dans le sens z, $40mm \leq c_z \leq 0.3h$

III.6.1 Vérification de la contribution du profilé à la résistance totale du poteau:

$$0.2 \leq \rho = \frac{N_a}{N_{pl.Rd}} \leq 0.9 \quad \text{Avec :} \quad N_{pl.Rd} = N_a + N_c + N_s$$

$$N_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad f_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$N_c = 0.85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.5$$

$$N_s = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad f_{sk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

On résume les résultats de cette vérification dans le tableau suivant :

Tableau III.21. vérification de la condition de la contribution de l'acier dans le poteau

	A _a	A _s	A _c	N _a	N _c	N _s	N _{pl.Rd}	ρ	Obs
35×30cm ² HEB180	65.3	16.08	968.62	1395.04	1372.53	559.30	3326.87	0.4	Vérifiée
30×30cm ² HEB160	54.3	12.32	833.38	1160.04	1180.89	428.56	2769.49	0.4	Vérifiée
30×25cm ² HEB140	43.0	9.05	697.95	918.63	1301.69	314.78	2535.1	0.3	Vérifiée

III.6.2. Vérification à la compression simple:

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b.Rd} = \chi N_{pl.Rd}$

χ : Coefficient de réduction, dépend de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$

N_{b.Rd} : La résistance au flambement du poteau

Charge critique élastique de flambement :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l^2}$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad \text{avec} \quad E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$$

l : Longueur de flambement d'un poteau mixte rigide isolé, qui de manière sécuritaire, peut être prise à sa longueur d'épure (longueur du poteau)

E_a, E_s et E_{cm} Sont respectivement les modules d'élasticité du profilé, des armatures et du béton

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rd}}{N_{cr}}}$$

Tableau III.22. vérification des poteaux à la compression simple (flambement)

	N _{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	N _{sd} (KN)	N _{pl.Rd} (KN)	χ N _{pl.Rd}	Observation
35×30cm ² HEB180	15429.72	0.46	0.9051	2987.10	3326.87	3011.15	Vérifiée
30×30cm ² HEB160	14707.49	0.43	0.9051	2128.84	2769.49	2506.66	Vérifiée
30×25cm ² HEB140	12456.19	0.45	0.9051	1272.42	2535.10	2294.52	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus les poteaux de la structure résistent au flambement

III.6.3 Vérification à la flexion composée

La résistance des sections du poteau mixte sous compression et moment de flexion est déterminé au moyen d'une courbe d'interaction M-N telle que présentée sur la figure ci-dessous.

Sur cette courbe, seules les grandeurs résistantes sont représentées.

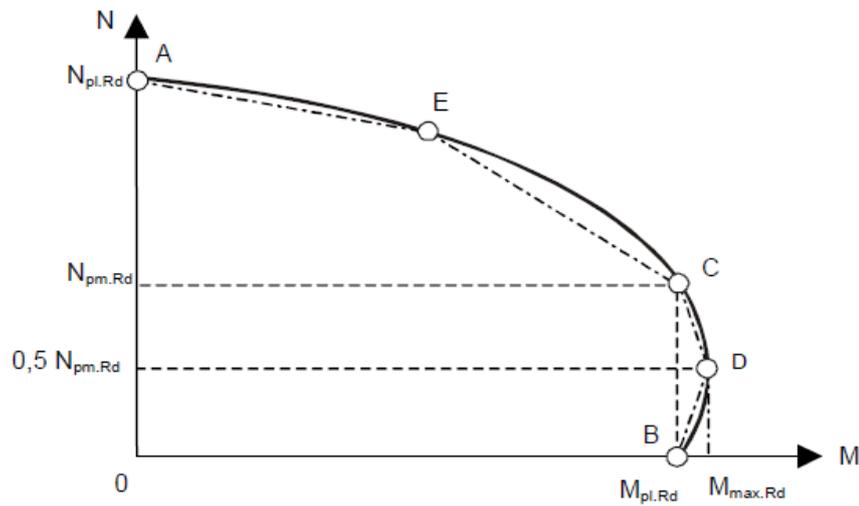


Figure III.8 : Courbe d'interaction

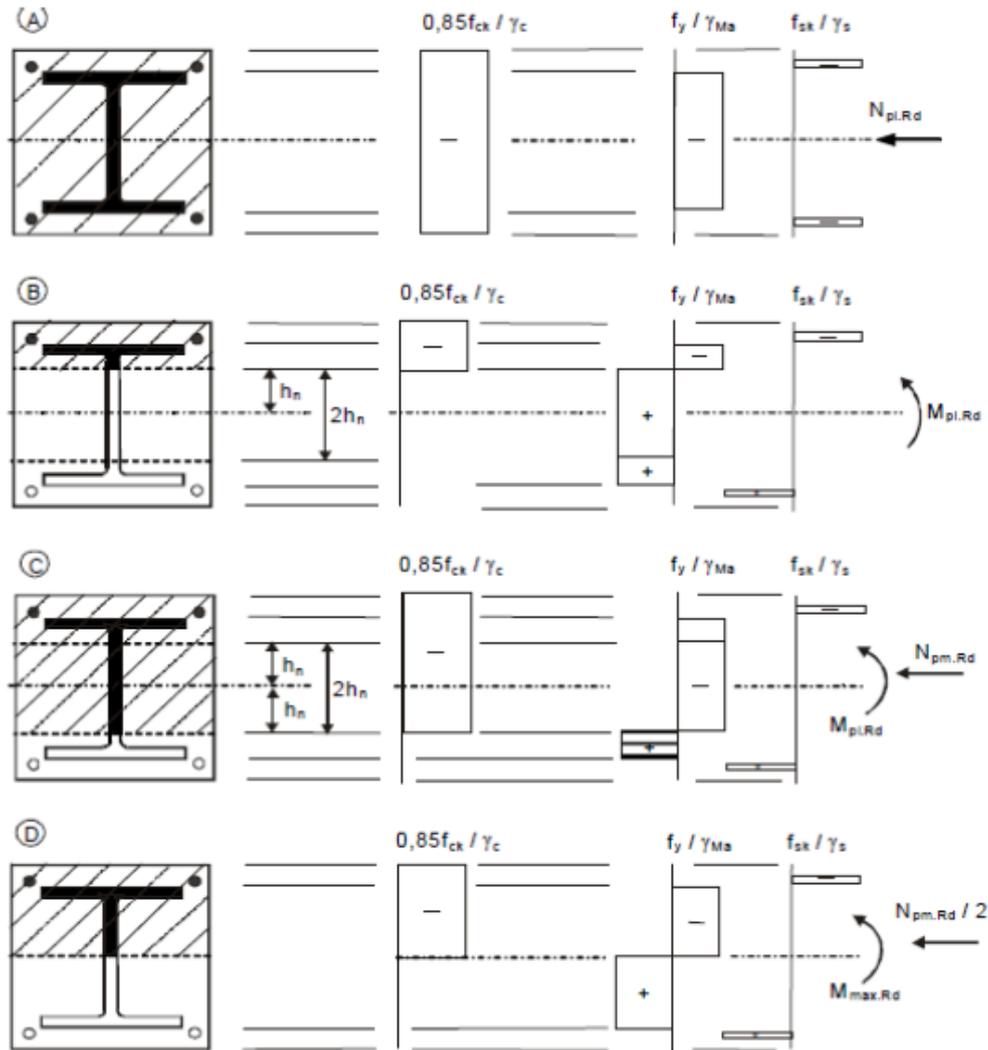


Figure III.9. Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction (Section enrobée de béton)

