

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITÉ A.MIRA DE BEJAIA

Faculté de la Technologie

Département de génie civil

Mémoire de fin de cycle

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil

Domaine : Construction métallique.

Thème

Etude d'un réfectoire en R+1

En

Construction mixte acier-béton

Réalisé par :

Guenane Imad

Hai Ammar

Promoteur :

Mr Larabet Ziane

Promotion : 2013/2014

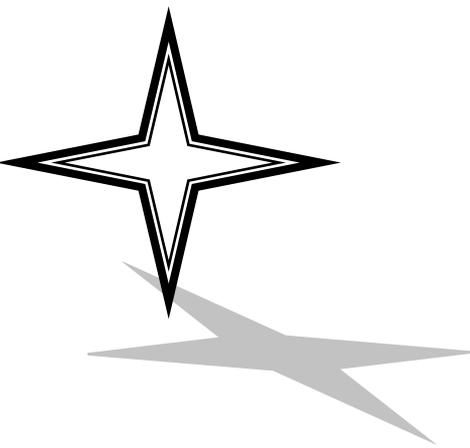
Remerciements...

On remercie tout premièrement Dieu pour la volonté, la santé et la patience qu'il nous a donné durant ces années de travail.

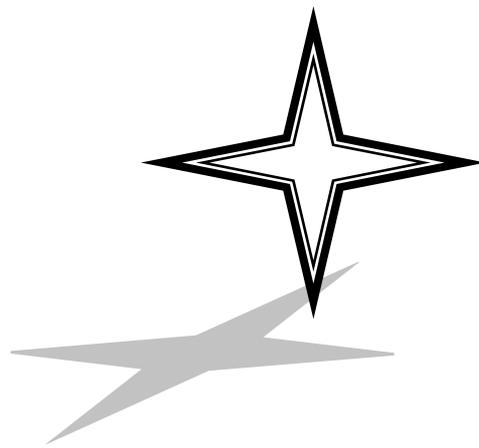
On remercie ensuite les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail.

On tient aussi à remercier tout particulièrement notre encadreur M. Larabet Ziane qui nous a suivis tout au long de ce travail.

En fin, on adresse nos chaleureux remerciements à tous nos chers collègues.



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père qui m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes de ma vie, que dieux les protèges et les gardes

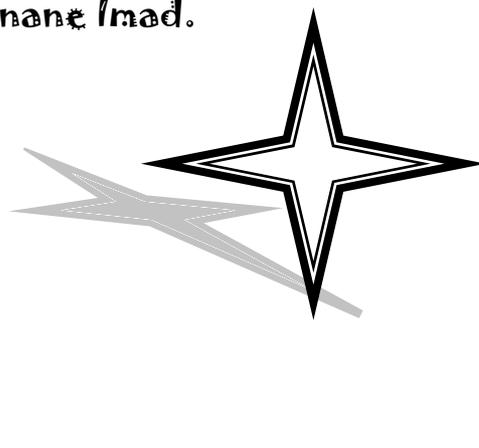
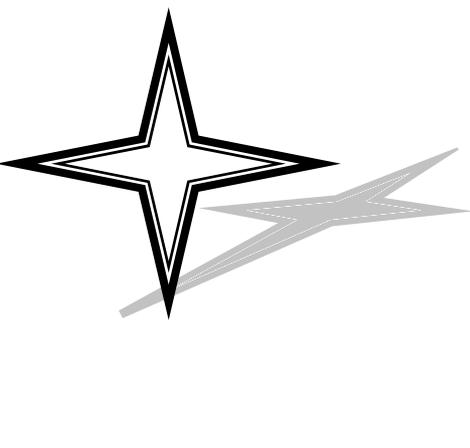
A mes frères et mes sœurs

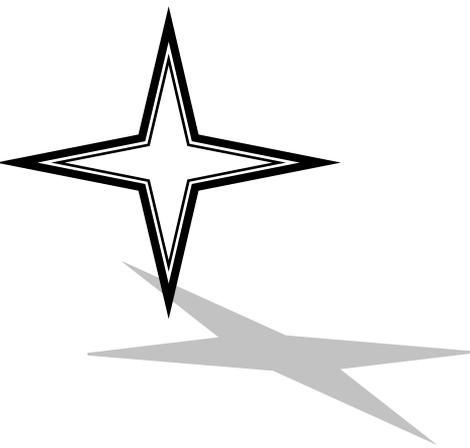
A toute la famille

A tous mes amis de la chambre A412, Yousef et Salim

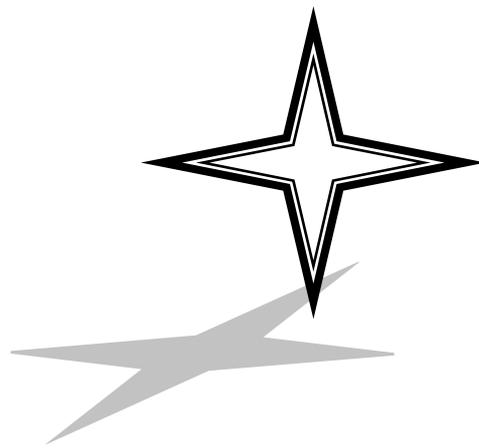
A toute la promotion 2014.

Guenane Imad.





Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à :

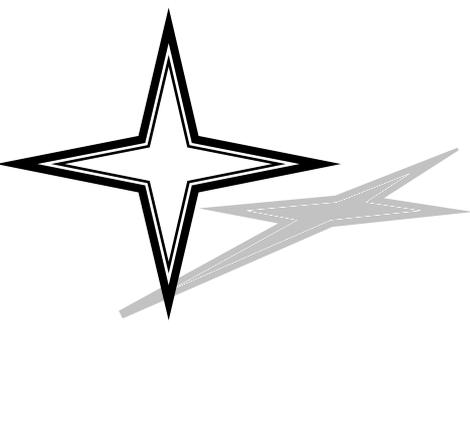
Mes très chers parents à qui je n'arriverai jamais à exprimer ma gratitude et ma reconnaissance pour leurs amours et soutiens durant mes études.

Mes chers frères et sœurs, à toute ma famille.

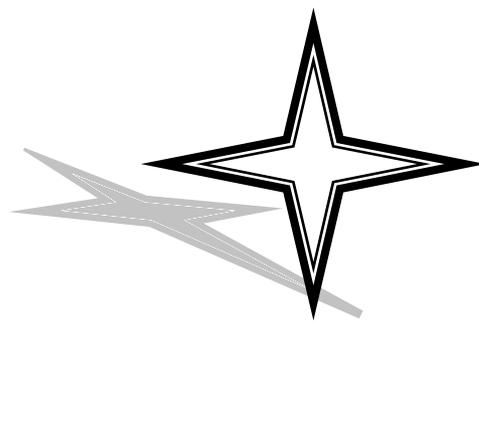
Ma future femme Sabrina.

Tous mes amis sans exception.

Tous ceux qu'ils ont aimé me voir ce jour-là.



Ammar HAI.



sommaire	
1 Présentation de l'ouvrage.....	2
1.1 Introduction.....	2
1.2 Présentation de l'ouvrage :.....	2
1.2.1 Donnée géométrique de l'ouvrage :.....	2
1.2.2 Les planchers :.....	7
1.2.3 Les escaliers :.....	7
1.3 Matériaux utilisés	7
1.3.1 L'acier :.....	7
1.3.1.1 Les propriétés de l'acier :.....	8
1.3.1.2 Propriétés des armatures de construction :	10
1.3.2 le béton	11
1.3.2.1 Composition du béton :.....	11
1.3.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :.....	13
1.3.2.3 Déformation longitudinales du béton (BAEL 91) :.....	14
1.3.2.4 Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites:	16
1.4 Les règlements utilisés :.....	18
2 Evaluation des charges :.....	19
2.2 Charge permanentes :.....	19
2.2.1 Plancher courant :	19
2.2.2 Plancher terrasse (inaccessible) :.....	20
2.2.3 Maçonnerie :.....	21
2.3 Charges climatiques :.....	22
2.3.1 Action de neige.....	22
2.3.1.1 Détermination de la charge de neige :.....	22
2.3.2 Détermination du coefficient de forme μ :.....	23
2.4 Effet de la variation de la température :.....	23
3 Etude des éléments secondaires.....	25
3.1 étude de plancher.....	25
3.2 Calculs des planchers mixtes à dalle collaborant :.....	25
3.3 Méthode de calcul :.....	26
3.4 Pré-dimensionnements des solives.....	27
3.4.1 Phase de Construction :	28
3.4.2 Phase finale :... ..	30
3.5 Etude des connecteurs :.....	36
3.5.1 Choix des connecteurs :.....	36
3.5.2 Résistance au cisaillement :.....	37
3.5.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre.....	38
3.6 Vérification des soudures :.....	39

3.7 Ferrailage de la dalle du plancher :.....	40
3.7.1 Calcul du moment pour une dalle qui repose sur deux appuis libres :.....	40
3.7.2 Détermination de la section d'armatures :.....	41
3.8 Calcul des escaliers :.....	42
3.8.1 Introduction :	43
3.8.2 Calcul de l'escalier intérieur (métallique) :.....	43
Volées(I).....	43
3.8.2.1 Calcul de la cornière de support.....	43
3.8.2.1 Pré dimensionnement de la cornière du support :.....	44
3.8.2.2 Calcul de la poutre reliant les poutres d'escalier (le limon).....	45
3.8.2.3 Pré dimensionnement de limon :.....	46
Volées(II).....	48
3.8.2.5 Pré dimensionnement de la cornière du support :.....	48
3.8.2.6. Calcul de la poutre reliant les poutres d'escalier (le limon) :.....	49
3.8.3 Etude d'escalier de type 2.....	52
3.8.3.1 Calcul de l'escalier métallique :.....	52
3.8.3.2 Calcul des éléments de l'escalier.....	53
3.8.3.3 Calcul de la cornière de support :.....	53
4 Etude des éléments principaux.....	59
4.1 Etude de la poutre maitresse :.....	59
Bloc (I) :.....	59
4.2 Pré-dimensionnement de la poutre maitresse :.....	59
4.2.1 Vérification en tenant compte de poids de profilé et le poids propre de béton	
d'enrobage :.....	61
4.2.1.1 Vérification à la résistance :.....	62
4.2.1.2 Vérification de la flèche :	62
4.2.1.3 Vérification de l'effort tranchant :.....	62
4.2.1.4 Vérification de l'interaction :.....	62
Bloc (II).....	63
4.3 Pré-dimensionnement de la poutre maitresse :.....	63
4.3.1 Vérification en tenant compte de poids de profilé et le poids propre de béton	
d'enrobage :.....	64
4.3.2 vérification à la résistance.....	65
4.3.3 vérification a la flèche.....	65
4.3.4 vérification de l'effort tranchant.....	65
4.3.5 verification a l'interaction.....	66
4.4 Etude des poteaux :.....	66
Bloc (I):.....	66
4.4.1 Pré-dimensionnement des poteaux :.....	66
4.4.2 Vérification de l'application de la méthode simplifiée de l'EC 04 :.....	68
4.4.3 Vérification en tenant compte de poids de poteaux mixte (étage 1+RDC)..	70

4.4.4 vérification a la résistance.....	70
Bloc (II) :.....	71
4.5.1 Pré-dimensionnement des poteaux :.....	71
4.5.2 Vérification de l'application de la méthode simplifiée de l'EC 04 :.....	72
5 Modélisation de la structure et analyse dynamique.....	76
5.1 Introduction	76
5.2 Critères de classification par le RPA 99/2003.....	76
5.3 Choix de la méthode de calcul.....	77
5.4 Méthode de calcul :.....	77
5.5 La méthode statique équivalente.....	77
5.6 Méthode d'analyse modale spectrale.....	78
5.7 Analyse dynamique	81
5.8 Modélisation de la structure étudiée :.....	81
5.9 Analyse modale :.....	82
5.10 Les repenses sismiques de la structures :.....	85
5.11 Calcul de la force sismique totale :.....	88
5.12 Vérification des déplacements.....	91
5.13 Joints sismique :.....	92
6 Vérification de l'ossature	95
6.1 Vérification de la poutre mixte:.....	95
6.1.1 Vérification de la poutre maitresse IPE360 :.....	95
6.1.2 Les sollicitations :.....	95
6.1.3 Vérification à la résistance.....	96
6.2 Vérification des poteaux :	99
6.2.1 Vérification des poteaux de HEB200 :.....	99
6.2.2 Les sollicitations :.....	99
6.2.3 Vérifications aux instabilités.....	100
6.2.3.1 Vérification à l'effort tranchant :.....	103
6.2.3.2 Vérification au voilement :.....	103
6.2.3.3 Vérification à l'effort normal	103
6.2.4 Vérification des poteaux carrés de HEB140 (bloc 2).....	104
6.2.4.1 les sollicitations :	104
6.2.4.2 vérifications aux instabilités :	104
6.2.3.2 Vérification au voilement.....	108
6.2.3.3 Vérification à l'effort normal.....	108
7 Etudes des assemblages :.....	109
7.1 Introduction :.....	109
7.2 Rôle des assemblages :.....	109
7.3 Fonctionnement des assemblages :.....	110
7.4 Précaution constructive :.....	110

7.5 Etudes des assemblages :.....	110
7.5.1 Assemblage poutre-solive :.....	110
7.5.2 Assemblage poteau (HEB 200)-poutre maitresse(IPE360) :.....	114
7.6 Etude d'assemblage pour le bloc2 :.....	118
7.6.1 Assemblage poutre-solive :	118
7.6.2 Assemblage poteau (HEB 140)-poutre maitresse(IPE360) :.....	119
8 Etudes des pieds de poteaux :.....	123
8.1 Introduction :	123
8.2 Définitions :.....	123
8.3 Calcul des pieds de poteaux :	124
8.4 Dimensionnement des tiges d'ancrage.....	124
8.5 Vérification des tiges d'ancrage.....	125
8.6 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	126
8.7 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine	127
9 Etude de l'infrastructure	129
9.1 Introduction :.....	129
9.2 Détermination des sollicitations.....	129
9.3 Le choix du type de fondations :	129
9.4 Les sollicitations à la base des poteaux HEB200 :	130
9.4.1 Prés dimensionnement des semelles (poteaux carrés) :	130
9.4.2 Détermination des dimensions des semelles :..... ;.....	131
9.4.3 Vérification des contraintes :.....	132
9.4.4 Vérification de la stabilité au renversement :.....	134
9.4.5 Détermination des armatures de la semelle :.....	134
9.5 Les sollicitations à la base des poteaux : HEB140:.....	137
9.5.1 Prés dimensionnement des semelles (poteaux carrés) :	137
9.5.2 Détermination des dimensions de la semelle.....	138
9.5.3 Vérification des contraintes :.....	139
9.5.4 Vérification de la stabilité au renversement :.....	140
9.5.5 Détermination des armatures de la semelle :	140

Liste des figures

Figure 1.1: Plan raz de chaussée	3
Figure 1.2: Plan d'étage	4
Figure 1.3: Vue en 3D de bloc 1	5
Figure 1.4: Vue en 3D de bloc 2	6
Figure 1.5: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).....	9
Figure 1.6: Diagramme contrainte-déformation de l'acier	11
Figure 1.7 : Résistance de béton à la compression.....	14
Figure 1.8 : Diagramme de béton à L'ELS.....	15
Figure 1.9 : Diagramme de béton à L'ELU	16
Figure 1.10 : Diagramme des 3 pivots	17
Figure 2 .1 : Plancher d'étage courant	20
Figure 2.2 : Plancher terrasse inaccessible	20
Figure 2.3 : Mur extérieure	21
Figure 2.4 : Charge de neige sur la toiture.....	23
Figure 2.5 : Coupe longitudinale de l'ouvrage ...	24
Figure 3.1 : Dalle collaborant	26
Figure 3.2 : Disposition des solives	27
Figure 3.3 : Schéma statique de la solive	27
Figure 3.4 : Largeur effective de la dalle.....	30
Figure 3.5 : Diagramme des contraintes de flexion simple	32
Figure 3.6 : Effet de retrait	34
Figure 3.7 : Diagramme des contraintes finales	36
Figure 3.8: Goujon a tête rende	36
Figure 3.9 : Vue en plan d'escalier métallique	43
Figure 3.10 : Schéma d'une marche	43
Figure 3.11 : Schéma statique d'une marche	43
Figure 3.12 : Schéma statique du limon ..	46
Figure 3.13 : Escalier extérieur	52
Figure 3.14 : Vue en plan d'escalier extérieur	52
Figure 3.15 : Les constituants d'une marche	53
Figure 3.16 : Schéma d'une marche	53
Figure 3.17 : Schéma statique du limon	54
Figure 4.1 : Exemple d'une poutre partiellement enrobé	59
Figure 4.2 : Section transversale de profilé avec des armatures de plancher	63
Figure 4.3 : Exemple d'un poteau mixte	67

Figure 5.1 : Spectre de repense d'accélération	84
Figure 5.2 : Mode de déformation 1	85
Figure 5.3 : Mode de déformation 2	85
Figure 5.4 : Mode de déformation 3	86
Figure 5.5 : Mode de déformation 4	87
Figure 5.6 : Mode de déformation 5	87
Figure 5.7 : Mode de déformation 1	88
Figure 5.8 : Mode de déformation 2	89
Figure 5.9 : Mode de déformation 3	89
Figure 5.10 : Disposition de joints sismique	95
Figure 6.1 : Exemple d'un poteau mixte	97
Figure 6.2 : Courbe d'interaction	103
Figure 7.1 : Assemblage poutre maitresse-solive	109
Figure 7.2 : Détail de l'assemblage par cornière	111
Figure 7.3 : Vue en 3D d'assemblage poutre-solive	112
Figure 7.4 : Vue en 3D d'assemblage poutre maitresse-poteau	113
Figure 7.5 : Assemblage poteau-platine	114
Figure 7.6 : Assemblage poteau-platine par cordon de soudure	115
Figure 7.7 : Assemblage poutre principale-solive de bloc 2	117
Figure 7.8 : Vue d'assemblage poutre maitresse-poteau	118
Figure 7.9 : Assemblage poteau-platine	119
Figure 7.10 : Assemblage poteau-platine par cordon de soudure	120
Figure 8.1 : Tige d'encrage du pied du poteau	117
Figure 8.2 : Disposition de la platine	121
Figure 9.1 : Exemple d'une semelle isolée	126
Figure 9.2 : Semelle avec ferrailage	133
Figure 9.3 : Semelle avec ferrailage	138

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Valeurs nominales de F_y et F_u	8
Tableau 1.2: Valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de F_{cj}	14
Tableau 3.1 : Calcul de la section d'armatures de la dalle	42
Tableau 5.1: Les valeurs de pénalité P	80
Tableau 5.2: Pourcentage de la participation de masse de bloc 1.	84
Tableau 5.3: La participation massique de bloc 2.	86
Tableau 5.4 : Les valeurs de facteur d'amplification dynamique moyen..	89
Tableau 5.5 : Poids totale des deux blocs	90
Tableau 5.6 : Les valeurs des résultantes sismiques à la base	91
Tableau 5.7 : Déplacement sous l'effet sismique de bloc 1	91
Tableau 5.8 Déplacement relatif des niveaux de bloc 1.	92
Tableau 5.9: Déplacement sous l'effet sismique de bloc 2.	92
Tableau 5.10: Déplacement relatif des niveaux de bloc 2	92
Tableau 6.1 : Les sollicitations la poutre IPE360.	95
Tableau 6.2 : Les sollicitations le poteau HEB200	99
Tableau 6.3 : Les sollicitations le poteau HEB140	104
Tableau 8.1:	28
Tableau 9.1 : Les sollicitations à la base des poteaux carrés	126
Tableau 9.2: Les sollicitations à la base	128
Tableau 9.3 : Vérification des contraintes	129
Tableau 9.4: Les sollicitations à la base	130
Tableau 9.5: Vérification des contraintes	130
Tableau 9.6 : Les sollicitations à la base des poteaux carrés	133
Tableau 9.7: Les sollicitations à la base	135
Tableau 9.8 : Vérification des contraintes	135
Tableau 9.9: Les sollicitations à la base	136
Tableau 9.10 : Vérification des contraintes	136

Notations générales

Actions :

G : charge permanente uniformément répartie (kN/ml).

Q : charge d'exploitation uniformément répartie (kN/ml).

E : action sismique.

S : charge de neige (kN/m²).

Sk : charge de neige sur le sol (kN/m²).

W : charge de vent (kN/m²).

qj : pression statique du vent (N/m²).

qdyn : pression dynamique du vent (N/m²).

qu,s : charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

Sollicitations – Contraintes - Déformations :

E_a : module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

ν : coefficient de poisson pour l'acier.

G : module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).

F_p : effort de précontrainte dans un boulon (kN).

M_{sd} : moment sollicitant maximum (kN.m).

M_{Rd} : moment résistant (kN.m).

M_{st} : moment stabilisateur

M_{cr} : moment critique élastique de déversement.

N_{sd} : effort normal due aux charges verticales (kN).

N_u : effort normal pondéré (kN).

N_{Rd} : effort normal résistant (kN).

N_{pl} : effort normal de plastification (kN).

V_{sd} : effort tranchant sollicitant (kN).

V_{pl} : effort tranchant de plastification (kN).

f : flèche d'une poutre (mm).

f_{adm} : flèche admissible (mm).

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).

ε : allongement relatif (déformation %).

ε_y : déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

f_{yb} : résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).

σ : contrainte normale (MPa).

τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Caractéristiques géométriques :

A : section brute d'une pièce (cm^2).

A_{net} : section nette d'une pièce (cm^2).

A_v : aire de cisaillement (cm^2).

I_y : moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).

a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

b_{eff} : largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).

h : hauteur d'une pièce en générale (mm).

h_p : hauteur de la tôle profilée (mm).

h_c : épaisseur de la dalle en béton armé (cm).

A_s : section d'armature de béton (cm^2).

L : longueur, ou portée d'une poutre (m).

L_{cr} : longueur critique (m).

t : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

t_f : épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t_w : épaisseur d'une âme de poutre (mm).

i : rayon de giration d'une section (mm).

L_f : longueur de flambement (mm).

v_s : distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section (mm).

v_i : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

n : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.

P : nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

K : coefficient de flambement.

K_y, K_z : coefficient de flambement-flexion.

β_M : facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

ε : coefficient de réduction élastique de l'acier ($\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}=1$).

λ : élancement de l'élément.

K_λ : élancement eulérien.

λ : élancement réduit.

λ_{LT} : élancement de déversement.

μ : coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

χ : coefficient de réduction de flambement.

$L_{T\chi}$: coefficient de réduction de déversement.

γ : coefficient partiel de sécurité.

Indice (sd) : sollicitation de calcul.

Indice (Rd) : résistance de calcul

Introduction générale

La construction mixte acier-béton n'est pas récente, son utilisation dans les bâtiments, le plus souvent industriels, et dans les ponts, repose sur des qualités complémentaires connues depuis de nombreuses années. Dans tous les cas, il s'agit d'une combinaison entre deux matériaux l'acier et le béton armé.

Dans le cas des poutres et des dalles, le profilé est connecté mécaniquement à la dalle de béton. Cette connexion offre une importante résistance au cisaillement à l'interface des deux matériaux, leur permettant de travailler ensemble en flexion. La dalle de béton, outre son rôle de surface porteuse, permet la reprise des efforts de compression ainsi qu'une protection complémentaire intéressante du profilé en acier contre la corrosion et l'incendie, l'acier reprenant principalement les efforts de traction.

Dans la plus part des cas (bâtiments multi étagés, ponts), il n'est pas rare de travailler avec des travées de plus de 12 mètres.

Ces portées génèrent des moments de flexion importants qui peuvent être repris plus avantageusement par une structure mixte, que ce soit en raison de son prix ou de la hauteur du plancher plus faible.

Des recherches entreprises à travers le monde, ont démontré que l'association de l'acier et du béton entraîne une réduction de contraintes et de flèches. Le comportement « monobloc » des deux matériaux a exigé l'emploi d'éléments de connexion, ces derniers offrent à leur tour des comportements ductiles ou non ductiles. L'efficacité de la liaison, entre les deux matériaux, conditionne surtout la résistance au glissement à l'interface.

Les nombreux avantages structuraux et économiques qui peuvent être tirés de cette association ont été parmi les principaux facteurs qui ont permis le développement de ce type de structures aussi bien dans le bâtiment que dans les ouvrages d'art.

Dans ce travail, nous allons étudier un ouvrage en construction mixte acier-béton, pour cela nous allons faire intervenir des systèmes constructifs utilisés en construction mixte, ainsi que les méthodes et les modes de calcul pour le dimensionnement et la vérification des sections en acier ou mixtes. Nous allons également étudier tout les phénomènes de désordres que peut les subir le projet, en utilisant des logiciels bien développés et sophistiqués.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction :

Notre projet consiste à une étude d'un réfectoire en construction mixte (acier-béton composé de deux bloc séparé par un joints thermique qui sera implanté à Rmila, wilaya de Bejaia, classé selon RPA99/2003 dans une zone de moyenne sismicité (II_a))

Cet ouvrage est constitué d'un rez-de-chaussée et d'un étage supérieur, dont la cuisine en RDC a une hauteur de 5,49m.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

1.2.1 Donnée géométrique de l'ouvrage :

	Bloc 1	Bloc 2
Hauteur	7,48	3,74
Longueur	26,50	12
Largeur	22	22

Dont la hauteur de la cuisine au **bloc 2** est de 5,49m.

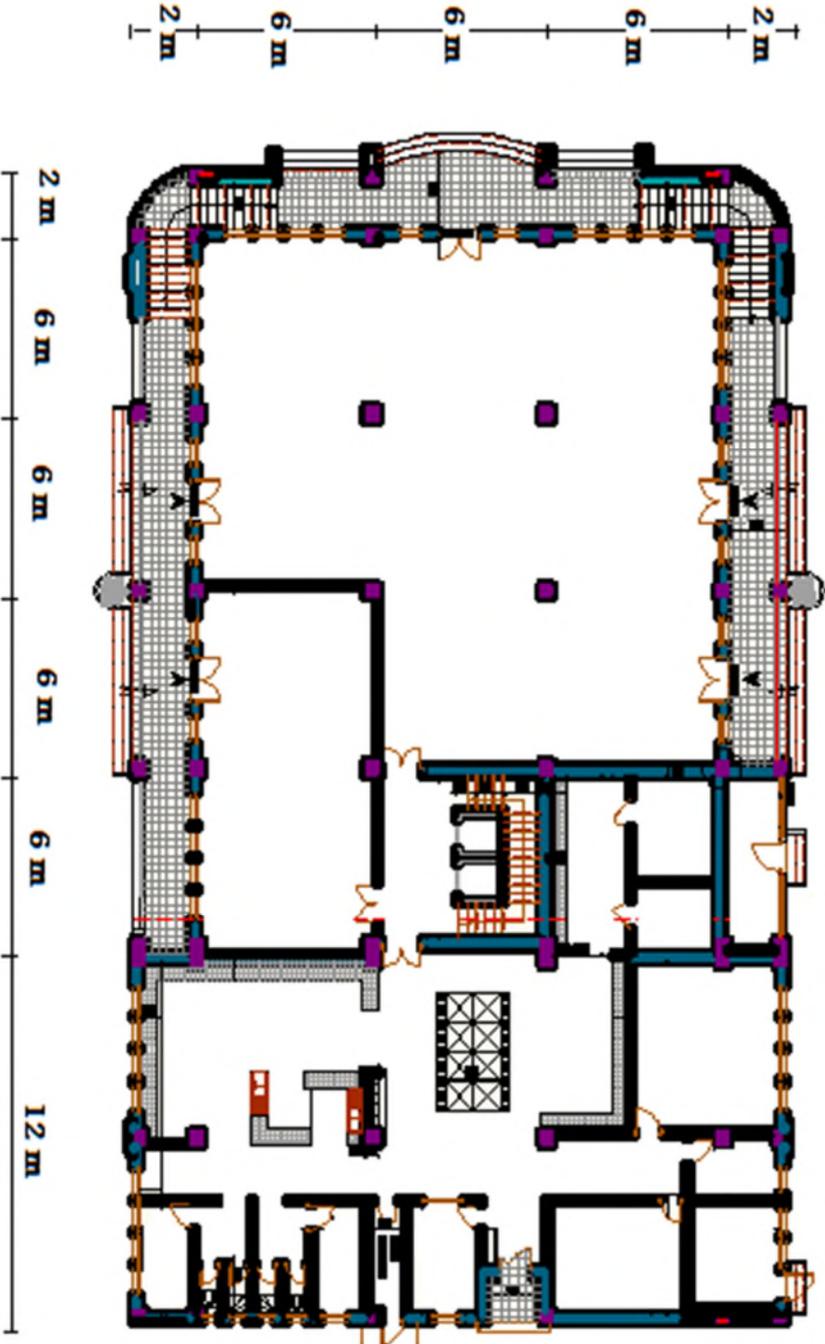


Fig. 1.1 plan rez de chaussée

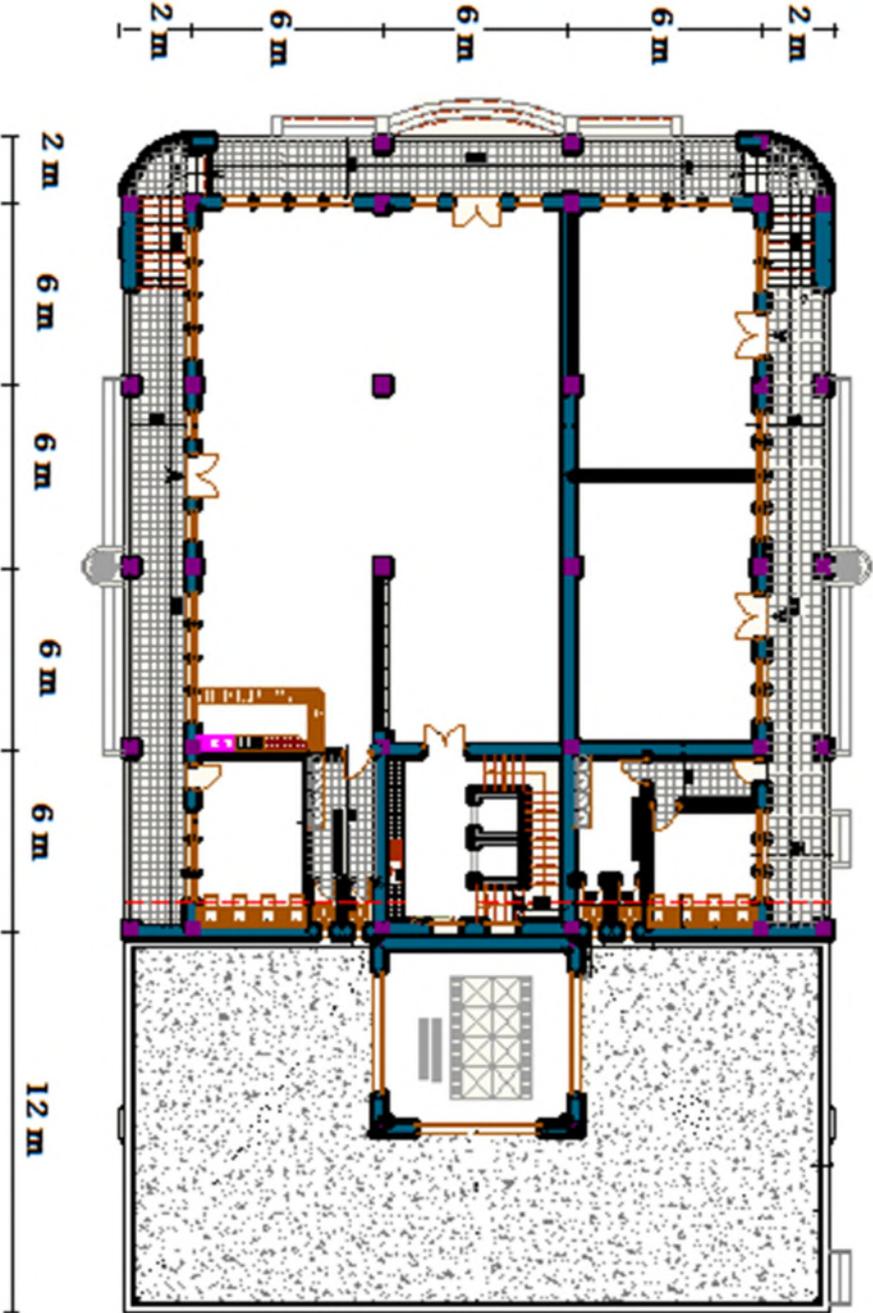


Fig. 1.1 plan d'étage 1.