NB : Nous avons considéré que le moment de flexion dans les poteaux est repris par le profilé métallique uniquement

Point A : Résistance en compression $N_A = 3326.87 \text{ KN}$ $M_A = 0$

Point B : Résistance en flexion $N_B = 0$ $M_B = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} = 102.84 \text{ KN.m}$

Point C : Même résistance en flexion que pour le point B mais avec résultante en compression

$$N_c = N_{pm,Rd} = 0.85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow N_c = 1372.21 \text{ KN} \quad M_c = M_{pl,Rd} = 102.84 \text{ KN.m}$$

Point D : moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = 686.105 \text{ KN} \quad M_D = 230.80 \text{ KN.m}$$

Point E : il se situe à mi-distance de A et C. l'augmentation en résistance au point E est faible vis-à-vis d'une interpolation directe entre A et C. le calcul du point E peut être négligé.

Tableau III.23. Vérification des poteaux à la flexion composée

Niveau	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N_{\text{pl.Rd}}$ (KN)	$M_{\text{pl.Rd}}$ KN.m
	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)		
S/Sol2 1 RDC(HEB180)	2987.1	8.59	251.24	3.85	96.03	2198.3	3326.8	102.8
	ELU		0.8G + Ex		ELU			
Etage 1+2 (HEB160)	2128.8	7.17	178.84	4.36	72.93	1568.3	2506.6	75.62
	ELU		0.8G -Ey		ELU			
Etage3+4+5(HEB140)	1272.4	8.03	103.35	5.01	52.12	457.39	2294.5	52.42
	ELU		0.8G + Ex		ELU			

Remarque: Le phénomène du voilement local ne se présente pas dans les poteaux totalement enrobés

III.7. Etude des contreventements :

Les contreventements servent d'une part à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations et d'empêcher les grandes déformations et de l'autre part, assurer la stabilité de l'ossature

❖ Les palées de stabilités :

Les types de palées utilisées dans cette étude sont triangulées en X sont autorisés par le règlement parasismique Algérien RPA99/version2003

❖ Palée triangulées en X :

Les palées en X utilisés sont deux cornières 80x80x8mm

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Ainsi elles peuvent être conçues pour agir seulement en traction.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est plus efficace.

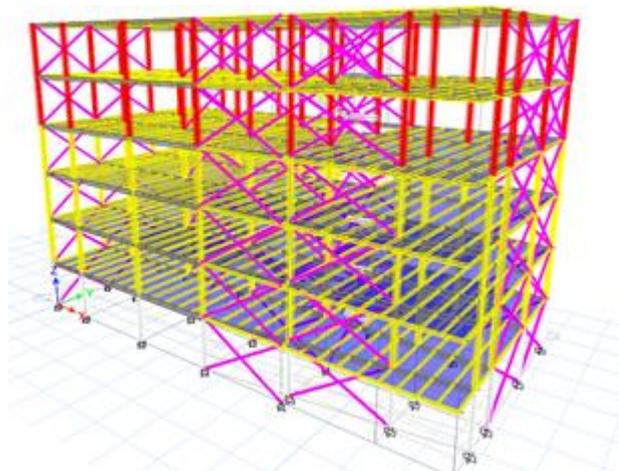


Figure.III.10 : Contreventement en X

III.7.1. Les vérifications nécessaires :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} < N_{tRd} = \min (N_{u,Rd} ; N_{netRd} ; N_{pl,Rd})$$

Avec : $N_{sd} = 105,69$ KN (tiré par le model)

- **Résistance plastique de calcul de la section brute :**

$$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl,Rd} = 12,3 \times 10^2 \times 235 / 1,1$$

$$N_{pl,Rd} = 262,77 \text{ KN}$$

- **Résistance plastique de calcul de section nette :**

$$A_{vide} = d \times t$$

$$A_{vide} = 16 \times 8 = 128 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - A_{vide}$$

$$A_{net} = 1102 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = 1102 \times 235 / 1,1$$

$$N_{net,Rd} = 258,97 \text{ KN}$$

- **Résistance ultime de calcul de section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{m2}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 1102 \times 360 / 1,25$$

$$N_{u,Rd} = 285,64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 228,42 \text{ KN} < \min (N_{u,Rd} ; N_{netRd} ; N_{pl,Rd}) = 258,97 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifier})$$

- **Résistance au flambement :**

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{4663,1}{14,5} = 321,59 & \text{avec } \begin{cases} i_z = 14,5 \\ l_f = l = 4663,1 \text{ mm} \end{cases} \\ \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 & \text{avec } \begin{cases} \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1 \end{cases} \end{cases}$$

$N_{pl,Rd}$: Résistance au flambement

N_{sd} : Effort sollicitant

χ : Coefficient de réduction

λ : l'élancement pour le mode de flambement à considérer

$\bar{\lambda}$: l'élancement réduit

$B_A = 1$ pour les sections transversales de classe 1,2,3

l_f : longueur de flambement

$\bar{\lambda} = 3,4 > 0,2$ Donc il y a un risque de flambement (défini ! en 5.5.1.2(1))

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}}$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection $\alpha = 0,34$ correspondant à la courbe de flambement C, Déterminer selon (CCM 97 Tableau 55.1 et tableau 55.3)

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (3,4 - 0,2) + 3,4^2] = 6,3$$

$$\chi = \frac{1}{6,3 + [6,3^2 - 3,4^2]^{0,5}} = 0,14$$

$$N_{pl,Rd} = 0,14 \times 1 \times 2460 \times \frac{235}{1,1} = 73,57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{134,18}{2} = 67,09 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 73,57 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

III.8. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

Notre structure comporte un seul escalier en béton armé (escalier balancé) identique pour tous les étages, il est illustré sur la figure ci-dessous :

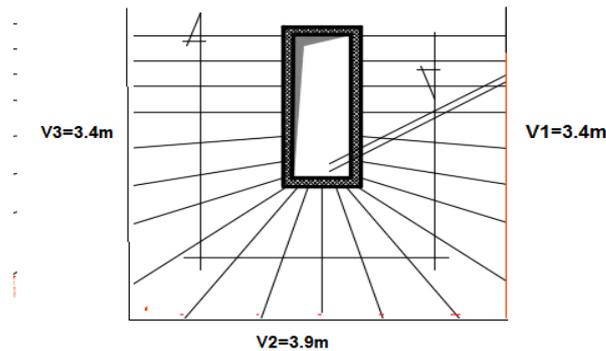


Figure.III.11.Schéma de l'escalier balancé.

Le pré dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h = \frac{H_0}{n} & n \rightarrow \text{nombre de contre marches} \\ g = \frac{L_0}{n-1} & n-1 \rightarrow \text{nombre de marches} \end{cases}$$

On suppose : $2h + g = 64$

$$\text{On remplace : } 2 \times \frac{H_0}{n} + \frac{L_0}{n-1} = 64 \Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + H_0 = 0$$

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la condition du BAEI :

- Pour une dalle sur deux appuis : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$
- Pour une dalle sur un seul appui : $e \leq \frac{L_x}{20}$

Tableau III.24.Dimensionnement des volées.

Partie	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
(AB et EF)	3	17	30	20,69	18
(BE)	13	17	30	27,61	18

Tableau III.25.Evaluation des charges et surcharges des volées.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Palliasse	25	0.18/ (cos 20,69)	4,81
		0.18/ (cos 27,61)	5,08
Les marches	25	0.17/2	2,12
Revêtement du sol horizontal	22	0,02	0.44
Revêtement du sol vertical	22	0,02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Charge permanente totale			$G_{V1} = 8.36$
			$G_V = 8,63$
Charge d'exploitation			$Q = 2.5$

III.8.1 Evaluation des charges de l'escalier

Schéma statique de l'escalier

Tableau 5-26 : schémas statiques escaliers balancés

escaliers	Schémas statiques
Volée 01	<p>Figure 5-12 Schéma statique escaliers balancé volée01</p>
Volée 02 P _{gc} : poids du garde corps	<p>Figure 5-13 Schéma statique escaliers balancé volée02</p>
Volée 03	<p>Figure 5-14 Schéma statique escaliers balancé volée03</p>

$$\text{volée} \begin{cases} G_{v1} = 8.36 \text{ KN/m}^2 \\ G_{v2} = 8.63 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = 1.35G_{v1} + 1.5Q = 15.04 \text{ KN/m}^2 \\ q_{uv2} = 1.35G_{v2} + 1.5Q = 15.40 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} q_{sv1} = G_{v1} + Q = 10.86 \text{ KN/m}^2 \\ q_{sv2} = G_{v2} + Q = 11.13 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.8.2. Calcul des réactions d'appuis

$$\sum f/y = 0 \Leftrightarrow 1.82 q_p + 0.9 q_{v1} + 2.48 q_{v2} = R_A + R_C$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow \begin{cases} ELU = \{ R_A = 38.55 \text{ KN} \\ R_C = 33.49 \text{ KN} \end{cases} ; \begin{cases} ELS = \{ R_A = 27.83 \text{ KN} \\ R_C = 24.09 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.27 : Les réactions d'appuis

	R _A (KN)	R _C (KN)	M ^{max} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V ^{max} (KN)
ELU	38.55	33.49	-54.07	40.55	27.03	38.55
ELS	27.83	24.09	12.61	28.65	-6.305	/

Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_t = 0,75 M_{max} \\ M_a = -0,5 M_{max} \end{cases}$$

III.8.3.Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{\max} pour une section ($b \times h$) = (1ml \times e), la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.28.Ferraillage de l'escalier balancé à l'ELU.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adopt} (cm ² /m)	St (cm)
En travée	40.55	0.111	0.148	0.15	7.74	1.93	6HA14 = 9.24	15
En appuis	27.03	0.074	0.097	0.154	5.05	1.93	5HA12 = 5.65	20

➤ Armature de répartition

On a des charges réparties : $A_{répartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

$$\begin{cases} \text{En travée: } A_{rep} = 2.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit: } A_{rep} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} ; St = 20\text{cm} \\ \text{En appuis: } A_{rep} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit: } A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; St = 25\text{cm} \end{cases}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$V^{\max} = 38.55 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v^{\max}}{b \times d} = \frac{38.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.24 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ Calcul à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Tableau III.29. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	28.65	5.4	15753.09	9.82	15	Vérifiée
En appui	-6.305	4.45	11454.19	2.45	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) l_x \Leftrightarrow e = 18 \text{ cm} < 38.99 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2b \times d}{f_e} \Leftrightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2 < 16.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ L = 5.2 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Tableau III.30. Evaluation de la flèche dans l'escalier

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	Y (cm)	I _{fi} (cm ⁴)
5.2	9.24	14.65	17.75	24.80	20821.7	276791.4	5.41	170952
I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
146386	118441	212624	2.08	0.71	1.01	1.74	2.1	10.2

La flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

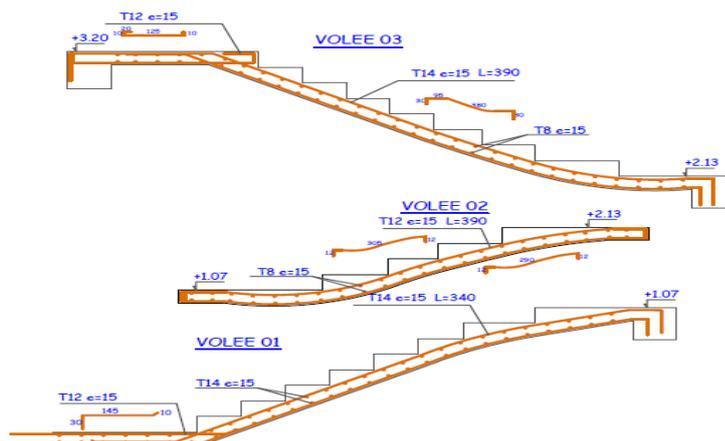
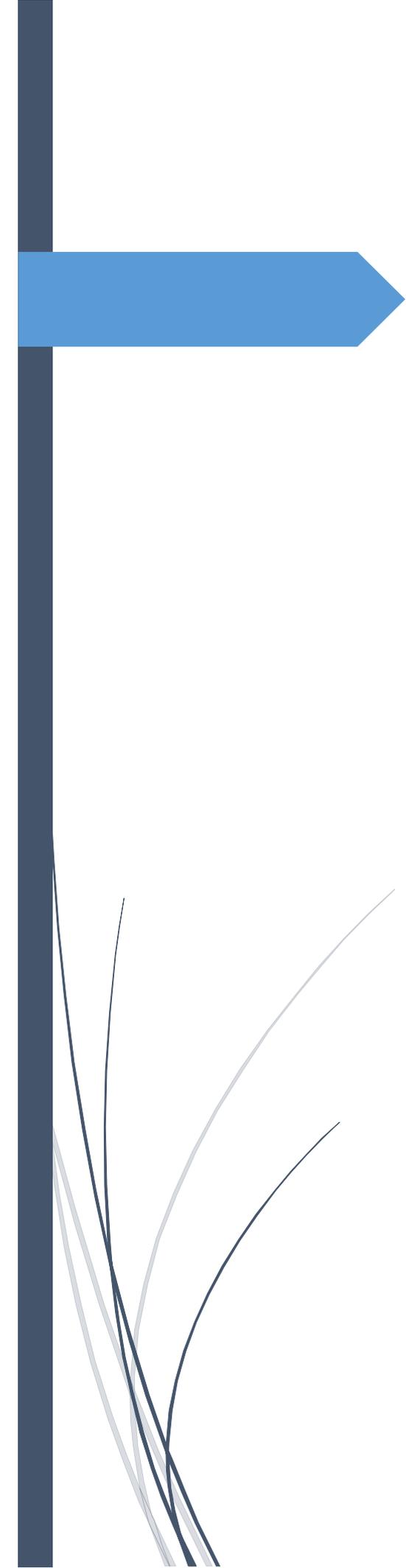


Figure.III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier



Chapitre IV

Etude des assemblages.