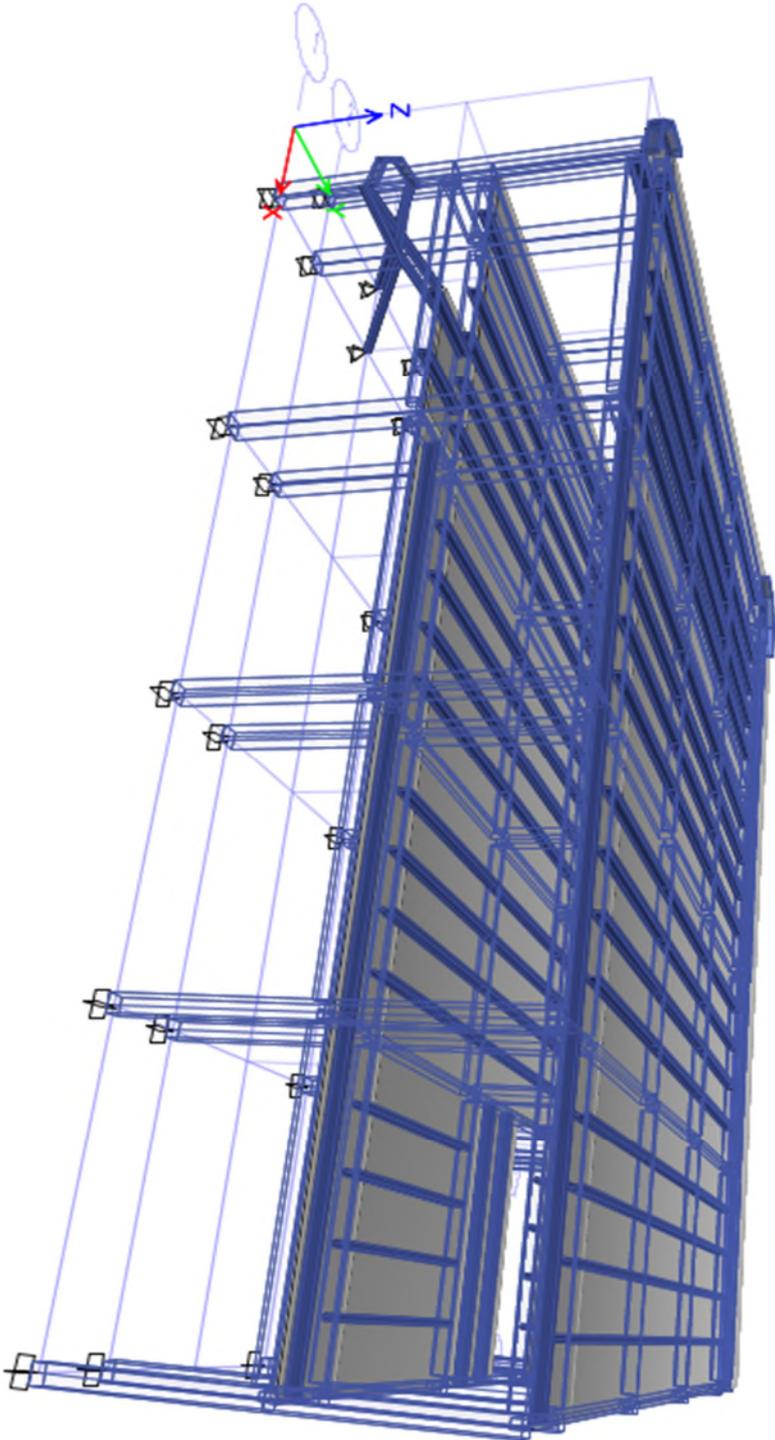


Fig. 1.4 Vue en 3D de bloc 1.

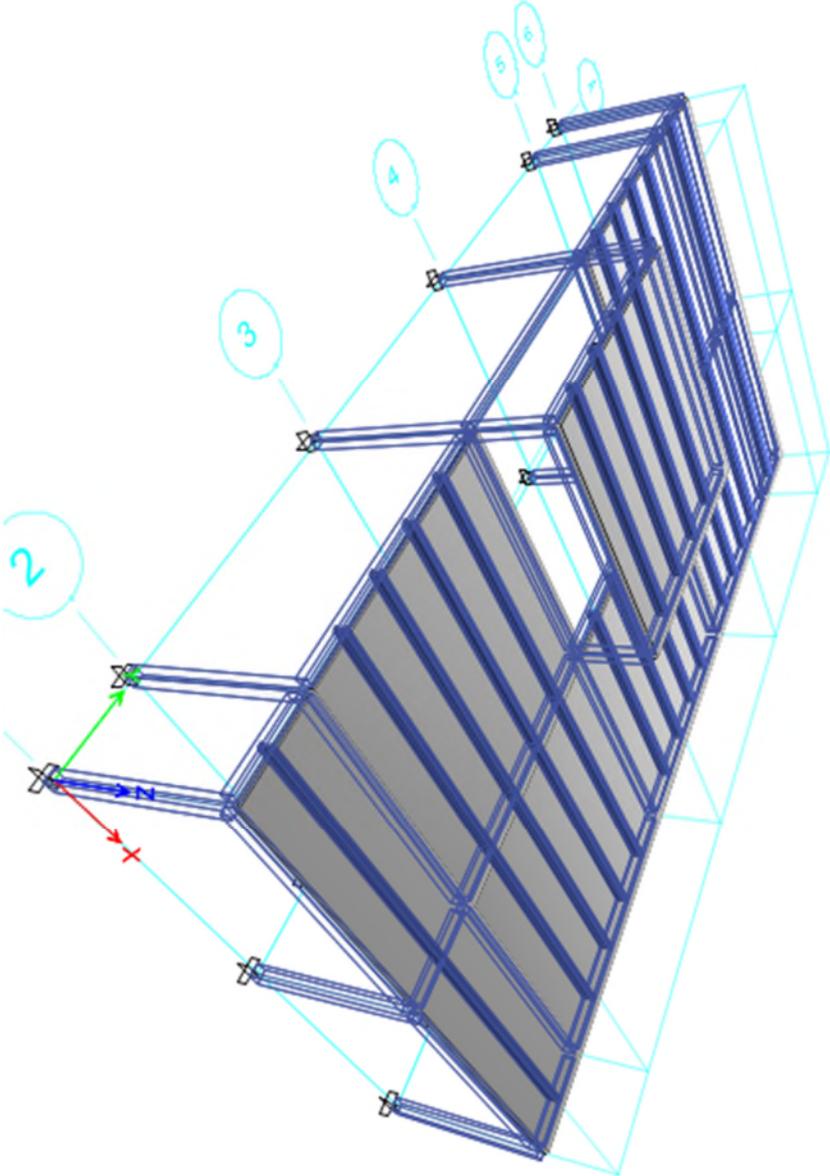


Fig.1.4 : vue en 3D de bloc 2

1.2.2 Les planchers :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

La structure comporte des planchers collaborant, qui sont constituées de :

- Dalle mixte composées d'une dalle en béton arme adhérent à une tôle nervurée métallique.
- Une tôle nervure métallique.

1.2.4 Les escaliers :

La structure comporte deux types d'escaliers :

- Un escalier a trois volées et a deux paliers de repos a l'intérieure de l'ouvrage.
- Un escalier a deux volées et a un palier de repos a l'extérieure de l'ouvrage.

1.3 Matériaux utilisés :

1.3.1 L'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de Fer et peu de Carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés:

- soit involontairement : phosphore, soufre, ... qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- soit volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc...., qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résiliences, soudabilités,...).on parles dans ce cas d'acier alliés.

1.3.1.1 Les propriétés de l'acier :

1. Resistance :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le CCM97..

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t<40mm		40mm<t<100mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

Tableau 1.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u (CCMA97, tableau 3.1)

-La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est S235.

2. Ductilité (§ 3.2.2.3 CCMA97) :

Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- Le rapport f_u/f_y de la résistance à la traction minimale spécifiée au f_u sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée f_y doit être supérieur à 1,2.
- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime ϵ correspondant à f_u représente au moins 20 fois la déformation élastique ϵ_y correspondant à f_y .
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de $5,65 \sqrt{A_0}$ doit être supérieur à 15%, A_0 étant l'aire initiale de la section transversale.

On peut considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au **Tableau 1.1**, en particulier, satisfont à ces conditions.

3. Propriétés mécanique de l'acier :

- Module d'élasticité longitudinale : $E=210000\text{MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G=\frac{E}{2(1+\mu)}$
- Coefficient de poisson : $\nu=0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\rho = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
- Masse volumique : $\rho=7850 \text{ Kg / m}^3$

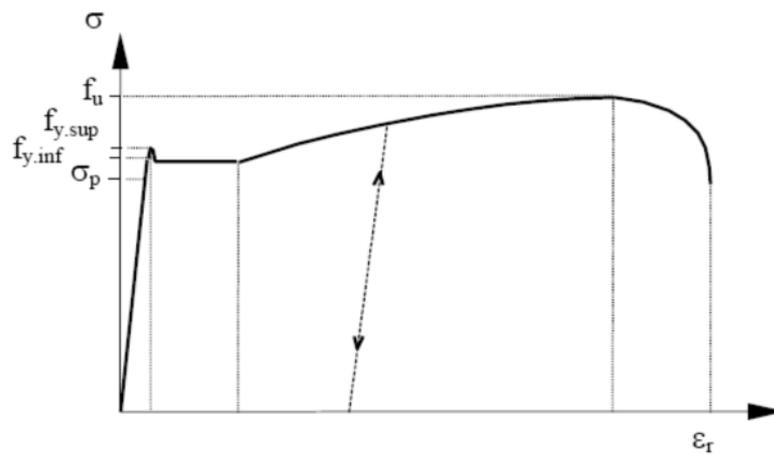


Figure 1.5: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

1.3.1.2 Propriétés des armatures de construction :

1. Résistance :

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier Fe400.

2. Ductilité :

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Le rapport } \frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

$$\varepsilon_u \geq 20 \times \varepsilon_y$$

- A la rupture, l'allongement sur une longueur de $5,65\sqrt{A_0}$ soit supérieure à 15%, avec :

A_0 : étant la section transversale initiale de l'élément considéré

3. Propriétés mécaniques :

Les propriétés mécaniques sont les mêmes que celles données dans la partie (1.3.1.1.3.)

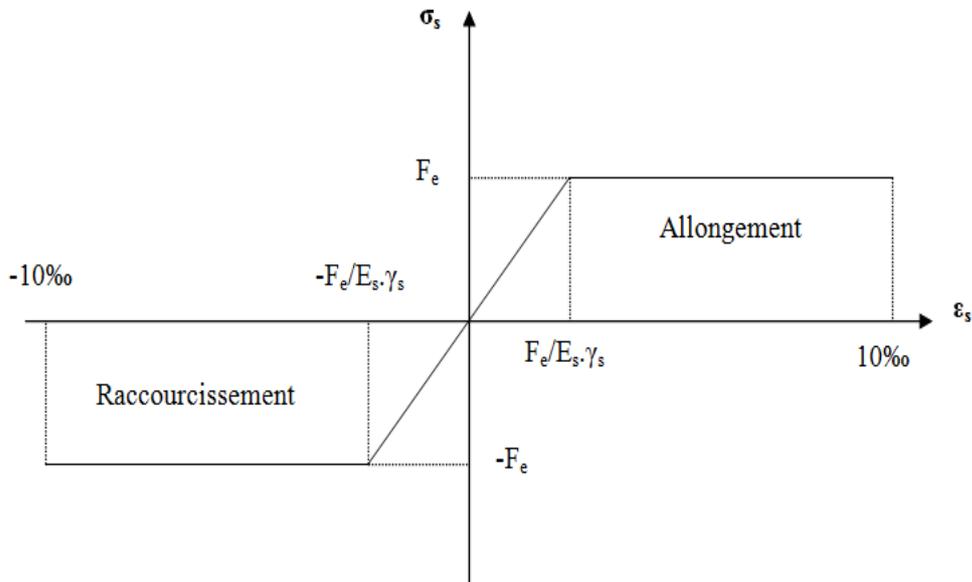


Fig.1.6: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

1.3.2 Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés et aussi un matériau économique qui résiste bien à la compression. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

1.3.2.1 Composition du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tels que la température, l'humidité, etc. Il est composé :

- **D'un liant hydraulique (ciment) :**

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité dépendant des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- Des granulats :

Gravier : constitués par des grains rocheux dont la grosseur avec des différents diamètres (3/8-8/15-15/25 et >25) mm.

Sable : constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantages de gros grains que de petits.

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils sont obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant
- D'adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité.

Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa) ;
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler) ;
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et granulats ;
- Le dosage (quantité) ;
- Un bon mélange (homogénéité).

1.3.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

1. Masse volumique :

- La masse volumique d'un béton à granulats courants (normal) $\rightarrow 2200 \div 2400 \text{ kg/m}^3$
- La masse volumique d'un béton à granulats légers $\rightarrow 700 \div 1500 \text{ kg/m}^3$;
- La masse volumique d'un béton à granulats lourds $\rightarrow 3500 \div 4000 \text{ kg/m}^3$;
- La masse volumique du béton armé $\rightarrow 2500 \text{ kg/m}^3$;

2. Retrait :

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si la pièce en béton durcit dans une atmosphère non saturée en humidité, l'eau en excès va disparaître peu à peu, à la fois par évaporation et avec combinaison avec le ciment. Son départ s'accompagne d'une diminution de volume que l'on appelle le retrait.

3. Fluage :

Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante (noté σ_0) pendant une durée infinie. Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement et de l'épaisseur de l'élément.

4. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression.

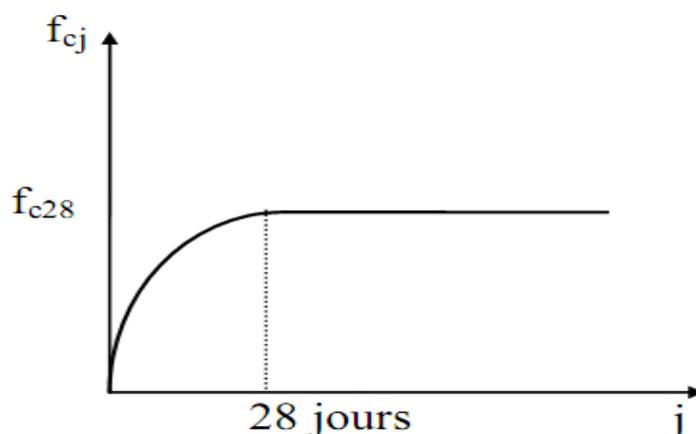


Fig.1.7: Résistance du béton à la compression.

5. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{ij}), est conventionnellement définie par la relation (selon BAEL) : $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa)

1.3.2.3 Déformation longitudinales du béton (BAEL 91) :

- Module de déformation instantané $\Rightarrow E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ (MPa); dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.
- Module de déformation différée $\Rightarrow E_{vj} = E_{ij}^{1/3} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ (MPa) ; dû aux sollicitations de longue durée d'application.

f_{cj} (MPa)	25	30	40	50	60
E_{ij} (MPa)	32160	34180	37620	40520	43060
E_{vj} (MPa)	10820	11500	12650	13630	14490

Tableau 1.2: les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj} .

Coefficient de Poisson

- Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de Poisson est pris égal à 0.
- Pour le calcul des déformations, il est pris égal à 0,2.

➤ Diagramme contrainte /déformation de calcul

ELS :

E_b : module de déformation du béton

E_s : module de déformation de l'acier

Le rapport E_s/E_b est appelé coefficient d'équivalence : $n = 15$.

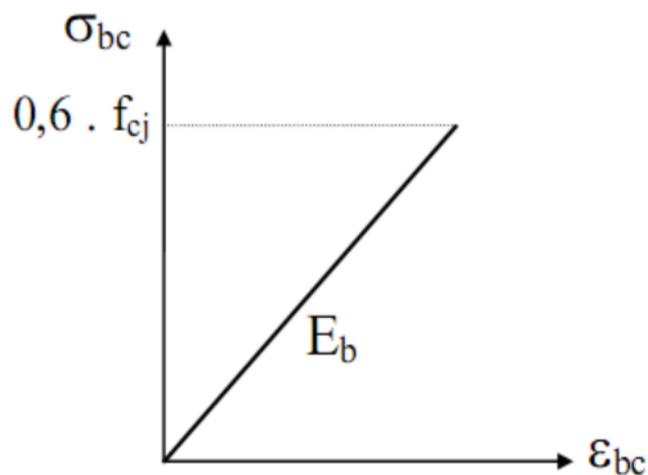


Fig.1.8: Diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton à l'ELS.

ELU :

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} < 2 & 0 \leq \sigma_{bc} \leq f_{bu} \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 & \sigma_{bc} = f_{bu} \end{cases}$$

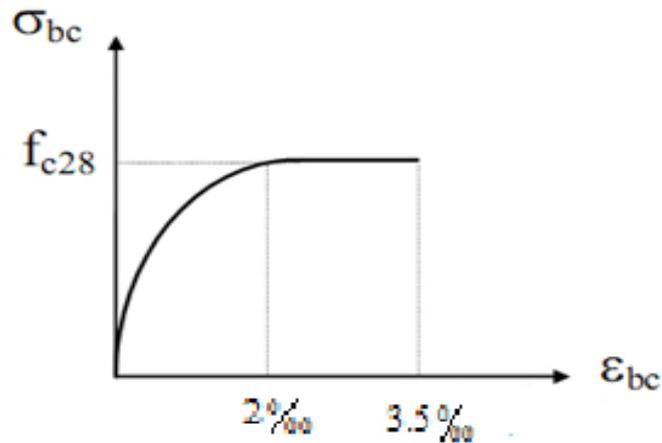


Fig.1.9 : Diagramme $\sigma - \epsilon$ du béton à l'ELU.

1.3.2.4 Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :

i – Hypothèses à l'ELU :

1. Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. La résistance du béton à la traction est négligée.
4. Le raccourcissement ultime du béton (ϵ_{bc}) est limité à (3.5‰) en flexion et à (2‰) en compression simple (centré).
5. L'allongement ultime des aciers (ϵ_p) est limité à (10‰).
6. Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite doit obligatoirement passer par l'un des pivots A, B et C : c'est la règle des 3 pivots.

Cette règle est fixée comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.

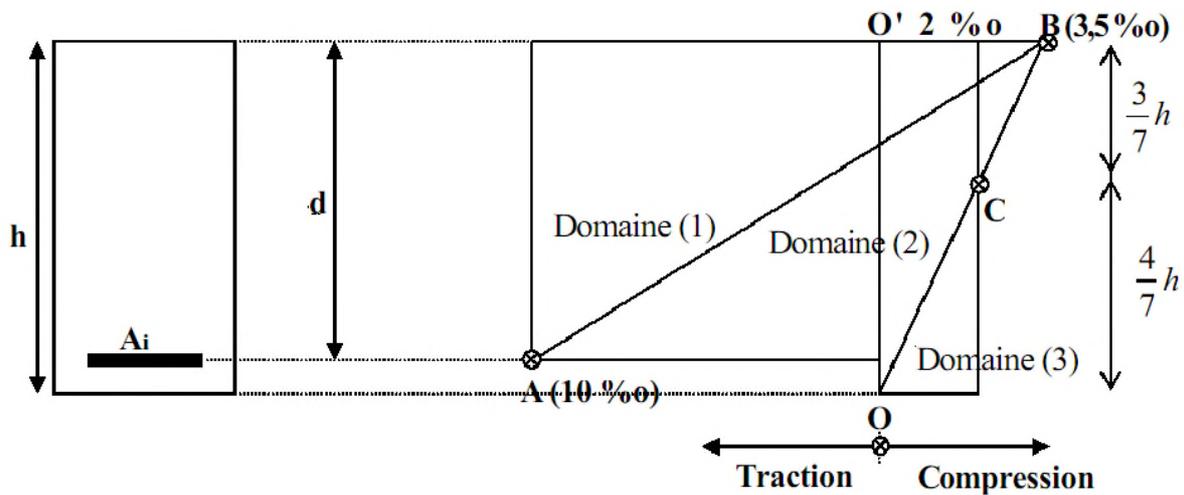


Fig.1.10: Diagramme des 3 pivots.

- Le pivot (A) si $y \leq 0.2593 d$
- Le pivot (B) si $0.2593 d \leq y \leq h$
- Le pivot (C) si $y > h$

ii – Hypothèse à l'ELS :

1. Conservation des sections planes.
2. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

c.à.d.
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E_{bc} & \text{Pour le béton} \\ \sigma_s = \varepsilon_s E_s & \text{Pour l'acier} \end{cases}$$

3. La résistance à la traction du béton est négligée.
4. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

1.4 Les règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage les règlements techniques utilisés sont les suivantes :

- ✓ **RNV A99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- ✓ **CCM 97, Eurocode3** : règles générales des structures en acier.
- ✓ **DTR.BC.2.4.10** : Conception et dimensionnement des structures acier-béton.
- ✓ **RPA 99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003.
- ✓ **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Chapitre 2

Evaluation des charges

2.1 Evaluation des charges :

Pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- Poids propre (structure porteuse et élément non porteurs)
- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- Actions accidentelles (les séismes, les explosions ...)

2.2 Charge permanentes :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

2.2.1 Plancher courant :

- Cloison de séparation (ép.=10cm+plâtre+mortier de finition).....1kN/m²
- Carrelage (ép.=2cm)0,4 kN/m²
- Mortier de pose (ép.=2cm).....0,4kN/m²
- Faux plafond en plâtre.....0,1kN/m²
- Plancher collaborant (ép.=10cm)2,5kN/m²
- TN40 (Tôle d'acier Nervurée).....0,1kN/m²

$$G_t = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

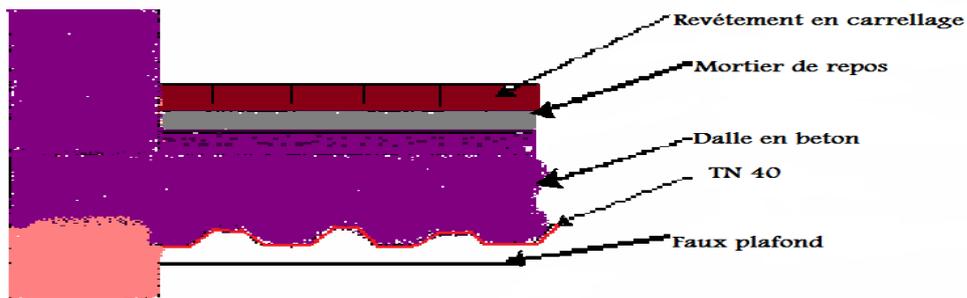


Fig.2.1 : Plancher d'étage courant.

2.2.2 Plancher terrasse (inaccessible) :

- Gravieron de protection (ép.=3cm) $3 \times 0,2 \dots\dots\dots 0,6 \text{ kN/m}^2$
- Forme de pente (Ep.moy =10cm) $0,1 \times 22 \dots\dots\dots 2,2 \text{ kN/m}^2$
- Isolation thermique liège (4cm) $4 \times 0,25 \dots\dots\dots 1 \text{ kN/m}^2$
- Etanchéité multicouche (ép.=2cm) $2 \times 0,6 \dots\dots\dots 0,12 \text{ kN/m}^2$
- Faux plafond en plâtre $\dots\dots\dots 0,1 \text{ kN/m}^2$
- TN40 (Tôle d'acier Nervurée) $\dots\dots\dots 0,10 \text{ kN/m}^2$
- Plancher collaborant (Ep= 10cm) $\dots\dots\dots 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$G_t = 6,62 \text{ kN/m}^2$$

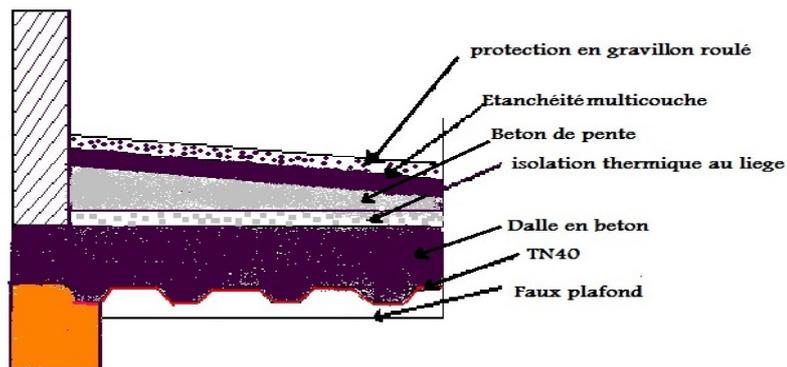


Fig. 2.2 : Plancher terrasse inaccessible.

2.2.3 Maçonnerie :

a) Murs extérieurs à double cloison :

- Brique(e=10cm) +brique (e=10cm) ; P=0,9KN/m²1, 80KN/m²
- Revêtement extérieur(e=2cm ; P=0,2KN/m²)0,4KN/m²
- Revêtement intérieur en plâtre (e=2cm ; P=0,1KN/m²).....0,2KN/m²

$$Gt = 2,4kN/m^2$$

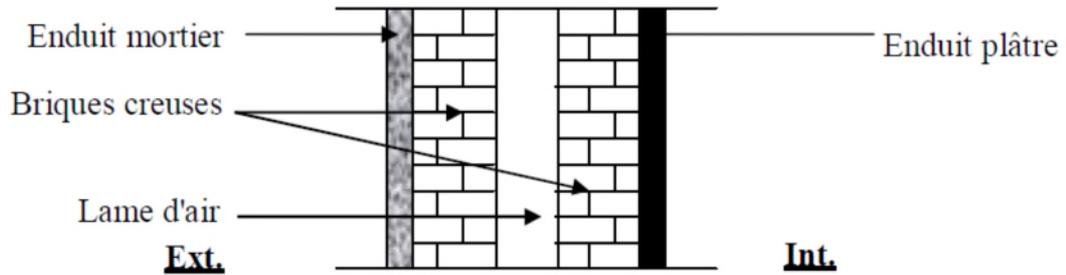


Fig. 2.3 : Mur extérieure.

b) Mur intérieur :

- Brique (e=10cm)0,9 kN/m²
- Revêtement intérieur en plâtre(e=2cm) 2 × 0,1.....0,2 kN/m²

$$Gt = 1,1 kN/m^2$$

c) Acrotère :

- Enduit ciment sur les deux faces.....0,4kN/m²
- Acrotère(e=10cm), (suite de cloisons)0,9kN/m²

$$Gt = 1,3kN/m^2$$

2.3 Charges climatiques :

2.3.1 L'effet de vent :

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorptions de l'énergie solaire ainsi que le réchauffement et la pression atmosphérique.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui par ailleurs est conditionnée également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Les estimations de l'effet de vent se feront en appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99 ».

Remarque :

Pour notre cas, la structure n'est pas influencée des effets de vent à cause des murs en cloisons de brique, et l'intensité de portique auto-stable formé par les poutres et les poteaux mixtes de reprendre et faire face à ces sollicitations horizontales et de soulèvement de vent.

Conclusion :

La force résultante R due aux effets de vent dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment, donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

2.4 Action de neige :

La charge caractéristique de neige (S) par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : (selon l'article 3.1.1 de la première partie du RNV A99).

$$S = \mu \times S_K \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Où :

- S_K (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4, fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf. carte de neige) ;

- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture ; appelé coefficient de forme et donné par (l'article 6 de la première partie de RNVA99).