IV.1 : Introduction

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature.

Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale

IV.2: Calculs des assemblages

IV.2.1 Assemblage Poutre-solive

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE160 avec l'âme de la poutre IPE270, avec une file verticale de deux boulons.

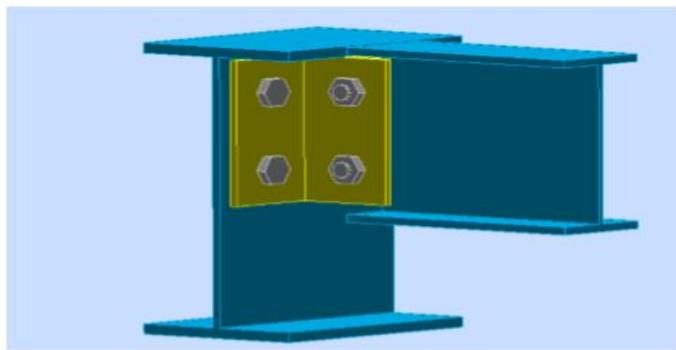


Figure IV. 1 : Vu 3D assemblage poutre solive

Efforts sollicitant sous la combinaison G+Q+Ex:

$$V_{sd} = 44,96 \text{ KN}$$

A-Choix de cornière :

$$V_{pl, Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}/f_y}{\sqrt{3}}$$

$$A_v \geq 44,96 \times \frac{1,1}{\frac{235}{\sqrt{3}}} = 121,50 \text{ mm}^2$$

On prend L 70mm X 70mm X 7mm, avec $A = 9,4 \times 10^2 \text{ mm}^2$

❖ Section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} > V_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{940 \times 235}{1,1} = 200,81 \text{ KN} > 44,96 \text{ KN}$$

❖ Section nette

$$N_{pl,Rd} = \frac{B_w \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m_2}}$$

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 940 - (7 \times 18) = 814$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,8 \times 814 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 187,54 \text{ KN} > 44,96 \text{ KN} \text{ condition Vérifiée}$$

❖ Dispositions constructives

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 4.8 Ø16, sur les deux ailes de la cornière

- Distance entre axe des boulons

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

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{solive})) = 5 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 40 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 60 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale

$$e_1 : 1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 30 \text{ mm.}$$

- Pince transversale

$$e_2 : 1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 30 \text{ mm}$$

❖ Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

- Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{44,96}{4} = 11,24 \text{ KN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 400 \times 157 \times 10^{-3}}{1,25} = 25,12 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 11,24 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 25,12 \text{ KN}$$

IV.2.2. Assemblage poteau- poutre (HEB 180-IPE270):

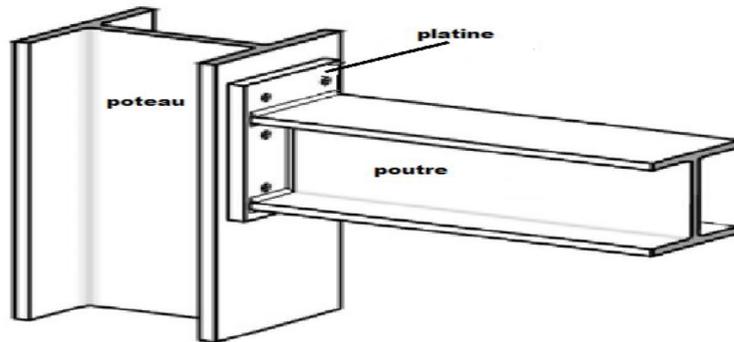


Figure IV. 2:Vu 3D assemblage poutre-poteau

❖ Etude de la soudure de la platine :

❖ Cordon de soudure

Epaisseur de la platine : $ép = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 15 \text{ mm}$

de la semelle IPE 270 : $t_f = 10,2 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7 \text{ mm}$

IPE 270 : $t_w = 6,6 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 2,5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 4,2 \text{ mm}$ On prend : $a = 6 \text{ mm}$

Epaisseur
Epaisseur de l'âme

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} B_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 491,66 \text{ mm}$

$$F_{w, sd} \leq F_{w, rd} = \frac{a L f_u}{(B_w \gamma_{mw} \sqrt{3})}$$

$$F_{w, rd} = \frac{6 \times 491,66 \times 360}{(0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3})} = 613,13 \text{ KN}$$

$$F_{w, sd} = \frac{M_{sd}}{h}$$

$$F_{w, sd} = \frac{148,66}{0,270} = 550,59 \text{ KN}$$

$$F_{w, sd} = 550,59 \text{ KN} < F_{w, rd} = 613,13 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

❖ Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 439,2 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq F_{v, Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$F_{v, Rd} = \frac{7 \times 439,2 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} \Rightarrow F_{v, rd} = 639 \text{ KN}$$

$$F_{v, sd} = 133,89 \text{ KN} < F_{v, rd} = 639 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

❖ Disposition constructive

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

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

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

On a l'épaisseur de la platine $t = 20\text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre = 24 mm , classe 10.9

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 150\text{ mm} \dots \Rightarrow 31,2 \leq e_1 \leq 150 \dots \text{on prend } e_1 = 60\text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 150\text{ mm} \dots \Rightarrow 45 \leq e_2 \leq 150 \dots \text{on prend } e_2 = 60\text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq P_1 \leq 14.t\text{ mm} \dots \Rightarrow 66 \leq P_1 \leq 280 \dots \text{on prend } P_1 = 70\text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq P_2 \leq 14.t\text{ mm} \dots \Rightarrow 90 \leq P_2 \leq 280 \dots \text{on prend } P_2 = 100\text{mm}$$

❖ Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.Rd} = \frac{0.5 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{vsd} = \frac{131,96}{6} = 21,99\text{ KN} < F_{v.Rd} = \frac{0.5 \times 1000 \times 573}{1.25} = 229,2\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul des boulons sollicités à la traction

$$F_{t.sd} = \frac{1}{2} \times \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \leq F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{t.sd} = \frac{1}{2} \times \frac{152,25 \times 0.2}{(0.06^2 + 0.13^2 + 0.2^2)} = 251,65\text{ KN}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times 573 \times 1000}{1.5} = 343,8\text{ KN}$$

$$F_{t.sd} = 251,51\text{ KN} < F_{t.rd} = 343,8\text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'interaction traction –cisaillement

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 F_{t.rd}} \leq 1$$

$$\frac{21,99}{229,2} + \frac{251,51}{1.4 \times 343,8} = 0.61 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3 Assemblage poteau-poteau

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux files verticales de boulons

HR10.9.

Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successifs.

Efforts à prendre en considération

$$N_{sd} = 1230,26KN$$

✚ Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec deux fils verticaux de deux boulons HR 10.9 ϕ 24

Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \phi + 2 \Rightarrow d_0 = 24 + 2 = 26mm$$

$$t = \min (t_w \text{ poteau HEB180}, t_w \text{ poteau HEB180}) = 8.5mm$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t$$

On prend $P_1 = 100mm$

$$2.4d_0 \leq P_2 \leq 14t$$

Pince longitudinale e_1 :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Donc on choisit $e_1 = 50mm$

Pince transversale e_2 :

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

Donc on choisit $e_2 = 60mm$

✚ Dimensionnement des couvre-joint

a) **Couvre joint des semelles :**

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

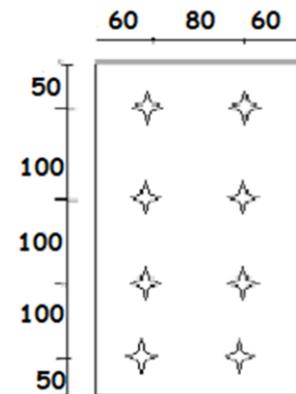


Figure IV. 3 : distance entre axe des boulons

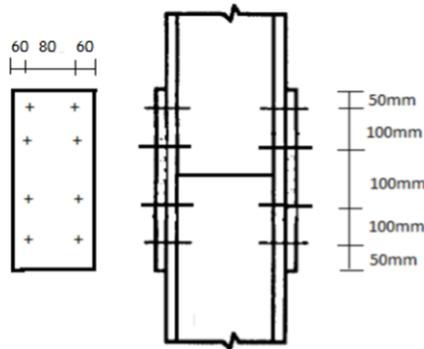


Figure IV. 4 : Assemblage poteau poteau par couvre joint

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{2 \times f_y} \Rightarrow A \geq \frac{1230,26 \times 10^3 \times 1.1}{2 \times 235} = 2878,72 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} \Rightarrow t = \frac{2878,72}{180} = 15,99 \text{ mm}$$

On prend l'épaisseur du couvre-joint $t=20\text{mm}$

❖ **Vérification de la section nette**

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

Avec $A_{net} = (b - 2d) \times t = (180 - 2 \times 24) \times 20 = 2640 \text{ mm}^2$

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,9 \times 360 \times 2640}{1,25} = 684,28 \text{ KN} > \frac{1230,26}{2} = 615,13 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Résistance au cisaillement des boulons des semelles :**

La résistance au cisaillement d'un boulon HR $\phi 22$ est donnée par :

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{mb}} \leq \frac{F_{sd}}{n} \quad n: \text{Nombre de boulon}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 452}{1,25} = 180,8 \text{ KN} \quad F_{v.sd} = \frac{1230,26}{8} = 153,78 \text{ KN}$$

b) Couvre-joint de l'âme

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{2 \times f_y} \Rightarrow A \geq \frac{1230,26 \times 10^3 \times 1.1}{2 \times 235} = 2878,72 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} \Rightarrow t = \frac{2878,72}{180} = 15,99 \text{ mm}$$

On prend l'épaisseur du couvre-joint $t=20\text{mm}$

❖ Vérification de la section nette

$$N_{pl.Rd} = \frac{0.9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

Avec $A_{net} = (b - 2d) \times t = (180 - 2 \times 24) \times 20 = 2640 \text{mm}^2$

$$N_{pl.Rd} = \frac{0.9 \times 360 \times 2640}{1.25} = 684.28 \text{KN} > \frac{1230,26}{2} = 615,13 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Résistance au cisaillement des boulons de l'âme :

La résistance au cisaillement d'un boulon HR $\phi 22$ est donnée par :

$$F_{v.Rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{mb}} \leq \frac{F_{sd}}{n} \quad n: \text{Nombre de boulon}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0.5 \times 1000 \times 452}{1.25} = 180.8 \text{KN} \quad F_{v.sd} = \frac{1230,26}{8} = 153,73 \text{KN}$$

IV.2.4. Assemblage du contreventement en V :

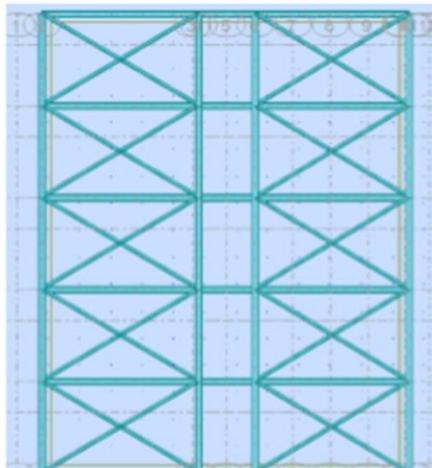


Figure IV. 4: contreventement en X

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec une file de boulons 4.8 $\phi 16$ qui sont fixés sur un gousset soudé sur la semelle du poteau et aussi sur un gousset souder à l'âme de la poutre, avec un gousset 330mmx330mmx10mm

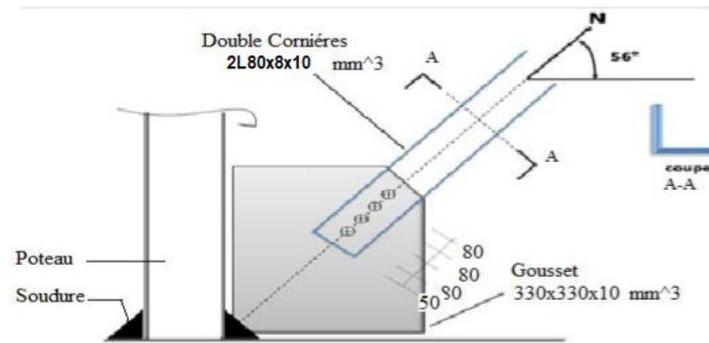


Figure IV. 5: Assemblage des éléments de contreventement

Effort sollicitant G+Q+Ey :

$$N_{sd}=105,69 \text{ KN}$$

❖ **Cordon de soudure gousset-poutre:**

$$a > \frac{B_w \times \gamma_w \times N\sqrt{2}}{f_u \times l}$$

$$a > \frac{0,8 \times 1,25 \times 105,69\sqrt{2} \times 10^3}{360 \times 330} = 1,25 \text{ mm}$$

On prend a=5mm

✚ **Dimensionnement des couvre joints de l'âme :**

La dimension de couvre joint de l'âme

Le diamètre du trou $d_0=18\text{mm}$

L'épaisseur de couvre joint

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{l \times d_0 \times t \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mb}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{mb}}{(l - d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}$$

$$t \geq 12,91 \quad \text{on prend } t=15\text{mm}$$

❖ **Disposition constructives :**

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t \Rightarrow P_1=50\text{mm}$$

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

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow e_2=40\text{mm}$$

❖ **Boulon en cisaillement:**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s \times m \times n}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 400 \times 157 \times 1 \times 3}{1,25} = 90,43 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{105,69}{3} = 35,23 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 90,43 \text{ KN} > F_{v,sd} = 35,23 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Résistance en traction :**

- Section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{Afy}{\gamma_{mb}} > \frac{N_{sd}}{n}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{2440,8 \times 235}{1,5} = 382,3 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = 382,3 \text{ KN} > N_{sd} = 35,23 \text{ KN}$$

❖ **Résistance a la pression diamétrale :**

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

ou α est la plus ptite des valeurs suivantes

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right) = \min(0,62; 0,67; 1,14; 1)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,62 \times 400 \times 16 \times 15}{1,25} = 119,04 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 35,23 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 119,04 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.5.Assemblage pied de poteau :

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

Efforts à prendre en considération :

$$N_{sd} = 2453,65 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 72,45 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 82,31 \text{ KN}$$

❖ **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 :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 15 = 10,5 \text{ mm}$$

Cordon de soudure de l'âme

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 9 = 6,3 \text{ mm}$$

Donc en prend $a_w = a_s = 15 \text{ mm}$

- **Surface de la platine :**

$$a \geq 200 + (3 \times 20) = 260 \text{ mm}$$

En prend $a = 280 \text{ mm}$

$$b \geq 240 + (3 \times 20) = 260$$

En prend $b = 280 \text{ mm}$

- **Epaisseur de la platine :**

$$t \geq u \sqrt{\frac{3f_j \times \gamma_{mb}}{f_y}}$$

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

Donc en prend $t=30 \text{ mm}$

❖ Dimensionnement de la tige d'encrage :

Dans notre cas l'encrage est réalisé avec 6 tiges.

$$N_t = \frac{N}{n} + \frac{M}{3h}$$

$$N_t = \frac{2453,65}{6} + \frac{72,45}{3 \times 0,2} = 529,69 \text{ KN}$$

D'où ;

n : Nombre de tige

h : La hauteur du profiler HEB 200 (h=200 mm)

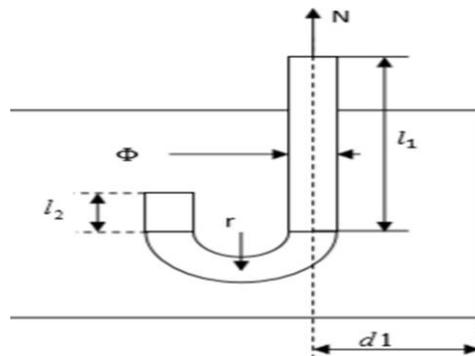


Figure IV. 6 :Tige d'encrage du pied de poteau

❖ Vérification des tiges d'encrages :

Le poteau doit être encasté dans ses deux plans longitudinal et transversal.

- Résistance d'encrage au cisaillement :

En prend $n=06$ tiges de diamètre $\phi=24$

$$F_{v,Rd} = F_{t,Rd} + n \times F_{vb,Rd}$$

avec: $F_{t,Rd} = 0,2N_{sd} \rightarrow$ Résistance de calcul par frottement

$$F_{vb,Rd} = \frac{a_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} \quad d'ou \quad a_{cb} = 0,44 - 0,0003f_y$$

Avec: $A_s = 353 \text{ mm}^2; f_{ub} = 400 \text{ Mpa}; f_{yb} = 320 \text{ Mpa}$ $F_{t,Rd} = 490,73 \text{ KN}$ $F_{vb,Rd} = 38,85 \text{ KN}$

$$V_{sd} = 82,31 \leq F_{v,Rd} = 723,83 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

V.2.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées,

Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bars à une profondeur de 6m.

V.3.Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8G \pm E$

V.4.Etude des fondations :

V.4.1.Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{3417.74}{200} = 17.08m^2$$

$$S_{tot} = 17.08 \times 28 = 478.48m^2$$

$$S_{tot} = 478.48m^2 > 50\%S_{bat} = 261.8m^2$$

Donc on opte pour un radier général.

V.4.2.Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. La dalle prend appui sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

V.4.2.1.Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition de coffrage :

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{630}{20} = 31.5cm$$

$$h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{630}{10} = 63 cm$$

Donc on prend : $h_r = 35cm$ $h_t = 65cm$

b) La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young. $E = 3,21 \times 10^7 KN / m^2$.

I: Moment d'inertie de la section de radier.

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 Kg/cm^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 Kg/cm^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 Kg/cm^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} \quad .g/cm^3.$$

Dans nos cas, b : Largeur

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.989m$$

Donc : $h_t = 1m$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 1m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.35m$ Pour le radier.

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.05m$$

$$L_{max} = 6.3m < \frac{\pi}{2} \times 4.06 \leq 6.36m \quad \text{condition vérifiée}$$

c) La surface du radier :

La surface du radier dépend de la contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma}_{sol}$), poids total transmis par la superstructure à l'ELS(N_s)

$$N_s = 36840.66KN \quad S_{bat} = 523.58m^2 \quad P_{radier} = 0.35 \times 523.58 \times 25 = 4581.34KN$$

$$N_s^{Tot} = 36840.66 + 4581.34 = 41144.17KN$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{ad}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{41144.17}{200} = 205.72m^2$$

$$S_{rad} = 205.72m^2 < S_{bat} = 523.58m^2, \text{ donc on prend } S_{rad} = S_{bat} = 523.58m^2$$

V.4.2.2. Les vérifications :

a) Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **CBA93** (art.A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

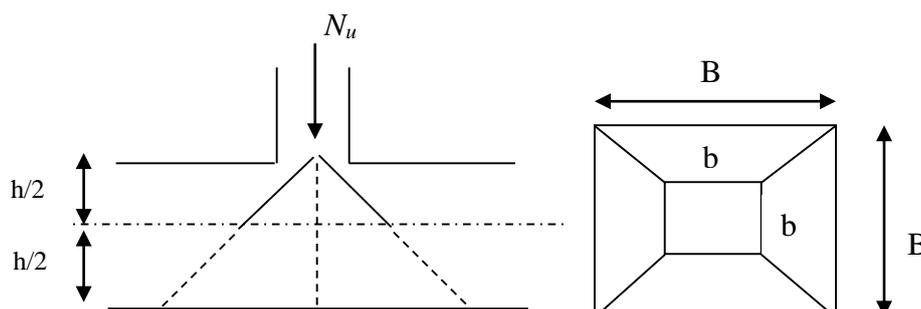


Figure V.1. Présentation de zone d'impact de la charge.