2.4.1.1 Détermination de la charge de neige :

La charge de la neige sur le sol s_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

La valeur de S_K est donnée par les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_K = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \dots\dots\dots \text{en zone A} \\ S_K = \frac{0,04 \times H + 10}{100} \dots\dots\dots \text{en zone B} \\ S_K = \frac{0,0325 \times H}{100} \dots\dots\dots \text{en zone C (article 4.2 première partie RNV A99)} \\ \text{Pas de charges de neige} \dots\dots\dots \text{en zone D} \end{array} \right.$$

Notre bâtiment est implanté à Rmila de la wilaya de Bejaia dont la zone est A et a une altitude de $H=100\text{m}$:

$$S_K = \frac{0,07 \times H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 100 + 15}{100} = 0,22 \text{KN/m}^2$$

2.4.2 Détermination du coefficient de forme μ :

Dans notre projet la toiture terrasse est plate, et on la considère comme une toiture a un seul versant avec ($\alpha=0$), d'après le tableau (6.1 première partie RNV A99) et selon l'article (6.2 première partie RNV A99) : pour $0 \leq \alpha \leq 30 \Rightarrow \mu = 0,8$

Donc: $S = 0,8 \times 0,22 = 0,176 \text{KN/m}^2$

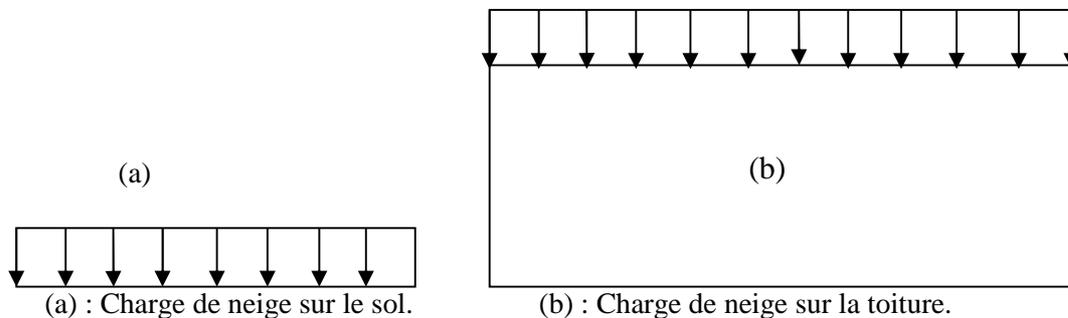


Fig.2.4: Charge de neige sur la toiture et sur le sol.

2.5 Effet de la variation de la température :

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique sans produire de désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique).

Pour notre structure ; on doit prendre compte l'effet de la température pour la justification suivante :

- la longueur minimale pour la quelle on doit tenir compte de l'effet thermique est de 25m, et celle de notre cas est de 38,95m. Donc on doit mettre un joint thermique la distance de 26 m.

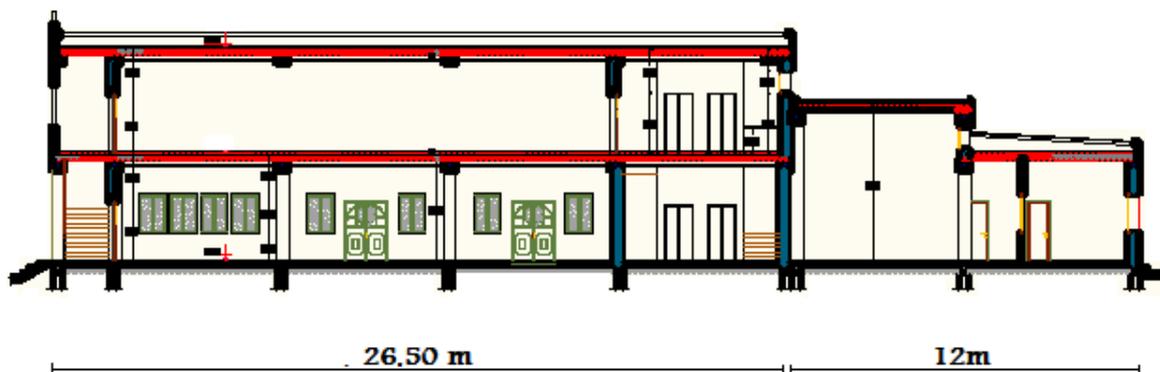


Fig.2.5: Coupe longitudinale de l'ouvrage.

Etude des éléments secondaires

3.1 Etude de plancher :

➤ Introduction :

Une dalle mixte comporte une tôle mince, profilée en acier conçue pour développer une collaboration structurale efficace avec le béton du plancher qu'elle va recevoir.

Les dalles mixtes sont tout indiquées pour les applications dans des bâtiments en acier où elles peuvent moyennement une connexion développer une action composite avec les poutres de plancher en acier.

Les tôles nervurées assurent diverses fonctions :

- elles offrent une surface de travail lors de la construction
- elles servent de coffrage lors du bétonnage du plancher
- elles jouent le rôle d'armature inférieure pour le béton de la dalle

L'ossature du plancher est constituée de poutres croisées ; les solives qui supportent le platelage portant sur des poutres maîtresses, qui portent-elles mêmes sur les poteaux, quand au platelage ; est une dalle en béton coulée sur bac d'acier.

3.2 Calculs des planchers mixtes à dalle collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t=10$ cm.
- Coefficient d'équivalence (acier-béton) : $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$
- Coefficient de retrait du béton : $\epsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Contraintes admissibles des matériaux :

Pour l'acier : $f_y=235$ MPa et $\tau_e=0,58f_y$

Pour le béton : $f_{c28}=25$ MPa.

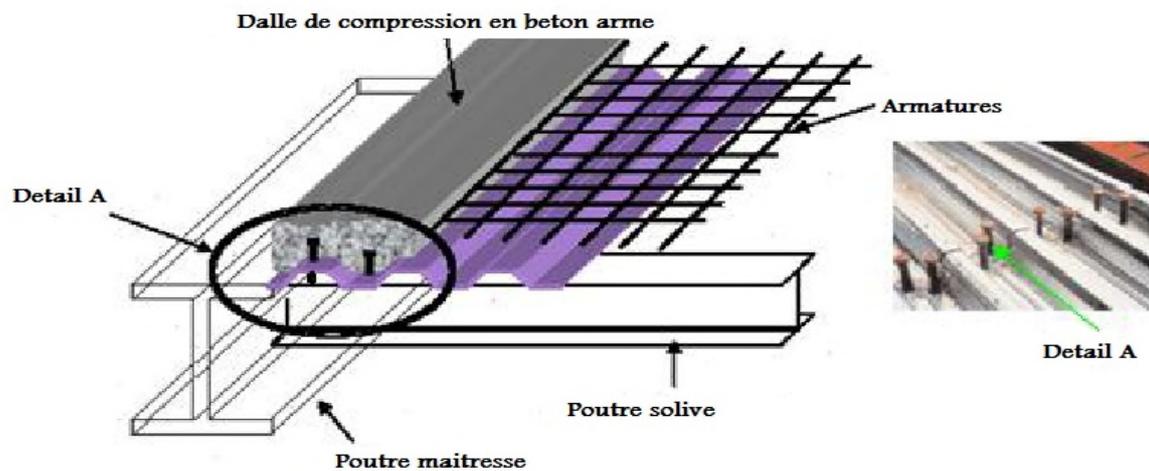


Fig.3.1 : Dalle collaborante.

3.3 Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction.
- Phase finale.

a) Phase de construction : Le profilé d'acier travaille seul, et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrière + matérielle).

b) Phase finale : Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé + la dalle) travaillent ensemble :

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre de profilé.
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation finale.

3.4 Pré-dimensionnements des solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent a la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement.

$$0.7 \leq L \leq 1.50 \dots \dots \dots [5]$$

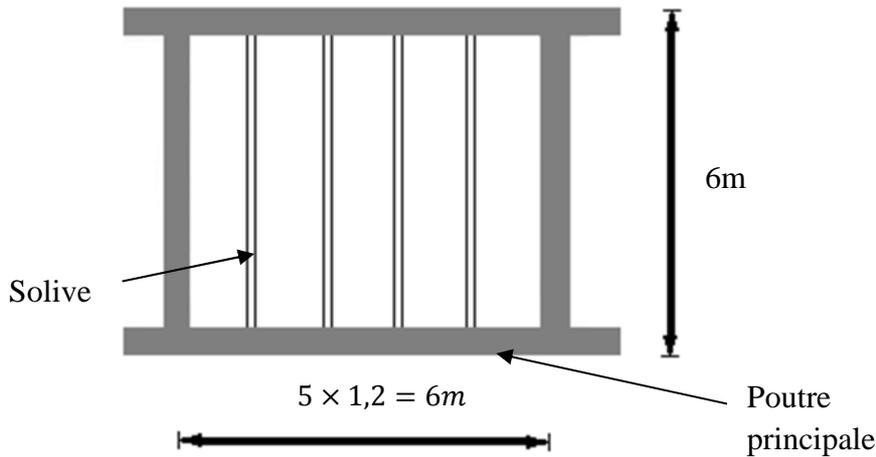


Fig.3.2 : Disposition des solives

3.4.1 Phase de Construction :

- Poids propre de béton frais : $G_b = 0,10 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle : $G_t = 0,10 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge des ouvrières : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

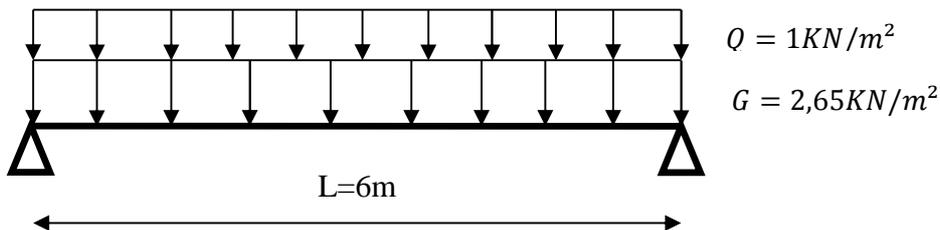


Fig.3.3 : Schéma statique de la solive

➤ Combinaison de charges :

ELU: $q_u = (1,35 \times G_b + 1,35 \times G_t + 1,5 G_b \times Q) \times 1,2 = 6,012 \text{ KN/m}$

ELS: $q_s = (G_b + G_t + Q) \times 1,2 = 4,32 \text{ KN/m}$

a) Vérification de flèche:

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

$$I_y \geq 1735,71 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un IPE 200 de $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

• **Vérification en prenant en compte le poids de profile :**

$$G_p = 0,224 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charge :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 \times G_p + 1,35 \times (G_b + G_t) \times 1,2 + 1,5 \times (Q_c) \times 1,2$$

$$q_u = 6,314 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G_p + (G_b + G_t) \times 1,2 + (Q_c) \times 1,2$$

$$q_s = 4,544 \text{ KN/ml}$$

b) Vérification à la résistance :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,314 \times 6^2}{8} = 28,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{220,6 \times 23,5}{1,1} = 47,128 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{sd} < M_{rd}$ la condition est vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Ou :

$V_{pl.Rd}$: Effort tranchant résistant de la section.

A_v : Aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 14 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$\implies V_{pl.Rd} = 172,68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6,314 \times 6}{2} = 18,94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18,94 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 172,68 \text{ KN} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

d) Vérification de la flèche :

Il faut vérifier que :

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

Et :

$$f^{max} = \frac{5 \times 4,544 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 1943} = 1,879 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

Donc : la flèche est vérifiée.

3.4.2 Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile+la dalle) travaillent ensemble.

Donc les charges à considérer dans la phase finale sont :

➤ **Charges permanentes :**

$$G_t = 4,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/m} \quad (\text{DTR Art 7.2.3})$$

➤ **Combinaison de charge :**

Entraxe entre les solives est de 1,2m.

$$\begin{aligned} \text{ELU: } q_u &= 1,35 \times G_{pr} + (1,35 \times G_t) \times 1,2 + 1,5Q \\ q_u &= 13,89 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\text{ELS: } q_s = G_{pr} + (G_t + Q) \times 1,2$$

$$q_s = 9,824 \text{ KN /ml}$$

❖ **Largeur effective de la dalle :**

$$b_{\text{eff}} = \text{inf} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} \text{ Avec } l_0 : \text{longueur libre d'une} \\ \text{poutre simplement appuie} \\ b : \text{avec } b : \text{entraxe entre les poutres.} \end{array} \right. \quad (\text{EC4 Art 4.2.2.1})$$

$$b_{\text{eff}} = \text{inf} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,2 \text{ m} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad b_{\text{eff}} = 1,2 \text{ m}$$

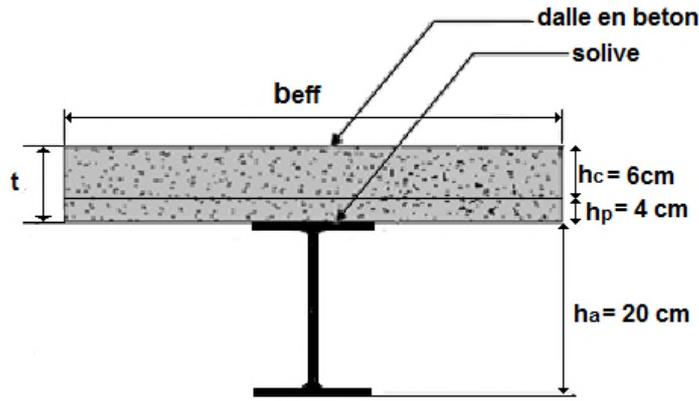


Fig. 3.3 : Largeur effective de la dalle.

a) Calcul de la section mixte :

La section mixte est : $S = A + \frac{b \times t}{n}$

A : l'aire de la section de profile.

$\implies S = 28,5 + \frac{120 \times 10}{15} = 108,5 \text{ cm}^2$

b) Positon de l'axe neutre:

$F_c = hc \times b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 66 \times 10^{-2} \times 1,2 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 1020 \text{ KN}$

$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 28,5 \times \frac{23,5}{1,1} = 608,86 \text{ KN}$

$\implies F_c > F_a$ Donc : L'axe neutre plastique est dans la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

$\implies Z = 3,58 \text{ cm}$

c) Vérification à la résistance :

$$M_{\text{pl.Rd}} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right)$$

$\implies M_{\text{pl.Rd}} = 110,87 \text{ KN.m.}$

Donc : on a

$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,89 \times 6^2}{8} = 62,50 \text{ KN.m} < M_{\text{pl.Rd}} = 110,87 \text{ KN.m}$

⇒ La résistance est vérifiée.

d) Position de centre de gravite de la section mixte homogène :

$$\sum M_{\text{statique}}/G = 0 \implies d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times S}$$

d : est la distance entre le CDG de la solive et al positon de l'axe neutre.

$$d = \frac{120 \times 10}{15} \times \frac{10 + 20}{2 \times 108,5} = 11,05 \text{ cm}$$

V_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

V_s : Position de la fibre la plus comprime de béton par rapport à l'axe neutre.

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{20}{2} + 11,05 = 21,06 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{20}{2} + 10 - 11,05 = 8,94 \text{ cm}$$

e) Le moment d'inertie de la section mixte :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre :

$$I = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1943 + 28,5 \times 11,06^2 + \frac{120 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{120 \times 10}{15} \times \left(\frac{10 + 20}{2} - 11,06 \right)^2$$

$$I = 7337,777 \text{ cm}^4$$

f) Contraintes de flexion :

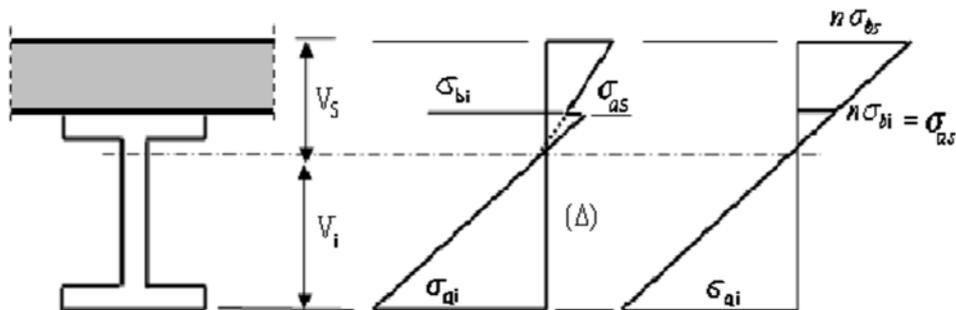


Fig. 3.4 : Diagramme des contraintes de flexion simple

F-1) Contraintes dans la poutre d'acier :

➤ Traction :

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \times Vi = \frac{62,50 \times 10^{-3}}{7337,777 \times 10^{-8}} \times 21,06 \times 10^{-2} = -179,37 \text{ MPa}$$

➤ Compression :

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} \times (Vi - h) = \frac{62,50 \times 10^{-3}}{7337,777 \times 10^{-8}} \times (21,06 - 20) \times 10^{-2} = 9,02 \text{ MPa}$$

F-2) Contrainte dans le béton :

➤ Compression (fibre supérieure):

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I \times n} \times Vs = \frac{62,50 \times 10^{-3}}{7337,777 \times 10^{-8} \times 15} \times 8,94 \times 10^{-2} = 5,07 \text{ MPa}$$

➤ Compression (fibre inférieure):

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I \times n} \times (Vi - h) = \frac{\sigma_{as}}{n} = 0,601 \text{ MPa}$$

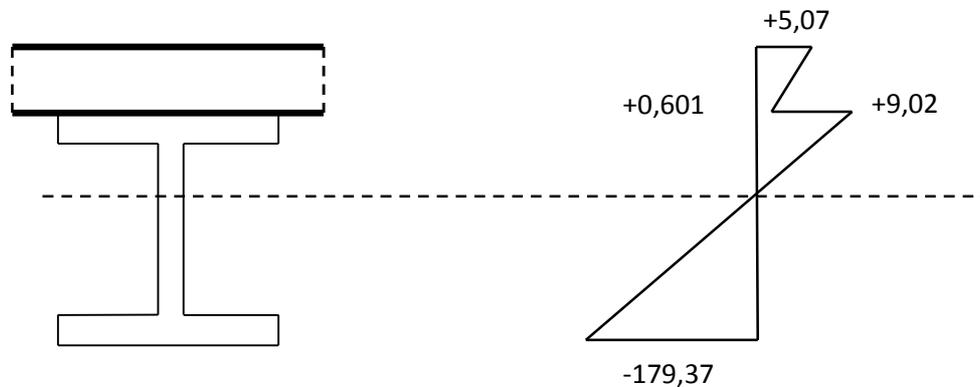


Fig.3.5 : Diagramme des contraintes de flexion.

g) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{13,89 \times 6}{2} = 41,67 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = \frac{23,5 \times 14}{\sqrt{3} \times 1,1} = 172,68 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{pl} \implies$ La condition est vérifiée.

h) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

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

$$f^{max} = \frac{5 \times 9,824 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 7337,777} = 1,07 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

Donc : la flèche est vérifiée.

i) Contrainte additionnelle de retrait :

➤ **Effort de retrait :**

Après coulage de la dalle, le béton ayant durci devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ε). Mais la dalle étant solidarisée avec la poutre en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier-béton.

L'effet du retrait peut se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement de la poutre acier ε_a .
- Un allongement de la dalle béton ε_b par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant pas librement se rétracter, le béton se tend. En effet, ce qui est équivalent à un allongement, et l'on a : $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$.

➤ **Calcul des contraintes :**

Voir la figure (3 .4) schématisant les effets du retrait.

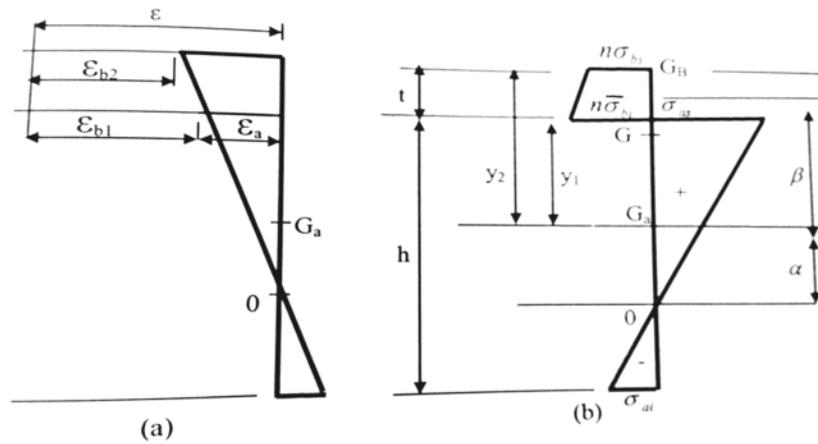


Fig. 3.6 : Effet de retrait ; (a) déformation due au retrait. (b) contrainte due au retrait.

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b \times t \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_A \times A) + (b \times t \times I_A) + (b \times t \times A \times \beta^2)}$$

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{20+10}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{1943}{28,5 \times 15} = 4,545 \text{ cm}$$

D'où :

$$K = \frac{120 \times 10 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 15 \times 28,5}{(15 \times 1943 \times 28,5) + (120 \times 10 \times 1943) + (120 \times 10 \times 28,5 \times 15^2)} = 198,44 \text{ N. cm}^{-3}$$

$$K = 0,198 \text{ N. mm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{20}{2} + 4,545 = 14,545 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 14,545 + 10 = 24,545 \text{ cm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où :

Les valeurs des contraintes

- $\sigma_{as} = K \times y_1 = 0,198 \times 145,45 = 28,79 \text{ MPa}$
- $\sigma_{ai} = K(h - y_1) = 0,198(200 - 145,454) = -10,80 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = \frac{1}{15}(42 - 0,198 \times 145,454) = -0,88 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bs} = \frac{1}{n}(E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = \frac{1}{15}(42 - 0,198 \times 245,45) = 0,44 \text{ MPa}$

j) Vérification des contraintes finales :

- $\sigma_{as} = 9,02 + 28,79 = 37,81 \text{ MPa}$
- $\sigma_{ai} = -179,37 - 10,80 = -190,17 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bi} = 0,601 + 0,88 = 1,481 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bs} = 5,07 + 0,44 = 5,51 \text{ MPa}$

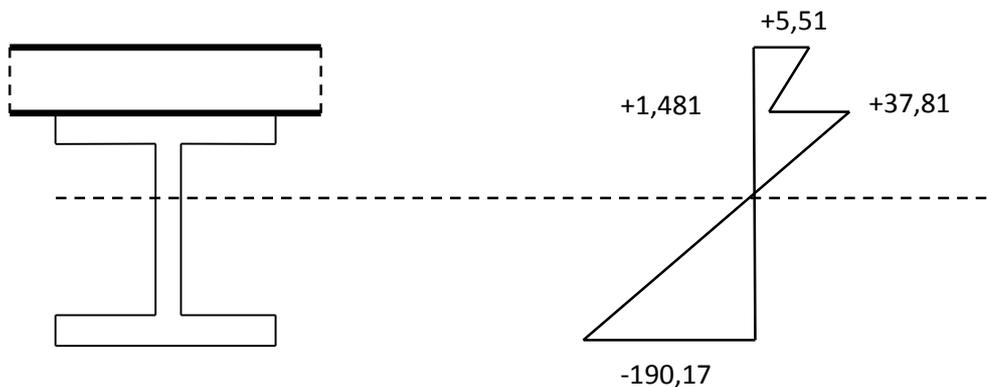


Fig.3.7 : Diagramme des contraintes finales.

D'où :

- $\text{Max}(\sigma_{as} ; \sigma_{ai}) = \text{max}(37,81 ; -190,17) = 190,17 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\text{Max}(\sigma_{bi} ; \sigma_{bs}) = \text{max}(1,481 ; 5,51) = 5,51 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Donc : La solive IPE200 est vérifiée.

3.4 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.

C'est-à-dire qu'ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et le profile en acier.

3.5.1 Choix des connecteurs :

Le type choisit est les goujons a tête ronde, voir la figure suivante :

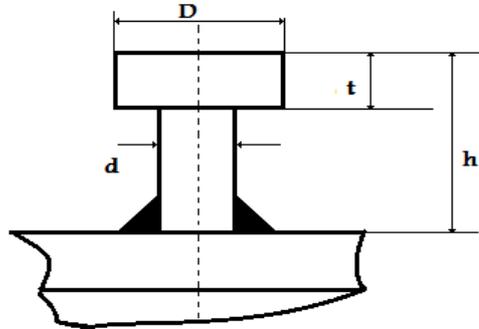


Fig. 3.8 : Goujon a tête ronde.

Le goujon choisis sont des goujons a tête soudé :

$$\left\{ \begin{array}{l} h= 80 \text{ mm.} \\ d= 20 \text{ mm.} \end{array} \right. \quad \text{D'après l'EC4 classe 2 de l'art 6.2}$$

Les goujons a tête soudées d'une longueur hors tout après soudage est d'au moins quatre fois le diamètre et d'un diamètre < 22 mm, peuvent être considère comme ductile du derge de connexion définit par N/N_f .

On a :

$$5m \leq L \leq 25 m \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03L \dots \dots \dots \text{EC04 Clause 2 de l'art 6.2.}$$

Avec :

L : la porte en mètre.

N_f : Le nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de poutre.

N : Le nombre de connecteurs présents a l'intérieur de même longueur de poutre.

3.5.2 Resistance au cisaillement :

Le dimensionnement de la connexion est réalise en supposant une connexion complète on utilisant des tôles profilées en acier et des goujons a tête soudes

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2})$$

$$P_{rd1} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \dots\dots\dots(1)$$

P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

f_u : La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon, sans dépasser 500 MPa

$$P_{rd2} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{CK} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots(2)$$

P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$f_{CK} = 25 \text{MPa}$: (la résistance a la compression a 28 jours de classe C25/30).

E_{cm} : La valeur du module sécant du béton (pour un béton de masse volumique courante, d'une classe de résistance donnée ou de résistance caractéristique a la compression f_{CK}).

Pour la classe C25/30, on a : $E_{cm} = 30500 \text{MPa}$.

α : Facteur de correction.

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] \rightarrow \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \rightarrow \text{si } : \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

On a :

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{20} = 4$$

$$\implies \alpha = 0,2 \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] = 0,2 \left[\left(\frac{80}{20} \right) + 1 \right] = 1 \implies \alpha = 1$$

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pris égale a 1,25 a l'état limite ultime.

$$(1) \iff P_{rd1} = 0,8 \times 360 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 72,34 \text{ KN}$$

$$(2) \iff P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 20^2 \times \sqrt{25 \times 30500} \times \frac{1}{1,25} = 81,03 \text{ KN}$$

Donc : $P_{rd} = 72,34 \text{ KN}$

3.5.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre :

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = 3 \text{m}$$

$$\begin{aligned}V_{lf} &= \min\left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,85 \times A_c \times f_{c28}}{\gamma_c}\right) \\ &= \min\left(\frac{28,5 \times 23,5}{1,1}; \frac{0,85 \times 1200 \times 2,5}{1,5}\right) \text{ (KN)} \\ &= \min(608,86; 1700) \text{ (KN)}\end{aligned}$$

$$\implies V_{lf} = 608,86 \text{ KN}$$

Donc le nombre de connecteur par longueur critique est :

$$N_f^{Lc} = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{608,86}{72,382} = 8,41$$

Soit le nombre de connecteur $N=8$ par une longueur de 3 m et d'un espacement de :

$$St = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{300}{8} = 37,5 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{N}{N_f} = \frac{8}{8,41} = 0,95 > 0,25 + 0,03 \times 6 = 0,43$$

\implies La condition est vérifiée.

3.6 Vérification des soudures :

a : la gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(20; 8,5) = 8,5 \text{ mm}$$

l : longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 20 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \implies \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{MW} = 1,25 \\ f_u = 360 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **L'effort résistant de cisaillement est :**

$$F_{Wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times \sqrt{3}}$$

$$F_{Wrd} = 8,5 \times 62,8 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 110,94 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donne par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{608,86}{8} = 76,10 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} = 76,10 \text{ KN} < F_{Wrd} = 110,94 \text{ KN} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

3.7 Ferrailage de la dalle du plancher :

La dalle est surface horizontale, supportant des charges verticale concentrées ou réparties.

Pour notre cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte dans un seul sens. Les nervures sont perpendiculaires aux solives :

- Largeur $L_x = 1 \text{ m}$.
- Longueur $L_y = 1,2 \text{ m}$.
- Epaisseur $e = 10 \text{ cm}$.

Le panneau de dalle travaille dans un seul sens (sens de L_x), la dalle se calcule comme une poutre en flexion simple.

3.7.1 Calcul du moment pour une dalle qui repose sur deux appuis libres :

Charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

- Poids propre de béton..... $G_b = 0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du mur (cloison+plâtre) $G_m = 1,1 \text{ KN/m}^2$.
- Carrelage + mortier de pose $G_c = 0,8 \text{ KN/m}^2$.

$$G_{\text{total}} = 4,5 \text{ kN/m}^2.$$

➤ Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2.$$

➤ Combinaisons des charges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,5) + (1,5 \times 3,5) = 11,32 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 5,7 + 3,5 = 8 \text{ KN/m}^2.$$

- Moment isostatique $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{11,32 \times 1^2}{8} = 1,41 \text{ KN.m.}$
- Moment en travée $M_t = 0,85 \times M_0 = 1,2 \text{ KN.m.}$
- Moment en appui $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,568 \text{ KN.m.}$

3.7.2 Détermination de la section d'armatures :

a) En travée :

$$M_t = 1,2 \text{ KN.m.}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$e = 2 \text{ cm (enrobage).}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times f_{bu} \times d^2}.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad \gamma_b = 1,5;$$

$$\mu_{bu} = 0,0151.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,019.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 7,939 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{1,2 \times 10^{-3}}{0,07939 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2.$$

$$f_{st} = 348 \text{ MP pour } Fe = 400$$

b) En appui :

$$M_a = 0,568 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times f_{bu} \times d^2}.$$

$$\mu_{bu} = 0,0071.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,009.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 7,912 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{Ma}{z \times f_{st}} = \frac{0,568 \times 10^{-3}}{0,07912 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2.$$

$$f_{st} = 348 \text{ MP pour Fe} = 400$$

	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$
En travée	1,2	0,0151	0,019	7,939	0,39
En appui	0,568	0,0071	0,009	7,912	0,18

Tableau. 3.1 : calcul de la section d'armatures de la dalle

c) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 8 \times 10^{-2} \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On a : } A_{s \text{ travée}} = 0,39 < A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$\text{et : } A_{s \text{ appui}} = 0,18 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte le même ferrailage en appui et en travée :

$$A_{s \text{ travée}} = A_{s \text{ appui}} = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

d) Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = 0,24 \text{ cm}^2.$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé $\emptyset 6$ dont les dimensions des mailles sont égales à 20cm dans les deux sens.