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (35×35) cm², le périmètre d'impact

μ_c : est donné par la formule suivante : $\mu_c = 2 \times (2B)$

$$B = b + h = 0.35 + 1 = 1.35 \Rightarrow \mu_c = 5.4m$$

$$N_d = 2.591 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 5.4 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 45916.08 \text{ m}^4, \quad X_G = 16.22m.$$

$$I_y = 11366.06 \text{ m}^4, \quad Y_G = 8.7m.$$

$$M_x = 29232.84 \text{ KN.m} \quad M_y = 30546.28 \text{ KN.m}$$

$$N = 36562.83 \text{ KN}$$

- Sens xx :

$$a) \quad \sigma_x = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{36840.66}{523.58} + \frac{29232.84 \times 8.7}{45916.08} = 0.075 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.075 + 0.064}{4} = 0.07 \text{ MPa} < 0.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{36562.83}{523.58} - \frac{29232.84 \times 8.7}{45916.08} = 0.064 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{36840.66}{523.58} + \frac{30546.28 \times 16.22}{11366.06} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.11 + 0.02}{4} = 0.087 \text{ MPa} < 0.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{36840.66}{523.58} - \frac{30546.28 \times 16.22}{11366.06} = 0.02 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

c) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que : $N_s \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :

$f_s = 1.15$ Coefficient de sécurité.

$H = 6\text{m}$ Hauteur encrée du bâtiment

$S = 523.58\text{cm}^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$, Poids volumique de l'eau.

$$N = 36840.66\text{KN} \geq P = 1.15 \times 6 \times 372.7 \times 10 = 36127.02\text{KN} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

V.4.2.3.Ferraillage du radier :

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour les autres panneaux du radier.

a) Calcul des sollicitations :

➤ A'ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.95}{5.35} \Rightarrow \rho = 0.89 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens X et Y

$$q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

N_u : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$q_u = \frac{51249.13}{523.58} = 97.88\text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0456 \times 97.15 \times 5.95^2 = 156.83\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.7834 \times 156.83 = 122.86\text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 156.83 = 133.3\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 122.86 = 104.43\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = -78.415\text{KN.m}$$

b) Calcul de ferraillage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.35) \text{m}^2$, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.Ferraillage du radier

Localisation	M_t (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2/m)	A_{min} (cm^2/m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)
Travée x-x	133.3	12.57	2.94	7HA16=14.07 cm^2	15
y-y	104.43	9.74	2.80	7HA14=10.78 cm^2	15
Appui	78.41	7.24	3.86	5HA15=7.70 cm^2	25

c) Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non-fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{x\min} = \frac{\rho_0 \times (3-\rho) \times b \times h}{2} = 2.97\text{cm}^2 \\ A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h = 2.80\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008 \rightarrow$ pour les HA et FE400

$$\text{En appui : } A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86\text{cm}^2$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Sens x-x

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 90.98\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{90.98}{0.32} = 0.28\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$$

Sens y-y

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 738.73\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{738.73}{0.32} = 2.3\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement

d) Vérifications à l'ELS :

$$q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{36840.66}{523.58} = 70.36\text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 69.83 \times 5.95^2 = 130.53\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.8502 \times 130.53 = 110.97\text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 130.53 = 110.95\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 110.95 = 94.32\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = -62.26\text{KN.m}$$

➤ **les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2.$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs	
travée	xx	110.95	14.07	9.70	135375.48	7.94	15	Vérifié	274.14	201.63	N.vérifiée
	yy	94.32	10.78	8.68	109735.10	7.46	15	Vérifié	300.66	201.63	N.vérifiée
appui	62.26	7.70	7.52	83391.030	5.16	15	Vérifié	274.15	201.63	N.vérifiée	

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Tableau V.3. Ferrailage a l'ELS

Localisation	M_{ser} (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	N ^{bre} de barres	St (cm)	
travée	xx	110.95	0.537	0.39	19.76	20.11	10HA16	15
	yy	94.32	0.456	0.35	16.59	18.10	9HA16	15
appui	62.26	0.300	0.29	10.69	10.78	7HA14	20	

e) Schéma de ferrailage du radier général :

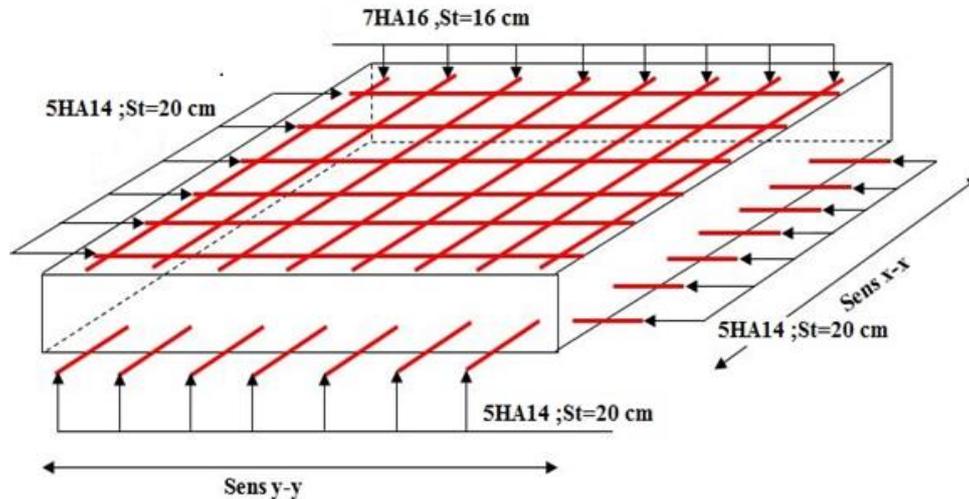


Figure V.2. schéma de ferrailage du radier

V.5. Les nervures

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

V.5.1. Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On à $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires** : $p = \frac{q_u \times l_x}{3}$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire
- **Les charges trapézoïdales** : $p = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times (\frac{q_u \times l_x}{2})$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 97.88 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 70.36 \text{ KN/m}$$

Sens transversal x-x

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

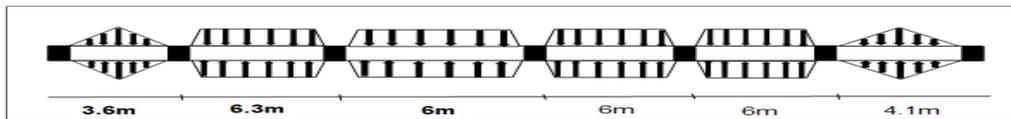


Figure V.3.charge transmise aux nervures sens x_x

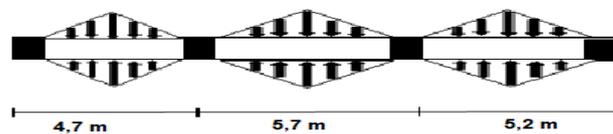


Figure V.4.charge transmise aux nervures sens y_y

• **Les sollicitations maximales dans le sens transversal (X-X) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6.Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	222.61	-329.15
M_S (KN.m)	286.84	-240.35
V (KN)	1164.388	