3.8 Calcul des escaliers :

3.8.1 Introduction :

Les escaliers sont constitués en charpente métallique l'ossature des escaliers est entièrement métallique, chaque volée est composée de deux limons, les poutres des poutres laminées en UPN sur les quelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières, sur la tôle on met un recouvrement de carrelage qui s'appui sur une couche de mortier.

Dans notre projet on a deux types d'escaliers :

Escalier intérieur à trois volées et deux paliers de repos.il sera réalisé en charpente métallique.

La volée est constitue de deux limons en profile UPN et des marches en tôle striées soudées a leurs extrémités supportées par des cornières. Voir la figure suivante :

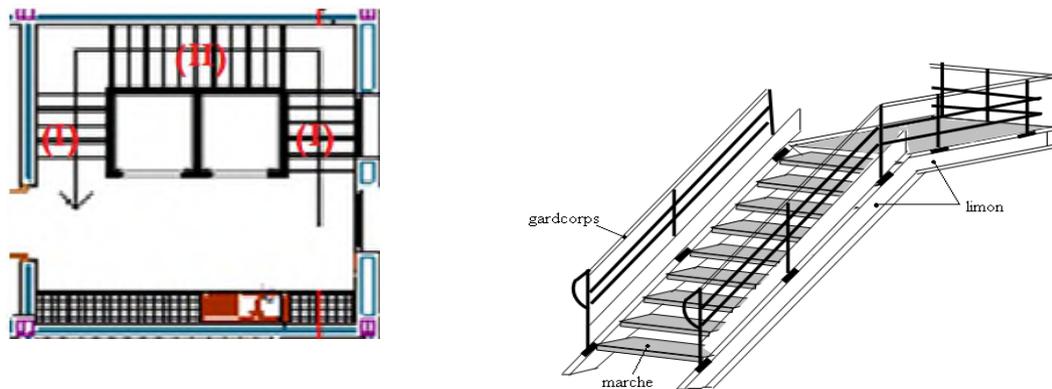


Fig. 3.9 : Vue en plan d'escalier métallique.

3.8.2 Calcul de l'escalier intérieur (métallique) :

60 cm < 2h + g < 65 cm la relation de BLONDEL est vérifier.

3.8.2.1 Calcul de la cornière de support :

$$Q = \frac{(G+Q)}{2} \times g$$

❖ Volées types (I) :

Avec g = 0,3 m



Fig. 3.10 : Le schéma d'une marche

- **Les charges et les surcharges :**
- **charges permanentes :**

- Poids propre de la tôle $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre des accessoires (carrelages, mortier,) $G_a = 1 \text{ KN/m}^2$.
- On néglige le poids propre de la cornière.

- **charges d'exploitations :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 .$$

- **Les combinaisons des charges :**

A l'ELU : $q_u = (1,35(G_t+G_a) + 1,5Q)\frac{g}{2} = (1,35(0,45+1) + 1,5 \times 2,5) \frac{0,3}{2} = 0,856 \text{ KN / ml}$

$$q_u = 0,856 \text{ KN / ml}.$$

A l'ELS : $q_s = (G_t+G_a+Q)\frac{g}{2} = (1+0,45+2,5) \frac{0,3}{2} = 0,592 \text{ KN / ml}.$

$$q_s = 0,592 \text{ KN / ml}.$$

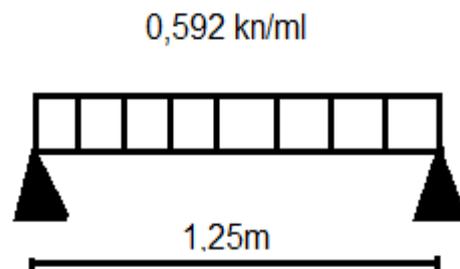


Fig.3.11 : Schéma statique de la cornière de support.

3.8.2.2 Pré dimensionnement de la cornière du support :

La condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_a = \frac{l}{300} \quad I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_s \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 0,592 \times 10^{-2} \times 125^3}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 2,15 \text{ cm}^4$$

On adopte une cornière **L35 × 35 × 3,5** dont les caractéristiques

$$I_y = I_z = 2,66 \text{ cm}^4, W_{ply} = W_{plz} = 1,9 \text{ cm}^3, A = 2,34 \text{ cm}^2, P_c = 1,84 \text{ Kg / ml.}$$

On ajoute le poids propre de la cornière :

$$q_u = (1,35(1+0,45) + (1,5 \times 2,5)) \frac{0,3}{2} + (1,35 \times 0,016) = 0,877 \text{ KN/ml}$$

a) Vérification a la résistance :

$$M_{sdy} = \frac{Qu \times l^2}{8} = \frac{0,877 \times 1,25^2}{8} = 0,171 \text{ KN.m}$$

La section est de classe 1 :

$$M_{r dy} = w_{ply} \times \frac{fy}{\gamma m_0} = 1,9 \times 10^{-2} \times \frac{23,5}{1,1} = 0,405 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sdy} = 0,171 \text{ KN.m} < M_{r dy} = 0,405 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ (Vérifiée)}$$

b) Vérifications au cisaillement :

$$V_{s dz} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{0,877 \times 1,25}{2} = 0,548 \text{ KN}$$

On appui :

$$M_{s dy} = 0 \text{ et } V_{s dy} = 0,548 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma m_0}$$

$$A_{vz} = \frac{A}{2} = 1,175 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{1,175 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 14,5 \text{ KN}$$

$$V_{s dz} = 0,548 \text{ KN} < V_{plz} = 14,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Vérifiée)}$$

Donc on adopte une cornière **L35 × 35 × 3,5**

3.8.2.3 Calcul de la poutre reliant les poutres d'escalier (le limon) :

➤ Les charges et les surcharges :

➤ charges permanentes :

Poids propre de la tôle..... $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre des accessoires (carrelages, mortier,)..... $G_a = 1 \text{ KN/m}^2$.

Mur (briques creuses $e=10 \text{ cm}$) $G_m = 1 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la cornière..... $G_c = 0,0184 \text{ KN / ml}$

$$G_t = (0,45+1+1) \times \frac{1,25}{2} + \frac{0,0184}{2} = 1,54 \text{ KN/ml}$$

➤ **charges d'exploitations :**

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q = 2,5 \times \frac{1,25}{2} = 1,562 \text{ KN / ml}$$

➤ **Les combinaisons des charges :**

A l'ELU : $q_u = (1,35G+1,5Q) = (1,35 \times 1,54+1,5 \times 1,562) = 4,422 \text{ KN / ml}$

$$q_u = 4,422 \text{ KN / ml}$$

A l'ELS: $q_s = (G+Q) = (1,54+1,562) = 3,102 \text{ KN / ml}$.

$$q_s = 3,102 \text{ KN / ml}.$$

3.8.2.4 Pré dimensionnement de limon :

▪ **La condition de la flèche :**

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

4.1 Calcul de la longueur de limon L :

$$L = \sqrt{1,5^2 + 1,02^2} + 1,25 = 3,063 \text{ m}$$

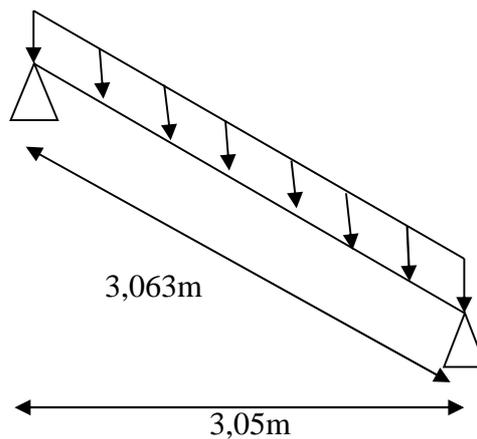


Fig. 3.12 : Schéma statique du limon

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = 1,021 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 3,102 \times 10^{-2} \times 306,3^4}{384 \times 21000 \times 1,021} = 165,81 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 165,81 \text{ cm}^4$$

On adopte pour les deux limons **UPN 100** dont les caractéristiques

$$G = 10 \text{ kg/ml}, h = 10 \text{ cm}, b = 5 \text{ cm}, I_y = 206 \text{ cm}^4, W_{ply} = 49 \text{ cm}^3$$

On ajoute le poids propre de limon :

$$G = 0,1 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 0,1 + 1,54 = 1,64 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,562 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les combinaisons des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,64 + 1,5 \times 1,562 = 4,557 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 1,64 + 1,562 = 3,202 \text{ KN/ml}$$

4.2 La condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \qquad f = \frac{5 \times 3,202 \times 10^{-2} \times 306,3^4}{384 \times 21000 \times 206} \leq f_{adm} = \frac{306,3}{300}$$

$$f = 0,84 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,021 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée})$$

4.3 Vérification a la résistance :

a) Vérification au moment fléchissant :

$$q_u = 4,422 \text{ KN/ml}$$

On a : **à mi-travée**

$$M_{sdy} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,422 \times 3,063^2}{8} = 5,185 \text{ KN.m}$$

$$M_{rddy} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 49 \times 10^{-2} \times \frac{23,5}{1,1} = 10,468 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 5,185 \text{ KN.m} < M_{rddy} = 10,468 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{verifiée})$$

b) Vérification au cisaillement:

$$V_{sdy} = \frac{qu \times l}{2} \cos(34,21) = \frac{4,422 \times 3,063}{2} \times 0,826 = 5,593 \text{ KN.}$$

$$V_{ply} = \frac{Avz \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma m_0} = \frac{6,46 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 79,679 \text{ KN.}$$

$$V_{sdy} = 5,593 \text{ KN} < V_{ply} = 79,679 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Vérfiée).}$$

Donc on adopte **UPN 100** pour les deux limons.

Volées types (II) :

Avec $g = 0,3 \text{ m}$

➤ **Les charges et les surcharges :**

➤ **charges permanentes :**

– Poids propre de la tôle $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$.

– Poids propre des accessoires (carrelages, mortier,) $G_a = 1 \text{ KN/m}^2$.

– On néglige le poids propre de la cornière.

➤ **charges d'exploitations :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \text{ .}$$

➤ **Les combinaisons des charges :**

A l'ELU : $q_u = (1,35(G_t + G_a) + 1,5Q) \frac{g}{2} = (1,35(0,45 + 1) + 1,5 \times 2,5) \frac{0,3}{2} = 0,856 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 0,856 \text{ KN/ml.}$$

A l'ELS : $q_s = (G_t + G_a + Q) \frac{g}{2} = (1 + 0,45 + 2,5) \frac{0,3}{2} = 0,592 \text{ KN/ml.}$

$$q_s = 0,592 \text{ KN/ml.}$$

3.8.2.5 Pré dimensionnement de la cornière du support :

La condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_a = \frac{l}{300} \implies I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_s \times l^3}{384 \times E}$$

$$\implies I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 0,592 \times 10^{-2} \times 125^3}{384 \times 21000}$$

$$\implies I_y \geq 2,15 \text{ cm}^4$$

On adopte une cornière **L35 × 35 × 3,5** dont les caractéristiques

$$I_y = I_z = 2,66 \text{ cm}^4, W_{ply} = W_{plz} = 1,9 \text{ cm}^3, A = 2,34 \text{ cm}^2, P_c = 1,84 \text{ KN/ml.}$$

On ajoute le poids propre de la cornière :

$$q_u = (1,35(1+0,45) + (1,5 \times 2,5)) \frac{0,3}{2} + (1,35 \times 0,016) = 0,877 \text{ KN/ml}$$

a) Vérification a la résistance :

$$M_{sdy} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0,877 \times 1,25^2}{8} = 0,171 \text{ KN.m}$$

La section est de classe 1 :

$$M_{r dy} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 1,9 \times 10^{-2} \times \frac{23,5}{1,1} = 0,405 \text{ KN.m}$$

$$\implies M_{sdy} = 0,171 \text{ KN.m} < M_{r dy} = 0,405 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ (Vérifiée)}$$

b) Vérifications au cisaillement :

$$V_{s dz} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0,877 \times 1,25}{2} = 0,548 \text{ KN}$$

En appui :

$$M_{s dy} = 0 \text{ et } V_{s dy} = 0,548 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_{vz} = \frac{A}{2} = 1,175 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{1,175 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 14,5 \text{ KN}$$

$$V_{s dz} = 0,548 \text{ KN} < V_{plz} = 14,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Vérifiée)}$$

Donc on adopte une cornière **L35 × 35 × 3,5**

3.8.2.6 Calcul de la poutre reliant les poutres d'escalier (le limon) :

➤ **Les charges et les surcharges :**

➤ **charges permanentes :**

- Poids propre de la tôle..... $G_t = 0,45 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- Poids propre des accessoires (carrelages, mortier,)..... $G_a = 1 \text{ KN/m}^2$.
- Mur (briques creuses $e=10 \text{ cm}$) $G_m = 1 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la cornière..... $G_c = 0,0184 \text{ KN/ml}$

$$G_t = (0,45+1+1) \times \frac{1,25}{2} + \frac{0,0184}{2} = 1,54 \text{ KN/ml}$$

➤ **charges d'exploitations :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \times \frac{1,25}{2} = 1,562 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les combinaisons des charges :**

A l'ELU : $q_u = (1,35G+1,5Q) = (1,35 \times 1,54+1,5 \times 1,562) = 4,422 \text{ KN} / \text{ml}$

$$q_u = 4,422 \text{ KN} / \text{ml}$$

A l'ELS: $q_s = (G+Q) = (1,54+1,562) = 3,102 \text{ KN/ml}$.

$$q_s = 3,102 \text{ KN/ml}$$

▪ **La condition de la flèche :**

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

5.1 Calcul de la longueur de limon L :

$$L = \sqrt{3,05^2 + 1,87^2} + 1,25 = 4,827 \text{ m}$$

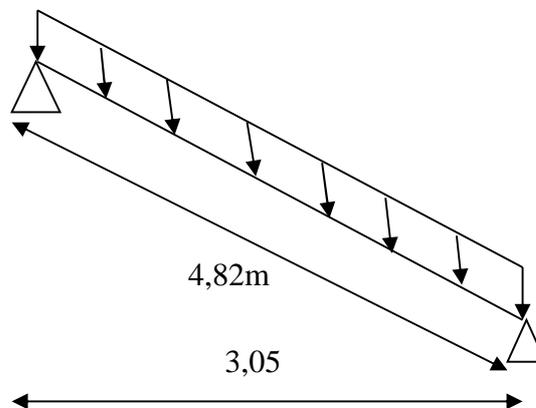


Fig 3.13 : Schéma statique du limon

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_a = 1,609 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 3,102 \times 10^{-2} \times 482,5^4}{384 \times 21000 \times 1,609} = 647,87 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 647,87 \text{ cm}^4$$

On adopte pour les deux limons **UPN 160** dont les caractéristiques

$$G = 18,8 \text{ kg/ml}, h = 16 \text{ cm}, b = 6,5 \text{ cm}, I_y = 925 \text{ cm}^4, W_{ply} = 138 \text{ cm}^3$$

On ajoute le poids propre de limon :

$$G = 0,188 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 0,188 + 1,54 = 1,728 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,562 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les combinaisons des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,728 + 1,5 \times 1,562 = 4,675 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 1,728 + 1,562 = 3,29 \text{ KN/ml}$$

a) La condition de la flèche :

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

$$f = \frac{5 \times 3,29 \times 10^{-2} \times 482,7^4}{384 \times 21000 \times 925} \leq f_{adm} = \frac{482,7}{300}$$

$$f = 1,197 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,609 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée})$$

b) Vérification au moment fléchissant :

$$q_u = 4,675 \text{ KN/ml}$$

On a : à mi-travée

$$M_{sdy} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,675 \times 4,827^2}{8} = 13,615 \text{ KN.m}$$

$$M_{rddy} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 138 \times 10^{-2} \times \frac{23,5}{1,1} = 29,481 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 13,615 \text{ KN.m} < M_{rddy} = 29,481 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée})$$

c) Vérification au cisaillement:

$$V_{sdy} = \frac{qu \times l}{2} \cos(34,21) = \frac{4,675 \times 4,827}{2} \times 0,826 = 11,283 \text{ KN.}$$

$$V_{ply} = \frac{Avz \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{12,6 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 155,412 \text{ KN.}$$

$V_{sdy} = 5,593 \text{ KN} < V_{ply} = 155,412 \text{ KN} \dots\dots\dots$ (Vérifiée).

Donc on adopte **UPN 160** pour les deux limons.

3.8.3 Etude d'escalier de type 2 :

- 4** Escalier extérieur à deux volées et un seul palier de repos. il sera réalisé en charpente métallique. La volée est constituée de deux limons en profile UPN et des marches en tôle striées soudées a leurs extrémités supportées par des cornières. Voir les figures

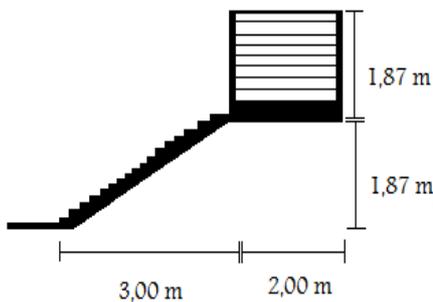


Fig. 3.14 : Escalier extérieur.

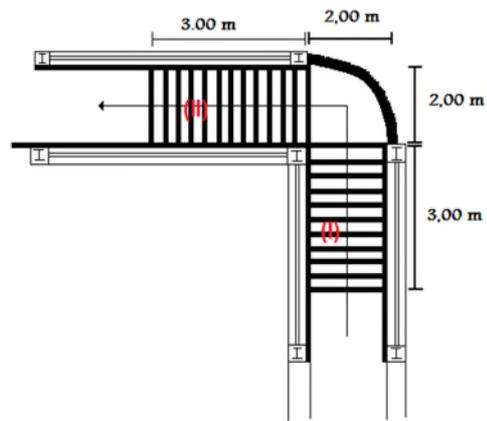


fig 3.15 : Vue en plan d'escalier extérieur.

Pour la volée (I) et (II) on a : $L = 3 \text{ m}$, $H = 1,87 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ n = 11 \text{ (Contre marche)} \end{array} \right.$$

3.8.3.1 Calcul de l'escalier métallique :

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$60 \leq 2h + G \leq 65 \text{ cm}$$

$$\iff 60 \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

3.8.3.2 Calcul des éléments de l'escalier :

➤ charge et surcharge sur l'escalier :

➤ charge permanente :

- 5 Tôle striée : e = 5mm 0,45 KN/m²
- 6 Mortier de pose (2cm).....0,4 KN/m²
- 7 Revêtement (carrelage).....0,6 KN/m²

$$G_t = 1,45 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation : Q = 2,5 KN/m²

3.8.3.3 Calcul de la cornière de support :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières soudées au milieu des tôles. Les cornières sont soudées avec les cornières d'attaches ces derniers sont boulonnés avec le limon, Comme l'indique la figure ci-dessous.

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

$$q = \frac{(G+Q)}{2}$$

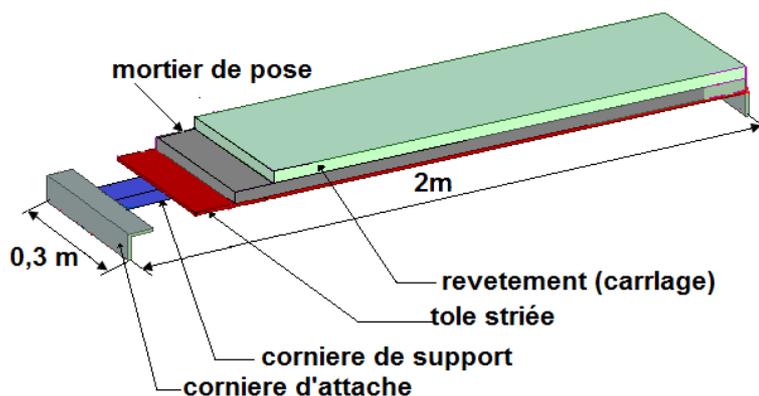


Fig. 3.16 : Les constituants d'une marche.

Donc :

$$\text{A l'ELU: } q_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = (1,35 \times 1,45 + 1,5 \times 2,5) \times \frac{0,3}{2} = 0,856 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_s = (1,45 + 2,5) \times \frac{0,3}{2} = 0,592 \text{ KN/ml}$$

3.1 Pré-dimensionnement de la cornière de support :

Le pré-dimensionnement de la cornière de support se fait en utilisant la condition de flèche :

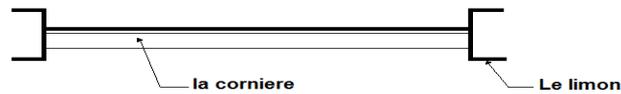


Fig. 3.17 : Le schéma d'une marche

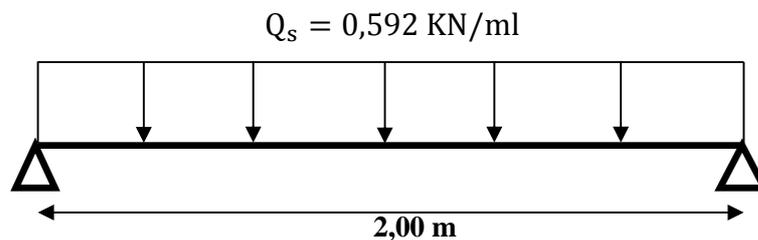


Fig.3.18 : Schéma statique de la cornière de support.

a) La condition de flèche :

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

$$f \leq \frac{l}{300} \rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times Q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{1500 \times 0,592 \times 10^{-2} \times 200^3}{384 \times 2,1 \times 10^4}$$

$$\rightarrow I_y \geq 8,80 \text{ cm}^4$$

Soit une cornières a ailes égales : L 50× 50 × 4 de $I_y = I_z = 8,97 \text{ cm}^4$

$$w_{ply} = w_{plz} = 2,46 \text{ cm}^3 \quad A = 3,89 \text{ cm}^2 \quad Pc = 0,0306 \text{ KN/ml}$$

La charge ultime :

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \times \frac{g}{2} + 1,35 \times P_c = 0,856 + 1,35 \times 0,0306 = 0,897 \text{ KN/ml}$$

b) Vérification au moment fléchissant:

$$M_{Sdy} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,364 \times 2^2}{8} = 0,448 \text{ KN. m}$$

IL faut vérifier que:

$$M_{Sdy} \leq M_{Rdy}$$

La section est de classe 01

$$M_{Rdy} = M_{ply} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 2,46 \times 10^{-6} \times \frac{235 \times 10^3}{1,1} = 0,525 \text{ KN. m}$$

$$M_{Sdy} = 0,448 \text{ KN. m} < M_{Rdy} = M_{ply} = 0,525 \text{ KN. m}$$

Donc : la condition est vérifiée.

c) Vérification au cisaillement :

$$q_u = 0,897 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0,897 \times 2}{2} = 0,897 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que:

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_{vz} = \frac{A}{2} = 1,945 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{1,945 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 24 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl.Rd} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : la cornière L 50× 50 × 4 Convient comme support.

3.2 Calcul de la poutre reliant les poutres d'escalier (le limon) :

Le limon qui supporte la moitié des poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appuis.

$$\text{Poids de la moitié de l'escalier : } G = [G_{\text{marche}} + G_{\text{corniere}}] \times \frac{\text{Emarchement}}{2}$$

$$\rightarrow G = [1,45 + 0,0306] \times \frac{2}{2} = 1,480 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q = 2,5 \times \frac{\text{Emarchement}}{2} = 2,5 \times \frac{2}{2} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges :**

A l'ELU: $q_u = (1,35 \times G + 1,5Q) = (1,35 \times 1,480 + 1,5 \times 2,5) = 5,748 \text{ KN/ml}$

A l'ELS: $q_s = (G + Q) = (1,480 + 2,5) = 3,98 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

3.2.1 Pré-dimensionnement de Limon:

La condition de flèche:

$$f^{\text{max}} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

Avec : $l = \sqrt{3^2 + 1,87^2} = 3,535 \text{ m}$

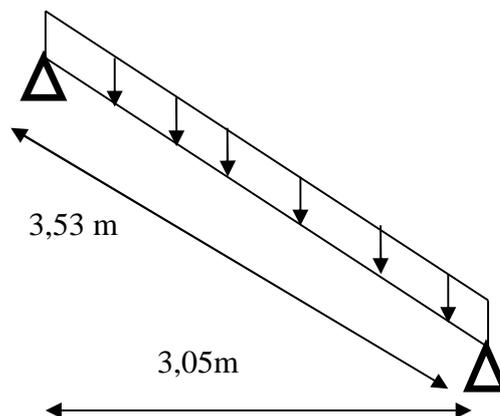


Fig. 3.19 : Schéma statique du limon

$$f \leq \frac{l}{300} \rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times Q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{1500 \times 3,98 \times 10^{-2} \times 353^3}{384 \times 2,1 \times 10^4}$$

→ $I_y \geq 325,64 \text{ cm}^4$

Soit un UPN 120 dont les caractéristiques sont :

$$h = 12 \text{ cm} \quad b = 5,5 \text{ cm} \quad I_y = 364 \text{ cm}^4 \quad W_{ply} = 72,6 \text{ cm}^3$$

3.2.1 Vérification a la resistance:

a) Vérification au moment fléchissant:

➤ Charge Permanente:

$$G = [G_{marche} + G_{corniere}] \times \frac{Emarchement}{2} + G_{limon}$$

$$G = [1,45 + 0,0306] \times \frac{2}{2} + 0,133 = 1,613 \text{ KN/ml}$$

————→ La charge ultime:

$$q_u = (1,35 \times 1,613 + 1,5 \times 2,5) = (1,35 \times 1,613 + 1,5 \times 2,5) = 5,92 \text{ KN/ml}$$

On a : à mi-travée

$$M_{Sdy} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,92 \times 3,53^2}{8} = 9,23 \text{ KN.m}$$

IL faut verifier que:

$$M_{Sdy} \leq M_{Rdy}$$

La section est de classe 01

$$M_{Rdy} = M_{ply} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 72,6 \times 10^{-6} \times \frac{235 \times 10^3}{1,1} = 15,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sdy} = 9,23 \text{ KN.m} < M_{Rdy} = 15,51 \text{ KN.m}$$

————→ La condition est vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

On a :

$$q_u = 5,92 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \text{arc tg} \left(\frac{1,87}{3} \right) = 31,93^\circ$$

$$V_{sdz} = \cos(\alpha) \times \frac{q_u \times l}{2} = \cos(31,93) \times \frac{5,92 \times 3,53}{2} = 8,86 \text{ KN}$$

Il faut vérifiée que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_{vz} = 8,5 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{8,5 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 103,6 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{pl.Rd} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Donc : **I'UPN 120** convient comme limon pour notre escalier.

Etude des éléments principaux

4.1 Etude de la poutre maitresse :

Dans notre cas le calcul de la poutre maitresse se fait comme une poutre bi-encasté, en effet toutes les traves de notre structure est de 6m.et les poutres sont considérées comme partiellement enrobé.

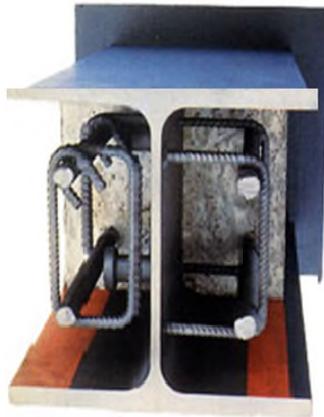


Fig. 4. 1 : Exemple d'une poutre partiellement enrobé.

Bloc (I) :

4.2 Pré-dimensionnement de la poutre maitresse :

Etage RDC : sans tenir compte du poids propre de profile et de béton d'enrobage

➤ **Charges linéique totale :**

➤ **Plancher étage courant :**

➤ **Charges permanente :**

- Solive (IPE200).....0,224 KN/ml
 $G_t = G + G_s = 4,5 \times 6 + 0,224 = 27,224 \text{KN/ml}$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots Q = 3,5 \times 6 = 21 \text{KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges :**

ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times 27,224 + 1,5 \times 21 = 68,25 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 27,224 + 21 = 48,224 \text{ KN/ml}$$

Puisque notre poutre maitresse est bi-encastree, La verification a la resistance est la plus defavorable par rapport a la flèche :

Donc, il faut verifier que :

$$M_{sd} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{68,25 \times 6^2}{12} = 204,75 \text{ KN.m}$$

Donc : on tire W_{ply} :

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \longrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\longrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{204,75 \times 10^2 \times 1,1}{23,5} = 958,40 \text{ cm}^3$$

Soit un **IPE 360** Avec : $W_{ply} = 1019 \text{ cm}^3$.

a) Taux d'armatures :

$$0,3\% < \rho = \frac{A_s}{A_c'} < 4\%$$

$$A_a = 7270 \text{ mm}^2$$

$$h_c = h - 2t_f = 360 - 2 \times 12,7 = 334,6 \text{ mm}$$

$$b_c = b - t_w = 170 - 8 = 162 \text{ mm}$$

$$\rightarrow A_c = h_c \times b_c = 542 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq 4\% A_c'$$

$$\text{soit } A_s = 1,2\% A_c = 6,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{4HA 16} \dots \dots \dots \mathbf{A_s = 8,04 \text{ cm}^2}$$

$$0,3\% < \rho = \frac{804}{54200} = 1,48\% < 4\% \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

A_a : l'aire de la section de profilé.

A_c' : l'aire de la section du béton.

A_s : l'aire de la section des armatures.