• **Les sollicitations maximales dans le sens longitudinal (Y-Y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7.Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	139.87	-239.37
M_S (KN.m)	102.13	-174.80
V (KN)	1246.26	

V.5.2.Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$$h_t = 0.8m$$

$$h_0 = 0.40m$$

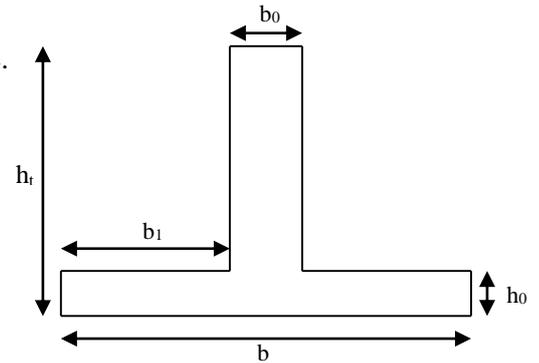
$$b_0 = 0.60m$$

$$d = 0.75m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(2.975; 0.535)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 0.50$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.60m$$



• **Figure. V.5.** Section à ferrailer

Tableau.V.8. Résumé des résultats du ferrailage.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	222.61	27.89	6.7	10HA20=34.10
	Appui	-329.15	43.43	2.11	10HA25=49.09
y-y	Travée	139.87	16.92	6.7	5HA25=24.54
	Appui	-239.37	48.32	2.11	10HA25=49.09

c) Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau V.9 .Vérification de l'effort tranchant.

V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
1246.26	1.024	2.5	Vérifiée

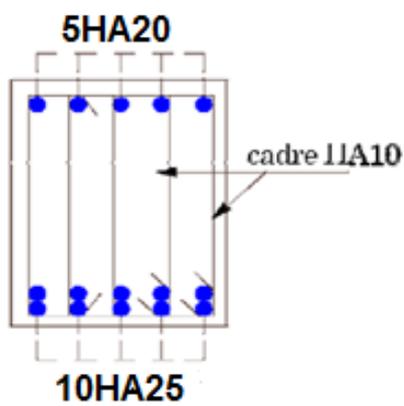
d) Vérification à l'ELS

Tableau V.10 .Vérification à L'ELS

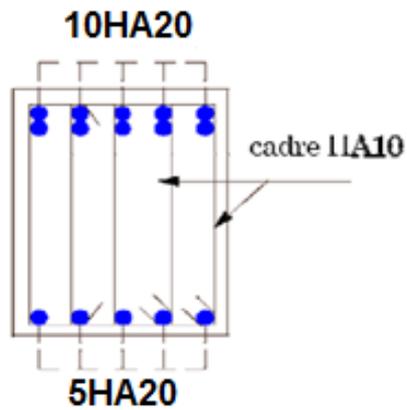
Localisation	Sens	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	Travée	286.84	4.47	15	40.22	201.63
	appui	240.35	3.28	15	18.61	201.63
y-y	Travée	102.13	1.8	15	22.71	201.63
	appui	174.80	2.39	15	13.53	201.63

e) Schémas de ferrillages

➤ Sens XX :

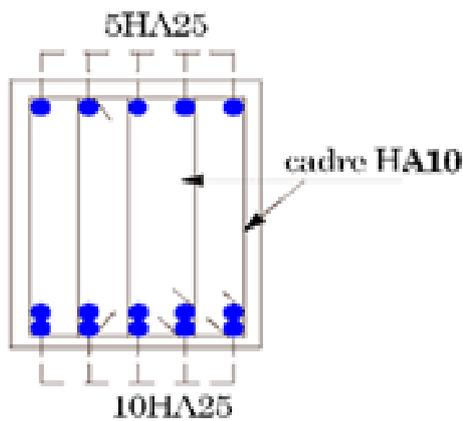


En appui

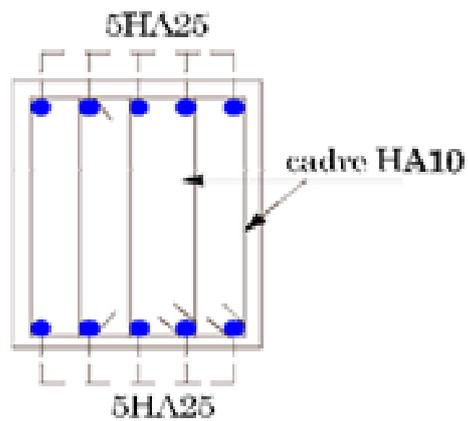


En travée

➤ Sens YY :



En appui



En travée

Conclusion
Générale

Conclusion générale

Dans le cadre de la formation structure, on a choisis l'étude d'une structure mixte (acier-béton), pour objectif d'élargir nos connaissances et de développer notre esprit de recherche dans le vaste domaine du génie civil

Cette expérience était pour nous un passage vers la vie professionnelle, en nous mettant face à des problématiques qui sont devenues par la suite des nouvelles connaissances

Au cours de cette étude nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- la connexion entre la dalle mixte et le profilé assure le bon comportement des systèmes mixtes
- les phénomènes d'instabilité telle que le voilement et le déversement ne se présentent pas dans les éléments mixtes grâce au béton qui enrobe le profilé métallique
- Mieux une bonne disposition des contreventements que sa quantité pour un bon comportement vis-à-vis du séisme.
- Une bonne lecture des règlements assure un meilleur résultat de dimensionnement et d'étude des éléments

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

*Références
bibliographiques*

Bibliographie

[1] Pierre Bourrier et Jacques Brozzetti (1996), construction métallique et mixte acier béton (calcul et dimensionnement selon Eurocodes 3 etc 4.

[2] Pierre maitre FORMULAIRE DE LA CONSTRUCTION METALIQUE

[3] BOUTCHICHE.E et BAKHITI.I(2015). : <<Etude comparative d'un même bâtiment à grande hauteur en béton armé et en construction mixte >>

B.A.E.L.91 Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites révisées en 99.

BENYESSAD.DJ <<cours construction mixte (acier-béton)>>

D.T.R.B.C.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations.

Dr Ir P. BOERAEVE (2006) <<manuel de calcul de poutres et dalles mixtes acier-béton >>

Euro-code 4- Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale.

Lahlou.D <<CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE>>, Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

MIMOUNE.M & MIMOUNE.F. Z (2011), Pratique de la construction métallique, Ed : OPU, Alger (Algérie).

R.P.A.99 version 2003 Règles Parasismiques Algériennes (D.T.R.B.C.2.48).

Annexes