4.2.1 Vérification en tenant compte de poids de profilé et le poids propre de béton d'enrobage :

❖ Poids de profile :

$$G_{\text{profile}} = 0,571 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids propre de béton d'enrobage :

$$h_c = h - 2t_f = 360 - 2 \times 12,7 = 334,6 \text{ mm}$$

$$b_c = b - t_w = 170 - 8 = 162 \text{ mm}$$

$$\longrightarrow A_c = h_c \times b_c = 0,0542 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } G_b = 25 \times 0,0542 = 1,355 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaisons de charges :

ELU:

$$q_u = 1,35(G_t + G_b + G_p) + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(27,224 + 1,355 + 0,571) + 1,5 \times 21 = 70,85 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = (G_t + G_b + G_p) + Q$$

$$q_s = (27,224 + 1,355 + 0,571) + 21 = 50,15 \text{ KN/ml}$$

4.2.1.1 Vérification à la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{70,85 \times 6^2}{12} = 212,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 23,5}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 212,55 \text{ KN.m} < M_{ply} = 217,69 \text{ KN.m}$ (La condition est vérifiée).

4.2.1.2 Vérification de la flèche :

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

$$f^{max} = \frac{50,15 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 16270} = 0,495 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

Donc : la flèche est vérifiée.

4.2.1.3 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que

$$V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 70,85 \times \frac{6}{2} = 212,55 \text{ KN}$$

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

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

$$V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 35,1}{\sqrt{3} \times 1,1} = 432,93 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 212,55 \text{ KN} < V_{pl} = 432,93 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

On a $V_{sd} = 244,5 \text{ KN} < 0,5V_{pl} = 216,46 \text{ KN}$

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

→ On adopte un **IPE360**.

Bloc (II) :

4.3 Pré-dimensionnement de la poutre maitresse :

Dans notre cas le calcul de la poutre maitresse se fait comme une poutre bi-encasté, en effet toutes les traves de notre structure sont de 6m

Etage **RDC** : sans tenir compte du poids propre de profile et de béton d'enrobage

➤ **Charges linéique totale :**

➤ **Plancher de terrasse inaccessible :**

➤ **Changes permanente :**

- Solive (IPE200)..... $G_s = 0,224 \text{ KN/ml}$

$$G_t = G_t + G_s = 6,62 \times 6 + 0,224 = 39,94 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots Q = 1 \times 6 = 21 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge climatique :**

$$S = 0,176 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots S = 0,171 \times 6 = 1,056 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges :**

ELU :

$$q_u = 1,35G_t + 1,35(Q + S)$$

$$q_u = 1,35(39,94 + 1,056 + 6) = 63,44 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + 0,9(Q + S)$$

$$q_s = 46,29 \text{ KN/ml}$$

Puisque notre poutre maitresse est bi-encastree, La verification a la resistance est la plus defavorable par rapport a la fleche :

Donc, il faut verifier que :

$$M_{sd} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{12} = \frac{63,44 \times 6^2}{12} = 190,32 \text{ KN.m}$$

Donc : on tire W_{ply} :

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \longrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\longrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{190,32 \times 10^2 \times 1,1}{23,5} = 890,85 \text{ cm}^3$$

soit un **IPE 360** de $W_{ply} = 1019 \text{ cm}^3$.

4.3.1 Vérification en tenant compte de poids de profilé et le poids propre de béton d'enrobage :

❖ Poids de profile :

$$G_p = 0,571 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids propre de béton d'enrobage :

$$h_c = h - 2t_f = 360 - 2 \times 12,7 = 334,6 \text{ mm}$$

$$b_c = b - t_w = 170 - 8 = 162 \text{ mm}$$

$$\longrightarrow A_c = h_c \times b_c = 0,0542 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } G_b = 25 \times 0,0542 = 1,355 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaisons de charges :

ELU:

$$qu = 1,35(G_t + G_b + G_p) + 1,35(Q + S)$$

$$qu = 64,85 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = (G_t + G_b + G_p) + 0,9(Q + S) :$$

$$q_s = 47,42 \text{ KN/ml}$$

4.3.2 Vérification a la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{64,85 \times 6^2}{12} = 194,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 23,5}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 194,55 \text{ KN.m} < M_{ply} = 217,69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{(La condition est vérifiée).}$$

4.3.3 Vérification de la flèche :

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

$$f^{max} = \frac{47,42 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 16270} = 0,468 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

Donc : la flèche est vérifié.

4.3.3 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 64,85 \times \frac{6}{2} = 194,55 \text{ KN}$$

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

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

$$V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 35,1}{\sqrt{3} \times 1,1} = 432,93 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 194,55 \text{ KN} < V_{pl} = 432,93 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

4.3.4 Vérification de l'interaction :

On a $V_{sd} = 194,55 \text{ KN} < 0,5V_{pl} = 216,46 \text{ KN}$

Donc il y'a pas d'interaction entre le moment et l'effort tranchant.

4.4 Etude des poteaux :

Bloc (I):

4.4.1 Pré-dimensionnement des poteaux :

On a toutes les travées de $6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$

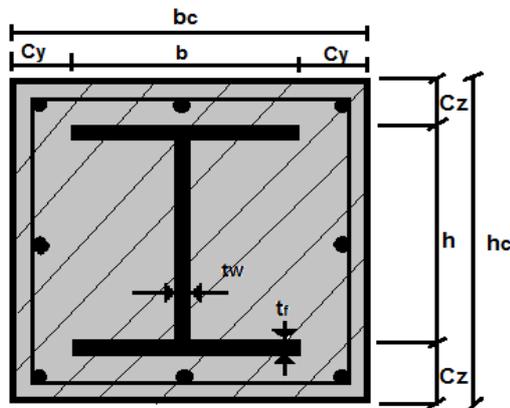


Fig 4.3 : Exemple d'un poteau mixte.

a) Plancher terrasse inaccessible:

➤ **Charges linéique totale :**

➤ **Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre maitresse:
 - Profile.....0,571 KN/ml
 - Profile+béton d'enrobage.....1,355 KN/ml
- Poids propre de la solive.....0,224KN/ml

$$G_{t1} = G_t + G_p$$

$$G_{t1} = \left[\begin{array}{l} (6,62) \times 36 + (0,224 \times 6 \times 4) + \\ (1,355 \times 6 \times 2) \end{array} \right] = 259,95 \text{ KN.}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q_1 = 1 \times 36 = 36 \text{ KN}$$

➤ **Charge climatique :**

$$S = 0,176 \text{ KN/m}^2 \rightarrow S = 0,176 \times 36 = 6,336 \text{ KN}$$

b) Plancher RDC :

Sans tenir compte du poids propre de profile et de béton d'enrobage

➤ **Charges linéique totale :**

➤ **Charges permanente :**

- Poids propre de la poutre maitresse.....1,355 KN/ml

$$G_{t2} = G_t + G_p$$

$$G_{t2} = [(4,5) \times 36 + (0,224 \times 6 \times 4) + (1,355 \times 6 \times 2)] = 183,63 \text{ KN.}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q_2 = 3,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q_2 = 3,5 \times 36 = 126 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison des charges :**

A l'ELU:

$$\begin{aligned} N_u &= 1,35(G_{t1} + G_{t2}) + 1,35(Q_1 + Q_2 + S) \\ &= 1,35(259,89 + 183,63) + 1,35(36 + 126 + 6,336) = 826 \text{ KN.} \end{aligned}$$

A l'ELS:

$$\begin{aligned} N_s &= (G_{t1} + G_{t2}) + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + S) \\ &= (259,89 + 183,63) + 0,9(36 + 126 + 6,336) = 595,02 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$N_u = N_{sd} = 826 \text{ KN.}$$

$$\beta = 1 \rightarrow \text{classe 1.}$$

On suppose que $\lambda = 0,5$

$$\begin{aligned} N_{sd} \leq \frac{\lambda \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} &\implies A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m1}}{\lambda \times \beta \times f_y} \\ &\implies A \geq \frac{826 \times 1,1}{0,5 \times 1 \times 23,5} = 77,32 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{soit un HEB 200} \implies A = 78,1 \text{ cm}^2$$

4.4.2 Vérification de l'application de la méthode simplifiée de l'EC 04 :

b) Résistance de poteau mixte :

- ✓ Section doublement symétriquevérifiée.
- ✓ Section soit constante sur toute la hauteurvérifiée.
- ✓ Condition d'enrobage :

$$40 \text{ mm} \leq C_y \leq 0,4b$$

$$40 \text{ mm} \leq C_z \leq 0,3h$$

$$C_y = \frac{bc-b}{2} = \frac{450-200}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$C_z = \frac{hc-h}{2} = \frac{450-200}{2} = 125 \text{ mm}$$

$40 \text{ mm} \leq 125 \text{ mm} > 0,4b = 80 \text{ mm}$la condition n'est pas vérifiée.

$40 \text{ mm} \leq 125 \text{ mm} > 0,3h = 60 \text{ mm}$ la condition n'est pas vérifiée.

❖ On calcule les dimensions de la nouvelle section (bc' , hc'):

$$bc' = b + 2(0,4b) = 200 + 2(0,4 \times 200) = 360 \text{ mm}$$

$$hc' = h + 2(0,3h) = 200 + 2(0,3 \times 200) = 320 \text{ mm}$$

Soit un poteau de (35 × 35)

c) Taux d'armatures :

$$0,3\% < \rho = \frac{A_s}{A_c'} < 4\%$$

$$A_a = 7810 \text{ mm}^2$$

$$A_c' = 114690 \text{ mm}^2$$

$$A_s \leq 4\% A_c'$$

$$\implies \text{soit } A_s = 1,2\% A_c = 13,76 \text{ cm}^2$$

On adopte: **8HA 16.....** $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$

$$0,3\% < \rho = \frac{1608}{114690} = 1,4\% < 4\% \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

A_a : l'aire de la section de profilé.

A_c' : l'aire de la section du béton.

A_s : l'aire de la section des armateurs.

d) Vérification de rapport de portance de HEB :

$$0,2 < \frac{N_{pl\ rda}}{N_{pl\ rdm}} < 0,9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HEB: } N_{pl\ rda} = Aa \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{7810 \times 235}{1,1} = 1668,50 \text{ KN.} \\ \text{8HA 16 : } N_{pl\ rds} = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{1608 \times 500}{1,15} = 699,13 \text{ KN.} \\ \text{Béton : } N_{pl\ rdc} = A_c' \times 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} = \frac{114690 \times 0,85 \times 25}{1,5} = 1624,77 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$0,2 < \frac{1668,50}{(1668,5 + 699,13 + 1624,77)} = 0,41 < 0,9 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$N_{pl\ rda}$: Effort normal repris par le profilé.

$N_{pl\ rds}$: Effort normal repris par des armatures.

$N_{pl\ rdc}$: Effort normal repris par le béton.

$N_{pl\ rdm}$: Effort normal repris par le poteau.

Toutes les conditions sont vérifiées :

Donc : la méthode simplifier de **l'EC 04** est applicable

4.4.3 Vérification en tenant compte de poids de poteaux mixte (Etage1+RDC) :

➤ **Charges permanentes :**

$$G_t = G_{t1} + G_{t2} = 259,89 + 183,50 = 443,52 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{Profile}} = 0,613 \times 3,74 = 2,3 \text{ KN.}$$

$$G_b = [(0,35 \times 0,35) - 78,10 \times 10^{-4}] \times 3,74 \times 25 = 10,72 \text{ KN}$$

→ On néglige le poids propre des armatures

$$G_{\text{profilé}} = 0,613 \times 3,74 = 2,3 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{poteaux}} = G_{\text{beton}} + G_{\text{profile}}$$

$$G_{\text{poteaux}} = 10,72 + 2,3 = 13,02 \text{ KN}$$

➤ **Charges d'exploitations :**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 36 + 126 = 162 \text{ KN}$$

➤ **Charge climatique :**

$$S = 0,176 \times 36 = 6,336 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons de charges :**

ELU :

$$N_u = 1,35(G_t + 2G_{\text{poteaux}} + 2G_p) + 1,35(Q_t + S)$$

$$N_u = 1,35(443,52 + 2(10,72 + 2,3)) + 1,35(6,336 + 162) = 891,15 \text{ KN.}$$

$$N_u = N_{sd} = 891,15 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{pl rdm}} = 1668,5 + 699,13 + 1624,77 = 3992,4 \text{ KN.}$$

4.4.4 Vérification de la résistance :

$$N_{sd} = 891,15 \text{ KN.} < N_{\text{pl rdm}} = 3992,4 \text{ KN.}$$

La résistance est Vérifiée.

⇒ Donc on adopte un **HEB 200** pour les poteaux est on garde le même profilé est la même section pour les deux étages.

Bloc (II) :

4.5.1 Pré-dimensionnement des poteaux :

* plancher terrasse inaccessible

➤ **Charges linéique totale :**

➤ **Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre maitresse:
 - Profile.....0,571 KN/ml
 - Profile+béton d'enrobage.....1,355 KN/ml
- Poids propre de la solive.....0,224KN/ml

$$G_t = [(6,62) \times 36 + (0,224 \times 6 \times 4) + (1,355 \times 6 \times 2)] = 259,95 \text{ KN.}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q_1 = 1 \times 36 = 36 \text{ KN}$$

➤ **Charge climatique :**

$$S = 0,176 \text{ KN/m}^2 \rightarrow S = 0,176 \times 36 = 6,336 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison des charges :**

A l'ELU:

$$N_u = 1,35G_t + 1,35(Q+S) = 1,35(259,95) + 1,35(36+6,336) = 408,08 \text{ KN.}$$

A l'ELS:

$$N_s = G_t + 0,9(Q+S) = 259,95 + 0,9(36+6,336) = 301,65 \text{ KN.}$$

$$N_u = N_{sd} = 408,08 \text{ KN.}$$

$$\beta = 1 \rightarrow \text{classe 1.}$$

On suppose que $\lambda = 0,5$

$$N_{sd} \leq \frac{\lambda \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \implies A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m1}}{\lambda \times \beta \times f_y}$$
$$\implies A \geq \frac{408,08 \times 1,1}{0,5 \times 1 \times 23,5} = 36,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit un HEB 140} \implies A = 43 \text{ cm}^2$$

4.5.2 Vérification de l'application de la méthode simplifiée de l'EC 04 :

a) Résistance de poteau mixte :

- ✓ Section doublement symétriquevérifiée.
- ✓ Section soit constante sur toute la hauteurvérifiée.
- ✓ Condition d'enrobage :

$$40 \text{ mm} \leq C_y \leq 0,4b$$

$$40 \text{ mm} \leq C_z \leq 0,3h$$

$$C_y = \frac{bc-b}{2} = \frac{450-140}{2} = 155 \text{ mm}$$

$$C_z = \frac{hc-h}{2} = \frac{450-140}{2} = 155 \text{ mm}$$

$40 \text{ mm} \leq 155 \text{ mm} \leq 0,4b = 56 \text{ mm}$la condition n'est pas vérifiée.

$40 \text{ mm} \leq 155 \text{ mm} \leq 0,3h = 42 \text{ mm}$ la condition n'est pas vérifiée.

Calcul les dimensions de la nouvelle section (bc' , hc'):

$$bc' = b + 2(0,4b) = 140 + 2(0,4 \times 140) = 252 \text{ mm}$$

$$hc' = h + 2(0,3h) = 140 + 2(0,3 \times 140) = 224 \text{ mm}$$

Soit un poteau de (25× 25)cm

b) Taux de profilé :

$$0,3\% < \rho = \frac{A_s}{A_{c'}} < 4\%$$

$$A_a = 4300 \text{ mm}^2$$

$$A_{c'} = 58200 \text{ mm}^2$$

$$A_s \leq 4\% A_{c'} \quad \Longrightarrow \quad \text{soit } A_s = 2\% A_{c'} = 1164 \text{ mm}^2$$

On adopt 8HA 14 $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

$$0,3\% < \rho = \frac{1164}{58200} = 2\% < 4\% \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de rapport de portance de profilée HEB :

$$0,2 < \frac{N_{pl rda}}{N_{pl rdm}} < 0,9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HEB: } N_{pl rda} = Aa \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{4300 \times 235}{1,1} = 918,63 \text{ KN.} \\ \text{8HA 14: } N_{pl rds} = As \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{1232 \times 500}{1,15} = 535,65 \text{ KN.} \\ \text{Béton: } N_{pl rdc} = Ac' \times 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} = \frac{58200 \times 0,85 \times 25}{1,5} = 824,5 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$0,2 < \frac{918,63}{(918,63 + 535,65 + 824,5)} = 0,4 < 0,9 \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Donc la méthode simplifier de l'EC 04 est applicable :

On ajoute le poids propre de poteau et on vérifié la résistance

➤ **Charges permanentes :**

$$G_t = 259,95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Profilé}} = 0,337 \times 3,74 = 1,26 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{béton}} = [(0,25 \times 0,25) - 43 \times 10^{-4}] \times 3,74 \times 25 = 5,44 \text{ KN}$$

→ On néglige le poids propre des armatures

$$G_{\text{poteau}} = G_{\text{beton}} + G_{\text{profile}}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 5,44 + 1,26 = 6,70 \text{ KN}$$

➤ **Charges d'exploitations :**

$$Q = 36 \text{ KN}$$

➤ **Charge climatique :**

$$S = 0,176 \times 36 = 6,336 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons de charges :**

ELU :

$$N_u = 1,35(G_t + G_{\text{Poteau}}) + 1,35(Q + S)$$

$$N_u = 1,35(259,95 + 6,70) + 1,35(6,336 + 36) = 417,13 \text{ KN.}$$

4.5.3 Vérification a la résistance :

$$N_u = N_{sd} = 417,13 \text{ KN.}$$

$$N_{pl\ rdm} = 918,63 + 535,65 + 824,5 = 2278,78 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 417,13 \text{ KN} < N_{pl\ rdm} = 2278,78 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ La résistance est Vérifiée.}$$

⇒ Donc on adopte un **HEB 140** pour les poteaux de bloc (II).

Modélisation de la structure et analyse dynamique

5.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de **règle parasismique** actuelle "**RPA99 version2003**" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien **mixtes**.

5.2 Critères de classification par le RPA 99/2003 :

a) Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE *Ia* et *Ib* : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée

b) Classification de l'ouvrage

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment ; ce projet est implanté à Bejaia ou se situe dans une zone de sismicité "ZONE IIa".

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

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

Notre ouvrage étant un bâtiment d'importance vitale, il sera classé en 'Groupe1A'.

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

5.3 Choix de la méthode de calcul

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

(RPA99 v2003 art 4.1.3)

5.4 Méthode de calcul :

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement, ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

5.5 La méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus couramment employer pour le calcul dynamique des structures est base sur l'utilisation des spectres de repense.

Comme le RPA99 V2003 préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur a 80% de l'effort tranchant statique, on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

➤ **Principe de la méthode :**

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

5.6 Méthode d'analyse modale spectrale

a) Principe de la méthode :

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

b) Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

c) Nombre des modes à considérer (RPA99 V 2003) :

D'après le **RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a)** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- ✚ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✚ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

d) Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (Installation classique .installation nucléaire, etc.) Conduit à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque .pour le besoins du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de repense spécifiques du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

(4.13 RPA 99 version 2003)

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

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2**)

R: coefficient de comportement critique (**tableau 4.2**)

T1, T2 : périodes caractéristique associées a la catégorie de site (**tableau 4.7**)

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4**)

➤ **Détermination de coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par un tableau (4.1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on est en (**Zone IIa**) et il s'agit d'un bâtiment d'importance vitale : groupe A1

Donc : A=0.25

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

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$ Formule (**4.3 RPA 99 / version 2003**)

Chapitre 5 : Modalisation et analyse dynamique de la structure

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Nous avons un portique mixte en acier-béton avec remplissage léger

Donc d'après le tableau (4.2 RPA 99 / version 2003) : $\rightarrow \xi = 6 \%$
 $\rightarrow \eta = 0,935$

➤ **Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : pour les deux blocs**

T1 = 0,15 sec (4.7 RPA 99 / version 2003).

T2 = 0,50 sec (pour un site meuble S3).

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R) : (tab.4.3 RPA 99) :**

Pour tout les sens transversal et longitudinale (sens-Y et sens X) la structure est contreventée par un portique auto stable ordinaire R = 4

On prend : R = 4

➤ **Q : facteur de qualité :**

$Q = 1 + \sum P_q$ Formule (4.4 RPA 99 / version 2003)

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P

Critère de qualité " q "	Bloc 1	Bloc 2
1 : condition minimale sur les files porteuses	0,05	0,05
2 : redondance en plan	0,05	0,05
3 : régularité en plan	0	0
4 : régularité en élévation	0	0
5 : contrôle de qualité de matériaux	0,05	0,05
6 : contrôle de qualité de l'exécution	0	0
Facteur de qualité Q	1,15	1,15

Tableau 5.1 : Les valeurs de pénalité P.

5.6 Analyse dynamique :

➤ Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses Caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très difficile, C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5.7 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modalisation (définition de la géométrie, condition aux limites, chargement de la structure, etc....) de façon totalement graphique, numérique ou combines, en utilisant les innombrables outils disponibles.

➤ Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un certain avantage par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment. ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

➤ Etapes de la modélisation de la structure sous ETABS :

- 1) Opter pour un système d'unités (**KN.m**).
- 2) Définition de la géométrie de base.
- 3) Définition des matériaux.
- 4) Définition des sections.
- 5) Définition de l'élément dalle.
- 6) Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 7) Définition des charges à appliquer.
- 8) Introduction du spectre de réponse à appliquer.
- 9) Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :
 - C1 : $G+Q$
 - C2 : $1,35G+1,5Q$
 - C3 : $0,8G+EX$
 - C4 : $0,8G-EX$
 - C5 : $0,8G+EY$
 - C6 : $0,8G-EY$
 - C7 : $G+Q+1,2EX$.
 - C8 : $G+Q+1,2EY$.
 - C9 : $1,35G+1,35(Q+S)$
 - C10 : $G+0,9(Q+S)$
- 10) Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- 11) Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
- 12) Lancer l'analyse.
- 13) Display → show tables → afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.
- 14) Visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

5.8 Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Pour le comportement global, celui-ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

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

Il est caractérisé par les données suivantes :

- Groupe d'usage: **A1**
- Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 6 \%$.
- Facteur de qualité: **$Q = 1,25$**
- Zone de sismicité: zone **IIa**.
- Classification du site: S3.
- Pour le coefficient de comportement **$R = 4$ (pour les deux blocs)**

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (12) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

Ce spectre de repense a été obtenu par le **logiciel RPA 99**.

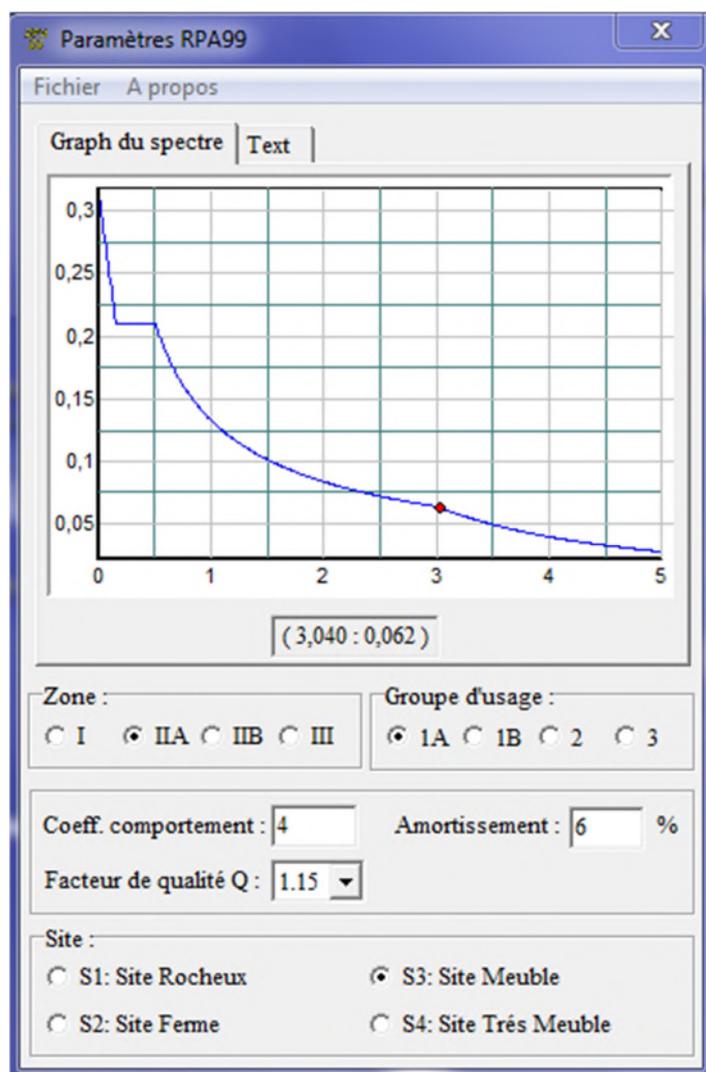


Fig. 5.1 : Spectre de repense d'accélération.

Les résultats de participation massique de bloc 1 sont illustrés dans le tableau suivant :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Σ UX	Σ UY	Σ UZ
Mode	1	0,658	0,013	0,895	0	0,013	0,895	0
Mode	2	0,643	0,8908	0,0129	0	0,9038	0,9078	0
Mode	3	0,492	0,0003	0,0051	0	0,9041	0,913	0
Mode	4	0,214	0,0000335	0,0866	0	0,9041	0,9996	0
Mode	5	0,201	0,0959	0,00001754	0	1	0,9996	0
Mode	6	0,162	0	0,0004	0	1	1	0
Mode	7	0,005	0	0	0	1	1	0
Mode	8	0,005	0	0	0	1	1	0
Mode	9	0,005	0	0	0	1	1	0
Mode	10	0,003	0	0	0	1	1	0
Mode	11	0,003	0	0	0	1	1	0
Mode	12	0,003	0	0	0	1	1	0

Tableau 5.2 : Pourcentage de participation de masse du bloc 1

On remarque que le pourcentage de participation massique pour le bloc 1 est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les deux premiers modes de vibration sont suffisants pour représenter au mieux le comportement de la structure.

5.9 Les repenses sismiques de la structures :

a) Mode de déformation de bloc 1 :

Les déformations de la structure suivant chaque mode de vibration est illustrée par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T= 0,658s$

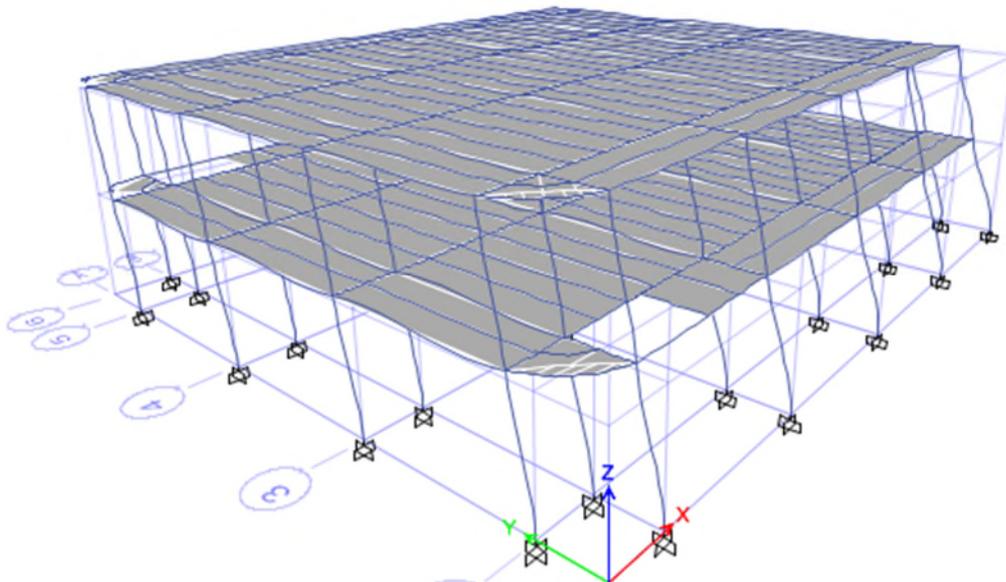


Fig. 5.2 : mode de déformation 1

Mode 2 : Translation suivant X-X, Période $T=0,643s$

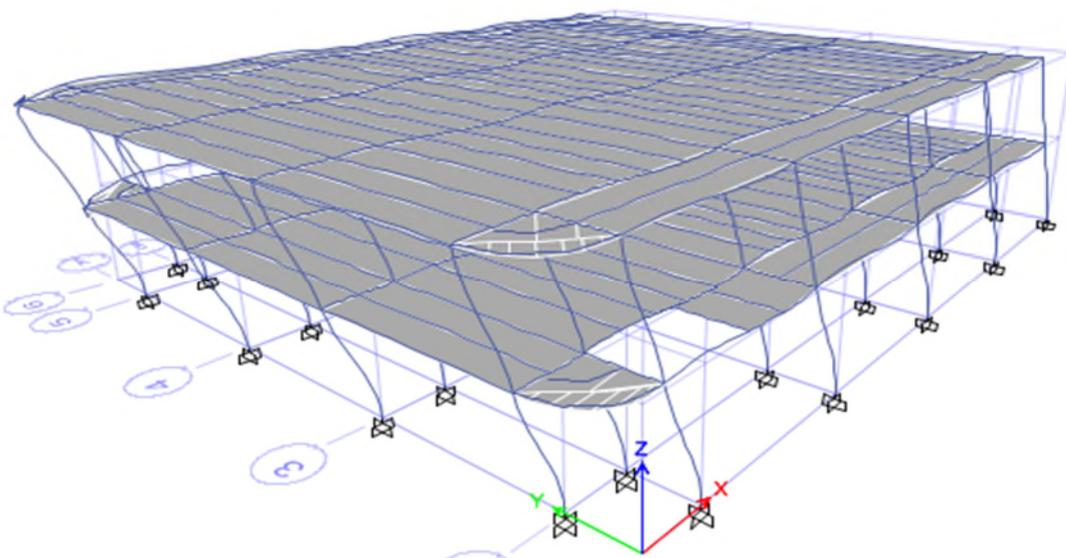


Fig.5.3 : mode de déformation 2

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période T= 0,492s

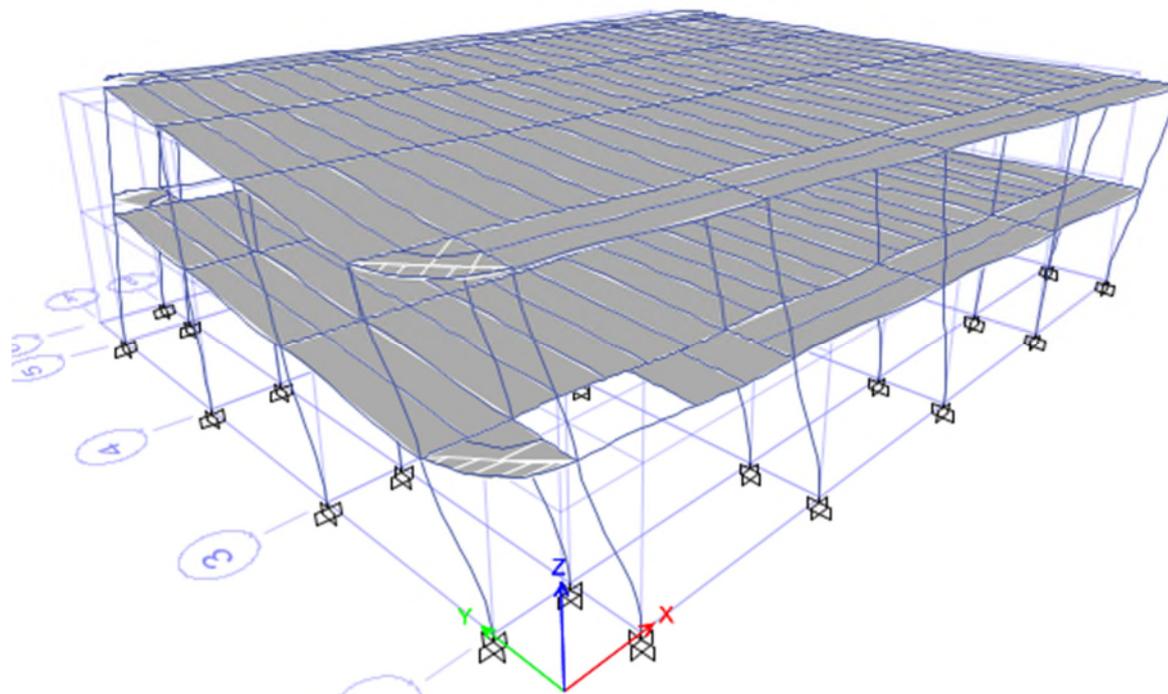


Fig. 5.4 : Mode de déformation 3.

b) La participation massique de bloc 2 :

Les résultats de participation massique de bloc 2 sont illustrés dans le tableau suivant :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Période sec	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
Mode	1	0,637	0	0,9974	0	0	0,9974	0
Mode	2	0,611	0,9972	0	0	0,9972	0,9974	0
Mode	3	0,445	0,000001734	0,0005	0	0,9972	0,9979	0
Mode	4	0,172	0	0,0021	0	0,9972	1	0
Mode	5	0,166	0,0028	0	0	1	1	0
Mode	6	0,124	0	0,00000134	0	1	1	0

Tableau 5.3: La participation massique de bloc 2

On remarque que le pourcentage de participation massique pour le bloc 2 est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les deux premiers modes de vibration sont suffisants pour représenter au mieux le comportement de la structure.

Du tableau précédent on constate que les deux premiers modes sont les plus prépondérants.

c) Mode de Déformation sismique de Bloc 2 :

Les déformations de la structure suivant chaque mode de vibration sont illustrées par les figures suivantes :

Mode 1 : translation suivant Y-Y, période $T=0,637s$

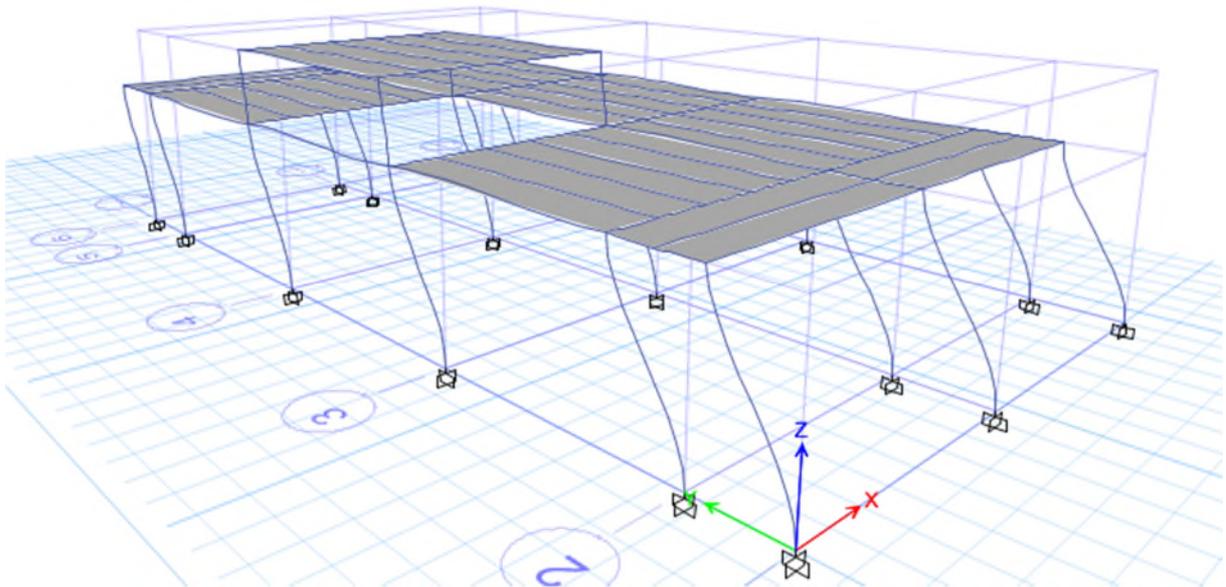


Fig. 5.7 : Mode de déformation 1

Mode 2 : translation suivant X-X, période $T=0,611s$

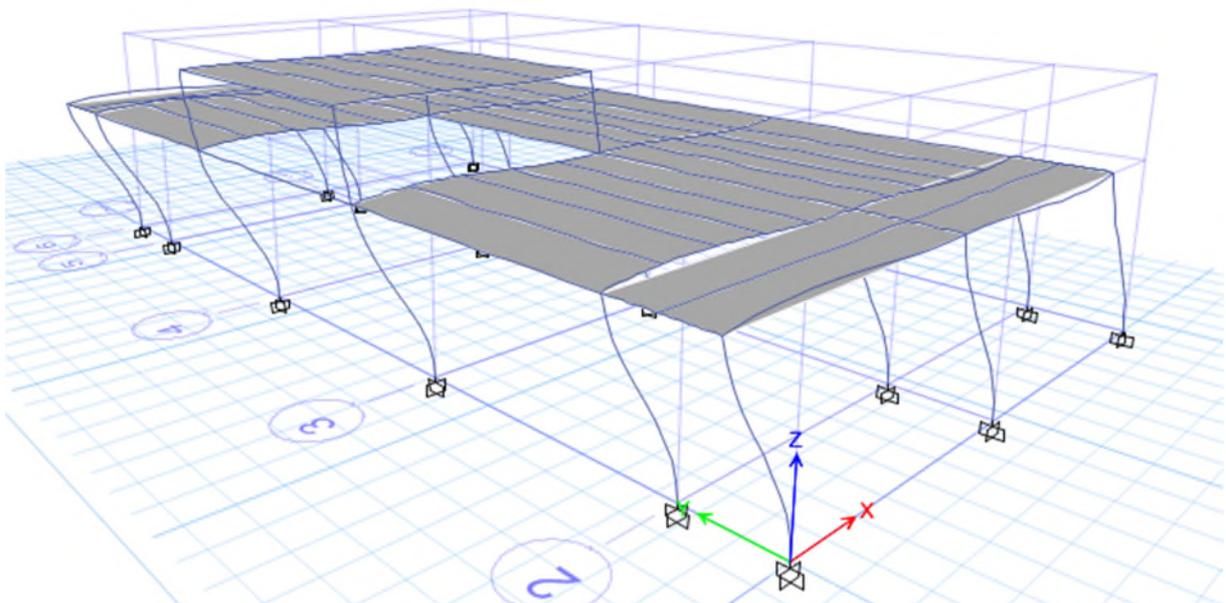


Fig. 5.8 : Mode de déformation 2.

Mode 3 : rotation autour de Z-Z, période T=0,445s

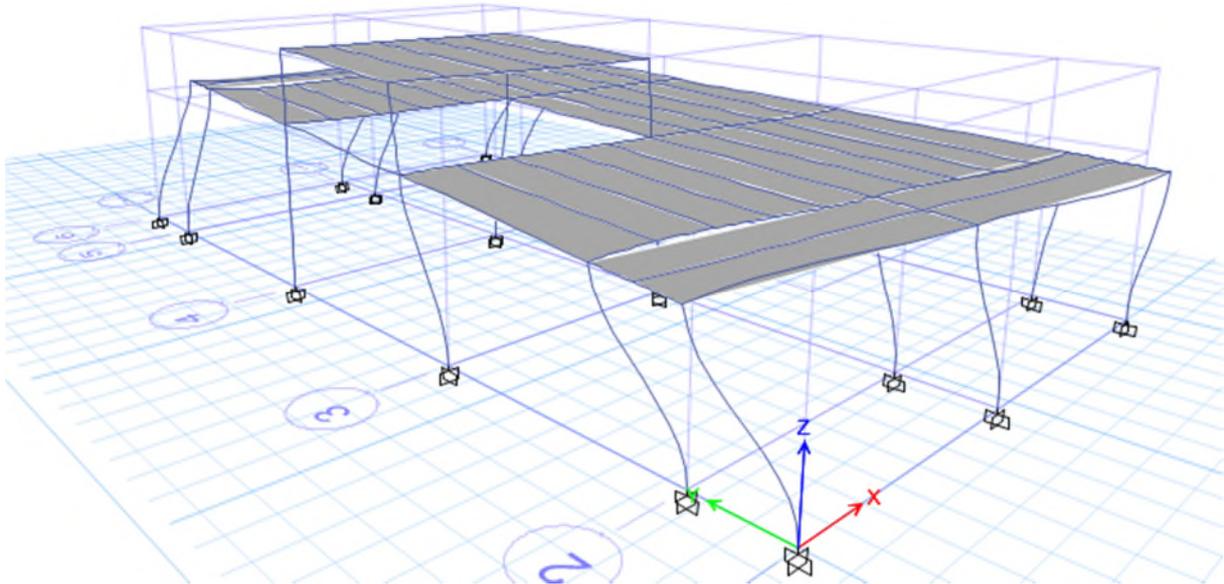


Fig.5.9 : Mode de déformation 3.

5.10 Calcul de la force sismique totale :

D’après l’art 4.2.3 de RPA 99 V 2003, la force sismique totale V qui s’applique a la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

D : est un facteur d’amplifications dynamiques moyennes, fonction de la catégorie de site du facteur de correction d’amortissement, et de la période fondamentale de la structure(T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA99 V2003}$$

Avec :

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du [RPA 99 V2003]

T1 = 0,15 sec (4.7 RPA 99 / version 2003).

T2 = 0,50 sec (pour un site meuble S3).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } T_{Mode} < 1,3 T_{empirique} \longrightarrow T = T_{Mode} \\ \text{Si } T_{Mode} > 1,3 T_{empirique} \longrightarrow T = T_{empirique} \end{array} \right.$$

- La période fondamentale (T) (empiriques) de la structure à la structure a utiliser est donnée par le RPA99 V2003 par les formules suivantes :

1) $T = C_T \times h_N^{3/4}$ **Formule 4.6 RPA99/V2003**

2) $T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}}$ **Formule 4.7 RPA99/V2003**

h_N : Hauteur mesure en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.

L : la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée

Selon le RPA99/V2003 la deuxième formule est applicable dans les cas suivant :

- Contreventement assurer avec un Portique auto-stables en béton arme ou en acier (mixte acier-béton) avec remplissage en maçonnerie
- Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie

Les résultats sont regroupes dans le tableau suivant :

Bloc	h_N (m)	C_T	T	T2	η	D=DX=DY
Bloc 1	7,48	0,050	0,226	0,5	0,935	2,337
Bloc 2	3,74	0,050	0,134	0,5	0,935	2,337

Tableau 5.4 : les valeurs de facteur d'amplification dynamique moyen.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Bloc 1 :} \\ \quad T_{Mode} = 0,65 \text{ s} > 1,3 T_{emperique} = 1,3 \times 0,226 = 0,229\text{s} \\ \quad \text{Donc : } T=0,226\text{s} \\ \\ \text{Bloc 2 :} \\ \quad T_{Mode} = 0,652 \text{ s} > 1,3 T_{emperique} = 1,3 \times 0,134 = 0,174\text{s} \\ \quad \text{Donc : } T=0,226\text{s} \end{array} \right.$$

a) Poids totale de la structure :

W égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau (4.5 RPA99/V2003)

La valeur de pondération. Dans notre cas : $\beta = 0,40$ d'après le (tab.4.5 RPA 99)

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.4 W_{Qi}$.

Dans le tableau suivant on a les poids totaux des deux blocs attirés par ETABS :

Bloc	β	W(KN)	A	R	D	Q
Bloc 1	0,40	10610,5339	0,25	4	2,337	1,15
Bloc 2	0,40	2686,94	0,25	4	2,337	1,15

Tableau 5.6 : Poids totale des deux blocs (d'après ETABS).

Donc les valeurs de l'effort sismique à la base des deux blocs sont :

- **Bloc1 :**

$$V_x = V_y = \frac{0,25 \times 2,337 \times 1,15}{4} \times 10726,51 = 1801,75 \text{ KN}$$

- **Bloc 2 :**

$$V_x = V_y = \frac{0,25 \times 2,337 \times 1,15}{4} \times 2506,47 = 421,01 \text{ KN}$$

b) Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

D’après l’article du **RPA99/2003 (4.3.6)** «La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :
 $V_t > 0.8 V$

Bloc	V_{dx}	V_{dy}	$V_{st}(KN)$	$0,8V_{st}$
Bloc 1	2256,9388	2238,9978	1801,75	1441,4
Bloc 2	631,5869	613,8798	421,01	336,80

Tableau 5.7 : Les valeurs des résultantes sismique à la base.

Donc la condition de RPA99 cite précédemment est vérifiée.

5.10) Vérification des déplacements :

➤ **Situation accidentelle :**

Le DTR RPA99/2003 précise que le déplacement horizontale est calcule sous les formes sismique seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatif latéraux d’un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacent à 1% de hauteur d’étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal a chaque niveau << K >> de la structure est calcule comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement. (R=4)

➤ **Bloc 1 :**

Il s’agit de vérifier le déplacement du point le plus haut de la terrasse par rapport au plancher.

$$\frac{h}{100} = \frac{374}{100} = 3,74 \text{ cm} \quad \text{Avec h : la hauteur d’étage.}$$

Niveau 1	Déplacement (cm)		Niveau 2	Déplacement (cm)	
	Suivant X	Suivant Y		Suivant X	Suivant Y
Plancher	1,34	1,52	Terrasse	1,68	1,89

Tableau 5.8 : Déplacements sous l’effet sismique de bloc 1.

Niveau	Déplacements (cm)		Déplacements relatif (cm)	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Plancher	5,34	6,08	1,38	1,48
Terrasse	6,72	7,56		

Tableau 5.9 : Déplacements relatif des niveaux de bloc1.

*** bloc 2 :**

$$\frac{h}{100} = \frac{374}{100} = 3,74 \text{ cm} ; \text{ Et la cuisine } \frac{h}{100} = \frac{175}{100} = 1,75 \text{ cm} \quad \text{Avec h : la hauteur d'étage}$$

Niveau 1	Déplacement (cm)		Niveau 2	Déplacement (cm)	
	Suivant X	Suivant Y		Suivant X	Suivant Y
Plancher	2,09	2,14	Cuisine	2,46	2,43

Tableau.5.10 : Déplacements sous l'effet sismique de bloc 2.

Niveau	Déplacements (cm)		Déplacements relatif (cm)	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Plancher	9,72	8,56	1,48	1,16
Cuisine	9,84	9,72		

Tableau 5.11 : Déplacement relatif des niveaux de bloc 2.

Donc tous les déplacements sont vérifiés.

5.11 Joints sismique :

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation. Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

a) Disposition de joint sismique : (RPA99)

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.

- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...)

b) Largeur de joints sismique :

La largeur de joints sismique est calculé avec la formule suivantes :

$$d_{min} = 15mm + (Ex1 + Ex2) mm \geq 40 mm \quad (\text{RPA99/2003 (art 4-19)})$$

$\delta_1; \delta_2$: Déplacements maximaux des deux blocs, calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

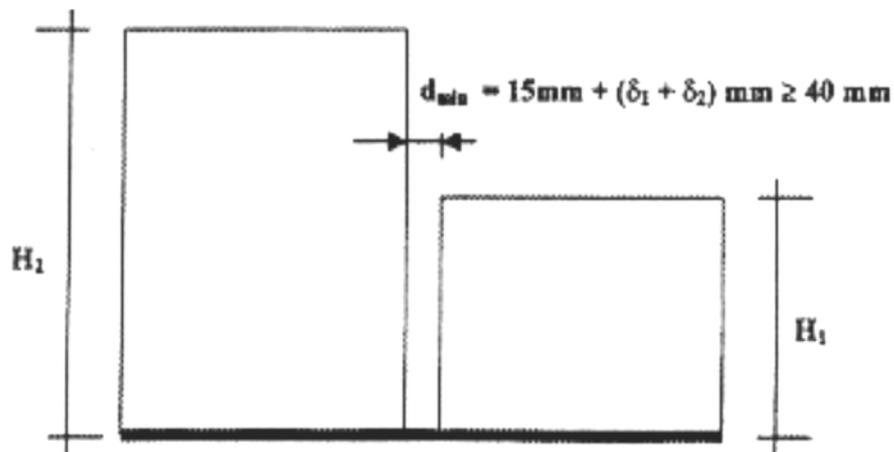


Fig.5.10 : Disposition de joints sismique,

$$d_{min} = 15mm + (13,8 + 14,8)mm = 43,6 mm > 40mm$$

Donc : on adopte un joints de $d_{min} = 5 cm$

Chapitre 6

Vérification de l'ossature

6.1 Vérification de la poutre mixte:

Les poutres sont mixtes (acier, béton), et on néglige la connexion entre les poutres et la dalle.

6.1.1 Vérification de la poutre maitresse IPE360 (bloc1):

Une poutre de longueur $L = 6\text{m}$; la section est de l'IPE360, et de classe (1) en flexion simple.

6.1.2 Les sollicitations :

Voir tableau suivant :

combinaison	N_{sd} (KN)	V_{sdz} (KN)	V_{sdy} (KN)	M_{sdz} (KN.m)	M_{sdy} (KN.m)	
G+Q+1,2EX	0	261,73	0	0	- 260,90	en appuis

TAB. 6.1 : Les sollicitations dans la poutre IPE360

Les efforts sont tirés de l'ETABS 2013 :

$$M_{sdy} = M_{\max} = - 260,90 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd}=V_{\max}=261,73 \text{ KN}$$

6.1.3 Vérification à la résistance :

On a en appui : $M_{sdy} = 221,15 \text{ KN.m}$ et $V_{sdz} = 261,73 \text{ KN}$

a) Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $V_{sdz} \leq V_{plz}$

$$\text{Avec } V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad \rightarrow \text{ (la clause 5.4.6(2) l'EC3)}$$

$$A_{vz} = 35,1 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{35,1 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 432,93 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 261,73 \text{ KN} < V_{pl} = 432,93 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

b) Vérification de l'interaction :

On a: $V_{sdz} = 261,73 \text{ KN} > 0,5 V_{plz} = 216,46 \text{ KN}$

⇒ Il y a l'interaction entre l'effort tranchant et le moment résistant.

Calcul de moment réduit :

$$M_{rd}^- = M_{frd}^- + (M_{plrd}^- - M_{frd}^-) \times \left[1 - \left(\frac{2V_{sd}}{V_{plrd}} - 1 \right)^2 \right]$$

M_{rd}^- : Moment résistant réduit.

Calcul de M_{frd}^- :

$$M_{frd}^- = \sum F_i d_i$$

$$= F_s \times d_1 + 2F_a \times d_2$$

$$F_s = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 1,98 \times \frac{50}{1,15} = 86,08 \text{ KN}$$

$$F_a = b \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 17 \times 1,27 \times \frac{23,5}{1,1} = 461,24 \text{ KN}$$

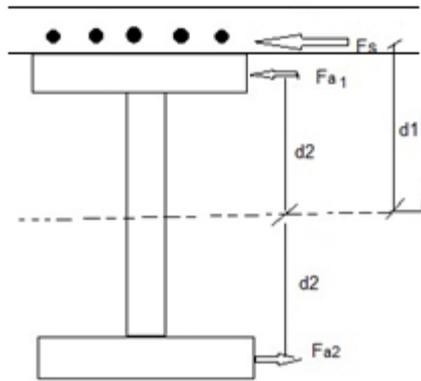


Fig 6.2 : Section transversale de profilé avec les armatures de plancher.

$$d_1 = 26\text{cm}$$

$$d_2 = 17,365\text{ cm}$$

F_s : Effort au niveau des armatures.

F_a : Effort au niveau de la semelle.

d_1 : distance entre le CDG et l'effort F_s .

d_2 : distance entre le CDG et l'effort F_a .

$$M_{\text{frd}}^- = 86,08 \times 26 + 461,24 \times 17,365 \times 2 = 182,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plrd}}^- = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_a} + F_s \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - \frac{F_s^2}{4tw \times \frac{f_y}{\gamma_a}}$$

$$M_{\text{plrd}}^- = \frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1,1} + 86,08 \times 10^3 \left(\frac{360}{2} + 80 \right) - \frac{86080^2}{32 \times \frac{235}{1,1}} = 238,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plrd}}^- = 238,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{rd}}^- = 182,56 + (238,99 - 182,56) \times \left[1 - \left(\frac{2 \times 261,73}{432,93} - 1 \right)^2 \right] = 228,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{rd}}^- = 228,52 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{sd}}^- \text{ max}$ que peut supporté la section à l'appui avec un effort tranchant

$$V_{\text{sd}}^- = 261,73 \text{ KN est } 228,52 \text{ KN.m}$$

c) Vérification au moment fléchissant :

On a: $M_{sdz} = 260,90 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que $M_{sdy} \leq M_{rdy}$

La section et de classe (1) en flexion simple.

$$M_{rdy} = M_{pdy} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_a} = \frac{1019 \times 23,5}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$M_{sdy} = 260,90 \text{ KN.m} > M_{rdy} = 217,69 \text{ KN.m}$ La condition n'est pas vérifiée.

Donc : on augmente la section de profilé

Soit un **IPE400** de $W_{ply} = 1307 \text{ cm}^3$

Donc :

$$M_{rdy} = M_{pdy} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_a} = \frac{1307 \times 23,5}{1,1} = 279,22 \text{ KN.m}$$

$M_{sdy} = 260,90 \text{ KN.m} < M_{rdy} = 279,22 \text{ KN.m}$

Donc la condition est vérifiée

6.2 Vérification des poteaux :

On a un seul type de poteaux à vérifier :

- Poteaux carrés.

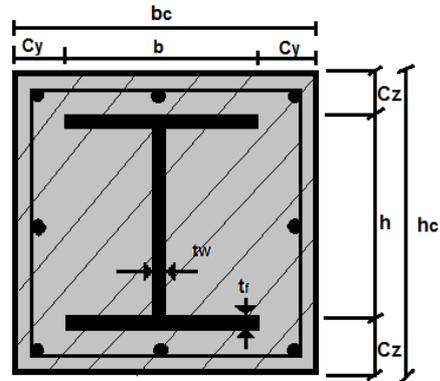


Fig 6.1 : Exemple d'un poteau mixte

Mais on a deux sections à vérifier :

6.2.1 Vérification des poteaux de HEB200 (BLOC 1):

Soit un poteau mixte de section carrée $(35 \times 35)cm^2$ défini à la figure 6.2. cette section mixte est constituée d'un profilé HEB200 en acier S235 ($f_y = 235Mpa$), de 8HA16 de section ($A_s = 16,08cm^2$) et des cadres $\varnothing 8$ en acier $FeE400$, l'ensemble étant enrobé dans du béton de classe C25/30 ($f_{c28} = 25Mpa$).

6.2.2 Les sollicitations :

Il s'agit de vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables, et les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

combinaison	$N_{sd}(KN)$	$V_{sdy}(KN)$	$V_{sdz}(KN)$	$M_{sdy}(KN.m)$	$M_{sdz}(KN.m)$
1,35G+1,5Q	-1074,56	59,74	9,74	17,40	-112,98
G+Q+1,2E	-822,50	107,66	95,70	193,48	-208,30

TAB. 6.2 : Les sollicitations dans le poteau HEB200

6.2.3 Vérifications aux instabilités :

a) vérification au flambement :

Caractéristique de la section mixte :

$$Aa = 7810 \text{ mm}^2 \quad (\text{Aire du profilé HEB200})$$

$$As = 1608 \text{ mm}^2 \quad (\text{Aire totale des armatures 8HA16})$$

$$Ac = 114690 \text{ mm}^2 \quad (\text{Aire de la section de béton})$$

$$I_{ay} = 5696 \text{ cm}^4$$

$$I_{az} = 2003 \text{ cm}^4$$

$$Cy = 75 \text{ mm}$$

$$Cz = 75 \text{ mm}$$

Inertie :

➤ Armature:

$$I_{sy} = I_{sz} = I_s = 2 \times 3 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \left(\frac{hc}{2} - cz\right)^2$$

$$I_s = 2 \times 3 \times \frac{3,14 \times 16^2}{4} \times \left(\frac{350}{2} - 75\right)^2$$

$$I_s = 12,05 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

➤ Béton:

$$\bar{I}_c = \bar{I}_{\text{tot}} - I_s - I_a$$

$$\bar{I}_{\text{tot}} = \frac{350 \times 350^3}{12} = 1250,520 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\bar{I}_{cy} = 1225,520 \times 10^6 - 12,05 \times 10^6 - 56,96 \times 10^6$$

$$\bar{I}_{cy} = 1156,51 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\bar{I}_{cz} = \bar{I}_{\text{tot}} - I_s - I_{az} = 1225,520 \times 10^6 - 12,05 \times 10^6 - 20,03 \times 10^6$$

$$\bar{I}_{cz} = 1193,44 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Rigidités élastiques:

➤ **Profilé HEB 200:**

$$E_a = 210000 \text{ MPa}$$

$$(E_a I_a)_y = 210000 \times 56,96 \times 10^6 = 1196,16 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

$$(E_a I_a)_z = 210000 \times 20,03 \times 10^6 = 420,6 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

➤ **Armatures:**

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$(E_s I_s)_y = (E_s I_s)_z = 210000 \times 12,05 \times 10^6 = 253,05 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

➤ **Béton:**

$$E_{cm} = 30500 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Tableau 3.2 l'EC4)}$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{30500}{1,35} = 2,25925 \times 10^4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{clause 4.8.3.5 (1) l'EC4}$$

$$(E_{cd} \bar{I}_c)_y = 2,25925 \times 10^4 \times 1156,51 \times 10^6 = 2216,84 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

$$(E_{cd} \bar{I}_c)_z = 2,25925 \times 10^4 \times 1193,44 \times 10^6 = 2696,27 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

Rigidité de la section mixte:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} \bar{I}_c + E_s I_s \dots\dots\dots \text{clause 4.8.3.5 (1) l'EC4}$$

$$(EI)_{ey} = 1196,16 \times 10^{10} + (0,8 \times 2216,84 \times 10^{10}) + 253,05 \times 10^{10}$$

$$(EI)_{ey} = 3222,68 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

$$(EI)_{ez} = 420,6 \times 10^{10} + (0,8 \times 2696,27 \times 10^{10}) + 253,05 \times 10^{10}$$

$$(EI)_{ez} = 2830,66 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

Pour le calcul des élancements réduits $\bar{\lambda}$, les coefficients partiels de sécurité γ_a, γ_s et γ_c sont pris égaux à l'unité dans le calcul de la résistance.....**clause 4.8.3.7 (2) l'EC4**

Donc on a :

$$N_{pl.Rdm} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_{c'} \times 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$$

$$N_{pl.Rdm} = 7810 \times \frac{235}{1,1} + 1608 \times \frac{500}{1,15} + 114690 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 5617,180 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd.m.y} = N_{pl.Rd.m.z} = N_{pl.Rd.m} = 5076,512 \text{ KN}$$

- **Charges critiques et des élancements réduits :**

$$L = 0,5L_0 = 1,87 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l^2} \dots\dots\dots\text{clause 4.8.3.7 (1) l'EC4}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.m.Rd}}{N_{cr}}} \dots\dots\dots\text{clause 4.8.3.7 (2) l'EC4}$$

$$N_{cr y} = \frac{3,14^2 \times (3222,68 \times 10^{10})}{1870^2} = 90864,29 \text{ KN}$$

$$N_{cr z} = \frac{3,14^2 \times (2830,66 \times 10^{10})}{1870^2} = 79811,19 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{5076,512}{90864,29}} = 0,23 > 0,2 \dots\dots\dots\text{il y'a risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{5076,512}{79811,19}} = 0,25 > 0,2 \dots\dots\dots\text{il y'a risque de flambement}$$

- **Résistance au flambement :**

La résistance au flambement $N_{brd.m}$ du poteau mixte est donnée par la relation suivante :

$$N_{brd.m} = \chi_{min} \times N_{pl.Rd.m} \dots\dots\dots\text{clause 4.8.3.8 (1) l'EC4}$$

- **Le choix de la courbe de flambement :**

Selon les clauses 4.8.3.8(2) et 4.8.3.8 (2C) de l'EC4, la courbe de flambement est la courbe (b)

$$\chi_y = 0,989$$

$$\chi_z = 0,982$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \chi_z = 0,982$$

$$\rightarrow N_{brd.m} = 0,982 \times 5076,512 = 4985,13 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1074,56 \text{ KN} < N_{brd.m} = 4985,13 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{la condition est vérifiée.}$$

6.2.3.1 Vérification à l'effort tranchant :

L'effort tranchant reprise par le profilé en acier doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl} \dots\dots\dots \text{clause 4.4.2.2 (2) l'EC4}$$

On a :

$$A_v = 24,83 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_a} = 306,26 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 107,66 \text{ KN} < V_{pl} = 306,26 \text{ KN} \dots\dots\dots$ la condition est vérifiée.

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sdy} = 107,66 \text{ KN} < 0,5 V_{pl} = 153,130 \text{ KN} \\ V_{sdz} = 95,70 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 153,130 \text{ KN} \end{array} \right.$$

→ Y'a pas d'interaction entre V et M.....**clause 4.4.3 (1) l'EC4**

6.2.3.2 Vérification au voilement :

Il permet de négliger les effets du voilement des éléments en acier dans les poteaux mixtes pour les profilés en acier entièrement enrobés.....**Art 4.8.2.4 EC4.**

6.2.3.3 Vérification à l'effort normal :

On a :

$$N_{pl,Rdm} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_{c'} \times 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$$

$$N_{pl,Rdm} = 7810 \times \frac{235}{1,1} + 1608 \times \frac{500}{1,15} + 114690 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 5617,180 \text{ KN}$$

$$N_{pl,m,Rdy} = N_{pl,m,Rdz} = N_{pl,m,Rd} = 5617,180 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1074,56 \text{ KN} < N_{pl,Rdm} = 5617,180 \text{ KN} \dots\dots$ la condition est vérifiée.

6.2.4 Vérification des poteaux carrés de HEB140 (Bloc 2):

Soit un poteau mixte de section carrée $(25 \times 25)cm^2$, cette section mixte est constituée d'un profilé HEB140 en acier S235 ($f_y = 235$ MPa), de 8HA14 de section ($A_s = 12,32 cm^2$) et des cadres $\varnothing 8$ en acier FeE400, l'ensemble étant enrobé du béton de classe C25/30

($f_{c28} = 25$ MPa).

6.2.4.1 les sollicitations :

Il s'agit de vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables, et les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

combinaison	N_{sd} (KN)	V_{sdy} (KN)	V_{sdz} (KN)	M_{sdy} (KN. m)	M_{sdz} (KN. m)
1,35(G+Q+S)	533,34	14,69	32,26	49,29	14,52
G+Q+1,2 ^E	402,86	49,21	51,96	87,61	90,03

TAB. 6.3 : Les sollicitations dans le poteau HEB140

6.2.4.2 vérifications aux instabilités :

a) vérification au flambement :

Caractéristique de la section mixte :

$$A_a = 4300 \text{ mm}^2 \quad (\text{Aire du profilé HEB140})$$

$$A_s = 1232 \text{ mm}^2 \quad (\text{Aire totale des armatures 8HA14})$$

$$A_c = 58200 \text{ mm}^2 \quad (\text{Aire de la section de béton})$$

$$I_{ay} = 1509 \text{ cm}^4$$

$$I_{az} = 549,7 \text{ cm}^4$$

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

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

Inertie :

➤ Armature:

$$I_{sy} = I_{sz} = I_s = 2 \times 3 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \left(\frac{hc}{2} - Cz\right)^2$$

$$I_s = 2 \times 3 \times \frac{3,14 \times 14^2}{4} \times \left(\frac{250}{2} - 55\right)^2$$

$$I_s = 4,5 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

➤ **Béton:**

$$\bar{I}_c = \bar{I}_{\text{tot}} - I_s - I_a$$

$$\bar{I}_{\text{tot}} = \frac{250 \times 250^3}{12} = 325,520 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\bar{I}_{cy} = 325,520 \times 10^6 - 4,5 \times 10^6 - 15,09 \times 10^6$$

$$\bar{I}_{cy} = 305,93 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\bar{I}_{cz} = \bar{I}_{\text{tot}} - I_s - I_{az} = 325,520 \times 10^6 - 4,5 \times 10^6 - 5,497 \times 10^6$$

$$\bar{I}_{cz} = 315,52 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Rigidités élastiques:

➤ **Profilé HEB 140:**

$$E_a = 210000 \text{ MPa}$$

$$(E_a I_a)_y = 210000 \times 15,09 \times 10^6 = 316,89 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

$$(E_a I_a)_z = 210000 \times 5,497 \times 10^6 = 115,43 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

➤ **Armatures:**

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$(E_s I_s)_y = (E_s I_s)_z = 210000 \times 4,5 \times 10^6 = 94,5 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

➤ **Béton:**

$$E_{cm} = 30500 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Tableau 3.2 l'EC4)}$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{30500}{1,35} = 2,25925 \times 10^4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{clause 4.8.3.5 (1) l'EC4}$$

$$(E_{cd} \bar{I}_c)_y = 2,25925 \times 10^4 \times 305,93 \times 10^6 = 691,17 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

$$(E_{cd} \bar{I}_c)_z = 2,25925 \times 10^4 \times 315,52 \times 10^6 = 712,83 \times 10^{10} \text{ N. mm}^2$$

Rigidité de la section mixte:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} \bar{I}_c + E_s I_s \dots\dots\dots \text{clause 4.8.3.5 (1) l'EC4}$$

$$(EI)_{ey} = 316,89 \times 10^{10} + (0,8 \times 691,17 \times 10^{10}) + 94,5 \times 10^{10}$$

$$(EI)_{ey} = 964,32 \times 10^{10} \text{ N.mm}^2$$

$$(EI)_{ez} = 115,43 \times 10^{10} + (0,8 \times 712,83 \times 10^{10}) + 94,5 \times 10^{10}$$

$$(EI)_{ez} = 780,194 \times 10^{10} \text{ N.mm}^2$$

Pour le calcul des élancements réduits $\bar{\lambda}$, les coefficients partiels de sécurité γ_a, γ_s et γ_c sont pris égaux à l'unité dans le calcul de la résistance.....**clause 4.8.3.7 (2) l'EC4**

Donc on a :

$$N_{pl.Rdm} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_{c'} \times 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$$

$$N_{pl.Rdm} = 4300 \times \frac{235}{1,1} + 1232 \times \frac{500}{1,15} + 58200 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 2278,78 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd.m.y} = N_{pl.Rd.m.z} = N_{pl.Rd.m} = 2278,78 \text{ KN}$$

- **Charges critiques et des élancements réduits :**

$$L = 0,5L_0 = 1,87 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l^2} \dots\dots\dots\text{clause 4.8.3.7 (1) l'EC4}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.m.Rd}}{N_{cr}}} \dots\dots\dots\text{clause 4.8.3.7 (2) l'EC4}$$

$$N_{cr y} = \frac{3,14^2 \times (964,32 \times 10^{10})}{1870^2} = 27189,25 \text{ KN}$$

$$N_{cr z} = \frac{3,14^2 \times (780,194 \times 10^{10})}{1870^2} = 21997,77 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2278,78}{27189,25}} = 0,29 > 0,2 \dots\dots\dots\text{il y'a risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{2278,78}{21997,77}} = 0,32 > 0,2 \dots\dots\dots\text{il y'a risque de flambement}$$

- **Résistance au flambement :**

La résistance au flambement $N_{brd.m}$ du poteau mixte est donnée par la relation suivante :

$$N_{brd.m} = \chi_{min} \times N_{pl.Rd.m} \dots\dots\dots\text{clause 4.8.3.8 (1) l'EC4}$$

- **Le choix de la courbe de flambement :**

Selon les clauses 4.8.3.8(2) et 4.8.3.8 (2C) de l'EC4, la courbe de flambement est la courbe (b)

$$\chi_y = 0,968$$

$$\chi_z = 0,957$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \chi_z = 0,957$$

$$\rightarrow N_{brd.m} = 0,957 \times 2278,78 = 2180,79 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 533,34 \text{ KN} < N_{brd.m} = 2180,79 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

6.2.3.1 Vérification à l'effort tranchant :

L'effort tranchant reprise par le profilé en acier doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl} \text{clause 4.4.2.2 (2) l'EC4}$$

On a:

$$A_v = 13,08 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_a} = 161,33 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 51,96 \text{ KN} < V_{pl} = 161,33 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sdy} = 49,21 \text{ KN} < 0,5 V_{pl} = 80,66 \text{ KN} \\ V_{sdz} = 51,96 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.rd} = 80,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

\rightarrow Y'a pas d'interaction entre V et M.....**clause 4.4.3 (1) l'EC4**

6.2.3.2 Vérification au voilement :

Il permet de négliger les effets du voilement des éléments en acier dans les poteaux mixtes pour les profilés en acier entièrement enrobés.....Art 4.8.2.4 EC4.

6.2.3.3 Vérification à l'effort normal :

On a :

$$N_{pl.Rdm} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_{c'} \times 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c}$$

$$N_{pl.Rdm} = 4300 \times \frac{235}{1,1} + 1232 \times \frac{500}{1,15} + 58200 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 2278,78KN$$

$$N_{pl.m.Rdy} = N_{pl.m.Rdz} = N_{pl.m.Rd} = 2278,78 KN$$

$$N_{sd} = 533,34 KN < N_{pl.m.Rd} = 2278,78 KN \dots\dots\text{la condition est vérifiée.}$$

Etudes des assemblages

7.1 Introduction :

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

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

7.2 Rôle des assemblages :

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

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

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

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

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

7.3 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

- le rivetage.
- le boulonnage.
- le soudage.
- le collage.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

-le fonctionnement par obstacle :

C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnant en cisaillement.

-le fonctionnement par adhérence :

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

7.4 Précaution constructive :

Il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, au travers de l'assemblage, la transmission parfaite des forces doit être parfaite afin de ne pas créer des efforts ou des moments secondaires parasites.

7.5 Etudes des assemblages :

7.5.1 Assemblage poutre-solive :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières s'attache, l'effort tranchant V_{sdz} repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

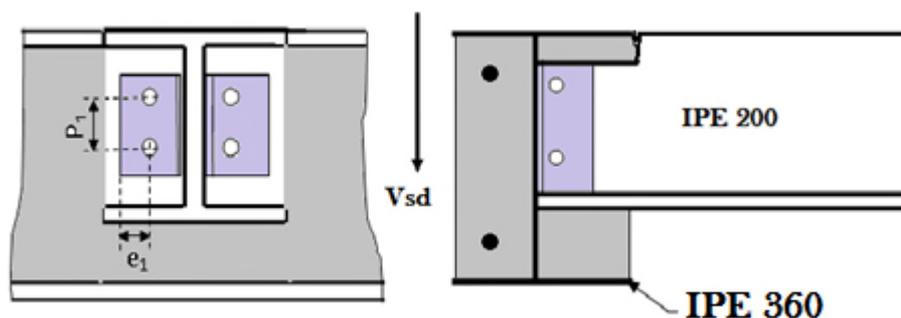


Fig.7.1 : Assemblage poutre maitresse – solive.

On a un effort tranchant : $V = 41,67\text{KN}$

a) Résistance au cisaillement des boulons par plan de cisaillement :

Dans notre cas les solives sont des appuis articulés, donc on adopte des boulons ordinaires de classe 6.8.

Il faut vérifier que :

$$F_{Vsd} = \frac{V/2}{n_p \times n} \leq F_{VRd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

n_p : Nombre de plan de cisaillement

n : nombre de boulon

f_{ub} : Limite de la résistance ultime à la traction.

➤ **Coté solive :**

$n_p = 2$ plans

$n = 2$ boulons

Donc :

$$F_{Vsd} = \frac{V/2}{n_p \times n} = \frac{41,67/2}{2 \times 2} = 5,20 \text{ kN}$$

$$F_{Vsd} \leq F_{VRd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{Vsd}}{0,6 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 5,20}{0,6 \times 60} = 0,180 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte des boulons M18 de $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$ et de classe 6.8

Et soit une double cornière de $L80 \times 80 \times 8$

Diamètre du trou de boulon M18 :

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18 + 2 = 20\text{mm}$$

➤ **Disposition géométrique :**

Distance entre axes des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 3d_0 = 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 1,5d_0 = 1,5 \times 20 = 30 \text{ mm} \\ e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 20 \approx 25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Résistance à la traction des boulons : $f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$ (classe 6.8)... (Tableau 3.3 EC03).

b) Vérification au cisaillement des boulons attachant la poutre:

Les boulons de la poutre doivent résister non seulement à l'effort tranchant V_{sd} mais également aux efforts secondaires dus à l'excentricité e

Tel que $M = v \times e$

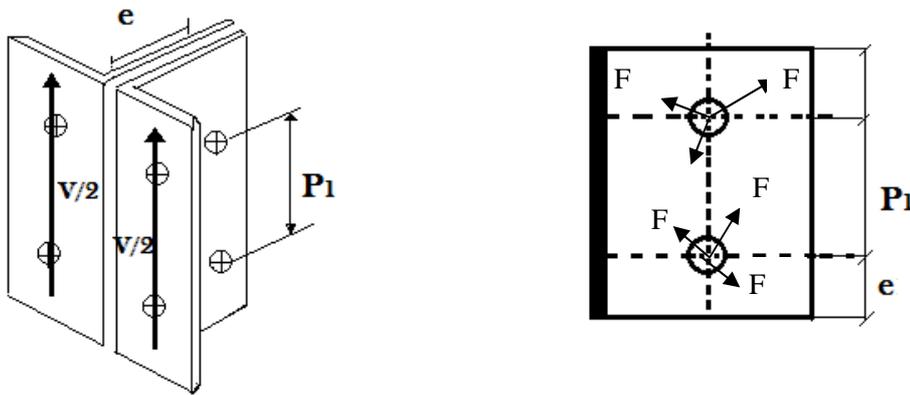


Fig.7.4 : Détail de l'assemblage par cornière.

La sollicitation à l'effort tranchant agissant sur une section de ces boulons est égale à la somme vectorielle des deux efforts tranchants suivants (il y'a 4 boulons) :

$$F_{v.Sd}^1 = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{41,67}{4} = 10,41 \text{ kN} \dots\dots \text{(Du au cisaillement).}$$

$$F_{v.Sd}^2 = \frac{(V_{sd}/2) \times e}{P_1} = \frac{(41,67/2) \times 25}{60} = 8,68 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{(Du au moment secondaire).}$$

Soit la résultante :

$$F_{v.Sd} = \sqrt{(F_{v.Sd}^1)^2 + (F_{v.Sd}^2)^2} = \sqrt{(10,41)^2 + (8,68)^2} = 13,55 \text{ kN}$$

On doit vérifier que :

$$F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$\rightarrow F_{v.Sd} = 13,55 \text{ kN} \leq F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times 60 \times 1,92}{1,25} = 55,29 \text{ kN}$$

Donc : La condition est vérifiée

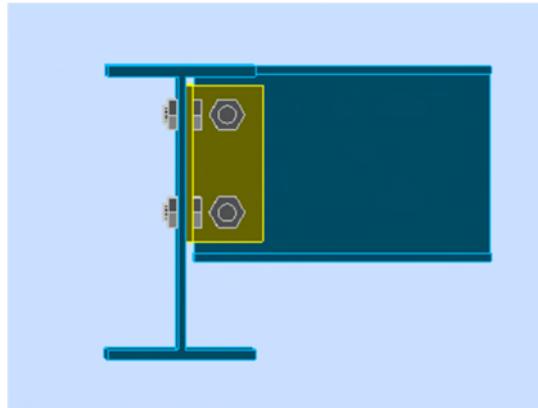


Fig.7.3 : vue en 3D d'assemblage poutre-solive

c) Vérification de la pression diamétrale :

On vérifie la pression diamétrale dans l'âme de la poutre celle-ci est déterminante Car c'est l'épaisseur la plus faible par rapport aux 2 épaisseurs des cornières.

La résistance de calcul a la pression diamétrales est donne par :

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_U \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

Relation dans laquelle :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

Avec :

$$e_1 = 25 \text{ mm} ; P_1 = 60 \text{ mm} ; f_u = 360 \text{ N/mm}^2, \gamma_{Mb} = 1.25 ; d = 18 \text{ mm}, d_0 = 20 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm (Épaisseur d'un IPE360)}$$

D'où :

$$\alpha = \min\left(\frac{25}{3 \times 20}, \frac{60}{3 \times 20} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1\right) = \min(0,41; 0,75; 2; 1) = 0,41$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times 0,41 \times \frac{360 \times 18 \times 8}{1,25} = 42,50 \text{ kN}$$

Ce qui permet de vérifier que la pression diamétrale pour un boulon est satisfaite :

$$F_{v.Sd} = 13,5 \text{ kN} < F_{b.Rd} = 42,50 \text{ kN}$$

7.5.2 Assemblage poteau (HEB 200)-poutre maitresse(IPE360) :

On calcul l'assemblage de la poutre la plus sollicitée.

Dont la combinaison la plus défavorable est : $G+Q+1,2E$

Avec :

$$M_{sdy} = 260,90 \text{ KN.m}$$

$$V_{sdy} = V = 261,73 \text{ KN}$$

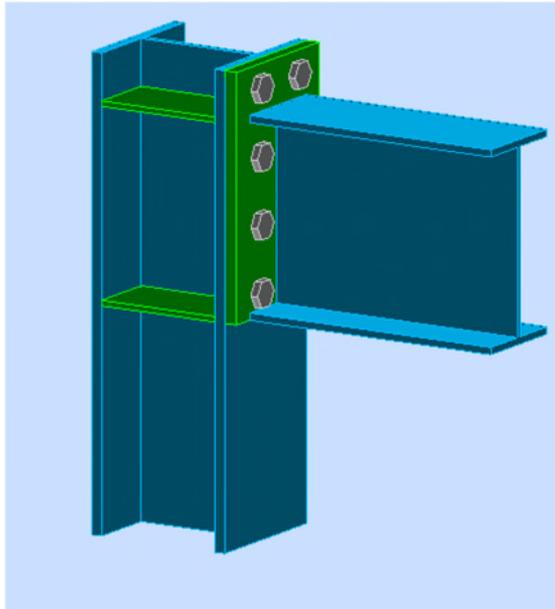


Fig.7.4 : Vue en 3D d'assemblage poutre maitresse- poteau.

1) Assemblage poteau-platine :

1-1) Détermination des efforts dans les boulons :

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les ranges de boulons tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposer concentre au centre de gravite de la semelle comprimée de la poutre.

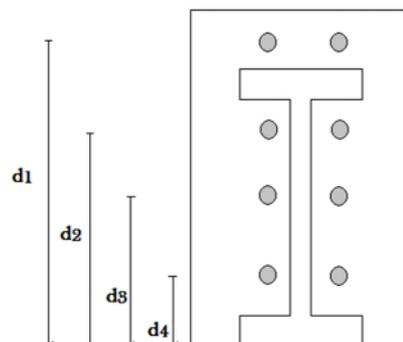
$$d_1 = 40 \text{ cm}$$

$$d_2 = 30 \text{ cm}$$

$$d_3 = 20 \text{ cm}$$

$$d_4 = 10 \text{ cm}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2}$$



F:

$$N_1 = \frac{260,90 \times 10^2 \times 40}{(40)^2 + (30)^2 + (20)^2 + (10)^2} = 374,86 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{374,86 \times 30}{40} = 281,14 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{N_1 \times d_3}{d_1} = \frac{374,86 \times 20}{40} = 187,43 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{N_1 \times d_4}{d_1} = \frac{374,86 \times 10}{40} = 93,71 \text{ kN}$$

1-2) Pré-dimensionnement des boulons :

Le pré-dimensionnement des boulons repose sur le principe d'empêcher le décollement des platines d'extrémité-semelle du poteau de la rangée supérieure la plus tendue.

$$N_1 \leq n \times F_p \dots \dots \dots (1)$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} \dots \dots \dots (2)$$

n : Le nombre de boulon par rangée ($n=2$).

F_p : La force de précontrainte dans les boulons.

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

De (1) Et (2) on aura :

$$A_s = \frac{N_1}{0,7 \times n \times f_{ub}} = \frac{374,86}{0,7 \times 2 \times 80} = 3,34 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons M 24 HR 8.8 de section $A_s=3,53 \text{ cm}^2$

1-3) Vérification au moment :

$$N_{trd} = n \times 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_{trd} = 2 \times 0,7 \times 3,53 \times 80 = 395,36 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_{trd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{395,36 \times 3000}{40} = 296,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 296,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 260,90 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 296,52 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

1-4) Vérification au cisaillement + traction dans chaque boulon :

$$V_{sdy} = V = 261,73 \text{ kN} \text{ Sur 8 boulons.}$$

Il faut vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{Srd}$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{261,73}{8} = 32,71 \text{ kN}$$

$$F_{S_{Rd}} = K_s \times \mu \times n \times \frac{F_P}{\gamma_{ms}}$$

$$F_P = 0,7 \times A_s \times f_u = 0,7 \times 3,53 \times 80 = 197,68 \text{ kN}$$

$$F_{S_{Rd}} = 1 \times 0,3 \times 1 \times \frac{197,68}{1,25} = 47,44 \text{ kN}$$

$$F_{V_{sd}} = 32,71 \text{ kN} < F_{S_{Rd}} = 47,44 \text{ kN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2) Assemblage platine poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordons de soudure.

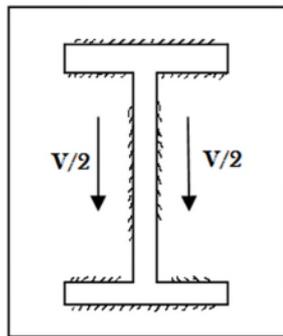


Fig.7.6 : Assemblage platine poutre par cordons de soudure.

2-1) Epaisseur de la platine :

Soit une épaisseur $e=20\text{mm}$.

2-2) Gorge reliant l'âme :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{max}$$

Avec :

t_{max} : L'épaisseur maximale des pièces à assembler.

$$t_{max} = t_w = 8 \text{ mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8 \longrightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 4$$

Soit : $a = 3,5\text{mm}$

2-3) Gorge reliant la semelle :

$$t_{max} = t_f = 12,7\text{mm}$$

$$3mm \leq a \leq 0,5 t_f$$

$$3mm \leq a \leq 0,5 \times 12,7 \longrightarrow 3mm \leq a \leq 6,35mm$$

Soit : $a = 6 mm$

2-4) Distribution des efforts sur les différents cordons :

- **Cordon âme-platine :**

Chaque cordon reprend $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{261,73}{2} = 130,86KN$$

La longueur du cordon : $L_w = h_{IPE360} - 2 \times t_f = 360 - 2 \times 12,7 = 334,6 mm$

- **Cordon semelle platine :**

La longueur du cordon :

$$L_w = 2 \times b - t_w = 2 \times 170 - 8 = 332 mm$$

Chaque cordon reprend $F_{w,sd}$ avec :

$$F_{w,sd} = \frac{M_{sd}}{2(h-t_f)} = \frac{260,90}{2(360-12,7)} = 375,61KN$$

4.2.3. Verification:

- **Cordon âme – platine :**

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

$F_{w,Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

On utilise un acier S235 $\longrightarrow f_u = 360 MPa$

$$\beta_w = 0,8 \text{ et } \gamma_{Mw} = 1,25 ; a = 3,5mm ; L_w = 33,46 cm$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 24341KN < F_{w,sd} = 375,61 KN$$

$$F_{w,sd} = 375,61KN > F_{w,Rd} = 243,41KN$$

La Condition n'est pas vérifiée

Il faut augmenter l'épaisseur de cordon :

Soit : $a = 6 mm$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 417,76 \text{ KN} > F_{w,Sd} = 375,61 \text{ KN} \quad \text{Donc la soudure est vérifiée.}$$

• **Cordon semelle – platine :**

$$F_{w,Sd} \leq F_{w,Rd}$$

$F_{w,Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

On utilise un acier S235 $\rightarrow f_u = 360 \text{ MPa}$

$$\beta_w = 0,8 \text{ et } \gamma_{Mw} = 1,25 ; a = 6 \text{ mm} ; L_w = 33,2 \text{ cm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{0,5 \times 33,2 \times 36}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 414,52 \text{ KN}$$

$$F_{w,Sd} = 375,61 \text{ KN} < F_{w,Rd} = 414,52 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

7.6 Etude d'assemblage pour le bloc2 :

7.6.1 Assemblage poteau (HEB 140)-poutre maitresse(IPE360) :

On calcule l'assemblage de la poutre la plus sollicitée.

Sous la combinaison : $1,35(G+Q+S)$

Avec :

$$M_{sdy} = 182,14 \text{ kN.m}$$

$$V_{sdy} = V = 200,43 \text{ kN}$$

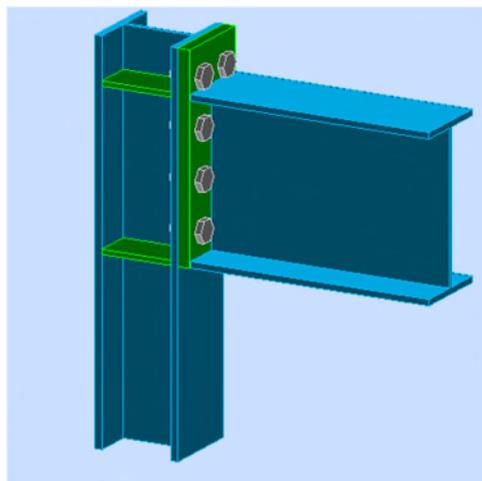


Fig.7.8 : Vue d'assemblage poutre maitresse- poteau

1) Assemblage poteau-platine :

1-1) Détermination des efforts dans les boulons :

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les rangées de boulons tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposer concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$d_1 = 40 \text{ cm}$$

$$d_2 = 30 \text{ cm}$$

$$d_3 = 20 \text{ cm}$$

$$d_4 = 10 \text{ cm}$$

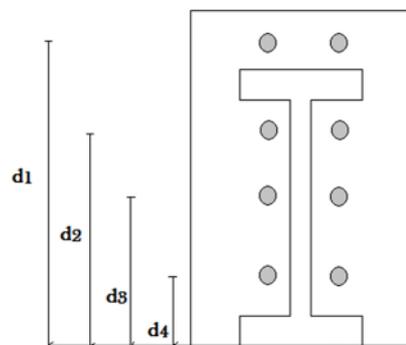
$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{182,14 \times 10^2 \times 40}{(40)^2 + (30)^2 + (20)^2 + (10)^2} = 242,85 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{242,85 \times 30}{40} = 182,14 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{N_1 \times d_3}{d_1} = \frac{242,85 \times 20}{40} = 121,42 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{N_1 \times d_4}{d_1} = \frac{242,85 \times 10}{40} = 60,71 \text{ kN}$$



Fig

1-2) Pré-dimensionnement des boulons :

Le pré-dimensionnement des boulons repose sur le principe d'empêcher le décollement des platines d'extrémité-semelle du poteau de la rangée supérieure la plus tendue.

$$N_1 \leq n \times F_P \dots \dots \dots (1)$$

$$F_P = 0,7 \times A_S \times f_{ub} \dots \dots \dots (2)$$

n : Le nombre de boulon par rangée ($n=2$).

F_P : La force de précontrainte dans les boulons.

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

De (1) Et (2) on aura :

$$A_S = \frac{N_1}{0,7 \times n \times f_{ub}} = \frac{242,85}{0,7 \times 2 \times 80} = 2,16 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons M 20 HR 8.8 de section $A_S=2,45 \text{ cm}^2$

1-3) Vérification au moment :

$$N_{trd} = n \times 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_{trd} = 2 \times 0,7 \times 2,45 \times 80 = 274,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_{trd} \times \sum d_i}{d_1} = \frac{274,4 \times 3000}{40} = 205,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 205,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 182,14 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 205,80 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

1-4) Vérification au cisaillement + traction dans chaque boulon :

$$V_{sdy} = V = 200,43 \text{ kN} \text{ Sur 8 boulons.}$$

Il faut vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{Srd}$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{200,43}{8} = 25,05 \text{ kN}$$

$$F_{Srd} = K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 2,45 \times 80 = 137,2 \text{ kN}$$

$$F_{Srd} = 1 \times 0,3 \times 1 \times \frac{137,2}{1,25} = 32,92 \text{ kN}$$

$$F_{Vsd} = 25,05 \text{ kN} < F_{Srd} = 32,92 \text{ kN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

1-5) Assemblage platine poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordons de soudure.

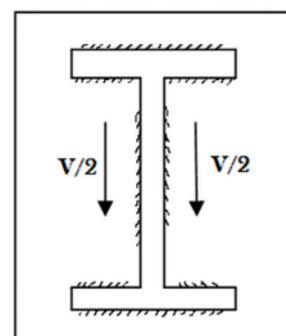


Fig.7.10 : Assemblage platine poutre par cordons de soudure.

1) Epaisseur de la platine :

Soit une épaisseur $e=20\text{mm}$.

2) Gorge reliant l'âme :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5 t_{max}$$

Avec :

t_{max} : L'épaisseur maximale des pièces à assembler.

$$t_{max} = t_w = 8 mm$$

$$3mm \leq a \leq 0,5 \times 8 \longrightarrow 3mm \leq a \leq 4$$

Soit : $a = 4 mm$

3) Gorge reliant la semelle :

$$t_{max} = t_f = 12,7mm$$

$$3mm \leq a \leq 0,5 t_f$$

$$3mm \leq a \leq 0,5 \times 12,7 \longrightarrow 3mm \leq a \leq 6,35mm$$

Soit : $a = 6 mm$

2-4) Distribution des efforts sur les différents cordons :

- **Cordon âme-platine :**

Chaque cordon reprend $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{200,43}{2} = 100,21KN$$

La longueur du cordon : $L_w = h_{IPE360} - 2 \times t_f = 360 - 2 \times 12,7 = 334,6 mm$

- **Cordon semelle platine :**

La longueur du cordon :

$$L_w = 2 \times b - t_w = 2 \times 170 - 8 = 332 mm$$

Chaque cordon reprend $F_{w,sd}$ avec :

$$F_{w,sd} = \frac{M_{sd}}{2(h-t_f)} = \frac{182,14}{2(360-12,7)} = 262,22KN$$

4.2.3. Verification:

- **Cordon âme – platine :**

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

$F_{w,Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

On utilise un acier S235 $\rightarrow f_u = 360 \text{ MPa}$

$\beta_w = 0,8$ et $\gamma_{Mw} = 1,25$; $a = 3,5 \text{ mm}$; $L_w = 33,46 \text{ cm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 278,18 \text{ KN} > F_{w,Sd} = 262,22 \text{ KN}$$

$$F_{w,Sd} = 262,22 \text{ KN} < F_{w,Rd} = 278,18 \text{ KN}$$

Condition est vérifiée

• **Cordon semelle – platine :**

$$F_{w,Sd} \leq F_{w,Rd}$$

$F_{w,Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

On utilise un acier S235 $\rightarrow f_u = 360 \text{ MPa}$

$\beta_w = 0,8$ et $\gamma_{Mw} = 1,25$; $a = 6 \text{ mm}$; $L_w = 33,2 \text{ cm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{0,5 \times 33,2 \times 36}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 345,02 \text{ KN}$$

$$F_{w,Sd} = 262,22 \text{ KN} < F_{w,Rd} = 345,02 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Chapitre 8

Etudes des pieds de poteaux

8.1 Introduction :

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancrée par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est à dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine, le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibré par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

8.2 Définitions :

➤ **La platine d'extrémité :**

C'est un plat en acier rectangulaire soudé a la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau .elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans fondation .sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

➤ **Les tiges d'ancrage :**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée

8.3 Calcul des pieds de poteaux

➤ **Les sollicitations les plus défavorables :**

Les calculs consisteront uniquement à déterminer les tiges d’ancrages, en fonction des efforts de traction engendrés par un soulèvement du vent ou de l’action sismique qui servent à l’ajustement des poteaux dans la phase de construction. Voir figure suivante :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau suivant :

combinaison	N_{sd} (KN)	V_{sdy} (KN)	V_{sdz} (KN)	M_{sdy} (KN.m)	M_{sdz} (KN.m)
1,35G+1,5Q	-1074,56	59,74	9,74	17,40	-112,98
G+Q+1,2E	-822,50	107,66	95,70	193,48	-208,30

Tableau.9.1 : les sollicitations les plus défavorables

8.4 Dimensionnement des tiges d’ancrages :

Les tiges d’ancrages seraient dimensionnées avec l’effort de traction le plus défavorable :

$$N = 1074,56 \text{ KN}$$

$$V = 107,66 \text{ KN}$$

$$M = 208,30 \text{ KN.m}$$

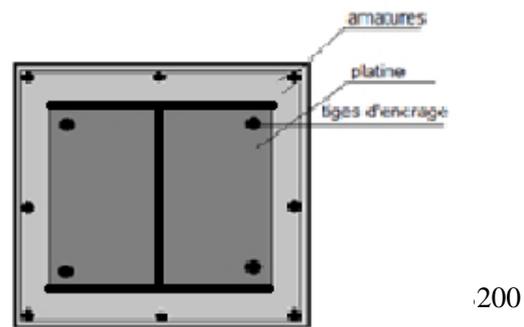


fig.8. : Disposition de la plaque.

Les tiges d’ancrage se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (Nt) :

$$Nt = \frac{N}{n} + \frac{M}{2h}$$

$$Nt = \frac{1074,56}{4} + \frac{208}{2 \times 0,2} = 788,64 \text{ kN}$$

n : Nombre de tiges (soit 4 tige) h : la hauteur de la section HEB200 \Rightarrow h=200mm

Nt : Effort sollicitant de traction

Na : Effort normal résistant par scellement d’une tige.

Chapitre 8: Calcul des pieds de poteaux

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N}{4} + \frac{M}{2h} \leq \frac{\pi\phi^2}{4} \times f_y \rightarrow \phi = \sqrt{\frac{Nh+2M}{\pi \times f_y \times h}}$$

$$\rightarrow \phi = 4,19cm$$

$$\rightarrow \phi = 42mm$$

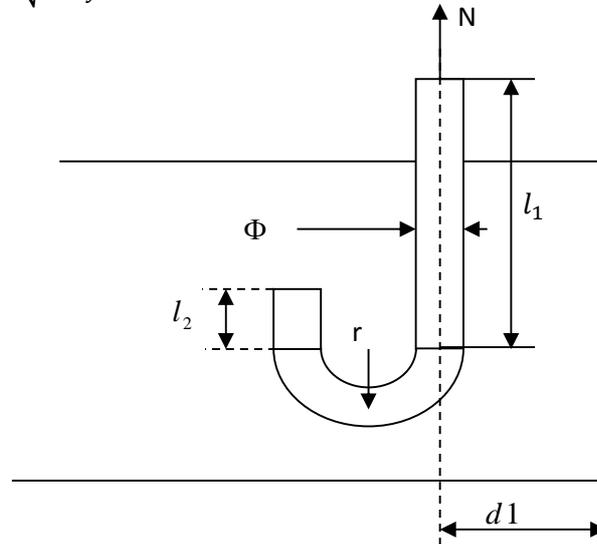


Fig. 8.2 : Tige d'encrage du pied du poteau.

8.5 Vérification des tiges d'ancrage :

L'effort admissible par scellement, dans les goujons est donnée par : l'art **5.123 de CM66**.

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7gc}{1000}\right) \times \phi \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

Avec :

$$l_1 = 20 \times \phi, \quad l_2 = 2 \times \phi, \quad r = 3 \times \phi.$$

ϕ : Diamètre des goujons.

gc = le dosage en ciment : 350 Kg/m^3

d_1 : Distance de l'axe de tige jusqu'à la limite de l'enrobage des tiges on prend

$$d_1 = 15cm.$$

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + 7 \times \frac{350}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{15}\right)^2} \times (20 \times \phi + 6,4 \times 3 \times \phi + 3,5 \times 2 \times \phi) \geq \frac{Ntsd}{4} + \frac{M}{2h}$$

$$r = 3\phi = 12,6cm$$

$$l_1 = 20\phi = 84cm$$

$$l_2 = 2\phi = 8,4cm$$

Donc :

$$N_a = 838,09KN \geq \frac{N_{tsd}}{4} + \frac{M}{2h} = 788,64KN \quad \text{C'est vérifié.}$$

8.6 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{208,30}{1074,56} = 0,193m$$

$$e = 19,3cm > \frac{h}{6} = \frac{20}{6} = 3cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction)

$$A = 27,68cm^2 \quad (A : \text{aire de la section de 2 tiges à gauche de poteau})$$

$$l = 29,3cm$$

$$h = 14,6cm$$

$$b = 20cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15 \%$$

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + \frac{6 \cdot A \cdot n \cdot l}{b} \cdot h' - \frac{6 \cdot A \cdot n \cdot l}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + 44,1h'^2 + 3649,6 h' - 53284,16h = 0$$

$$h' = 10,46cm$$

a) Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N \cdot l}{b h' \cdot (h - \frac{h'}{3})} \leq f_{ub} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 1074,56 \times 29,3}{20 \times 10,46 \times (20 - \frac{10,46}{3})} = 12,22MPa \leq f_{ub} = 14,2MPa \quad \text{Vérifiée.}$$

b) Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{(h - \frac{h'}{3})} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{1074,56}{27,68} \cdot \frac{29,3 - 20 + \frac{10,46}{3}}{(20 - \frac{10,46}{3})} = 30,05MPa \leq f_y = 235MPa \quad \text{C'est vérifié}$$

8.7 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

Le moment est obtenu grâce au diagramme des contraintes situé a droite de la section.

Le moment correspondants pour une bande de largeur unitaire (=1cm) et d'épaisseur t, est :

$$M = C_1 \cdot d_1 - C_2 \cdot d_2$$

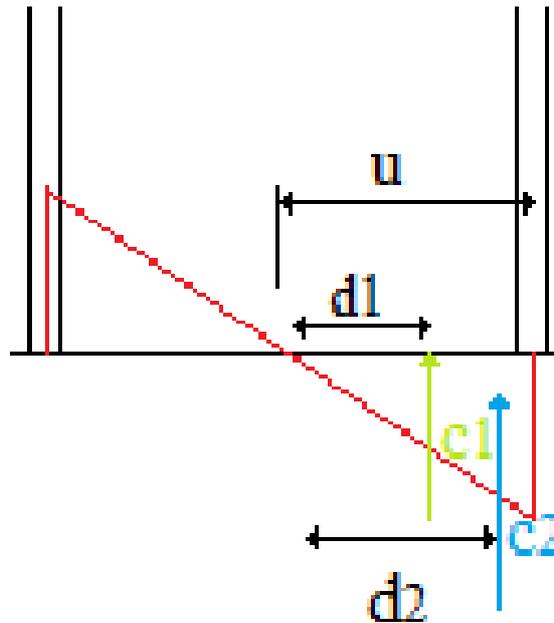


Fig. 8.3 : Contrainte au dessus de la platine

$$d_1 = \frac{u}{2} = \frac{10,46}{2} = 5,23 \text{ cm}$$

$$d_2 = 2 \cdot \frac{u}{3} = 2 \times \frac{10,46}{3} = 6,97 \text{ cm}$$

$$C_1 = (12,22) \cdot u \cdot b = 12,22 \times 10,46 \times 20 = 2556,42 \text{ KN}$$

$$C_2 = 0,06 \times \frac{u \times b}{2} = 6,27 \text{ KN}$$

$$M = 2556,42 \times 5,23 - 6,97 \times 6,27 = 133,70 \text{ KN}$$

Le module d'inertie de la platine pour b=1cm

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b \cdot t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section est :

Chapitre 8: Calcul des pieds de poteaux

$$M_{ely} = \frac{b \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Il faut vérifier que la condition suivante :

$$M \leq M_{ely} \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M \cdot \gamma_{m0}}{b \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 133,70 \times 1,1}{20 \times 235}} \times 10^5 = 28,65 \text{ mm}$$

Donc on adopte une platine d'épaisseur $t = 30 \text{ mm}$

9.1 Introduction :

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol les charges ramenées par la superstructure. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisé. La contrainte admissible du sol site $\sigma_{\text{sol}} = 1,2 \text{ bar}$.

La profondeur d'ancrage : $D = 2 \text{ m}$.

9.2 Détermination des sollicitations :

Pour le calcul on considère deux états limites (ELU, ELS). Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + 1,2 E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right. \quad (\text{L'article 10.1.4.1 RPA99 V2003})$$

9.3. Le choix du type de fondations :

Le choix de type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Bloc (1) :

9.4. Les sollicitations à la base des poteaux HEB220 :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau suivant :

sollicitations	Nmax (KN)	Vy (KN)	Vz (KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
G+ Q +1,2Ex	822,5	107,66	95,7	193,48	208,3

TAB. 9.1 : Les sollicitations à la base des poteaux carrés.

➤ **Semelles isolée :**

9.4.1 Prés dimensionnement des semelles (poteaux carrés) :

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{\text{surface}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

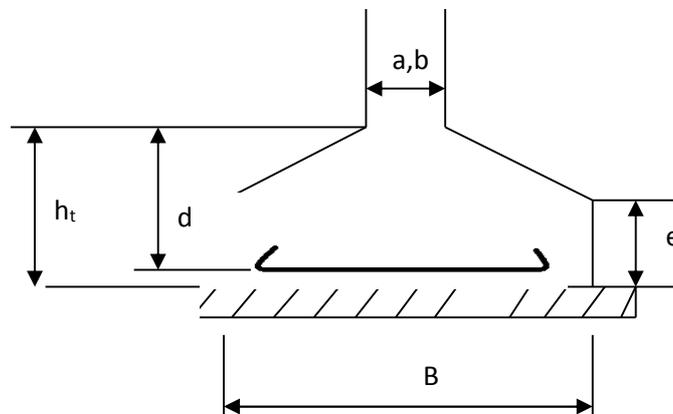


Fig.9.1 : Exemple d'une semelle isolée.

a et b : Dimension de l'amorce du poteau.

A et B : Dimension de la semelle.

e : hauteur du bord libre.

ht : hauteur totale.

$$h_t = d + c$$

C : l'enrobage $c = 5\text{cm}$ (fissuration préjudiciable).

d : hauteur utile de la semelle donnée par :

$$d = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \quad (\text{BAEL91_ch15_art 1.2})$$

➤ Critère de non poinçonnement :

$\sigma_M < 2\sigma_{\text{sol}}$ situation accidentelle.

$\sigma_M < 2\sigma_{\text{sol}}$ situation durable.

σ_M : la contrainte maximale dans la semelle donnée par :

$$\sigma_M = \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{B} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,2 \text{ bar}$$

$$a \neq b$$

$$a = 35\text{cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A = \frac{35}{40} B = 0,87 \times B$$

9.4.2 Détermination des dimensions de la semelle :

$$N = 822,5 \text{ KN.}$$

Les poteaux carrés ont une section carrée (a.b), le dimensionnement des semelles choisi de manière à ce qu'elles soient homothétiques avec les poteaux.

On suppose :

$$\text{Surface} = B \times B$$

$$\frac{N}{\text{Surface}} \leq \sigma_{\text{sol}} \implies B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \implies B \geq \sqrt{\frac{822,5 \times 10^3}{1,2 \times 10^5}} = 2,86 \text{ m}$$

$$B = 2,86 \text{ m}$$

$$\text{et } A = 0,87 \times B$$

$$A = 0,87 \times 2,86 = 2,48 \text{ m}$$

Soit **A = 2,5m** et **B = 3 m**

$$d = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{300-40}{4} = 65 \text{ cm} \\ \frac{250-35}{4} = 53,75 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

soit $d = 65 \text{ cm}$

$$h_t = d + c = 65 + 5 = 70 \text{ cm}$$

$$L = D - h_t = 200 - 70 = 130 \text{ cm}$$

L : hauteur de l'amorce poteau

➤ **Poids propre de la semelle :**

$$P = \rho_b \cdot V$$

$$V = (B \times A) \times h_t + (b \times a) \times L$$

$$V = (3 \times 2,5) \times 0,7 + (0,35 \times 0,4) \times 1,3 = 5,43 \text{ m}^3$$

$$P = 25 \times 5,43 = 139,3 \text{ KN}$$

➤ **Les Moments à la base :**

$$M_{by} = M_y + V_z (h_t + L)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y (h_t + L)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau suivant :

sollicitations	Nmax (KN)	Vy (KN)	Vz (KN)	Mby(KN. m)	Mbz(KN. m)
G+P+Q+1,2 _x	961,8	107,66	95,7	384,88	423,62

TAB. 9.2 : Les sollicitations à la base.

9.4.3 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{Sens A} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{A} \right) \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A.B} \left(1 - \frac{6.e_0}{A} \right) \end{array} \right. \quad \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N}$$

$$\text{Sens B} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{B} \right) \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A.B} \left(1 - \frac{6.e_0}{B} \right) \end{array} \right. \quad \text{avec } e_0 = \frac{My}{N}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de charge	Sens	e ₀ (cm)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle	Sens A	44	2,51	0,5	2 > 1,2
	Sens B	40	2,41	0,4	1,9 > 1,2

TAB 9.3 : Vérification des contraintes.

La contrainte moyenne dans les deux sens A et B n'est pas vérifiée donc on augmente la section de la semelle :

Siot A = 3 m

B = 3,2 m

$$d_{MZX} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{340-40}{4} = 70 \text{ cm} \\ \frac{320-35}{4} = 66,25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

soit d = 70 cm

$$h_t = d + c = 70 + 5 = 75 \text{ cm}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$L = D - h_t = 200 - 75 = 125 \text{ cm}$$

L : hauteur de l'amorce poteau

➤ **Poids propre de la semelle :**

$$P = \rho_b \cdot V$$

$$V = (B \times A) \times h_t + (b \times a) \times L$$

$$V = (3,2 \times 3) \times 0,75 + (0,35 \times 0,4) \times 1,25 = 7,37 \text{ m}^3$$

$$P = 25 \times 7,48 = 184,37 \text{ KN}$$

➤ **Les Moments à la base :**

$$M_{by} = M_y + V_z (h_t + L)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y (h_t + L)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau suivant :

Sollicitations	Nmax (KN)	Vy (KN)	Vz (KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
G +P+ Q + 1,2Ex	1006,87	107,66	95,7	384,88	423,62

TAB. 9.4 : Les sollicitations à la base.

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de charge	Sens	e ₀ (cm)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle	Sens A	38	1,47	0,18	1,14 < 1,2
	Sens B	42	1,52	0,22	1,19 < 1,2

TAB 9.5 : Vérification des contraintes.

La contrainte moyenne est vérifié dans les deux sens A et B.

Donc on adopte les semelles (A×B = 3,4×3,2) m pour tout les poteaux.

9.4.4 Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99V.2003.Art .10.1.5)

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{320}{4} = 80 \text{ cm} & \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{340}{4} = 85 \text{ cm} & \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens A : } e_0 = 38 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \\ \text{Sens B : } e_0 = 42 \text{ cm} < 85 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

9.4.5 Détermination des armatures de la semelle :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens A} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

✓ Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous effort normal fictif :

$$N' = N. \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A}\right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = N. \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \rightarrow \text{sens B}$$

✓ Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées un moment M_1 :

$$M_1 = (4. A + 0,3. a - 9. e_0). \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35.a}{\frac{A}{2} - e_0}\right)^2 \cdot \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens A}$$

$$M_1 = (4. B + 0,3. b - 9. e_0). \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35.b}{\frac{B}{2} - e_0}\right)^2 \cdot \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

a) Armatures parallèle à B :

$$\begin{cases} e_0 = 42 \text{ cm} > \frac{b}{6} = 6,66 \text{ cm} \\ e_0 = 42 \text{ cm} > \frac{B}{24} = 13,33 \text{ cm} \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées :

$$\text{Calcul de } M_1 = (4 \times 320 + 0,3 \times 40 - 9 \times 31). \left(\frac{\frac{320}{2} - 0,35 \times 40}{\frac{320}{2} - 31}\right)^2 \cdot \frac{954,39}{27} = 458,66 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z_{fst}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{b \times f_{bu} \times d^2} \cdot$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \cdot \quad f_{c28} = 25 \text{ MP} \cdot \quad \gamma_b = 1,5 \cdot$$

$$\mu_{bu} = 0,065.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) = 0,16.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 65,38 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{458,66}{0,653 \times 34,8} = 20,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20,18 \text{ cm}^2$$

b) Armatures parallèle à A :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 38 > \frac{a}{6} = 5,83 \text{ cm} \\ e_0 = 38 > \frac{A}{24} = 12,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont vérifiées :

$$\text{Calcul de } M_1 = (4 \times 300 + 0,3 \times 35 - 9 \times 31) \cdot \left(\frac{\frac{300}{2} - 0,35 \times 35}{\frac{300}{2} - 31} \right)^2 \cdot \frac{954,39}{27} = 441,19 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z_{fst}}$$

$$A_s = \frac{441,19}{0,669 \times 34,8} = 18,95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18,95 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot A \cdot h_t$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 320 \times 75 = 28,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 28,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 28,98 / 3 = 9,95 \text{ cm}^2$$

Soit : (7HA14)/ml $\rightarrow A_s = 9,95 \text{ cm}^2 \rightarrow$ sens (B)

(7HA14)/ml $\rightarrow A_s = 9,95 \text{ cm}^2 \rightarrow$ sens (A)

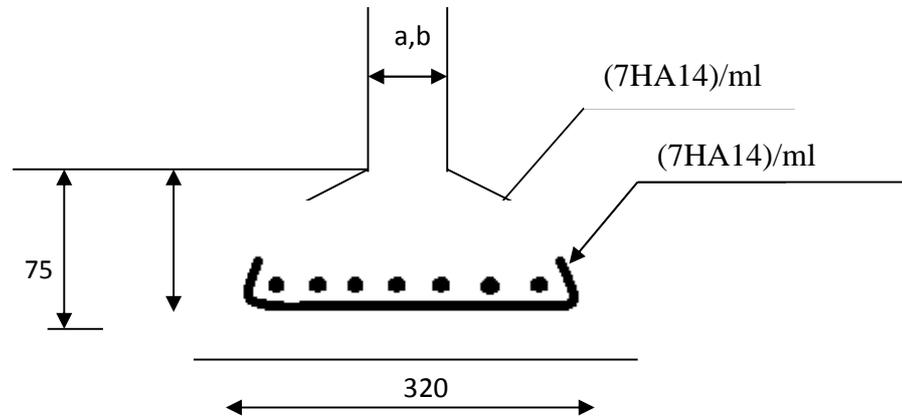


Fig.9.2 : Semelle isolée avec ferrailage.

Bloc 2 :

9.5 Les sollicitations à la base des poteaux : HEB140:

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau suivant :

sollicitations	Nmax (KN)	Vy (KN)	Vz (KN)	My(KN. m)	Mz(KN. m)
G +Q+ 1,2Ex	402,86	49,21	51,96	87,61	88,28

TAB. 9.6 : Les sollicitations à la base des poteaux carrés.

➤ **Semelles isolée :**

9.5.1 Prés dimensionnement des semelles (poteaux carrés) :

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{\text{Surface}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

σ_M : la contrainte maximale dans la semelle donnée par :

$$\sigma_M = \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{B} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,2 \text{ bar}$$

$$a = b = 25\text{cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A = B = A^2$$

9.5.2 Détermination des dimensions de la semelle :

$$N = 402,86 \text{ KN.}$$

Les poteaux carrés ont une section carrée (a.b), le dimensionnement des semelles choisi de manière à ce qu'elles soient homothétiques avec les poteaux.

$$\frac{N}{\text{Surface}} \leq \sigma_{\text{sol}} \implies A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \implies A \geq \sqrt{\frac{402,86 \times 10^3}{1,2 \times 10^5}} = 1,83 \text{ m}$$

$$\text{Soit } \mathbf{A = B = 2 \text{ m}}$$

$$D_{\text{max}} \begin{cases} \frac{200-25}{4} = 43,75 \text{ cm} \\ \frac{200-25}{4} = 43,75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } d = 43,75 \text{ cm}$$

$$h_t = d + c = 43,75 + 5 = 48,75 \text{ cm}$$

$$L = D - h_t = 200 - 48,75 = 151,25 \text{ cm}$$

L : hauteur de l'amorce poteau

➤ **Poids propre de la semelle :**

$$P = \rho_b \cdot V$$

$$V = (B \times A) \times h_t + (b \times a) \times L$$

$$V = 4 \times 0,4875 + (0,25 \times 0,25) \times 1,51 = 2,04 \text{ m}^3$$

$$P = 25 \times 2,04 = 51,05 \text{ KN}$$

➤ **Les Moments à la base :**

$$M_{by} = M_y + V_z (h_t + L)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y (h_t + L)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau suivant :

sollicitations	Nmax (KN)	Vy (KN)	Vz (KN)	Mby(KN. m)	Mbz(KN. m)
G+P+Q +1,2E _y	453,91	49,21	51,96	191,53	186,03

TAB. 9.7 Les sollicitations à la base.

9.5.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de charge	Sens	e ₀ (cm)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle	Sens A	40	2,49	-0,22	1,81 > 1,2
	Sens B	42	3,69	-0,29	2,69 > 1,2

TAB 9.8 : Vérification des contraintes.

La contrainte moyenne dans les deux sens A et B n'est pas vérifiée donc on augmente la section de la semelle :

$$\text{Siot } A = B = 2,6 \text{ m}$$

$$d_{MZX} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{260-25}{4} = 56,25 \text{ cm} \\ \frac{260-25}{4} = 56,25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\text{soit } d = 56,25 \text{ cm}$$

$$h_t = d + c = 56,25 + 5 = 61,25 \text{ cm}$$

$$L = D - h_t = 200 - 61,25 = 138,75 \text{ cm}$$

L : hauteur de l'amorce poteau

➤ **Poids propre de la semelle :**

$$P = \rho_b \cdot V$$

$$V = (B \times A) \times h_t + (b \times a) \times L$$

$$V = (2,5 \times 2,5) \times 0,61 + (0,25 \times 0,25) \times 1,38 = 3,89 \text{ m}^3$$

$$P = 25 \times 3,89 = 97,46 \text{ KN}$$

➤ **Les Moments à la base :**

$$M_{by} = M_y + V_z (h_t + L)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y (h_t + L)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau suivant :

Sollicitations	N_{max} (KN)	V_y (KN)	V_z (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
G+P+Q +1,2E _x	551,37	49,21	51,96	191,53	186,7

TAB. 9.9 : Les sollicitations à la base.

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de charge	Sens	e_0 (cm)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle	Sens A	26	1,1	0,3	1,06 < 1,2
	Sens B	25	1,15	0,2	0,97 < 1,2

TAB 9.10 : Vérification des contraintes.

La contrainte moyenne est vérifié dans les deux sens A et B.

Donc on adopte les semelles (A×B = 2,6×2,6) m pour tout les poteaux.

9.5.4 Vérification de la stabilité au renversement :
(RPA99V.2003.Art .10.1.5)

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{260}{4} = 62,5 \text{ cm} & \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{A}{4} = \frac{260}{4} = 62,5 \text{ cm} & \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Sens A : } e_0 = 22 \text{ cm} < 62,5 \text{ cm} \\ \text{Sens B : } e_0 = 25 \text{ cm} < 62,5 \text{ cm} \end{cases} \implies \text{Vérifiée.}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

9.5.5 Détermination des armatures de la semelle :

a) Armatures parallèle à A :

$$\begin{cases} e_0 = 22 \text{ cm} > \frac{a}{6} = 4,16 \text{ cm} \\ e_0 = 22 \text{ cm} > \frac{A}{24} = 10,41 \text{ cm} \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont vérifiées :

➤ **Calcul de M1 :**

$$M_1 = (4 \times 250 + 0,3 \times 25 - 9 \times 22) \cdot \left(\frac{\frac{250}{2} - 0,35 \times 25}{\frac{250}{2} - 22} \right)^2 \cdot \frac{452,66}{27} = 172,87 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 172,87 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z_{fst}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times f_{bu} \times d^2}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\mu_{bu} = 0,038$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) = 0,04$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times 0,04) = 55,14 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{172,87}{0,551 \times 34,8} = 9,01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,01 \text{ cm}^2$$

b) Armatures parallèle à B :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 25 > \frac{b}{6} = 4,16 \text{ cm} \\ e_0 = 25 > \frac{B}{24} = 10,41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont vérifiées :

Calcul de M1:

$$M_1 = (4 \times 250 + 0,3 \times 25 - 9 \times 25) \cdot \left(\frac{\frac{250}{2} - 0,35 \times 25}{\frac{250}{2} - 25} \right)^2 \cdot \frac{452,66}{27} = 177,28 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 177,28 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z_{fst}}$$

$$A_s = \frac{177,28}{0,551 \times 34,8} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$A_{A \min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times ht$$

$$A_{A \min} = 0,23 \times \frac{0,21}{40} \times 250 \times 61,25 = 18,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{A \min} = A_{B \min} = 18,48/3 \text{ cm}^2$$

$$A_{A \min} = A_{B \min} = 7,39 \text{ cm}^2$$

Soit : (5HA14)/ml \rightarrow $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$ \rightarrow sens (A)

(5HA14)/ml \rightarrow $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$ \rightarrow sens (B)

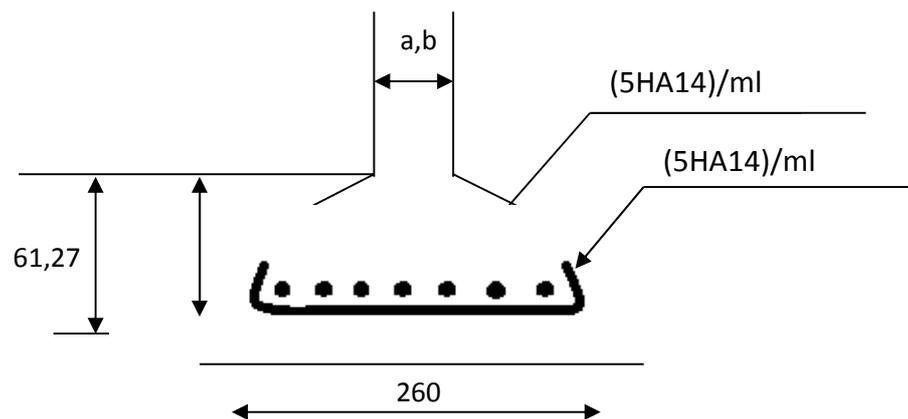


Fig. 9.3 : Semelle isolée avec ferrailage.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis d'un coté, d'appliquer les connaissances théoriques acquises pour résoudre tout les problèmes réels existant concernant les études et la réalisation des structures mixte, et d'un autre coté, ca nous a donné l'occasion de se familiariser avec les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte et la maitrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine de construction, ainsi, d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques.

Travailler sur un projet réel nous a permis d'avoir plus d'aperçu sur la construction mixte acier-béton mais aussi, cela nous a donné un avant goût de la vie professionnelle avec toutes les exigences auxquelles doit faire face l'ingénieur qui a la lourde tâche de réaliser un travail de conception faisable tout en restant dans un contexte économique acceptable.

En espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu au mieux aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tout les utilisateurs. Durant notre travail on a constaté une tendance vers les nouvelles études sur les imprimantes 3D géantes qui vont remplacer et révolutionner nos méthodes de construction dans le futur proche, de ce fait, on propose comme suite a notre travaille et dans le cadre d'une perspective ou d'un travail de recherche de s'intéresser aux dernières révisions des méthodes d'analyses des structures acier-béton adaptées à cette nouvelle technologie d'imprimante 3D.

Enfin, nous sommes certains que nos connaissances personnelles et celles que nous avons acquises lors du stage nous permettront à l'avenir d'affronter la vie professionnelle avec courage et sérénité.

Bibliographie

- [1] Règlement neige et vent RNVA 99 (D.T.R BC 2-4-7).
- [2] Règlement parasismique Algérien RPA99/2003.
- [3] DTR BC 2.2 « charges permanentes et surcharges d'exploitation »
- [4] CCM 97 règles de calcul des structures en acier.
- [5] Les charpentes métalliques par E.gustin.
- [6] Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3. Jean Morel. Eyrolle paris 2008.
- [7] Construction métallique et mixte acier-béton (tome1) et (tome 2) dimensionnement selon l'EC 3 et 4. Jacques Brozzetti et Pierre Bourrier.
- [8] Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique).