

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieure De La Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie De Construction
Département De Génie Civil.

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master Professionnel en Génie Civil
OPTION : Construction Métallique

Thème

**Etude d'un Bâtiment (R+6) en construction
métallique à usage d'habitation et commercial**



Réaliser par:
Mr KELLOUD Arezki

Encadreur :
Mr BENYAHY.K

Année universitaire 2017/2018



Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous sommes également très reconnaissants à notre promoteur M^r BENYAHIL.K, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.

Sans oublié M^r DAHMANI.L pour son aide précieux, sa disponibilité et les conseils qu'elle nous a apporté.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Sans oublier tous nos camarades de la promotion MASTER 2 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.

Merci à tous



Dédicaces

Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en Signe de respect et de reconnaissance :

A ceux pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais jamais Assez ; mes chers parents

À mes chères sœurs

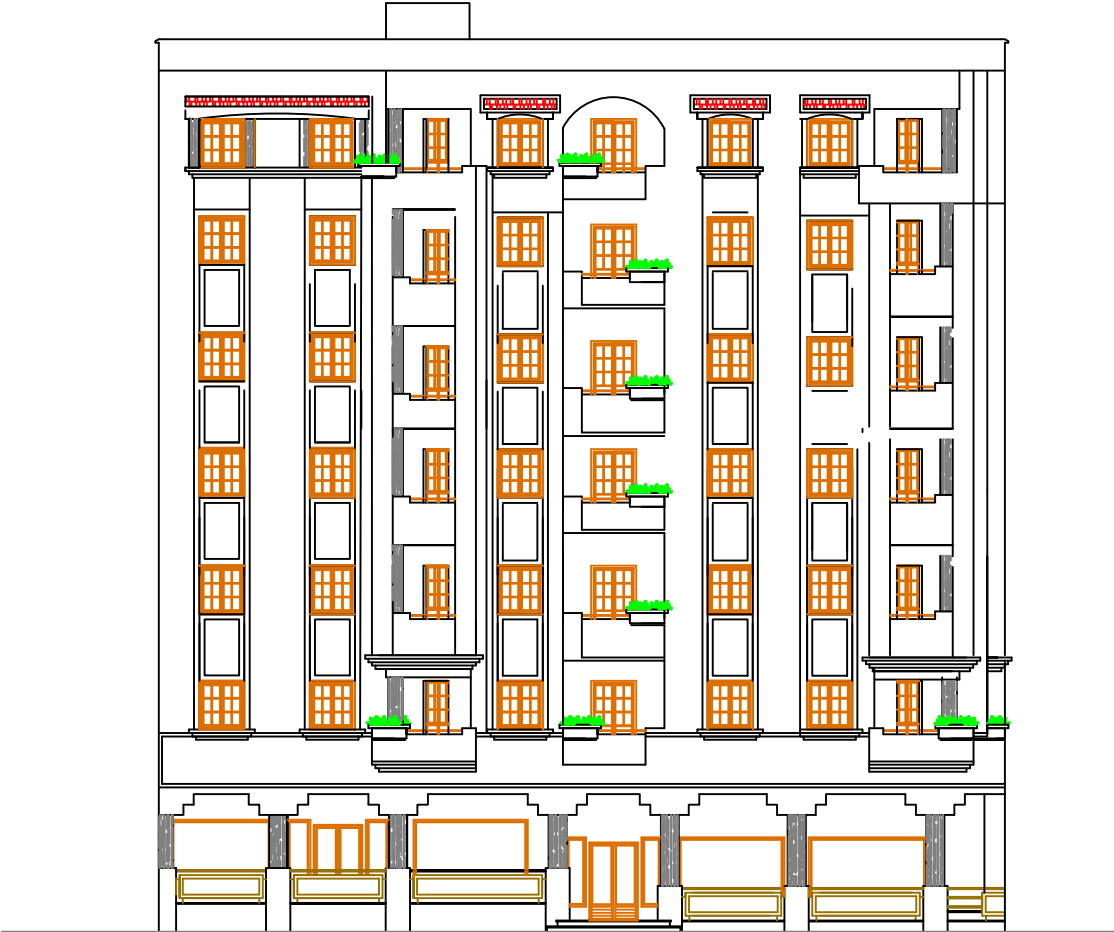
À mes chers frères

À tous mes chers ami(e)s : je vous remercie pour tous les moments agréables qu'on a passés ensemble

ET enfin à Toute la promotion 2017/2018

AREZKI

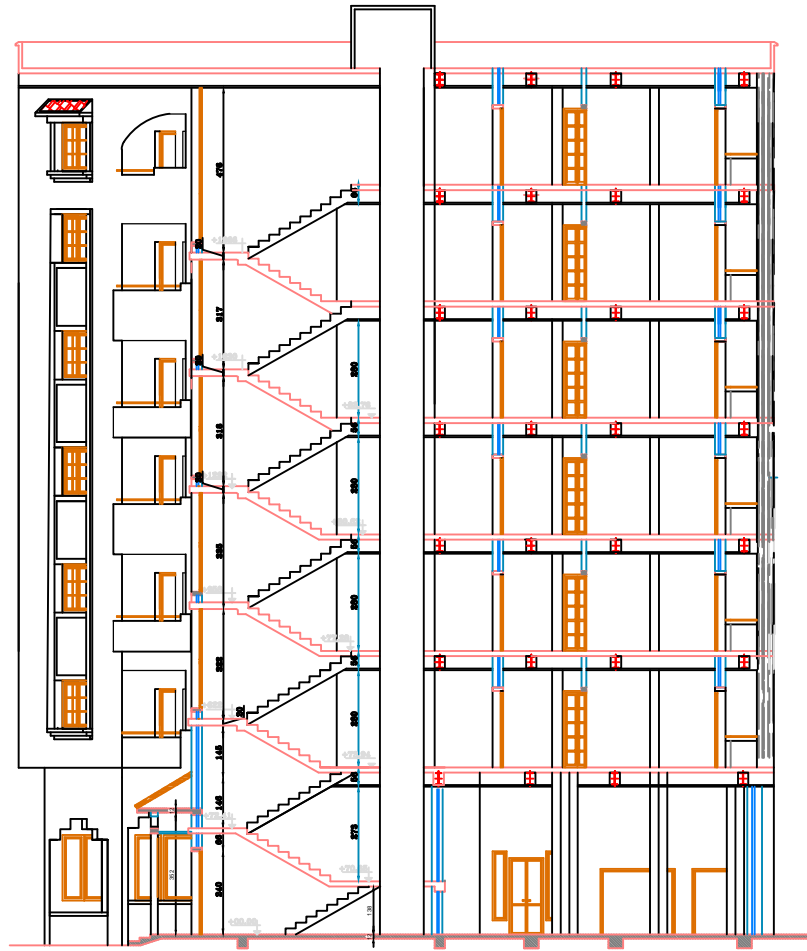
FACADE PRINCIPALE

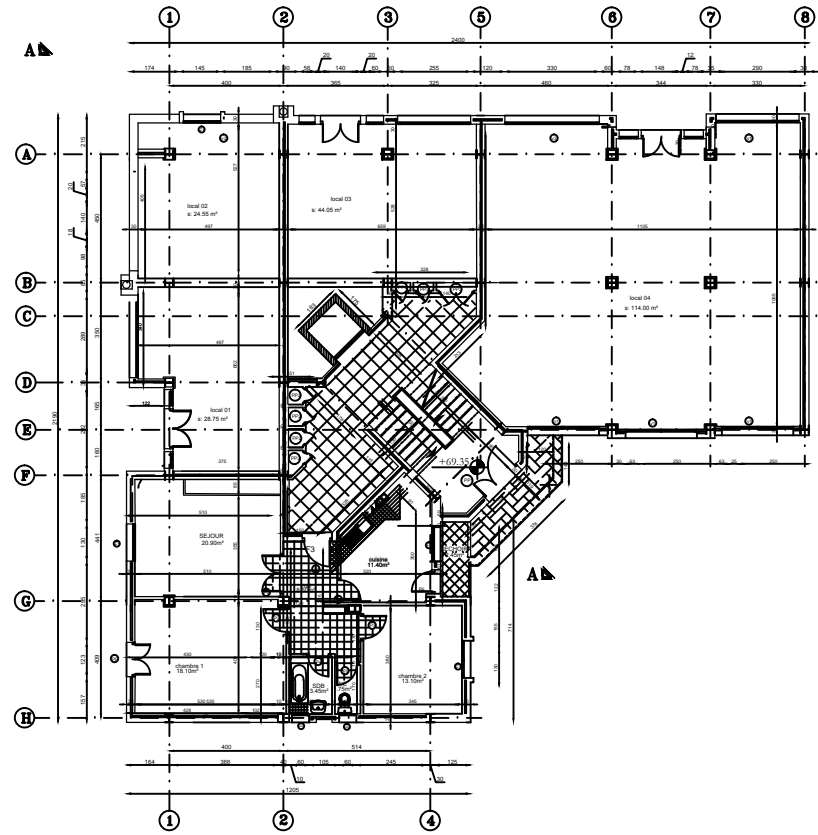


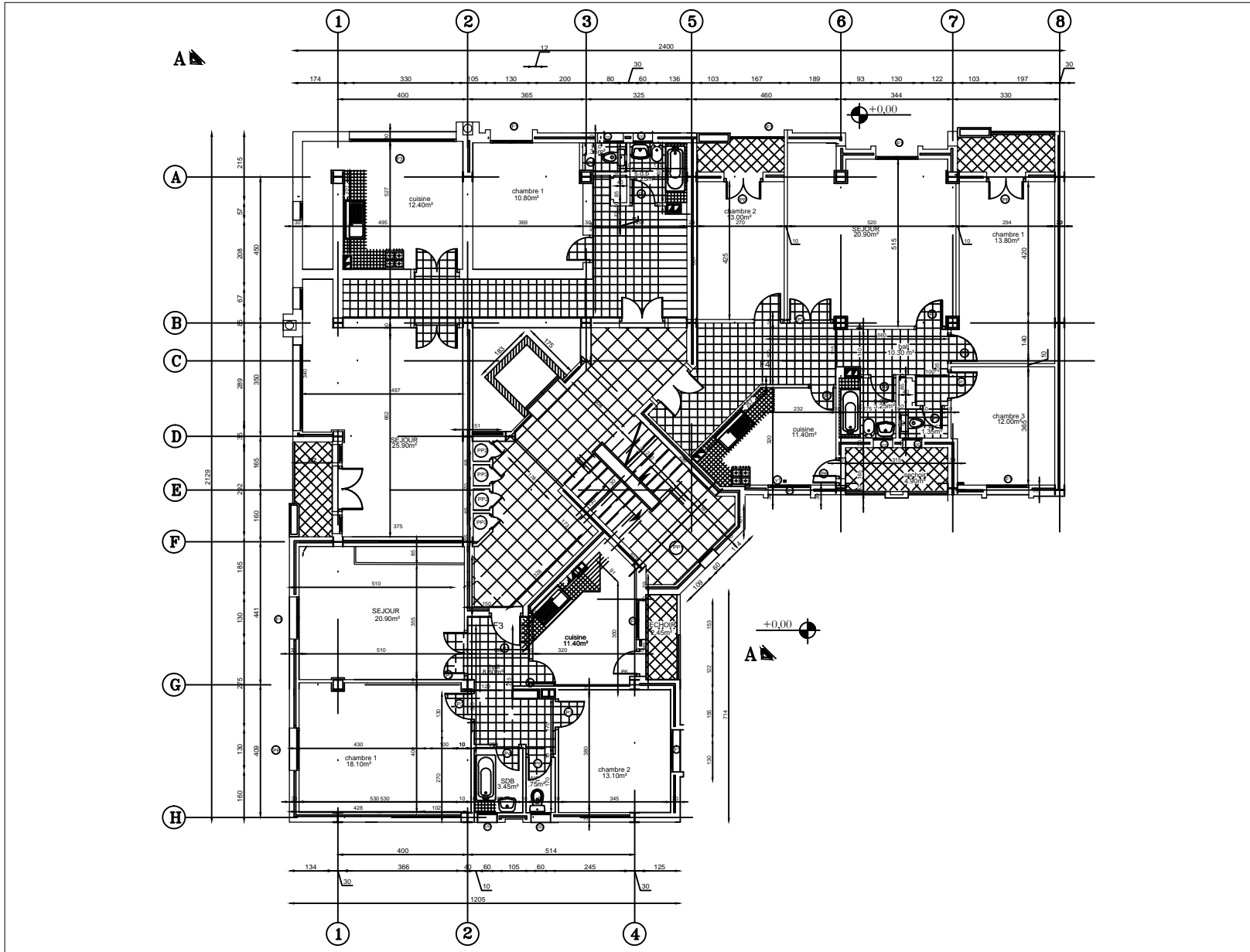
FACADE ARRIERE

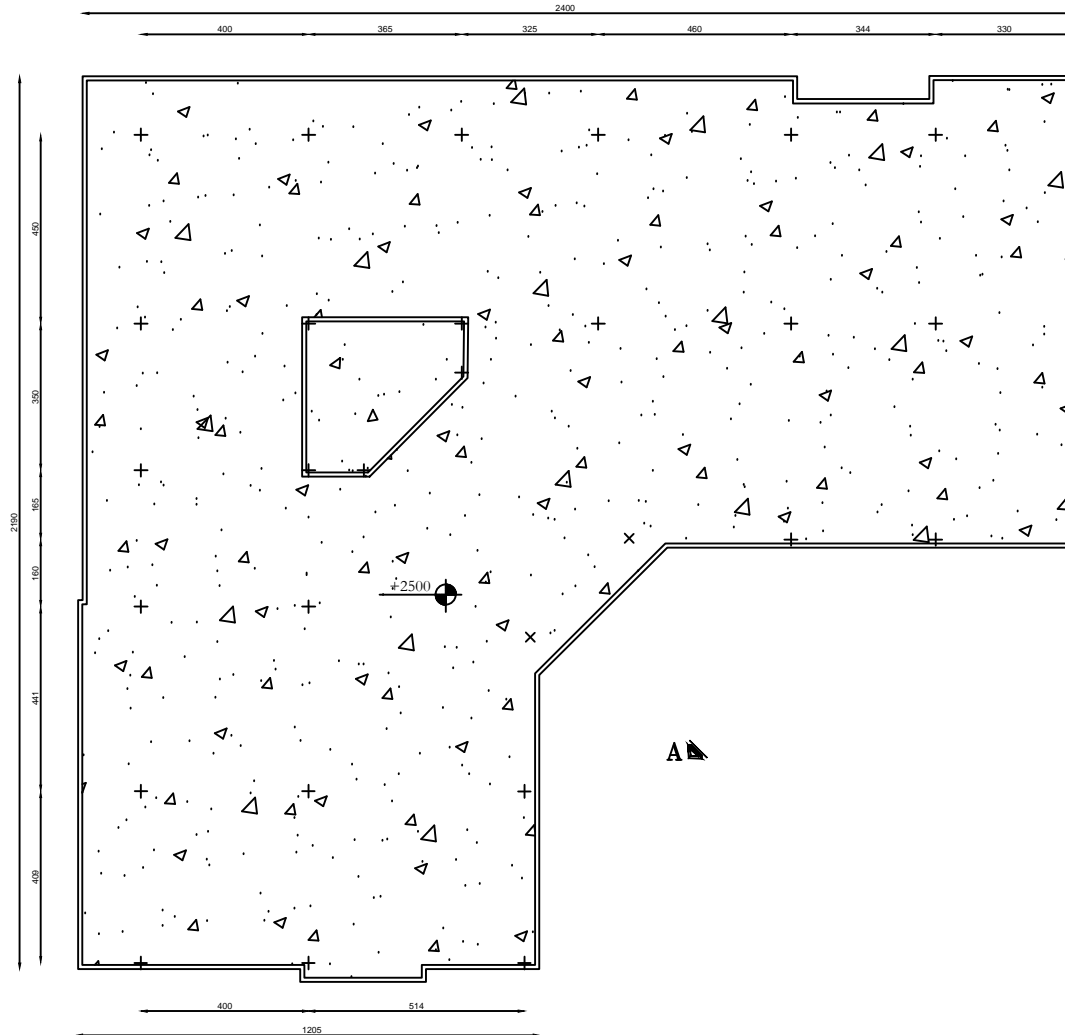


COUPE AA









Liste des figures :

N°	Titre	Page
1	Figure-II-1- Diagramme contrainte-déformation d'un acier	01
2	Figure-II-2- Diagramme contrainte-déformation du béton a L'ELU.	04
3	Figure-II-3- Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.	05
4	Figure-II-4- Vue perspective de la construction.	06
5	Figure -II -2- Construction d'un plancher collaborant.	07
6	Figure III-1- : données géométrique	11
7	Figure -III-2- : hauteur de référence Z_e pour $b \leq h \leq 2b$	14
8	Figure -III-3- : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.	16
9	Figure -III-4- : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse	17
10	Figure -III-5- : Valeurs des coefficients de pressions résultante C_r sur les parois verticales.	18
11	Figure -III-6- : Valeurs des coefficients de pressions résultante C_r sur la toiture terrasse	18
12	Figure -III-7- valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ (daN/m ²)	20
13	Figure -III-8- : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.	22
14	Figure -III-9- : Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse	23
15	Figure II-10- : Valeurs de coefficient de pressions résultant C_r sur les parois verticales.	24
16	Figure -III-11- : Valeurs des coefficients de pressions résultante C_r sur la toiture terrasse	24
17	Figure II-12- valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ (daN/m ²)	26
18	Figure -IV-1- Cofraplus 55.	27
19	Figure -IV-2- plancher terrasse.	28
20	Figure -IV-3- plancher étage courant.	29
21	Figure-IV-4- Coupe verticale du mur extérieure	29
22	Figure-V-1- Présentation schématique des solives.	34
23	Figure-VI-3- La largeur participante de la dalle en béton (b_{effe})	45
24	Figure-VI-4- Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).	46
25	Figure-VI-5- différent types de la connexion acier béton	49
26	Figure-VI-6- schéma d'un goujon.	50
27	Figure-VI-7- schéma statique de la poutre principale.	51
28	Figure-VI-8- Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).	54
29	Figure-VI-9- schéma statique de la poutre principale.	57
30	Figure-VI-10- Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).	60
31	Figure-VII-1- vue d'un escalier	63
32	Figure-VII-2- Disposition et dimension des éléments des escaliers.	64
33	Figure-VII-3- Disposition des cornières	65
34	Figure-VII-4- Charges appliqué sur 1 limon	66
35	Figure-VII-5- charge équivalente(G)	68
36	Figure-VII-6- charge équivalente(Q)	68

37	Figure-VII-7- Les charges sur la poutre d'appuis des limons	70
38	Figure-VII-8- Charges sur la console du balcon	74
39	Figure-VII-9- Coupe verticale de l'acrotère	79
40	Figure-VII-10- Diagramme des moments et des efforts	80
41	Figure-VII-11- Section rectangulaire soumise à la flexion composée	80
42	Figure-VII-12- Schéma d'un ascenseur	85
43	Figure-VII-13- Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.	85
44	Figure-VIII-2- Les trois formes de vibration	99
45	Figure-X-1- Assemblage solive-poutre principale.	121
46	Figure-X-2- Disposition constructives d'attache par cornière.	122
47	Figure-X-3- Aire efficace de cisaillement	125
48	Figure-X-4- Schéma D'assemblage solive-poutre principale.	127
49	Figure-X-5- Assemblage poteau-poutre secondaire.	128
50	Figure-X-6- Schéma d'assemblage poteau-poutre secondaire.	130
51	Figure-X-7- Assemblage poutre principale- poteau (HEA240-HEA300).	131
52	Figure-X-6- Schéma D'assemblage poteau-poutre principale.	134
53	Figure-X-7- Assemblage console-poteau (HEA240-HEA300).	135
54	Figure-X-8- Schéma D'assemblage console-poteau (HEA240-HEA300).	138
55	Figure-X-9- Assemblage poteau-poteau.	139
56	Figure-X-10- Schéma d'assemblage poteau-poteau.	141
57	Figure-X-11- Assemblage poteau-fondation.	141
58	Figure-X-12- Assemblage poteau-fondation.	144

Liste des tableaux :

N ^o	Titre	Page
1	Tableau II-1- valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u . des aciers de construction conformes aux normes EN 10025(tableau 3.1 Eurocode 3).	01
2	Tableau II-2- Caractéristiques mécaniques des aciers.	05
3	Tableau –III-1- résumé des étapes de calcul des actions du vent	12
4	Tableau –III-2- Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ sur les parois verticales	15
5	Tableau –III-3- coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013)	15
6	Tableau –III-4- coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013)	16
7	Tableau-III-5- : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur les parois verticales	19
8	Tableau-III-6- : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse	19
9	Tableau-III-7- Force extérieur sur le bâtiment	20
10	Tableau -III-8- Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ sur les parois verticales	21
11	Tableau-III-9- : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur les parois verticales	25
12	Tableau-III-10- : valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse	25
13	Tableau-III-11- Force extérieur sur le bâtiment	26
14	Tableau -IV-1- charges permanentes du plancher terrasse	27
15	Tableau -IV-2- Caractéristiques de la tôle Cofraplus 55.	28

16	Tableau -IV-3- Charge permanente d'un plancher courant	28
17	Tableau -IV-4- charges permanentes des murs extérieures.	29
18	Tableau -IV-5- charges permanentes des murs intérieures.	30
19	Tableau -IV-6- charges permanentes de la volée.	30
20	Tableau -IV-7- charges permanentes du palier.	30
21	Tableau-V-1- : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales	33
22	Tableau -V-2- Caractéristique du profilé IPE180	34
23	Tableau -V-3- chargement poutre principale (plancher terrasse).	36
24	Tableau -V-4- Caractéristique du profilé HEA 260.	37
25	Tableau -V-5- chargement poutre principale (plancher étage courant).	38
26	Tableau -V-6- Caractéristique du profilé HEA 240.	38
27	Tableau-VI-3- évaluation des charges.	43
28	Tableau-VI-4- évaluation des charges.	44
29	Tableau-VI-5- évaluation des charges.	48
30	Tableau-VI-6- Evaluation des charges.	52
31	Tableau-VI-7- évaluation des charges.	53
32	Tableau-VI-8- Evaluation des charges.	57
33	Tableau-VI-9- évaluation des charges	58
34	Tableau-VII-1- Charges sur la console balcon.	75
35	Tableau-VIII-1- Participation modale.	98
36	Tableau-VIII-2- Poids total de la structure trouvé par le logiciel (ETABS).	101
37	Tableau-VIII-3- Tableau récapitulatif des résultats trouvés.	102
38	Tableau-VIII-4- Effort tranchant a la base(déterminé par du logiciel ETABS).	102
39	Tableau-VIII-5- Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.	
40	Tableau-VIII-6- Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.	103
41	Tableau-VIII-7- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X.	105
42	Tableau-VIII-8- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y	105

Sommaire

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

Introduction.....	01
I.1/ Présentation de l'ouvrage.....	02
I-1-1- Nature de l'ouvrage.....	02
I-1-1 Données géométriques du projet	02
I-1-2 Localisation et données concernant le site.....	02
I-2 Règlements techniques utilisés.....	02

Chapitre II : Choix des matériaux et conception de l'ouvrage

Introduction.....	03
II-1-Choix des matériaux	03
II-1-1-Acier	03
II-1-2-Béton	04
II-1-3-Assemblages.....	05
II-1-4-Armatures	05
II-2-Conception de l'ouvrage	06
II-2-1-Introduction	06
II-2-2-Conception architecturale	06
II-3-Conception structurale	07
II-3-1-Structure horizontale	07
II-3-2-Structure verticale	07

Chapitre III: Évaluation des actions

Introduction	09
III-1-Etude de la neige	09
III.1.1-Calcul des charges de neige.....	09
III-2-Etude au vent :.....	10
III-2-1-Données relatives au site	11
III-2-2-Principes de calcul	11
III-2-3-Procédure de calcul	12
III-2-4-Détermination de la pression statique due au vent	13

Chapitre IV : EVALUTION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV-1-Introduction.....	27
IV-2-Charges permanentes.....	27
IV-2-1-Plancher terrasse	27

IV-2-2-Plancher étage courant	28
IV-2-3-Murs extérieurs	29
IV-2-4-Murs intérieures	30
IV-2-5-L'acrotère	30
IV-2-6-Les escaliers	30
IV-3-Charges variables	31
IV-3-1-Surcharges d'exploitations	31
IV-3-2-Surcharges climatiques	31
IV-3-3-Effet de la température.....	31

Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments

V-1-Introduction.....	32
V-2- Quelques notions relatives au règlement CCM97	32
V-2-1-Objectif	32
V-2-2 Domaine d'application	32
V-2-3-Classification des sections transversales selon le CCM97	32
V-2-4-Coefficient partiel de sécurité.....	33
V-2-5-Valeurs limites des flèches	33
V-3-Pré-dimensionnement	33
V-3-1- les solives	33
V-3-2-Pré dimensionnement des solives plancher terrasse	34
V-3-3-Pré dimensionnement des solives plancher étage courant	36
V-3-4-Pré dimensionnement des poutres	36
V-3-5-Pré dimensionnement des poteaux	40
V-3-6-conclusion.....	41

Chapitre VI étude des planches mixtes

VI-1-introduction	42
VI-2-Etude du plancher mixte à dalle collaborant.....	42
VI-3- Ferrailage de la dalle en béton	42
VI-4-Etude des solives	43
VI-4-1- Avant la prise du béton	43
VI-4-2- Après la prise du béton	44
VI-5-Calcul de la connexion Acier-béton	49
VI-6-Etude des poutres principales HEA 240.....	51
VI-6-1- Vérification au stade de montage	51
VI-6-2- Vérification au stade finale	53
VI-7-Calcul de la connexion Acier-béton	56
VI-8-Etude des poutres principales HEA 260	57
VI-8-1- Vérification au stade de montage	57
VI-8-2- Vérification au stade finale	58
VI-9-Calcul de la connexion Acier-béton	61

Chapitre VII : étude des éléments secondaires

VII-1-Introduction.....	63
VII-2-Etude des escaliers	63
VII-2-1-Introduction	63
VII-2-2-Pré-dimensionnement des marches.....	64
VII-2-3-Dimensionnement des éléments porteurs.....	65
VII-2-4-Etude de La poutre palière des limons	70
VII-3-Etude de la console du balcon	74
VII-3-1-introduction	74
VII-3-2-Evaluation des charges	75
VII-3-3-Evaluation des charges Pré dimensionnement de la console du balcon	75
VII-4-Etude de l'acrotère	78
VII-4-1-Introduction	78
VII-4-2-Calcul à L'ELU.....	79
VII-4-3-Ferraillage	80
VII-4-4-Vérification à l'ELU.....	81
VII-4-5-Vérification à L'ELS	83
VII-5-Salle machine.....	85
VII-5-1-Dimensionnement de la salle machine	85
VII-5-2-Détermination des sollicitations.....	86
VII-5-3-Calcul du ferraillage à l'ELU.....	87
VII-5-4-Vérification à l'ELU	88
VII-5-5-Vérification à l'ELS.....	90

Chapitre VIII : Analyse dynamique et étude sismique

VIII-1- Introduction	93
VIII-1-1- Historique	93
VIII-1-2- Le séisme	93
VIII-2- Critères de classification par le RPA99 version2003.....	93
VIII-2-1- Classification des zones sismique	93
VIII-2-2- Classification de l'ouvrage.....	94
VIII-3- choix de la méthode de calcul	94
VIII-4- Méthode d'analyse modale spectrale	94
VIII-4-1- Principe de la méthode	94
VIII-4-2- Modélisation	94
VIII-4-3- Nombre des modes considérés (RPA99/2003).....	95
VIII-4-4- Spectre de réponse de calcul	95
VIII-4-5- Les données de l'ouvrage	96
VIII-4-6-Combinaisons	97
VIII-4-7-Analyse modale	97
VIII-4-8- Participation modale	98
VIII-4-9-Modes de vibration	99

VIII-4-10-Nombres de mode propre	99
VIII-4-11- Calcul de la force sismique	99
VIII-5- Vérification de l'effort tranchant à la base	102
VIII-6- Vérification au renversement	102
VIII-7- Vérification des déplacements latéraux inters étage	103
VIII-8- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	104

Chapitre IX : Vérification de l'ossature

IX-1- Introduction	106
IX-2-Vérification des poteaux	106
IX-2-1-Vérification du poteau à la résistance	106
IX-2-2-Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité	107
IX-2-3-Vérification des poteaux au déversement	111
IX-3-Vérification de la poutre secondaire	114
IX-3-1- Vérification de la poutre secondaire sous un moment positif	114
IX-3-2-vérification de l'effort tranchant	114
IX-3-3- Vérification au moment fléchissant	115
IX-3-4-Vérification de la poutre secondaire sous un moment négatif	116
IX-4-Vérification de la poutre principale	116
IX-4-1-Vérification de la poutre principale sous un moment positif	116
IX-4-2-vérification de l'effort tranchant	117
IX-4-3-Vérification au moment fléchissant	117
IX-4-4-Vérification de la poutre principale sous un moment négatif	118
IX-4-5-Vérification des poutres principales au déversement.....	119
IX-5-Vérification des palées triangulées en v dans le Sens transversal	119
IX-5-1- Vérification des barres tendues à la résistance (L150x150x18).....	119
IX-6-Tableau récapitulatif	120

Chapitre X :Etude des assemblages

X-1-Introduction	121
X-2-Assemblage poutre-solive (HEA240-IPE180)	121
X-2-1- données de calcul.....	122
X-2-2- Détermination des Dispositions constructives.....	122
X-2-3- Vérifications des boulons	122
X-2-4- Vérification de la cornière	123
X-2-5- Vérification de la poutre principale	124
X-2-6- Vérification de la solive	125
X-2-7- Au cisaillement du bloque.....	125
X-2-8- Vérification de la section grugée.....	126
X-3-Assemblage poteau-poutre secondaire	128
X-3-1- données de calcul.....	128
X-3-2- Détermination des Dispositions constructives.....	128
X-3-3- Vérification au moment fléchissant	129

X-3-4- Vérification au cisaillement	129
X-4-Assemblage poutre principale- poteau (HEA240-HEA300)	131
X-4-1- données de calcul.....	131
X-4-2- Détermination des Dispositions constructives.....	131
X-4-3- Vérification au moment fléchissant	132
X-4-4- Vérification au cisaillement	132
X-4-5- Résistance de l'âme du poteau en traction	133
X-4-6- Résistance de l'âme du poteau en compression.....	133
X-4-7- Résistance de l'âme du poteau au cisaillement.....	133
X-5-Assemblage console- poteau (IPE200-HEA300)	135
X-5-1- données de calcul.....	135
X-5-2- Détermination des Dispositions constructives.....	136
X-5-3- Vérification au moment fléchissant	136
X-5-4- Vérification au cisaillement	136
X-5-5- Résistance de l'âme du poteau en traction	137
X-5-6- Résistance de l'âme du poteau en compression.....	137
X-5-7- Résistance de l'âme du poteau au cisaillement.....	137
X-6-Assemblage poteau-poteau	139
X-6-1- données de calcul.....	139
X-6-2- Détermination des Dispositions constructives.....	139
X-6-3- Résistance de l'assemblage au moment fléchissant.....	140
X-6-4- Résistance de l'âme du poteau en traction	140
X-6-5- Résistance de l'âme du poteau en compression.....	140
X-7-Assemblages poteau-fondation.....	141
X-7-1- Résistance de contact de la liaison f_j	142
X-7-2- La surface portante S_p	142
X-7-3- Les dimensions de la platine	142
X-7-4- Les tiges d'ancrages	144
X-7-5-Dimensionnement de la tige d'ancrage.....	144
X-7-6-Vérification de l'adhérence béton-tige d'ancrage.....	144

Conclusion générale

Références bibliographiques

Chapitre I

Généralités

I-introduction :

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels, dans le domaine de la construction, elle engendre plusieurs axes à noter la charpente métallique (ponts, bâtiments, tours...) ; la chaudronnerie (réservoirs, cuves, échangeurs, récipients...).

Elle a subi un énorme développement et une grande progression ,Cette progression est la conséquence de développement et la recherche des nouvelles méthodes, des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation.

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique, qui a vécu un développement important sur tous dans le domaine industriel et publique ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tous au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de tous les actions qui lui sont appliqué ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment, ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire une étude et une conception d'un bâtiment à usage d'habitation.

I-1-Présentation du projet:

Ce projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment **R+06** en charpente métallique à usage d'habitation. Ce projet est implanté à la commune de **BENI ZIKKI** wilaya de **TIZI OUZOU** qui est une ville située à 1200m d'altitude, et classé selon le **RPA** comme zone de moyenne sismicité (**II-a**).L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux. poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

I-1-1- Nature de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment R+6 comportant

- ✚ 01 RDC destiné pour usage commercial et habitation.
- ✚ 06 étages courant à usage d'habitation.
- ✚ 01 cage d'escaliers.
- ✚ 01 terrasse inaccessible.
- ✚ une cage d'ascenseur.

I-1-2-Données géométriques du projet :

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

- ✚ Longueur totale..... 24,00m
- ✚ Largeur totale.....21,90m
- ✚ Hauteur du rez-de-chaussée.....04,82m
- ✚ Hauteur des étages.....03,36m
- ✚ Hauteur total du bâtiment.....25,00m
- ✚ Hauteur de l'acrotère.....00,65m

I-1-3-Localisation et données concernant le site :

Le projet en question est un bâtiment, implantée à BENI ZIKKI dont :

- ✚ La contrainte admissible du sol est de =2,2 bars
- ✚ L'altitude =1200 m
- ✚ Le site est classé dans la zoneII-A

I-2-Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✚ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ✚ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ✚ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- ✚ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013».
- ✚ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- ✚ EUROCODE 3 : (calcul des structures métalliques).
- ✚ EUROCODE 4 :(calcul des structures mixtes).

Chapitre II

Choix des matériaux et conception de l'ouvrage

Introduction

Ce chapitre consiste à décrire les caractéristiques de notre ouvrage, ses éléments constitutifs et les caractéristiques des matériaux utilisés.

II-1-Choix des matériaux :

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- ✚ acier.
- ✚ béton.
- ✚ briques creuses (8 trous et 12 trous) pour la maçonnerie.
- ✚ Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol.
- ✚ Mortier, plâtre pour le revêtement des murs.

On présentera les caractéristiques des principaux matériaux (acier et béton).

II-1-1-Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :
 Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Nuance d'acier	Épaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
Fe360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau II-1- valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers de construction conformes aux normes EN 10025(tableau 3.1 Eurocode 3).

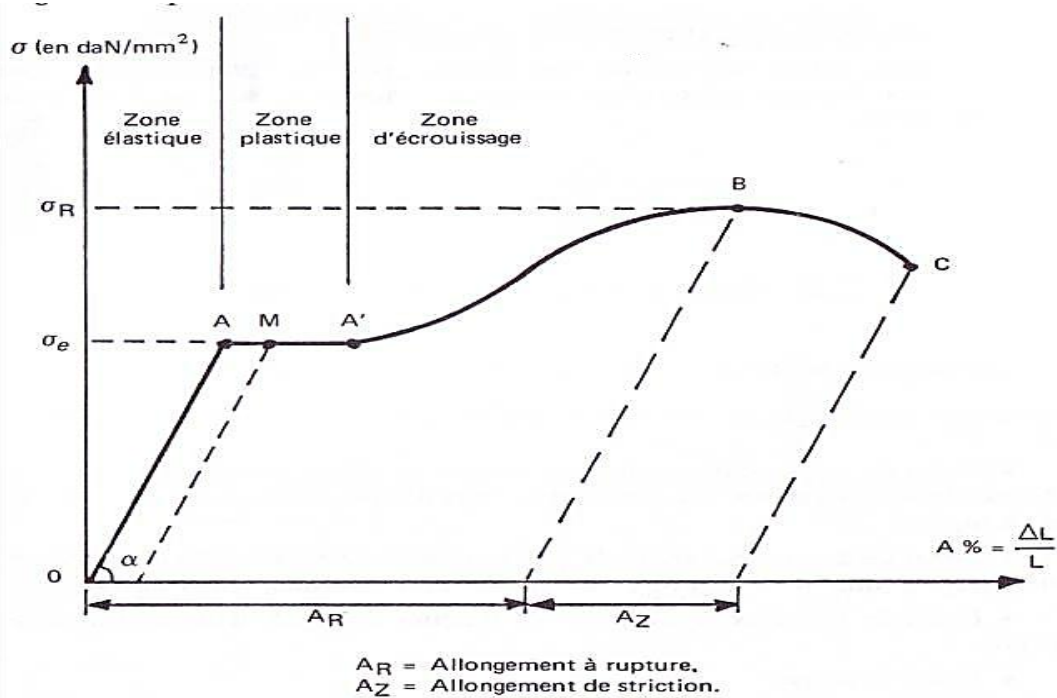


Figure-II-1- Diagramme contrainte-déformation d'un acier.

• Valeurs de calcul de certaines propriétés de matériau utilisé :

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- ✓ La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa}$

II-1-2-Béton :

- ✓ Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- ✓ Béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

a) Résistance du béton :

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

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours : $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_c 28$ (BAEL 91 :Art A.2.1,12)

b) Contraintes limites ultime :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 :Art A.4.3,41})$$

c) Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillements selon le (BAEL 91 :Art A.5.1,211) prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0,13 f_c 28, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min(0,10 f_c 28, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

d) Coefficient de Poisson:

Selon le (BAEL 91 :Art A.2.1,3), les valeurs sont les suivantes:

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

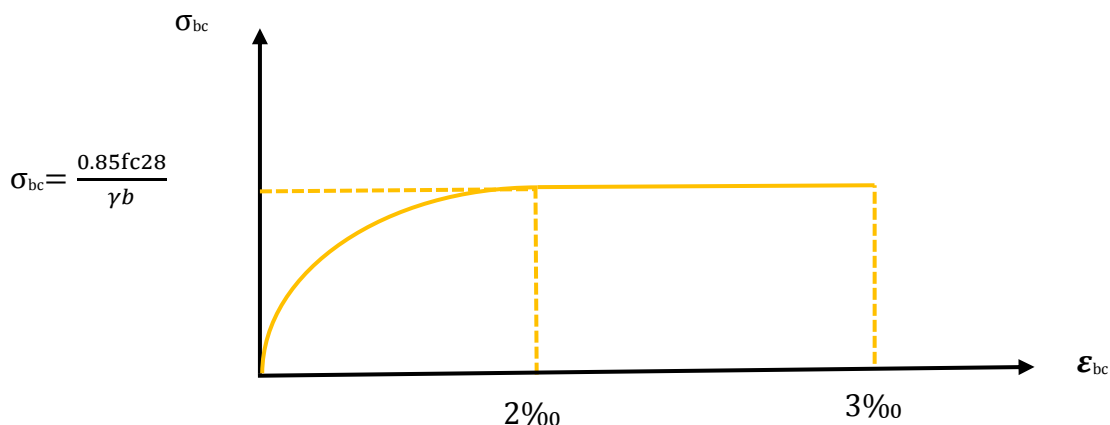


Figure-II-2- Diagramme contrainte-déformation du béton a L'ELU.

II-1-3-Assemblages:

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

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

II-1-4-Armatures :

a) Caractéristiques mécaniques :

Nuance	F _y (MPa)	
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

Tableau II-2- Caractéristiques mécaniques des aciers.

b) Contraintes limites :

✚ Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- ✓ En cas de situations accidentelles **σ_{st} = 400 Mpa**
- ✓ En cas de situations normales **σ_{st} = 348 Mpa**

✚ Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation. **(BAEL 91 :Art A.4.5,32)**
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j})$. **(BAEL 91 :Art A.4.5,33)**
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f t j})$. **(BAEL 91 :Art A.4.5,34)**

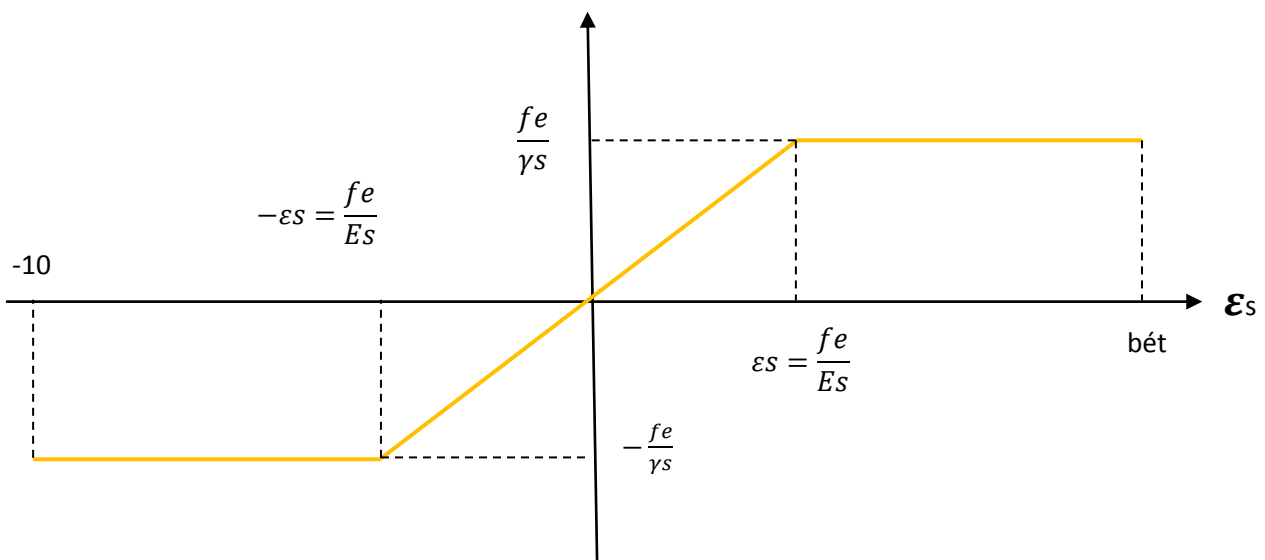


Figure-II-3- Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.

II-2-Conception de l'ouvrage:

II-2-1-Introduction :

La phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation de la structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

II-2-2-Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme [L] composé d'un RDC et 6 étages

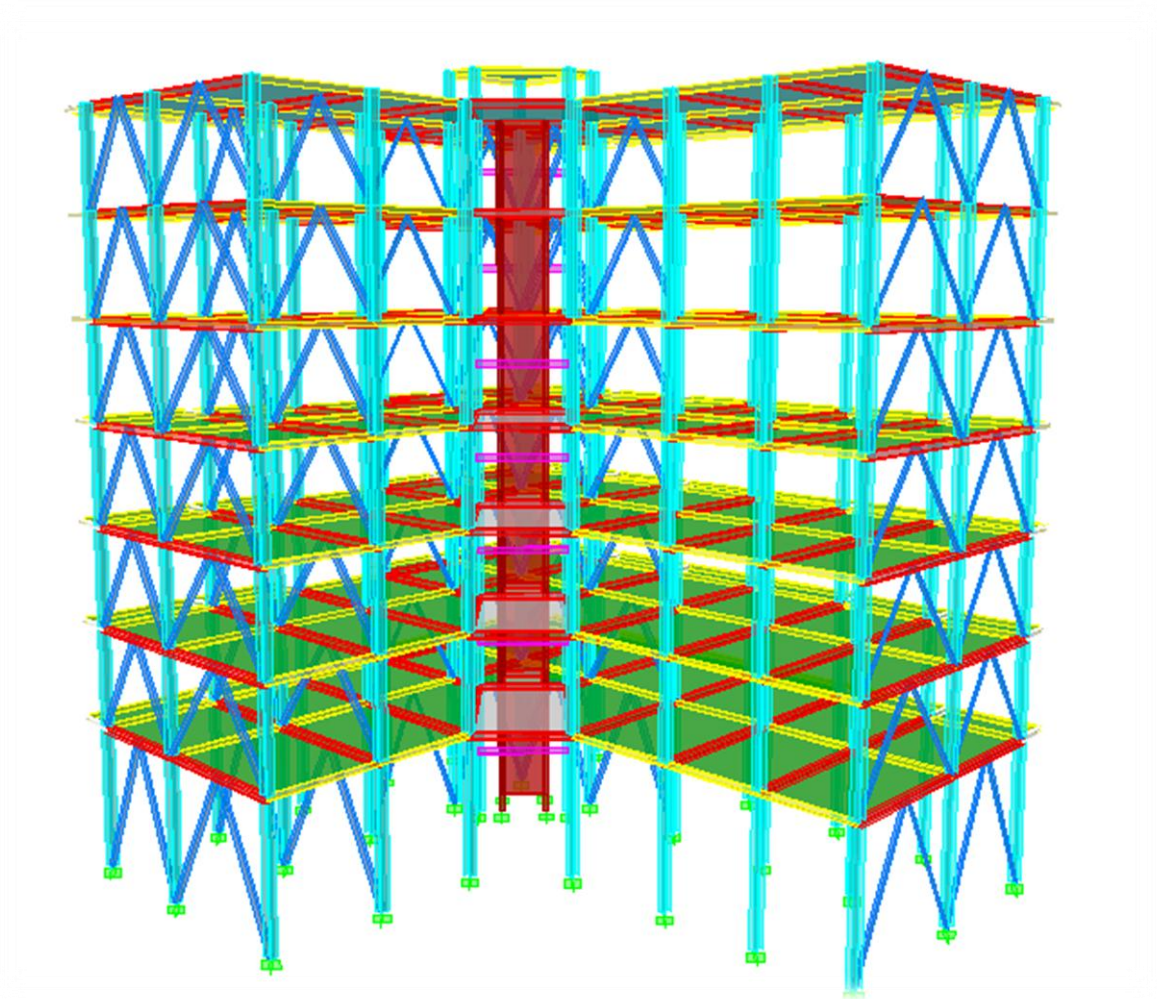


Figure-II-4- Vue perspective de la construction.

II-3-Conception structurale :

II-3-1-Structure horizontale:

Dans ce projet, la structure horizontale est désignée par les planchers courants et terrasse. Pour notre bâtiment, les planchers sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

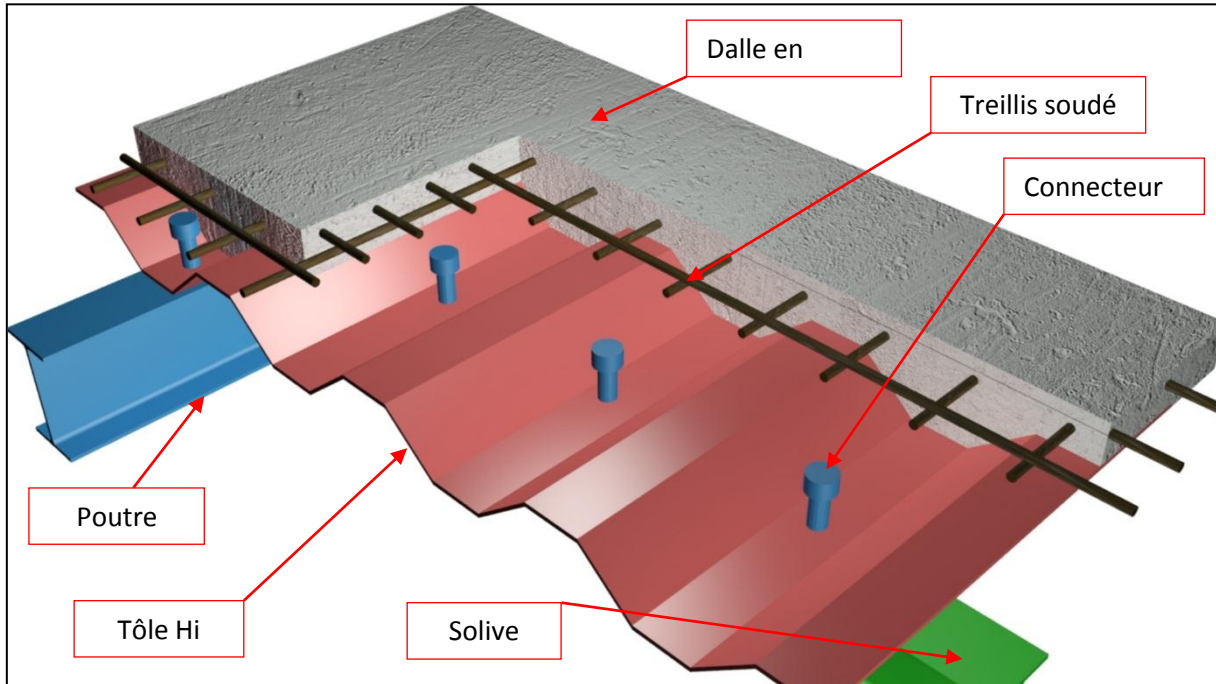


Figure -II -2- Construction d'un plancher collaborant.

II-3-2-Structure verticale:

a) Systèmes de stabilités :

La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en « V » dans Les deux sens transversal et longitudinal.

b) les escaliers

Notre structure est munie d'une cage d'escalier à deux volées droites et un palier de repos intermédiaire. Il est constitué par une série de marches et contremarches, permettant de relier les différents étages de la construction.

d) Les façades :

✚ Murs extérieurs :

La façade principale et la façade postérieure seront réalisées en double paroi avec des briques creuses d'épaisseur 10 et 15 [cm], les autres façades seront réalisées avec des briques creuses en doubles cloisons de 10[cm] d'épaisseur, qui seront séparées par une lame d'air de 5 [cm] d'épaisseur.

Murs intérieurs :

Seront réalisées en double paroi avec des briques creuses d'épaisseur 10 et 15 [cm], les autres façades seront réalisées avec des briques creuses en doubles cloisons de 10[cm] d'épaisseur, qui seront séparées par une lame d'air de 5 [cm]

e) Les revêtements :

- On utilise un mortier de ciment pour les murs de façades et la faïence pour les murs de cuisines et les salles d'eaux.
- On utilise le plâtre et l'enduit pour les murs intérieurs.
- On utilise le carrelage et les plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers.
- Faux plafond pour les planchers qui jouent un rôle de protection contre les incendies.
- Étanchéité : sur les terrasses extérieures.

f) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 65cm.

g) Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

h) les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Chapitre III

Évaluation des actions

Introduction :

Ce chapitre a pour but d'étudier et calculer des actions climatiques (neige et vent) sur notre construction et ses différentes parties.

III-1-Etude de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet se trouve à une altitude de 1200 m.

III.1.1-Calcul des charges de neige :**Données du site :**

Zone : A

Altitude : 1200m

III.1.1-1-Charges de neige S :

La charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autres surfaces soumises à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\S 3.1.1. \text{ RNV2013}) [1]$$

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

III.1.1-2-Charges de neige sur le sol (S_k):

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

$$\text{Zone A} \quad S_k = \frac{0.07H+15}{100}$$

$$\text{Zone B} \quad S_k = \frac{0.04H+10}{100}$$

$$\text{Zone C} \quad S_k = \frac{0.0325H}{100}$$

$$\text{Zone D} \quad \text{pas de charge de neige.}$$

Pour la zone D, une charge représentante l'ensablement des terrasses sera prise en compte. Le bâtiment étudié est située à la commune de **BENI ZIKKI** wilaya de **TIZI OUZOU**, qui correspond à la zone A selon la classification du RNV2013.

Pour notre construction :

AN: H=1200 m

$$S_k = \frac{0.07H + 15}{100} = \frac{0.07 * 1200 + 15}{100} = 0,99 \text{ kN/m}^2$$

III.1.1-3-Coefficient de forme des toitures(μ) :

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

Pour notre construction on a une terrasse ($\alpha=0^\circ$) donc $\mu=0,8$.

III.1.1-4-Charges de neige S :

AN:

$$S_k=0,99 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu=0,8$$

$$S = 0,8 * 0,99 = 0,792 \text{ kN/m}^2$$

$$S=79,2 \text{ daN/m}^2 \text{ on prend } S=80 \text{ daN/m}^2$$

III-2-Etude au vent :

Introduction :

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

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige** et **Vent 2013**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200m**. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

III-2-1-Données relatives au site :

Catégorie du terrain **III**

Site plat : $C_T = 1$ (Tableau 2.5. RNV2013) [1]

Zone du vent **I** (ANNEXE.1. RNV2013)

$q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.2. RNV2013)

$K_T = 0,215$ (facteur de terrain)

$h_0 = 0,3 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)

$h_{min} = 5 \text{ m}$ (hauteur minimale)

$\xi = 0,61$

} (Tableau 2.4. RNV2013)

III-2-2-Principes de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment présenté à la **figure III-1-**

Pour un vent perpendiculaire :

- Au pignon (sens **V1** du vent).
- Au long-pan (sens **V2** du vent).

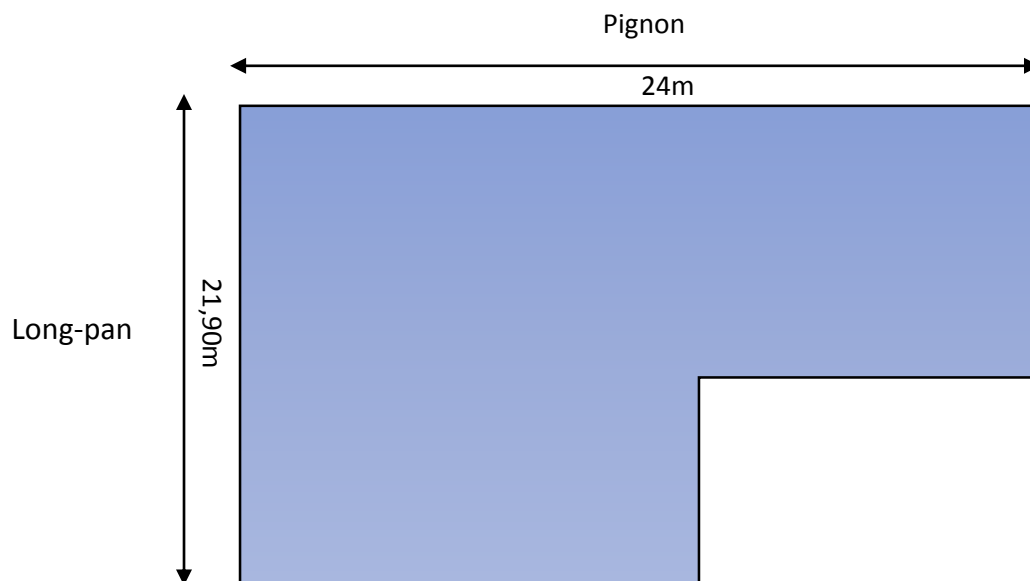


Figure III-1- : données géométrique

III-2-3-Procédure de calcul :

Le tableau 2.1 présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif à chaque paramètre dans le **RNV 2013**.

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{réf}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau –III-1-résumé des étapes de calcul des actions du vent

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence Z_e est donnée par:

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z)$$

Où :

$q_{réf}$ (en N/m^2) : est la pression dynamique de référence donnée par le tableau (2.2 RNV 2013) en fonction de la zone de vent (Cf annexe 1) RNV 2013.

C_e : est le coefficient d'exposition au vent (Cf.§.2.4) RNV 2013.

Z_e (en m) : est la hauteur de référence donnée en (2.3.2) RNV 2013.

III-2-4-Détermination de la pression statique due au vent :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i) [daN/m^2]$$

- **Pression dynamique de pointe à la hauteur h :**

$$q_h = q_{ref} \times C_e \quad \text{Avec} \quad q_{ref} = 37,5 daN/m^2$$

- **Coefficient d'exposition au vent à la hauteur h :**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent, il est donné par la formule suivante :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v]$$

- **Intensité de la turbulence :**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux formules suivantes :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{Pour } z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{Pour } z \leq z_{min}$$

Où:

$C(z)$: est le coefficient de topographie (Cf. §.2.4.5).

Z_0 (en m) : est le paramètre de rugosité (Cf. tableau 2.4).

Z_{min} : est la hauteur minimale (Cf. tableau 2.4).

- **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$C_r = K_T * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_T * \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z < Z_{min}$$

- **Hauteur de référence :**

La hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ dépendent des dimensions h et b de la construction, et sont donnés sur la figure ci-dessous.

$h=25\text{m}$: hauteur totale de la construction

$b=24\text{m}$: largeur de la construction

$b \leq h \leq 2b$

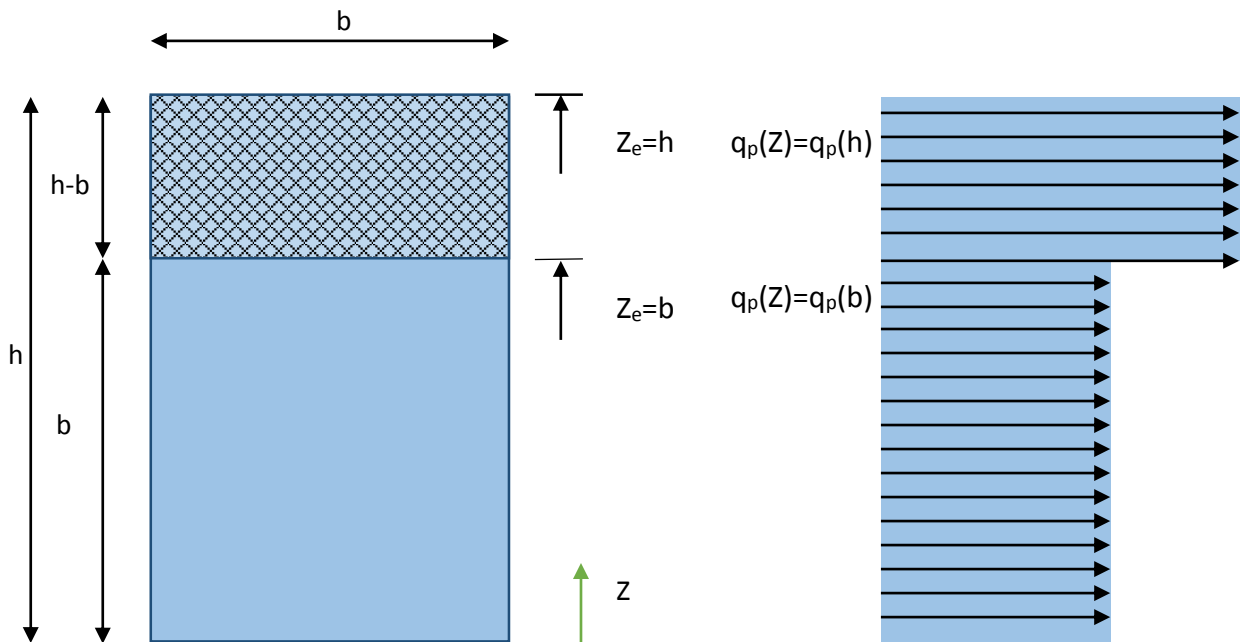


Figure -III-2- : hauteur de référence Z_e pour $b \leq h \leq 2b$

A. Calcul de la pression dynamique de pointe dans le sens V1 :

On considère deux bandes de hauteur suivante (voir figure II-2-):

Bande inférieure entre 0 et $Z_e=b=24\text{m}$

Bande supérieure entre $Z_e=b = 24\text{m}$ et $Z_e= h = 25\text{m}$

✚ Bande inférieure : 0 à $h=24\text{m}$

$$C_r(h = 24\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{24}{0,3}\right) = 0,94$$

$$I_v(h = 24\text{m}) = \frac{1}{1,0 \ln\left(\frac{24}{0,3}\right)} = 0,228$$

$$C_{ex} = C_t^2 * C_r^2 [1 + 7I_v] = 1,0^2 * 0,94^2 * [1 + 7 * 0,228] = 2,293$$

✚ Bande supérieure : de 24m à $h=25\text{m}$

$$C_r(h = 25\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{25}{0,3}\right) = 0,95$$

$$I_v(h = 25\text{m}) = \frac{1}{1,0 \ln\left(\frac{25}{0,3}\right)} = 0,226$$

$$C_{ex} = C_t^2 * C_r^2 [1 + 7I_v] = 1,0^2 * 0,95^2 * [1 + 7 * 0,226] = 2,330$$

✚ Pour $h=h_{\min}$

$$C_r(h = 5\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{5}{0,3}\right) = 0,604$$

$$I_v(h = 5\text{m}) = \frac{1}{1,0 \ln\left(\frac{5}{0,3}\right)} = 0,355$$

$$C_{ex} = C_t^2 * C_r^2 [1 + 7I_v] = 1,0^2 * 0,604^2 * [1 + 7 * 0,355] = 1,271$$

1. Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$:

Paroi	Z_e	$C_t(Z)$	$C_r(Z)$	$I_v(Z)$	$C_{ex}(Z)$	$q_{réf}$ (daN/m ²)	$q_h(h)$ (daN/m ²)
D	$0 < h < h_{min}=5m$	1,0	0,604	0,355	1,271	37,5	47,66
	$5m < h \leq 24m$	1,0	0,94	0,228	2,293	37,5	85,98
	$24m < h \leq 25m$	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37
E	$0 < h \leq 25m$	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37
A	$0 < h \leq 25m$	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37
B	$0 < h \leq 25m$	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37

Tableau –III-2-Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ sur les parois verticales

Remarque:

Pour les faces sous vent, on prend comme hauteur de référence $Z_e=h=25m$.

La pression dynamique de pointe $q_h(h)$ est constante sur toute la hauteur du bâtiment est égale à :

$$q_h(h = 25m) = q_{réf} \times C_{ex} = 37,5 \times 2,330 = 87,37 \text{ daN/m}^2$$

2. Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e :

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0.65m de hauteur donc :

$$h_p/h = 0,65/25 = 0,025$$

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	-2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	-1,2	± 0,2	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	-1,2	± 0,2	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		± 0,2	
	$r/h = 0,10$	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		± 0,2	
	$r/h = 0,20$	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		± 0,2	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		± 0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		± 0,2	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		± 0,2	

Tableau –III-3-coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013)

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Tableau –III-4-coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013)

Parois verticales :

Dans notre cas :

$b = 24 \text{ m}$ (dimension du coté perpendiculaire au vent)

$d = 21,90 \text{ m}$ (dimension du coté parallèle au vent)

$h = 25 \text{ m}$ (hauteur du bâtiment)

$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [24 ; 2 \times 25] = 24 \text{ m} \longrightarrow e=24 \text{ m} \geq d=21,90 \text{ m}$ d'où :

$A = e/5 = 24/5 = 4,8 \text{ m}$

$B = 21,90 - 4,8 = 17,1 \text{ m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-3.

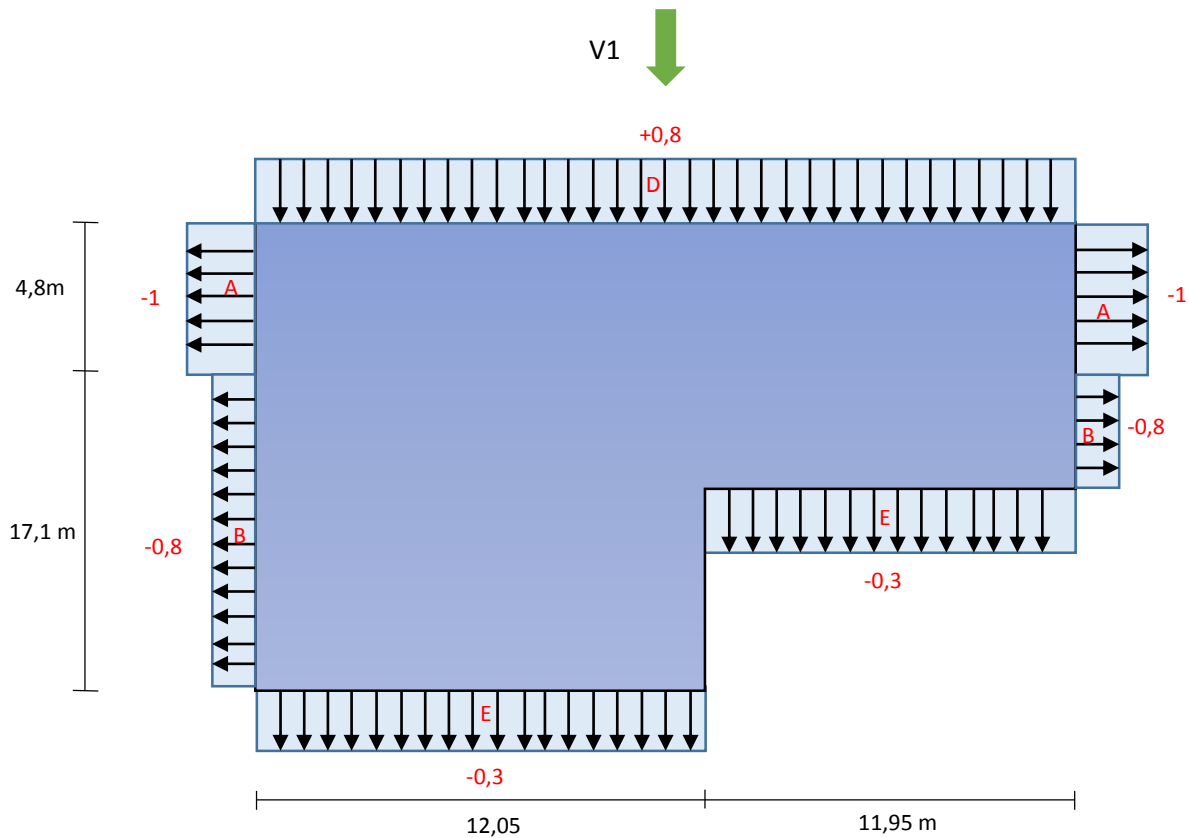


Figure -III-3- : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Versants de toiture :

Dans notre cas :

$b = 24 \text{ m}$

$d = 21,90$

$h = 25 \text{ m}$

$e = 24 \text{ m}$ d'où :

La largeur de la zone F = $e/10 = 24/10 = 2,4\text{m}$

La longueur de la zone F = $e/4 = 6\text{m}$

La largeur de la zone G = $e/10 = 24/10 = 2,4\text{m}$

La longueur de la zone G = $24 - (2 \times e/4) = 12\text{m}$

La largeur de la zone H = $(e/2) - (e/10) = 9,6\text{m}$

La longueur de la zone H = $b = 25\text{m}$

La largeur de la zone I = $d - (e/2) = 9,9\text{m}$

La longueur de la zone I = $b = 12,05\text{m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-4

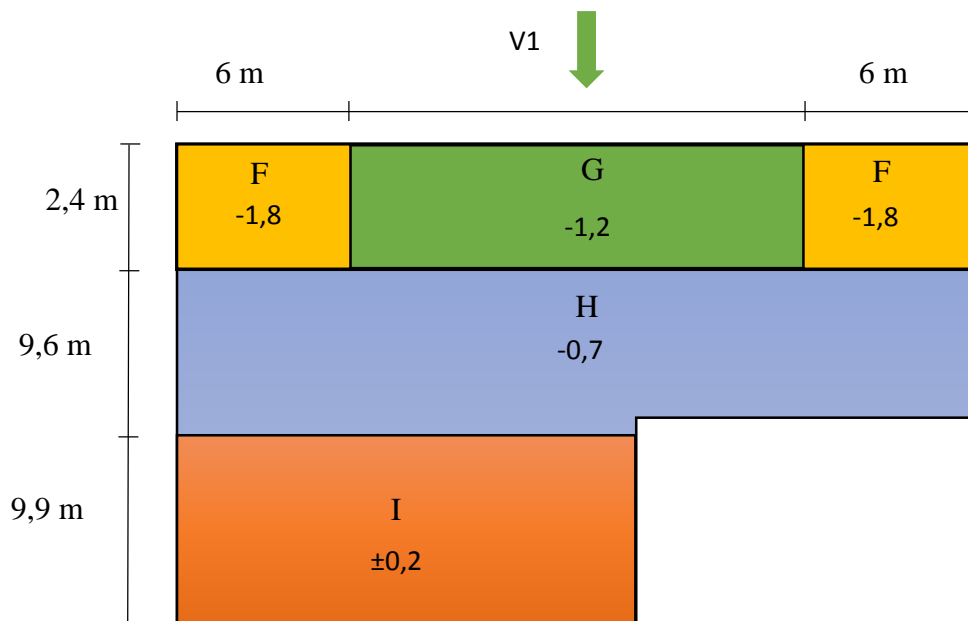


Figure -III-4- : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

3. Détermination du coefficient de pression intérieure C_i :

On utilisera les valeurs extrêmes : $C_i = -0,3$ et $C_i = +0,2$.

4. Détermination du coefficient de pression résultante C_r :

C_r est obtenu à l'aide de la formule suivante : $C_r = C_e - C_i$.

Pour notre projet, on ne déterminera que les valeurs des coefficients C_r correspondant à un coefficient de pression intérieure C_i égal a $+ 0,2$. (Voir les figuresII-5)

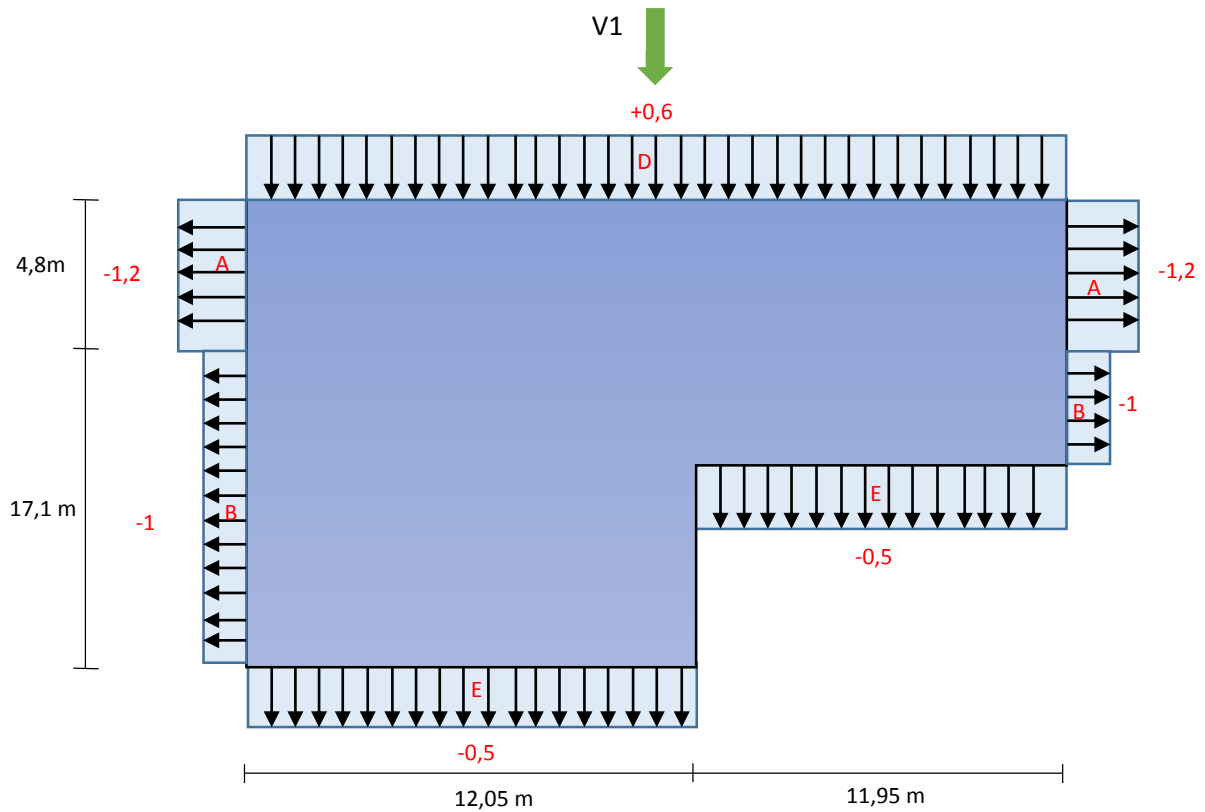


Figure -III-5- : Valeurs des coefficients de pressions résultante C_r sur les parois verticales.

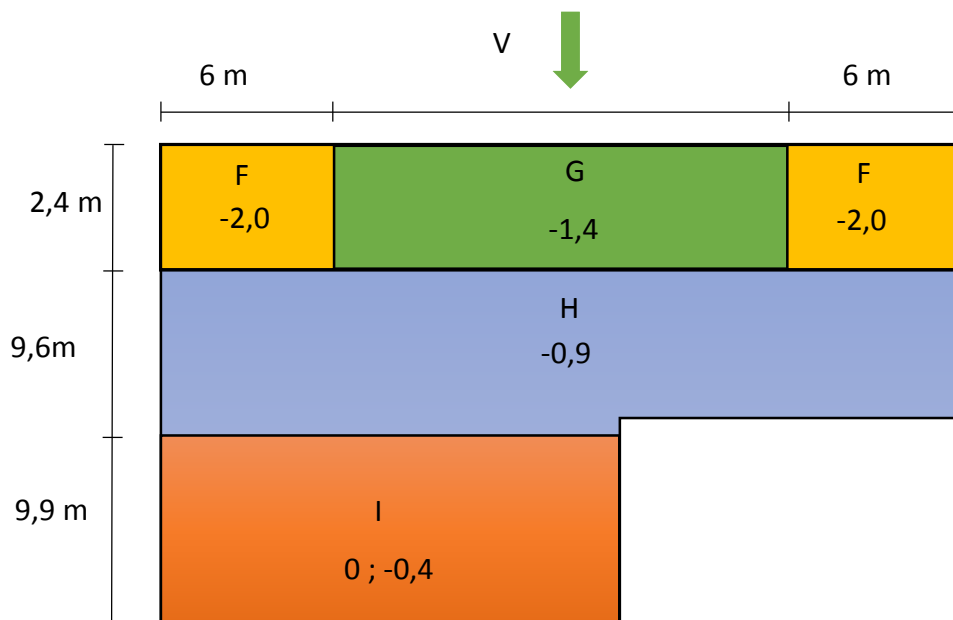


Figure -III-6- : Valeurs des coefficients de pressions résultante C_r sur la toiture terrasse

5. Valeur de la pression statique du vent :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

Sur les parois verticales :

Paroi	Z_e	C_e	C_i	$C_e - C_i$	$q_h(h)$ (daN/m ²)	$p_h(h)$ (daN/m ²)
D	$0 < h < h_{\min} = 5m$	+0,8	+0,2	+0,6	47,66	28,60
	$5m < h \leq 24m$	+0,8	+0,2	+0,6	85,98	51,60
	$24m < h \leq 25m$	+0,8	+0,2	+0,6	87,37	52,42
E	$0 < h \leq 25m$	-0,3	+0,2	-0,5	87,37	-43,68
A	$0 < h \leq 25m$	-1,0	+0,2	-1,2	87,37	-104,84
B	$0 < h \leq 25m$	-0,8	+0,2	-1	87,37	-87,37

Tableau-III-5-: valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur les parois verticales

Sur la terrasse :

Z_e	Zone	C_e	C_i	$C_e - C_i$	$q_h(h)$ (daN/m ²)	$p_h(h)$ (daN/m ²)
h=25m	F	-1,8	+0,2	-2,0	87,37	-174,74
	G	-1,2	+0,2	-1,4	87,37	-122,32
	H	-0,7	+0,2	-0,9	87,37	-78,63
	I	+0,2	+0,2	0,0	87,37	0,0
		-0,2		-0,4	87,37	-34,95

Tableau-III-6-: valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse

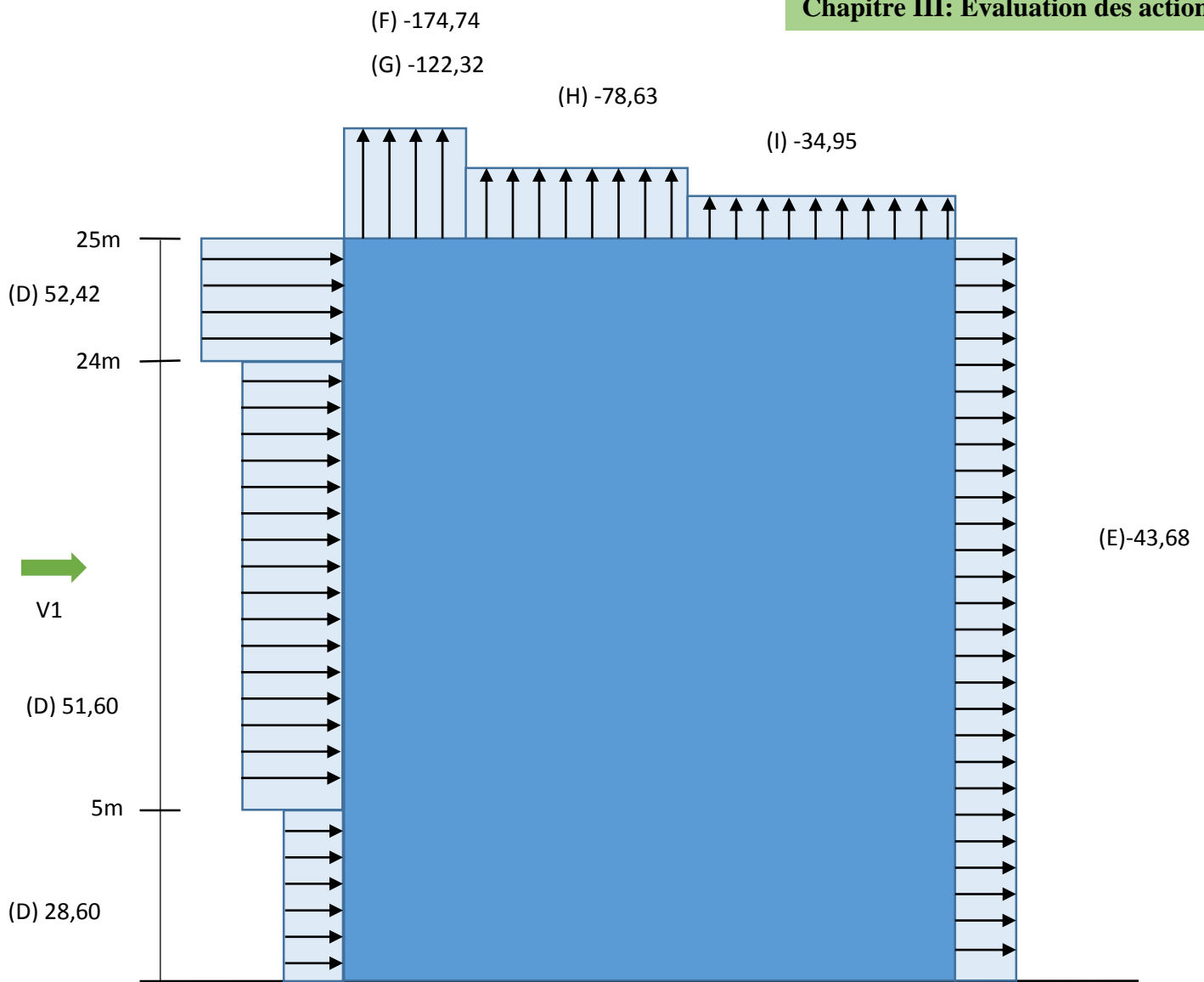


Figure -III-7-valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ (daN/m²)

	Zone	Z_e	Surface (m ²)	$p_h(h)$ (daN/m ²)	Force totale (kN)
Parois verticales	D	$0 < h < h_{min} = 5m$	120	28,60	34,32
		$5m < h \leq 24m$	456	51,60	235,29
		$24m < h \leq 25m$	24	52,42	12,58
	E	$0 < h \leq 25m$	323,75	-43,68	-141,41
	A	$0 < h \leq 25m$	120	-104,84	-125,80
terrasse	B	$0 < h \leq 25m$	427,5	-87,37	-373,50
	F	25m	14,4	-174,74	-25,16
	G	25m	28,8	-122,32	-35,22
	H	25m	245,8275	-78,63	-193,30
	I	25m	119,295	-34,95	-41,70

Tableau-III-7- Force extérieur sur le bâtiment

B. Calcul de la pression dynamique de pointe dans le sens V2 :

On considère deux bandes de hauteur suivante (voir figure II-2-):

Bande inférieure entre 0 et $Z_e = b = 24\text{m}$

Bande supérieure entre $Z_e = b = 24\text{m}$ et $Z_e = h = 25\text{m}$

✚ Bande inférieure : 0 à h=24m

$$C_r(h = 24\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{24}{0,3}\right) = 0,94$$

$$I_v(h = 24\text{m}) = \frac{1}{1,0 \ln\left(\frac{24}{0,3}\right)} = 0,228$$

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v] = 1,0^2 \times 0,94^2 \times [1 + 7 \times 0,228] = 2,293$$

✚ Bande supérieure : de 24m à h=25 m

$$C_r(h = 25\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{25}{0,3}\right) = 0,95$$

$$I_v(h = 25\text{m}) = \frac{1}{1,0 \ln\left(\frac{25}{0,3}\right)} = 0,226$$

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v] = 1,0^2 \times 0,95^2 \times [1 + 7 \times 0,226] = 2,330$$

✚ Pour h=h_{min}

$$C_r(h = 5\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{5}{0,3}\right) = 0,604$$

$$I_v(h = 5\text{m}) = \frac{1}{1,0 \ln\left(\frac{5}{0,3}\right)} = 0,355$$

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v] = 1,0^2 \times 0,604^2 \times [1 + 7 \times 0,355] = 1,271$$

✚ Valeurs de la pression dynamique de pointe q_h(h) :

Paroi	Z _e	C _t (Z)	C _r (Z)	I _v (Z)	C _{ex} (Z)	q _{réf} (daN/m ²)	q _h (h) (daN/m ²)
D	0 < h < h _{min} = 5m	1,0	0,604	0,355	1,271	37,5	47,66
	5m < h ≤ 24m	1,0	0,94	0,228	2,293	37,5	85,98
	24m < h ≤ 25m	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37
E	0 < h ≤ 25m	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37
A	0 < h ≤ 25m	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37
B	0 < h ≤ 25m	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37
C	0 < h ≤ 25m	1,0	0,95	0,226	2,330	37,5	87,37

Tableau -III-8-Valeurs de la pression dynamique de pointe q_h(h) sur les parois verticales

Remarque:

Pour les faces sous vent, on prend comme hauteur de référence Z_e=h=25m.

La pression dynamique de pointe q_h(h) est constante sur toute la hauteur du bâtiment et est égale à :

$$q_h(h = 25\text{m}) = q_{réf} \times C_{ex} = 37,5 \times 2,330 = 87,37 \text{ daN/m}^2$$

1. Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e :

▣ Parois verticales :

Dans notre cas :

$b = 21,90$ m (dimension du côté perpendiculaire au vent)

$d = 24$ m (dimension du côté parallèle au vent)

$h = 25$ m (hauteur du bâtiment)

$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [21,90 ; 2 \times 25] = 21,90$ m \longrightarrow $e = 21,90$ m \leq $d = 24$ m d'où :

$A = e/5 = 21,90/5 = 4,38$ m

$B = e - (e/5) = 21,90 - (21,90/5) = 17,52$ m

$C = d - e = 24 - 21,90 = 2,1$ m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-8.

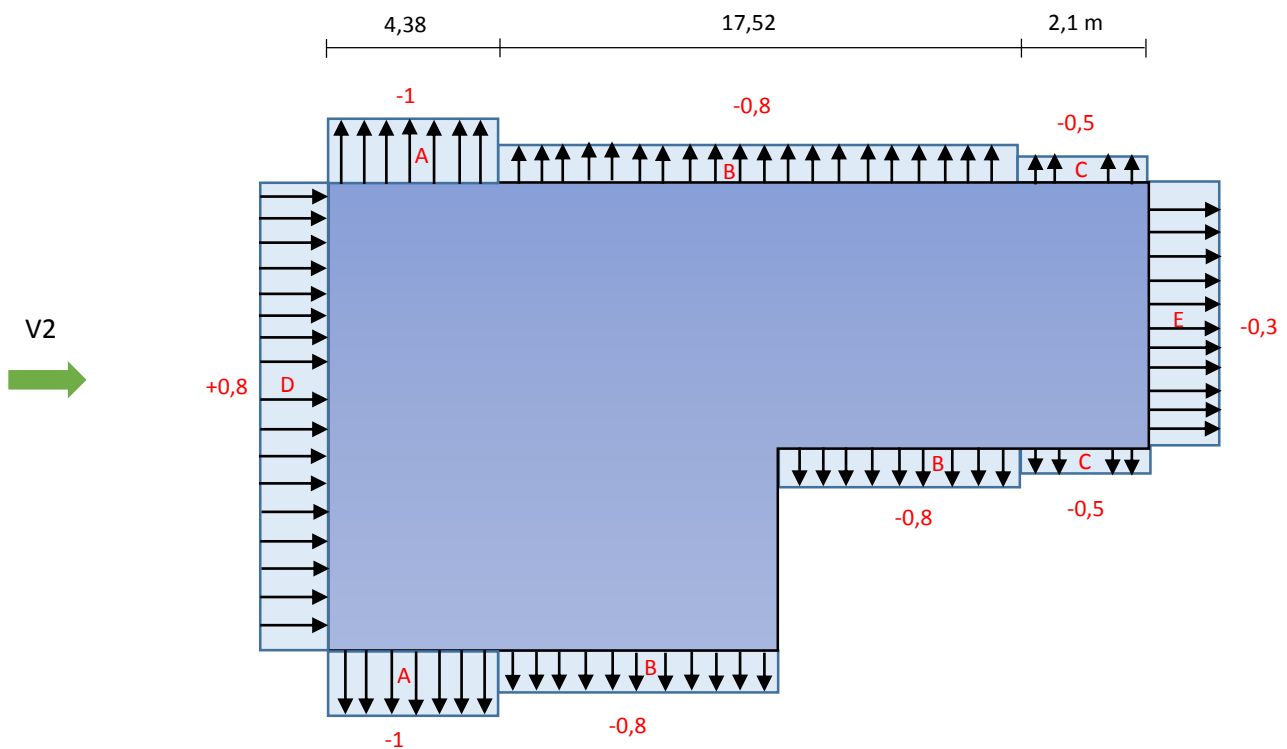


Figure -III-8- : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

▣ Versants de toiture :

Dans notre cas :

$b = 21,90$ m

$d = 24$ m

$h = 25$ m

$e = 21,90$ m d'où :

La largeur de la zone F = $e/10 = 21,90/10 = 2,19$ m

La longueur de la zone F = $e/4 = 5,475$ m

- La largeur de la zone G= $e/10 = 21,90/10 = 2,19\text{m}$
- La longueur de la zone G= $21,90-(2xe/4) = 10,95\text{m}$
- La largeur de la zone H= $(e/2)-(e/10) = 8,76\text{m}$
- La longueur de la zone H= $b = 21,90\text{m}$
- La largeur de la zone I= $d-(e/2) = 13,05\text{m}$
- La longueur de la zone I= $11,25\text{m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-9

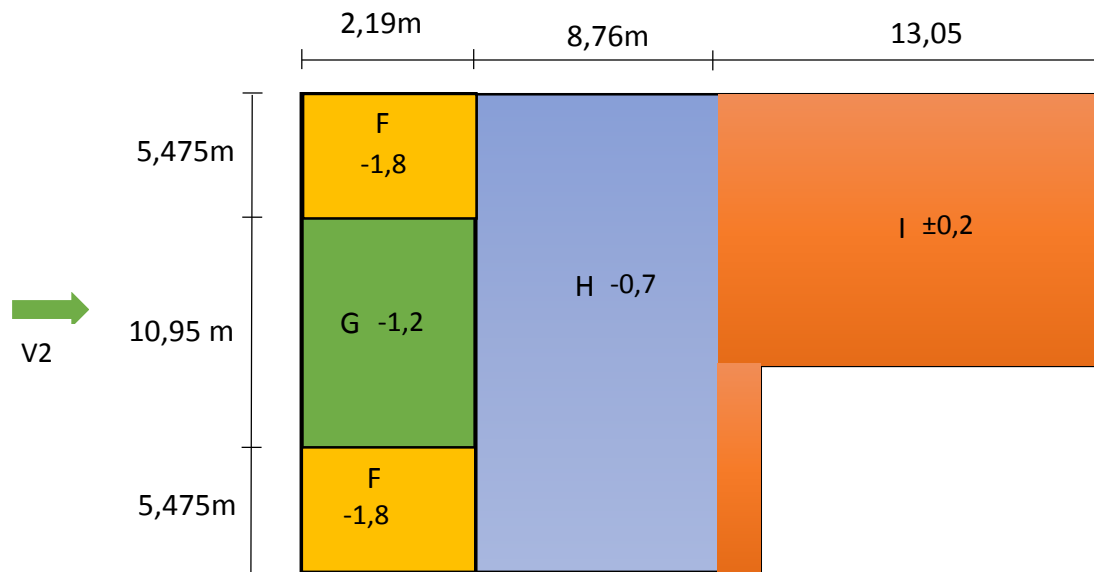


Figure -III-9- : Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

2. Détermination du coefficient de pression intérieure C_i :

On utilisera les valeurs extrêmes : $C_i = -0,3$ et $C_i = +0,2$.

3. Détermination du coefficient de pression résultante C_r :

C_r est obtenu à l'aide de la formule suivante : $C_r = C_e - C_i$.

Pour notre projet, on ne déterminera que les valeurs des coefficients C_r correspondant à un coefficient de pression intérieure C_i égal a $+ 0,2$. (Voir les figures II-10)

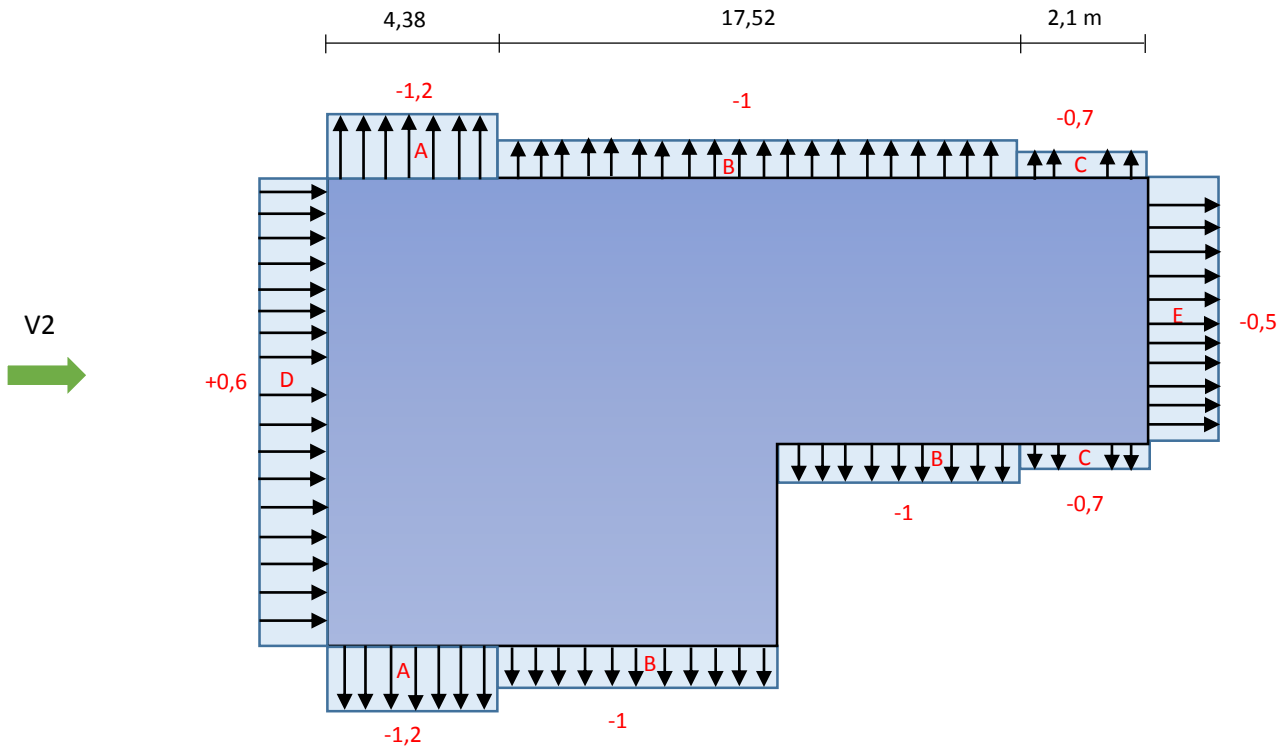


Figure II-10- : Valeurs de coefficient de pressions résultant C_r sur les parois verticales.

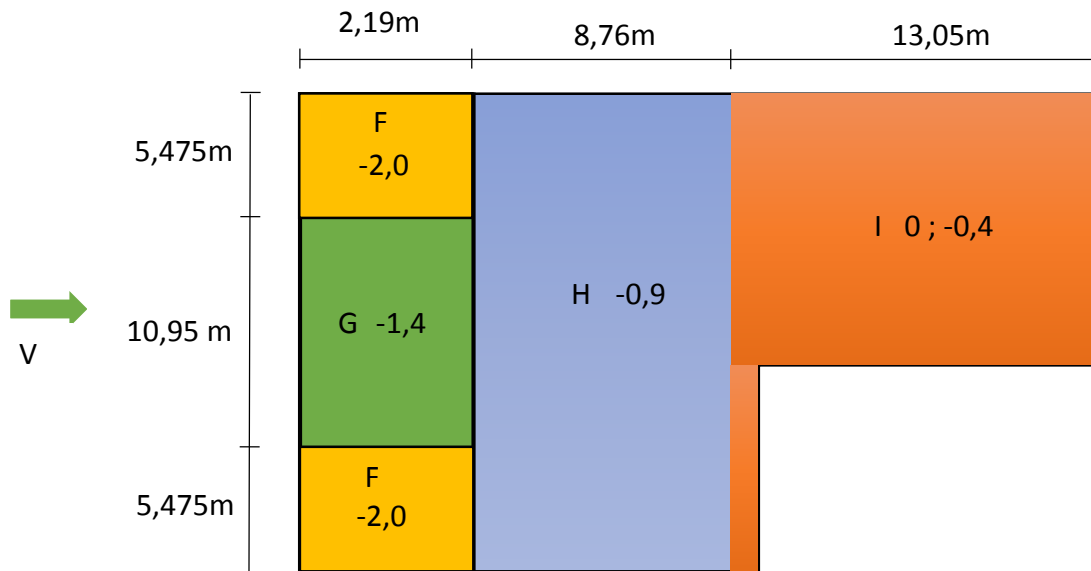


Figure -III-11- : Valeurs des coefficients de pressions résultante C_r sur la toiture terrasse

4. Valeur de la pression statique du vent :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

Sur les parois verticales :

Paroi	Z_e	C_e	C_i	$C_e - C_i$	$q_h(h)$ (daN/m ²)	$p_h(h)$ (daN/m ²)
D	$0 < h < h_{\min} = 5m$	+0,8	+0,2	+0,6	47,66	28,60
	$5m < h \leq 24m$	+0,8	+0,2	+0,6	85,98	51,60
	$24m < h \leq 25m$	+0,8	+0,2	+0,6	87,37	52,42
E	$0 < h \leq 25m$	-0,3	+0,2	-0,5	87,37	-43,68
A	$0 < h \leq 25m$	-1,0	+0,2	-1,2	87,37	-104,84
B	$0 < h \leq 25m$	-0,8	+0,2	-1	87,37	-87,37
C	$0 < h \leq 25m$	-0,5	+0,2	-0,7	87,37	-61,15

Tableau-III-9-: valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur les parois verticales

Sur la terrasse :

Z_e	Zone	C_e	C_i	$C_e - C_i$	$q_h(h)$ (daN/m ²)	$p_h(h)$ (daN/m ²)
h=25m	F	-1,8	+0,2	-2,0	87,37	-174,74
	G	-1,2	+0,2	-1,4	87,37	-122,32
	H	-0,7	+0,2	-0,9	87,37	-78,63
	I	+0,2	+0,2	0,0	87,37	0,0
		-0,2		-0,4	87,37	-34,95

Tableau-III-10-: valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse

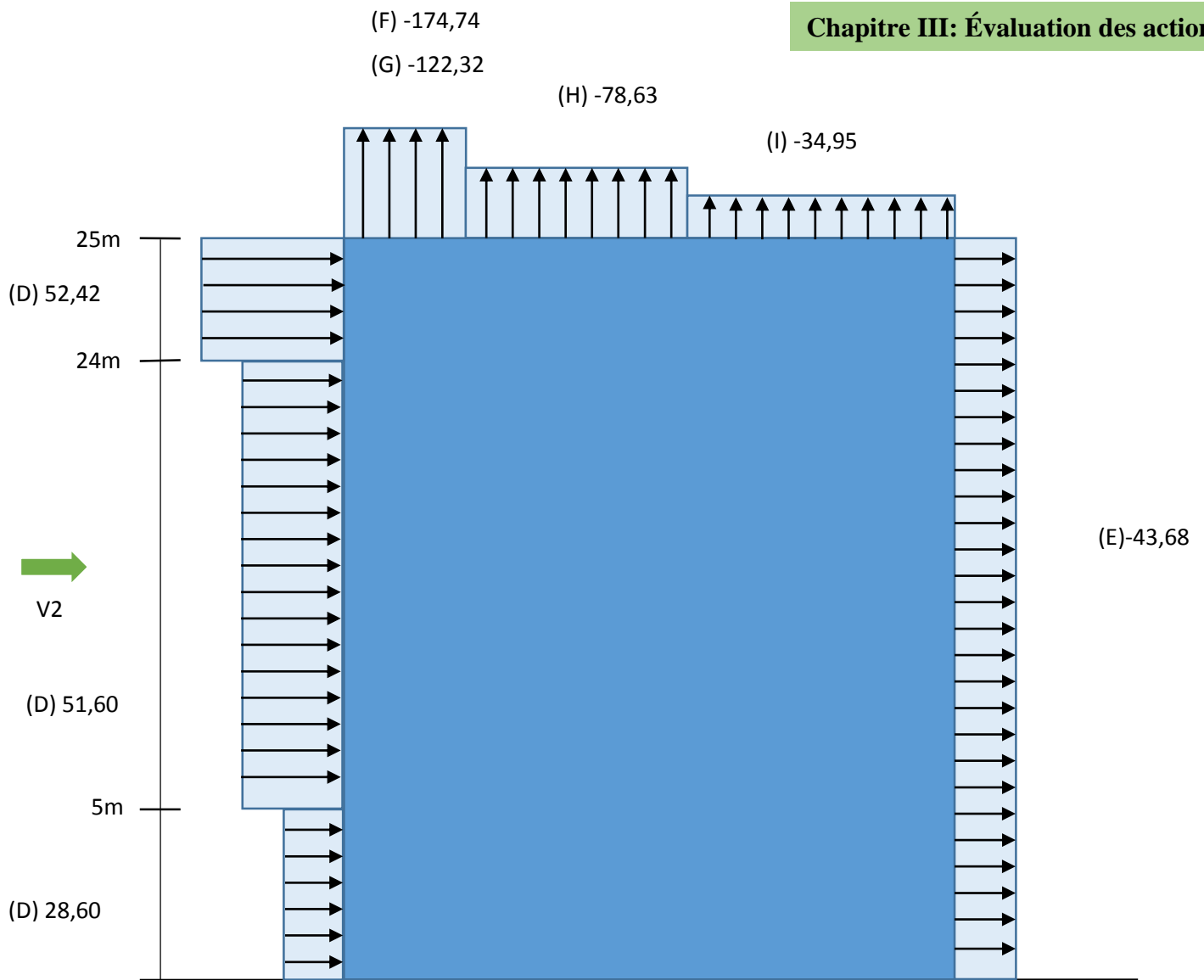


Figure II-12-valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ (daN/m²)

	Zone	Z_e	Surface (m ²)	$p_h(h)$ (daN/m ²)	Force totale (kN)
Parois verticales	D	$0 < h < h_{min} = 5m$	109,5	28,60	31,31
		$5m < h \leq 24m$	416,1	51,60	214,70
		$24m < h \leq 25m$	21,90	52,42	11,48
	E	$0 < h \leq 25m$	246,37	-43,68	-107,61
	A	$0 < h \leq 25m$	109,5	-104,84	-114,80
	B	$0 < h \leq 25m$	438	-87,37	-382,68
C	$0 < h \leq 25m$	52,5	-61,15	-32,10	
terrasse	F	25m	12	-174,74	-20,97
	G	25m	24	-122,32	-29,35
	H	25m	98,55	-78,63	-77,48
	I	25m	146,81	-34,95	-51,31

Tableau-III-11- Force extérieur sur le bâtiment

Chapitre IV

Evaluation des charges et surcharges

IV-1-Introduction :

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

IV-2-Charges permanentes

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

IV-2-1-Plancher terrasse :

Type	Charges permanentes
Protection gravier roulée (5 cm)	$0,05 \cdot 1700 = 85 \text{ daN /m}^2$
Etanchéité multicouche (5 cm)	$0,05 \cdot 600 = 12 \text{ daN /m}^2$
Béton de pente (10 cm)	$0,1 \cdot 2200 = 220 \text{ daN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \cdot 400 = 16 \text{ daN /m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ daN /m}^2$
Cofraplus 55	13 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²
	G= 656 daN /m²

Tableau -IV-1- charges permanentes du plancher terrasse

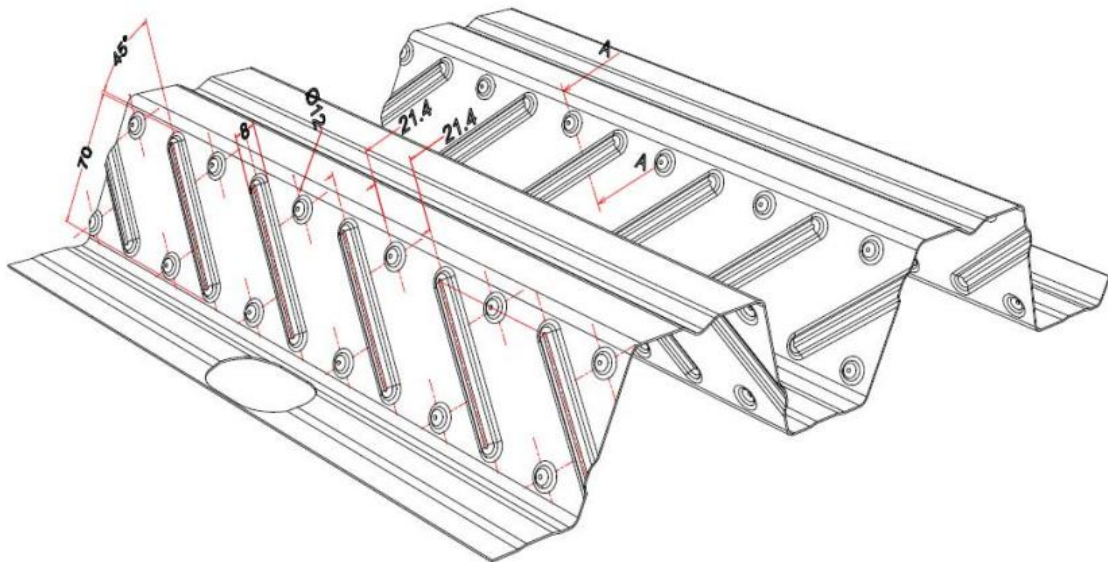


Figure -IV-1- Cofraplus 55.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN /m ²)
55	150	5	750	1	13

Tableau -IV-2- Caractéristiques de la tôle Cofraplus 55.

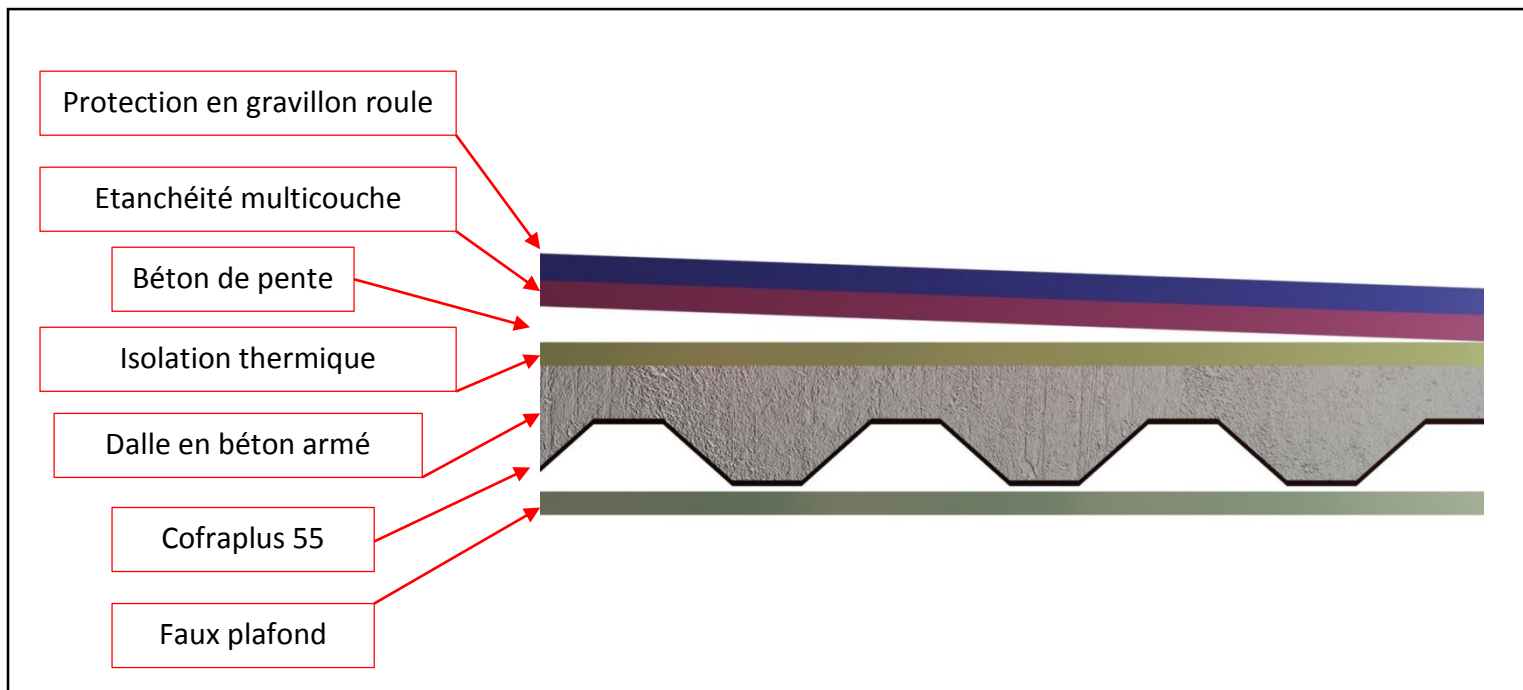


Figure -IV-2-plancher terrasse.

IV-2-2-Plancher étage courant :

Type	Charges permanentes
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02*20*100=40$ daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	$0,02*20*100=40$ daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	$0,04*400=16$ daN /m ²
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12*2500=300$ daN /m ²
Cofraplus 55	13 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²
	G= 509 daN /m²

Tableau -IV-3- Charge permanente d'un plancher courant.

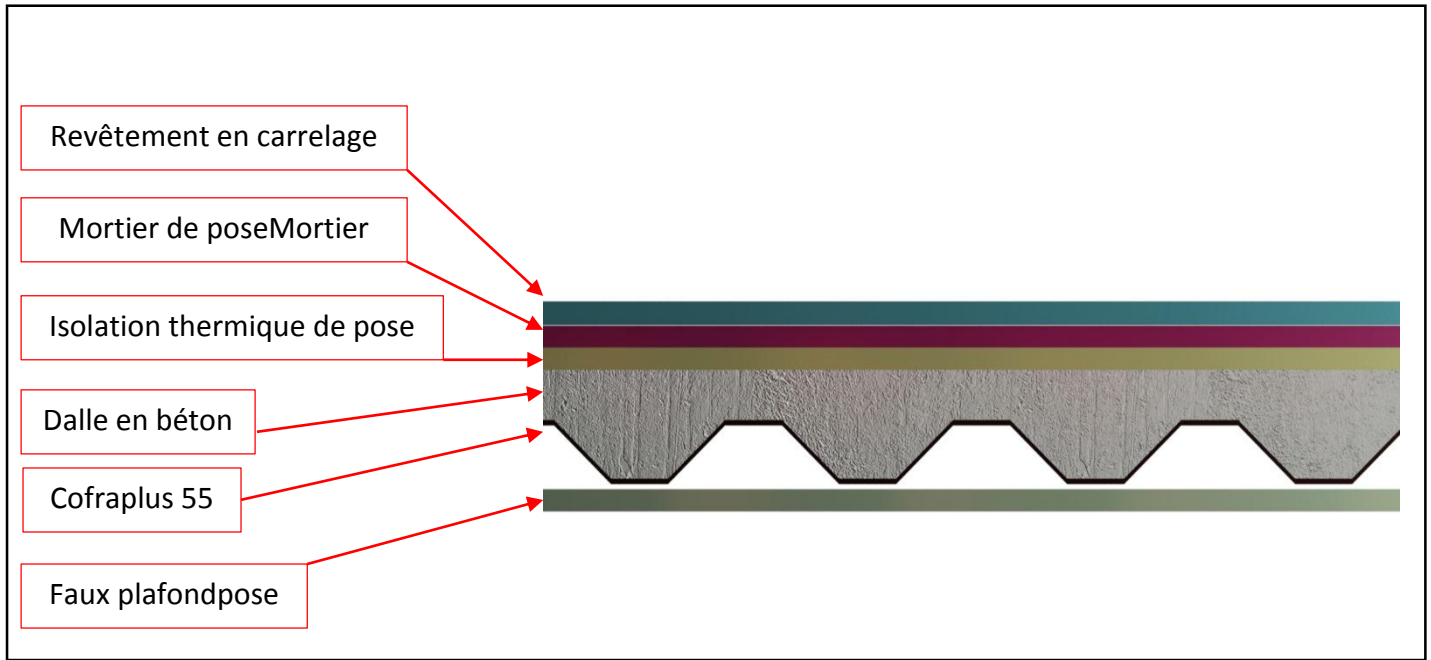


Figure -IV-3- plancher étage courant.

IV-2-3-Murs extérieurs :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Mortier de ciment	2	36
Brique creuse	10	90
Brique creuse	15	130
Enduit plâtre	2	20
		G= 276 daN /m²

Tableau -IV-4- charges permanentes des murs extérieures.

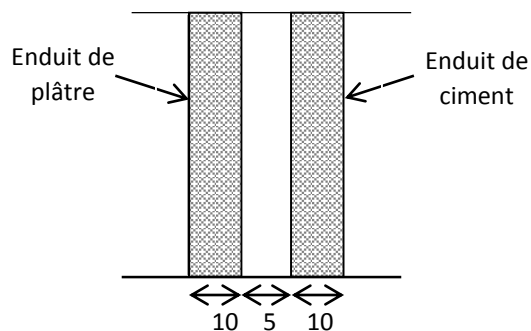


Figure-IV-4-Coupe verticale du mur extérieure

Remarque: la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur :

- Pour le RDC : $G = 276 \times H = 276 \times 4,82 = 1330,32 \text{ daN/ml}$

➤ Pour le plancher étage courant : $G = 276 \times H = 276 \times 3,36 = 927,36 \text{ daN/ml}$

IV-2-4-Murs intérieures :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Enduit plâtre.	2	20
Brique creuse	10	90
Enduit plâtre	2	20
		G= 130 daN /m²

Tableau -IV-5- charges permanentes des murs intérieures.

IV-2-5-L'acrotère :

La charge de l'acrotère est donnée par : $G = \gamma_b \times S$

γ_b : poids volumique du béton = 2500 daN/ m³

S: surface de l'acrotère est donnée par :

$$S = (0,65 \times 0,1) + (0,05 \times 0,15) + (0,15 \times 0,1) / 2 = 0,08 \text{ m}^2$$

D'où: $G = 2500 \times 0,08 = 200 \text{ daN/ml}$

IV-2-6-Les escaliers :

a-volée :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Tôle striée	0,6	60
Mortier de pose	2	36
Revêtement carrelage	2	40
		G=136 daN/ m²

Tableau -IV-6- charges permanentes de la volée.

b-Palier :

L'élément	Epaisseur(cm)	La charge (daN/m ²)
Cofraplus 55		13
Dalle en béton	20	500
Mortier de pose	2	36
Revêtement carrelage	2	40
		G=589 daN/ m²

Tableau -IV-7- charges permanentes du palier.

IV-3-Charges variables :

Elles ont une intensité qui varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps.

IV-3-1-Surcharges d'exploitations :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquente l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (« Charges permanentes et charges d'exploitations »).

Plancher terrasse inaccessible.....	100 daN/m ²
Plancher étage courant.....	150 daN/m ²
Escalier	250 daN/m ²
Balcon.....	350 daN/m ²
Acrotère.....	100 daN/m ²

IV-3-2-Surcharges climatiques :

Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.

IV-3-3-Effet de la température :

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc ce n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

Chapitre V

Pré-dimensionnement des éléments

V-1-introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) ont pré-dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- b) Vérification faite selon la condition de résistance.

V-2- Quelques notions relatives au règlement CCM97 :**V-2-1-Objectif :**

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

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

V-2-2 Domaine d'application :




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

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

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

V-2-3-Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

-  **Classe 1** : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
-  **Classe 2** : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
-  **Classe 3** : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

- ✚ **Classe 4** : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

V-2-4-Coefficient partiel de sécurité

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

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

V-2-5-Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l’usage et à l’occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés. Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

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

Tableau-V-1- : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales

V-3-Pré-dimensionnement :

V-3-1- les solives :

Les solives Sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple leur écartement est pratiquement déterminé par l’équation suivante :

$$0.7m \leq L \leq 1.50m$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de L=5,3m (la poutre la plus longue) un écartement de e=103 cm

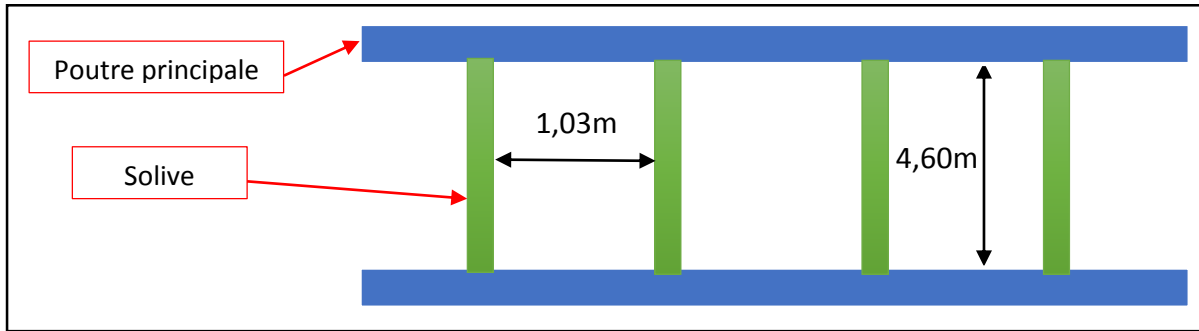


Figure-V-1- Présentation schématique des solives.

V-3-2-Pré dimensionnement des solives plancher terrasse :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G=656\text{kg/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q =100 \text{ kg /m}^2$

La charge de la neige $N=80\text{kg /m}^2$

a)Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \qquad \bar{f} \leq \frac{l}{250} \text{ Pour planchers en général}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

$$q = (G+Q) = (656+100) =769,12 \text{ kg /m}^2$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la solive

$$q =769,12 \times 1,03 =792,19 \text{ kg/ml}$$

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$

$$L=4,60\text{m}=460 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384EI} = \frac{5 \times 792,19 \times 460^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1195,25 \text{ cm}^4 \text{ On prend IPE180 avec :}$$

$$I_y = 1317,0 \text{ cm}^4$$

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/m)	A(cm ²)	h(mm)	r(mm)	b(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
IPE180	18,8	23,9	180	9	91	8	5,3	1317	101	166	34,6	7,42	2,05

Tableau -V-2- Caractéristique du profilé IPE180

b) Vérification de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{460}{250} = 1,84 \text{ cm} \quad f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 7,9219 \times 460^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 1,65 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié})$$

c) La classe de la section transversale :

✚ Semelle comprimée :

$$b=91 \text{ mm } t_f=8 \text{ mm}$$

$$C=b/2=91/2=45,5 \text{ mm}$$

$C/t_f=45,5/8=5,68 < 9\varepsilon=9$ donc la semelle est de classe 1.

✚ Ame fléchi :

$$d=h-(2(t_f+r))=146 \text{ mm}$$

$$t_w=5,3 \text{ mm}$$

$$d/t_w=146/5,3=27,55 < 72\varepsilon=72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

d) Calcul de la charge :

$$G_s=18,8/4,6=4,08 \text{ kg/m}^2$$

$$G=656+4,08=660,08 \text{ kg/m}^2$$

$$q=1,35(G)+1,5(Q)=(1,35 \times 660,08)+(1,5 \times 100)=10,41 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1,03m $q=10,72 \text{ kN/m}$

e) Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10,72 \times 4,60}{2} = 24,65 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{Avec :}$$

$$A_v = A - [2bxt_f + (t_w + 2r)xt_f]$$

$$A_v = 23,9 - [(2 \times 9,1 \times 0,8) + (0,53 + 2 \times 0,9) \times 0,8] = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7,48 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 92,26 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 24,65 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 92,26 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

f) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,72 \times 4,60^2}{8} = 28,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 166}{1,1} = 35,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

V-3-3-Pré dimensionnement des solives plancher étage courant :

a)Calcul de la charge :

$$G=509+4,08=513,08 \text{ kg/m}^2$$

$$q=(G)+(Q)=513,08+150=6,63\text{kN/m}^2$$

Pour une bande de 1,03m $q =6,82\text{kN/m}$

Vus que la charge $q=10,72\text{kN/m}^2$ du plancher terrasse est supérieur à la charge $q=6,82\text{kN/m}^2$ on garde le même profilé pour toute la structure.

V-3-4-Pré dimensionnement des poutres :

I) poutre principale (plancher terrasse) :

a)Calcul des charges :

Chargement	$G=656\text{kg/m}^2$ $G_s=18,8\text{kg/m}$	$Q=100\text{kg/m}^2$ $N=80\text{kg/m}^2$
Chargement linéaire	$G_{\text{total}}=(664,16 \times 4,60)+18,8=3073,39\text{kg/ml}$	$Q_{\text{total}}=(0,9 \times 180) \times 4,60=745,5 \text{ kg/ml}$
Pondérée	$1,35G+1,5Q=1,35(3073,39)+1,5(745,5)=5267,32 \text{ kg/ml}$	
Non pondérée	$G+Q=3073,39+745,5=3818,60 \text{ kg/ml}$	

Tableau -V-3- chargement poutre principale (plancher terrasse).

b) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \qquad \bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

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

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$

$L=5,15\text{m}=515 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384EI} = \frac{5 \times 38,1860 \times 515^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 8085,09 \text{ cm}^4 \text{ On prend HEA 260 avec :}$$

$$I_y = 10450 \text{ cm}^4$$

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/m)	A(cm ²)	h(mm)	r(mm)	b(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
HEA 260	86,6	64,3	250	24	260	12,5	7,5	10450	3668	919,8	430,2	9,17	6,5

Tableau -V-4- Caractéristique du profilé HEA 260.

c)Vérification de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{515}{250} = 2,06cm \quad f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 38,1860 \times 515^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 10450} = 1,59cm$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié})$$

d) La classe de la section transversale :

✚Semelle comprimée :

$$b=260mm \quad t_f=12,5mm$$

$$C=(b/2)-(r+t_w/2)=102,25mm$$

$$C/t_f=102,25/12,5=8,18 \leq 9\epsilon=9 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

✚Ame fléchi:

$$d=h-(2(t_f+r))=177mm$$

$$t_w=7,5mm$$

$$d/t_w=177/7,5=23,6 < 72\epsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe1** le calcul peut amener à la plasticité.

e)Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{52,6732 \times 515}{2} = 135,63kN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \text{ Avec :}$$

$$A_v = A - [2bxt_f + (t_w + 2r)xt_f]$$

$$A_v = 86,6 - [(2 \times 26 \times 1,25) + (0,75 + 2 \times 2,1) \times 1,25] = 15,41cm^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{15,41 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 190kN$$

$$V_{sd} = 68,08kN < V_{pl,rd} = 163,55kN (\text{Condition vérifié})$$

e) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{52,6732 \times 515^2}{8} = 174,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 919,8}{1,1} = 196,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

II) poutre principale (plancher étage courant) :

a) Calcul des charges :

Chargement	G=509kg/m ² G _s =86,6kg/m	Q=150kg/m ²
Chargement linière	G _{total} =(509x4,60)+86,6=2428kg/ml	Q _{total} =100x4,60=460 kg/ml
pondérée	1,35G+1,5Q=1,35(2428)+1,5(460)=3967,8 kg/ml	
Non pondérée	G+Q=2428+460=2888 kg/ml	

Tableau -V-5- chargement poutre principale (plancher étage courant).

b) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

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

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$L=5,15\text{m}=515 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384EI} = \frac{5 \times 28,88 \times 515^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 6114,74 \text{ cm}^4 \text{ On prend HEA 240 avec :}$$

$$I_y = 7763 \text{ cm}^4$$

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/m)	A(cm ²)	h(mm)	r(mm)	b(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
HEA 240	61,5	76,8	230	21	240	12	7,5	7763	2769	675	231	10,1	6

Tableau -V-6- Caractéristique du profilé HEA 240.

c) Vérification de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm} \quad f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 28,88 \times 515^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 7763} = 1,62 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

d) La classe de la section transversale :

✚ Semelle comprimée :

$$b=240 \text{ mm} \quad t_f=12 \text{ mm}$$

$$C=(b/2)-(r+t_w/2)=95,25 \text{ mm}$$

$$C/t_f=95,25/12=7,93 \leq 9 \epsilon=9 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

✚ Ame fléchi :

$$d=h-(2(t_f+r))=164 \text{ mm}$$

$$t_w=7,5 \text{ mm}$$

$$d/t_w=164/7,5=21,86 < 72 \epsilon=72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

e) Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{39,678 \times 515}{2} = 102,17 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \text{ Avec :}$$

$$A_v = A - [2bxt_f + (t_w + 2r)xt_f]$$

$$A_v = 76,8 - [(2 \times 24 \times 1,2) + (0,75 + 2 \times 2,1) \times 1,2] = 13,26 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{13,26 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 163,55 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 102,17 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 163,55 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

e) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{39,678 \times 515^2}{8} = 131,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 675}{1,1} = 144,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \text{ (Condition vérifiée)}$$

III) Pré dimensionnement des poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section (IPE180)

V-3-5-Pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on prend le poteau le plus sollicité. Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratique pour les assemblages. La règle empirique pour un poteau en profilé:

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \rightarrow i_y = \frac{l_f}{25} = \frac{482 \times 0,5}{25} = 9,64 \text{ cm}$$

On prend un **HEA 240** avec : $i_y=10,10\text{cm}$

V-3-4-1-Vérification du poteau :

a) Calcul des charges :

✚ Plancher terrasse :

La surface: $S=4,83 \times 4,03=19,46 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s=18,8 \times 4,03 \times 4,6=348,51 \text{ daN}$

Poids des poutres principales : $G_{pp}=86,6 \times 4,83=418,27 \text{ daN}$

Poids propre du poteau : $G_{pot}=61,5 \times 3,36=206,64 \text{ daN}$

Poids du plancher terrasse : $G_t=656 \times 19,46=12765,76 \text{ daN}$

Charge de la neige : $S=19,46 \times 80=1556,8 \text{ daN}$

Charge d'exploitation terrasse : $Q=100 \times 19,46=1946 \text{ daN}$

Alors :

$$N_t=1,35(348,51+418,27+206,64+12765,76)+(1,5 \times 1946+1,5 \times 0,67 \times 1556,8)=23031,47 \text{ daN}$$

✚ Plancher étage courant

La surface: $S=4,83 \times 4,03=19,46 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s=18,8 \times 4,03 \times 4,6=348,51 \text{ daN}$

Poids des poutres principales : $G_{pp}=61,5 \times 3,715=228,47 \text{ daN}$

Poids propre du poteau : $G_{pot}=61,5 \times 3,36=206,64 \text{ daN}$

Poids du plancher étage courant : $G_c=509 \times 19,46=9905,14 \text{ daN}$

Charge d'exploitation étage courant : $Q=150 \times 19,46=2919 \text{ daN}$

Alors :

$$N_c=1,35(348,51+228,47+206,64+9905)+(1,5 \times 2919)=18808,13 \text{ daN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

$$N_{sd}=N_t+6N_c=135880,25 \text{ daN}$$

c) Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{482 \times 0,5}{10,10} = 23,86 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{482 \times 0,5}{6} = 40,16 \text{ cm}$$

d) Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{23,86}{93,9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0,25$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{20,16}{93,9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0,43$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0,43 > 0,2 \text{ (Il y'a risque de flambement)}$$

d) Vérification du risque de flambement :

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = \dots 0,95 \leq 1,2 \dots \dots \dots (1)$$

$$t_f = 12 \leq 100 \text{ mm} \dots \dots \dots (2)$$

De 1 et 2 on trouve

Courbe de flambement **b** pour l'axe y-y. Ce qui nous donne : $\chi_y = 0,9140$

Courbe de flambement **c** pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : $\chi_z = 0,8813$

$$N_{b,Rd} = 0,8813 \times 1 \times \frac{76,8 \times 2350}{1,1} = 144597,30 \text{ daN}$$

$N_{sd} < N_{b,Rd}$ (le poteau est vérifié au flambement)

Pour des raisons constructives, on opte pour des HEA 300.

V-3-6-conclusion

Les résultats du pré-dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Eléments	Profilé adopté
poteaux	HEA300
Poutre principale (étage courant)	HEA240
Poutre principale (dénier étage)	HEA260
Poutres secondaires	IPE180
solives	IPE180

Chapitre VI

Etude des planches mixtes

VI-1-introduction :

Le plancher mixte ou collaborant constitue la solution de construction idéale pour tous les chantiers réclamant des performances techniques et mécaniques poussées et exigeant une rapidité de mise en œuvre en toute garantie. Grâce à ses caractéristiques de premier plan, ce plancher s'adapte à toutes les typologies de construction (industrielle, commerciale, sportive et résidentielle). Il offre également des avantages économiques significatifs, surtout lorsqu'il est envisagé dès le début du projet. Son utilisation implique en effet une diminution de l'épaisseur moyenne des dalles, ce qui se traduit par une réduction des éléments portants de la structure (poteaux, poutres et fondations). Outre l'amélioration de la planification des différentes phases de mise en œuvre, l'adoption de cette technologie répond à certaines exigences aujourd'hui incontournables dans les édifices modernes telles que l'incorporation des conduites nécessaires à la fourniture des services de bureautique et l'utilisation de faux plafond.

VI-2-Etude du plancher mixte à dalle collaborante:

Le calcul est fait selon l'Eurocode 4, qui exige deux vérifications :

- Vérification au stade de montage.
- Vérification au stade de définitif.

VI-3-Ferraillage de la dalle en béton :

Lors de la détermination de l'aire minimale d'armature nécessaire pour que cette armature reste élastique lors de la première fissuration, on doit tenir compte des différents phénomènes de bridage énumérés dans la clause 4.4.2.2 de l'Eurocode 2, et de la répartition des contraintes dans le béton juste avant la fissuration.

Lorsque l'on doit limiter la largeur de fissures dans la dalle de béton d'une poutre mixte (et sauf si un calcul plus rigoureux démontre qu'une aire moindre est acceptable), il convient de satisfaire la condition suivante, relative à la section d'armature A_s située à l'intérieur de la partie A_{ct} de la section participante de la dalle :

$$A_s \geq k \cdot k_c \cdot f_{cte} \cdot A_{cte} / \bar{\sigma}_{st}$$

Où :

f_{cs} : est la résistance à la traction du béton

$\bar{\sigma}_{st}$: est la contrainte maximale autorisée dans l'armature immédiatement après la fissuration.

Cette valeur dépend du diamètre de barre choisie, comme indiqué dans le tableau 5.1

Eurocode 4.

k : est définie dans la clause 4.4.2.2(3) de PEC2, et il convient de le prendre égal à 0,8.

k_c : est un coefficient qui peut, de manière sécuritaire, être pris égal à 0,9.

D'où :

$$A_s \geq 0,8 \times 0,9 \times 2,1 \times (1030 \times 120 / 400) = 467,20 \text{ mm}^2$$

On prend 10HA8 avec un espacement de 10cm.

VI-4-Etude des solives :

VI-4-1- Avant la prise du béton :

1) Evaluation des charges :

Charges	Permanente	poids propre de la solive..... $g_s=18,8\text{daN/m}$. poids de la tôle (Cofraplus 55)... $g_p=13 \times 1,03=13,39\text{daN/m}$. poids propre de la dalle..... $g_c= 0,12 \times 2500 \times 1,03=309\text{daN/m}$	G=341,19daN/m
	Exploitation	une charge de construction (ouvriers, les matériels..etc.),.... $q_m=100 \times 1,03=103\text{dan/m}$.	Q=103daN/m
Combinaison	ELU	$q_{sd}=1,35G+1,5Q$	$q_{sd}=615,10 \text{ daN/m}$
	ELS	$q_{sd}=G+Q_m$	$q_{sd}=444,19\text{daN/m}$

Tableau-VI-3-évaluation des charges.

2) vérifications à la résistance(ELU) :

a) Détermination de la classe de la section IPE180 :

⚡Semelle comprimée :

$b=91\text{mm} \quad t_f=8\text{mm}$

$C=b/2=91/2=45,5\text{mm}$

$C/t_f=45,5/8=5,68 < 9\epsilon = 9$ donc la semelle est de classe 1.

⚡Ame fléchi :

$d=h-(2(t_f+r))=146\text{mm}$

$t_w=5,3\text{mm}$

$d/t_w=146/5,3=27,55 < 72\epsilon = 72$ donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de **classe1** le calcul peut amener à la plasticité.

b) Vérification de l'effort de tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$V_{sd} < V_{pl,rd}$

$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{615,10 \times 4,60}{2} = 1414\text{daN}$

$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$ Avec :

$A_v = A - [2bxt_f + (t_w + 2r)xt_f]$

$A_v = 23,9 - [(2 \times 9,1 \times 0,8) + (0,53 + 2 \times 0,9) \times 0,8] = 7,48\text{cm}^2$

$V_{pl,rd} = \frac{7,48 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 9226\text{daN}$

$V_{sd} = 1414 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 9226 \text{ daN}$ (Condition vérifié)

c) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{615,10 \times 4,60^2}{8} = 1627 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 166}{1,1} = 3546 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

3) Vérification à l'ELS :

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{460}{250} = 1,84 \text{ cm} \quad f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 4,4419 \times 460^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 0,93 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad \text{(Condition vérifié)}$$

VI-4-2- Après la prise du béton:

1) Plancher étage courant :

1-1) Evaluation des charges :

Charges	Permanente	Cloison de répartition ep= 10 cm90 daN /m ² Revêtement en carrelage (2 cm)40 daN /m ² Mortier de pose (2 cm).....40 daN /m ² Isolation thermique (4 cm).....16 daN /m ² Poids de la dalle ep (12cm).....300 daN /m ² Cofraplus 55.....13 daN /m ² Faux plafond.....10 daN /m ² Poids de la solive.....18,8daN/m	G=613,34daN/m
	Exploitation	Q=150dan/m ²	Q=154,5daN/m
Combinaison	ELU	q _{sd} =1,35G+1,5Q	q_{sd}=1059,75 daN/m
	ELS	q _{sd} =G+Q _m	q_{sd}=767,84daN/m

Tableau-VI-4-évaluation des charges.

1-2) Caractéristiques de la dalle mixte :

a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :

$$b_{effe} = \min (2L_0/8 ; e) \text{ avec :}$$

L₀=L : la longueur de la solive b_{effe}=min (2L₀/8 ; e)=min(1.15 ;1.03)=1.03m

e: entres axes des solives ; e=1,03m

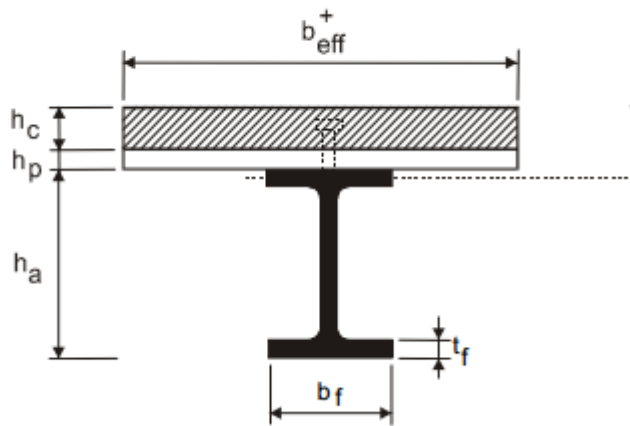


Figure-VI-3-La largeur participante de la dalle en béton (b_{eff})

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + \frac{B}{n} \text{ Avec :}$$

A : section de l'IPE180

B : section de la dalle en béton

N : coefficient d'équivalence ($n = 15$)

$$S = 23,9 + \frac{(12 \times 103)}{15} = 106,3 \text{ cm}^2$$

1-3) vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1059,75 \times 4,60}{2} = 2437,42 \text{ daN}$$

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

$$A_v = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) x t_f]$$

$$A_v = 23,9 - [(2 \times 9,1 \times 0,8) + (0,53 + 2 \times 0,9) \times 0,8] = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7,48 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 9226 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2437,42 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 9226 \text{ daN (Condition vérifié)}$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \text{ Avec :}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1059,75 \times 4,60^2}{8} = 2803,03 \text{ daN.m}$$

b-1) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

✚ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{23,9 \times 2350}{1,1} = 51059,10 \text{ daN}$$

✚ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{\text{eff}} \times f_{ck}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$$h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 103 \times 250}{1,5} = 166345 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton, d'où :

$$Z = \left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right] \div \left[\frac{0,85 \times b_{\text{eff}} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right] = \left[\frac{23,9 \times 2350}{1,1} \right] \div \left[\frac{0,85 \times 103 \times 250}{1,5} \right] = 3,5 \text{ cm}$$

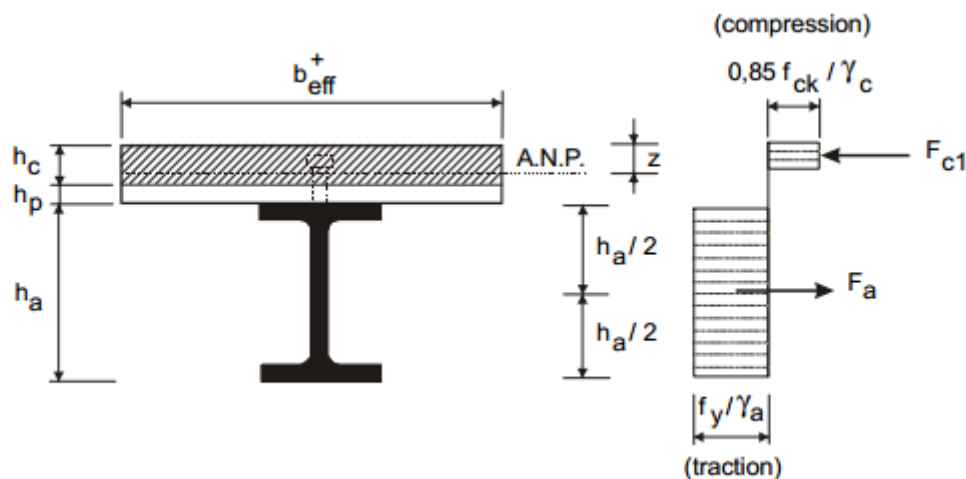


Figure-VI-4-Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

b-2) Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{23,9 \times 235 \times 10^2}{1,1} \left(\frac{180}{2} + 114 + 5,5 - \frac{35}{2} \right) = 9803,34 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

1-4) vérifications à l'ELS :**a) Vérification de la flèche :**

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition a vérifié})$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{Avec :}$$

L : la portée de la solive.

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

E : module d'élasticité de l'acier.

✚ Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff}e_x h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : inertie propre de l'IPE180 ; $I_A = 1317 \text{ cm}^4$

hc : hauteur de la dalle seul ; $hc = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$

I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{eff}e_x h_c^3}{12} = \frac{103 \times 11,4^3}{12} = 87,85 \text{ cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (G_A) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left[\frac{b_{eff}e_x h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] \div \left[A_a + \frac{b_{eff}e_x h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{103 \times 11,4}{15} \left(12 + \frac{18}{2} \right) \right] \div \left[23,9 + \frac{103 \times 11,4}{15} \right] = 12,64 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 1317 + 23,9 \times 12,64^2 + \frac{87,85}{15} + \frac{103 \times 11,4}{15} \times \left(\frac{12 + 18}{2} - 12,64 \right)^2 = 5577,33 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 767,84 \times 10^{-2} \times 460^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5577,33} = 0,33 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{460}{250} = 1,84 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié})$$

2-2) Plancher terrasse :**2-2-1) Evaluation des charges :**

Charges	Permanente	Protection gravier roulée (5 cm).....85 daN /m ² Etanchéité multicouche (5 cm).....12 daN /m ² Béton de pente (10 cm).....220 daN /m ² Isolation thermique (4 cm).....16 daN /m ² Poids de la dalle e _p (12cm).....300 daN /m ² Cofraplus 5513 daN /m ² Faux plafond10 daN /m ² Poids de la solive.....18,8daN/m	G=694,48daN/m
	Exploitation	Q=100 daN/m ²	Q=103daN/m
	Neige	N=80 daN/m ²	N=82,4 daN/m
Combinaison	ELU	q _{sd} =1,35G+1,5N+1,5x0,67xQ	q_{sd}=1164,66 daN/m
	ELS	q _{sd} =G+N+0,67xQ	q_{sd}=845,90daN/m

Tableau-VI-5-évaluation des charges.

2-2-2) vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1164,66 \times 4,60}{2} = 2678,71 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [2bxt_f + (t_w + 2r)xt_f]$$

$$A_v = 23,9 - [(2 \times 9,1 \times 0,8) + (0,53 + 2 \times 0,9) \times 0,8] = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7,48 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 9226 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2678,71 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 9226 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{Avec :}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1164,66 \times 4,60^2}{8} = 3080,52 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{23,9 \times 235 \times 10^2}{1,1} \left(\frac{180}{2} + 114 + 5,5 - \frac{35}{2} \right) = 9803,34 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

2-2-3) Vérification à l'ELS :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 845,90 \times 10^{-2} \times 460^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5577,33} = 0,42 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{460}{250} = 1,84 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié})$$

VI-5-Calcul de la connexion Acier-béton :

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle en béton. Les deux matériaux sont solidarités mécaniquement par une connexion afin que le glissement entre acier et béton soit limité. Dans le bâtiment, la connexion des poutres mixtes est assurée dans la plupart des cas par des goudons. Ce sont des pièces cylindriques, comportant une tête, qui sont soudées sur l'aile du profilé métallique. Ce soudage s'effectue en général de façon semi-automatique à l'aide d'un pistolet.

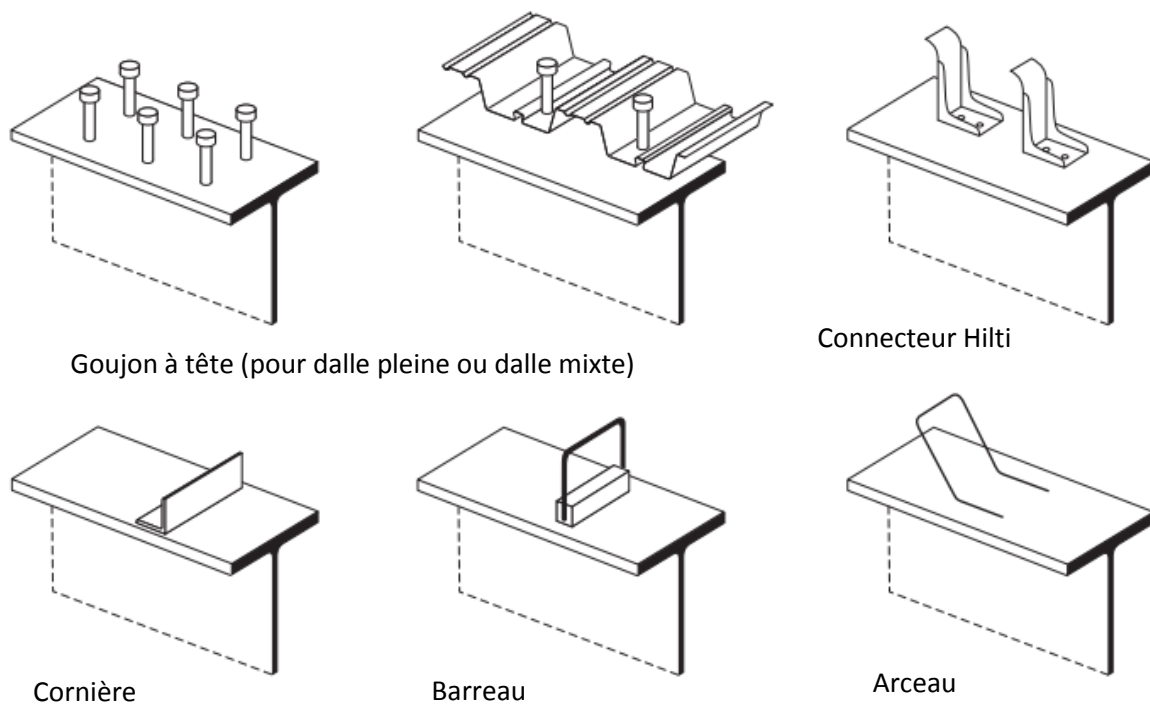


Figure-VI-5- différents types de la connexion acier béton.

1) Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4 :

Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.

Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$.

La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0,20d$ ni la hauteur minimale inférieure à $[0,15 \times d]$.

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins 1,5d et d'une hauteur d'au moins 0,4 d, où d est le diamètre du fût du goujon.

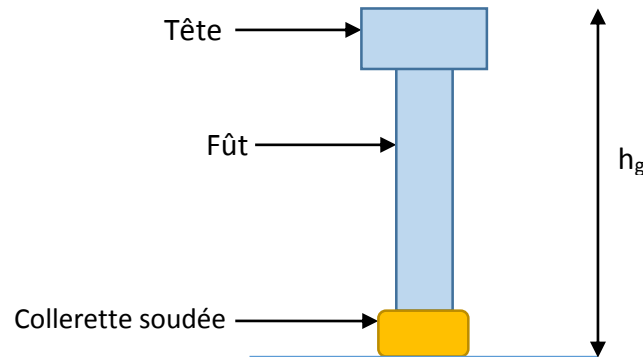


Figure-VI-6- schéma d'un goujon.

On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur $h_g=90\text{mm}$ et de diamètre du fût $d=16\text{mm}$

2) Calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_L}{p_{rd}} \quad \text{Avec :}$$

V_L : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

p_{rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

2-1) Calcul de la résistance d'un connecteur :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd(1)} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \times k_t \\ p_{rd(2)} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \times k_t \end{array} \right\}$$

Avec :

$d=16\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$f_u=430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$f_{ck}=25\text{Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm}=31476\text{Mpa}$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$h_g=90\text{mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.

$h_g/d=90/16=5,62>4$, donc $\alpha=1$.

$\gamma_v=1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

k_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant :

$$k_t = \frac{0,7b_0}{\sqrt{N_r h_p}} \times \left[\frac{h_g}{h_p} - 1 \right] \quad (\text{Pour le cas où les nervures de la tôle est perpendiculaire à l'axe de la poutre}).$$

Avec :

$N_r=1$ nombre de goujons dans une nervure.

$$b_0=(124+82)/2=103\text{mm}$$

Donc :

$$k_t = \frac{0,7 \times 103}{\sqrt{1 \times 55}} \times \left[\frac{90}{55} - 1 \right] = 0,83 < K_{t,max} = 0,85$$

D'où :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd(1)} = 0,8 \times 430 \times \frac{\pi 16^2}{4 \times 1,25} \times 0,83 = 45925,76 \text{ N} \\ p_{rd(2)} = 0,29 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1,25} \times 0,83 = 43728,62 \text{ N} \end{array} \right\} = 43728,62 \text{ N}$$

2-2) Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{l(1)} = F_a = \frac{A x f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{23,9 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 510591 \text{ N} \\ V_{l(2)} = F_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times \frac{25}{1,15} \times 1030 \times 120 = 2283913 \text{ N} \end{array} \right\}$$

$$V_l = 510591 \text{ N}$$

Donc :

$$n = \frac{510591}{43728,62} = 11,67 \quad \text{On opte pour } n=12 \text{ goujons, avec un espacement de } 38,5 \text{ cm}$$

VI-6-Etude des poutres principales HEA 240:

VI-6-1- Vérification au stade de montage :

1-1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives R_s :

C'est l'action des solives au niveau des poutres maitresse, R_s est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right) \text{ Avec :}$$

$L_1=4,09$ et $L_2=4,40$ longueur de deux solives consécutives (on choisira les deux portées les plus longues)

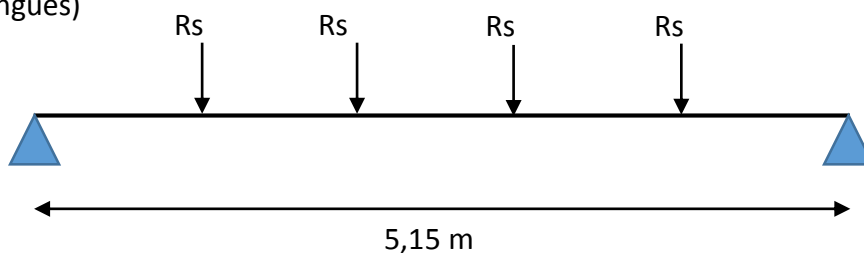


Figure-VI-7-schéma statique de la poutre principale.

	q_{sd}	R_s	$q_{eq} = R_s/e$
ELU	615,10 daN/m	2611,10 daN	2535,05 daN/m
ELS	444,19 daN/m	1885,59 daN	1830,67 daN/m

Tableau-VI-6- Evaluation des charges.

1-2-Vérifications à'ELU:

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2535,05 \times 5,15}{2} = 6527,75 \text{ daN}$$

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

$$A_v = A - [2b x t_f + (t_w + 2r) x t_f]$$

$$A_v = 76,8 - [(2 \times 24 \times 1,2) + (0,75 + 2 \times 2,1) \times 1,2] = 13,26 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{13,26 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 16355 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 6527,75 \text{ N} < V_{pl,rd} = 16355 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{Avec :}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2535,05 \times 5,15^2}{8} = 8404,48 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 675}{1,1} = 14420 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

1-3- Vérification à l'ELS :

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm} \quad f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 25,3505 \times 5,15^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 7763} = 1,42 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

1-4-Vérification au déversement :

Le déversement est empêcher par la tôle souder sur la poutre, donc la poutre en **HEA240** est vérifier au stade de montage.

VI-6-2- Vérification au stade finale :

1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs :

	q_{sd}	R_s	$q_{eq} = R_s/e$
ELU	1059,75 daN/m	4498,63 daN	4367,60 daN/m
ELS	767,84 daN/m	3259,48 daN	3164,54 daN/m

Tableau-VI-7- évaluation des charges.

2- Caractéristiques de la dalle mixte :

a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e)$ avec :

$L_0 = L$: la longueur de la poutre principale (5,15m)

e : entres axes des poutres principales $e = 4,60m$

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e) = \min(1,29 ; 4,60) = 1.29m$

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{Avec :}$$

A : section de **HEA240**

B : section de la dalle en béton

N : coefficient d'équivalence ($n = 15$)

$$S = 76,8 + \frac{(12 \times 129)}{15} = 180 \text{ cm}^2$$

3) vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{4367,60 \times 5,15}{2} = 11246,57 \text{ daN}$$

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

$$A_v = A - [2b x t_f + (t_w + 2r) x t_f]$$

$$A_v = 76,8 - [(2 \times 24 \times 1,2) + (0,75 + 2 \times 2,1) \times 1,2] = 13,26 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{13,26 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 16355 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 11246,57 \text{ N} < V_{pl,rd} = 16355 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4367,60 \times 5,15^2}{8} = 14479,95 \text{ daN.m}$$

b-1) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

✚ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{76,8 \times 2350}{1,1} = 164072,72 \text{ daN}$$

✚ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$$h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 129 \times 250}{1,5} = 208335 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton, d'où :

$$z = \left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right] \div \left[\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right] = \left[\frac{76,8 \times 2350}{1,1} \right] \div \left[\frac{0,85 \times 129 \times 250}{1,5} \right] = 9 \text{ cm}$$

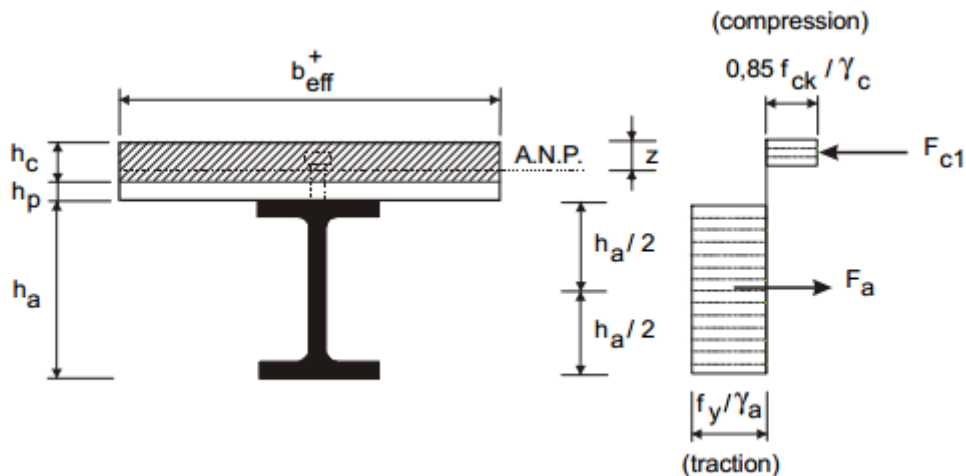


Figure-VI-8-Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

d) Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle, le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{76,8 \times 235 \times 10^2}{1,1} \left(\frac{230}{2} + 114 + 5,5 - \frac{90}{2} \right) = 31091,78 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

4) vérifications à l'ELS :**a) Vérification de la flèche :**

$$f_{max} < \bar{f} \quad \text{(Condition a vérifié)}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{Avec :}$$

L : la portée de la poutre principale.

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

E : module d'élasticité de l'acier.

✚ Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{effe} \times h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 \quad \text{Avec :}$$

I_A : inertie propre de HEA240 ; $I_A = 7763 \text{ cm}^4$

h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$

I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{effe} \times h_c^3}{12} = \frac{129 \times 11,4^3}{12} = 122,55 \text{ cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (G_A) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left[\frac{b_{effe} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] \div \left[A_a + \frac{b_{effe} \times h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{129 \times 11,4}{15} \left(12 + \frac{23}{2} \right) \right] \div \left[76,8 + \frac{129 \times 11,4}{15} \right] = 13,17 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 7763 + 76,8 \times 13,17^2 + \frac{122,55}{15} + \frac{129 \times 11,4}{15} \times \left(\frac{12+23}{2} - 13,17 \right)^2 = 22930,18 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 3628,39 \times 10^{-2} \times 515^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 22930,18} = 0,69 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad \text{(Condition vérifié)}$$

VI-7-Calcul de la connexion Acier-béton :

On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur $h_g=90\text{mm}$ et de diamètre du fût $d=16\text{mm}$

1) Calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_l}{p_{rd}} \quad \text{Avec :}$$

V_l : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

1-1) Calcul La résistance de calcul d'un connecteur :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd(1)} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \times k_t \\ p_{rd(2)} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \times k_t \end{array} \right\}$$

Avec :

$d=16\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$f_u=430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$f_{ck}=25\text{Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm}=31476\text{Mpa}$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$h_g=90\text{mm}$: La hauteur du goujon.

$h_g/d=90/16=5,62>4$, donc $\alpha=1$.

$\gamma_v=1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

K_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant :

$$k_t = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \text{ (Pour le cas où les nervures de la tôle est parallèle à l'axe de la poutre).}$$

Avec :

$$b_0=(124+82)/2=103\text{mm}$$

Donc :

$$k_t = 0,6 \times \frac{103}{55} \times \left(\frac{90}{55} - 1 \right) = 0,71 < K_{t,max} = 0,85$$

D'où :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd(1)} = 0,8 \times 430 \times \frac{\pi 16^2}{4 \times 1,25} \times 0,71 = 39285,90 \text{ N} \\ p_{rd(2)} = 0,29 \times 16^2 \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1,25} \times 0,71 = 37406,41 \text{ N} \end{array} \right\} = 37406,41 \text{ N}$$

1-2) Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{l(1)} = F_a = \frac{A x f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{76,8 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 1640727,27 \text{ N} \\ V_{l(2)} = F_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} x b_{eff} x h_c = 0,85 \times \frac{25}{1,15} \times 1290 \times 120 = 2860434,78 \text{ N} \end{array} \right\}$$

$$V_l = 1640727,27 \text{ N}$$

Donc :

$$n = \frac{1640727,27}{37406,41} = 43,86$$

On opte pour n=44 goujons, avec un espacement de 12cm

VI-8-Etude des poutres principales HEA 260:

VI-8-1- Vérification au stade de montage :

1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives R_s :

C'est l'action des solives au niveau des poutres maitresse, R_s est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

$l_1=4,09$ et $l_2=4,40$ longueur de deux solives consécutives (on choisira les deux portées les plus longues)

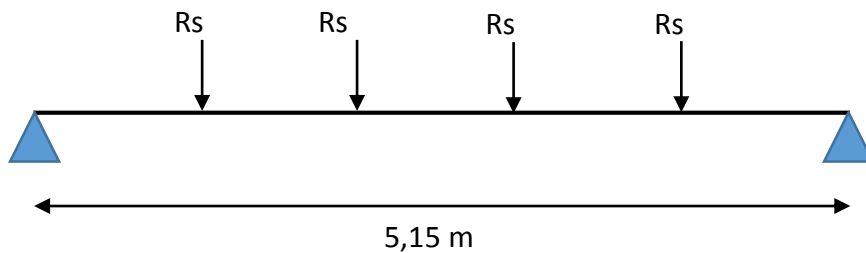


Figure-VI-9-schéma statique de la poutre principale.

	q_{sd}	R_s	$q_{eq} = R_s/e$
ELU	615,10 daN/m	2611,10 daN	2535,05 daN/m
ELS	444,19 daN/m	1885,59 daN	1830,67 daN/m

Tableau-VI-8- Evaluation des charges.

2-Vérifications à'ELU:

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2535,05 \times 5,15}{2} = 6527,75 \text{ daN}$$

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

$$A_v = A - [2b x t_f + (t_w + 2r) x t_f]$$

$$A_v = 86,6 - [(2 \times 26 \times 1,25) + (0,75 + 2 \times 2,1) \times 1,25] = 15,41 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{15,41 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19007,10 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 6527,75 \text{ N} < V_{pl,rd} = 19007,10 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{Avec :}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2535,05 \times 5,15^2}{8} = 8404,48 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 919,8}{1,1} = 19650,27 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

3- Vérification à l'ELS :

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm} \quad f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 25,3505 \times 5,15^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 10450} = 1,05 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

4-Vérification au déversement :

Le déversement est empêcher par la tôle souder sur la poutre, donc la poutre en **HEA260** est vérifier au stade de montage.

VI-8-2- Vérification au stade finale :

1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs :

	Q_{sd}	R_s	q_{eq} = R_s/e
ELU	1164,66 daN/m	4943,98 daN	4800 daN/m
ELS	845,90 daN/m	3590,84 daN	3486,25 daN/m

Tableau-VI-9- évaluation des charges.

2- Caractéristiques de la dalle mixte :

a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e)$ avec :

$L_0 = L$: la longueur de la poutre principale (5,15m)

e : entres axes des poutres principales $e = 4,60m$

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e) = \min(1,29 ; 4,60) = 1.29m$

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{Avec :}$$

A : section de **HEA260**

B : section de la dalle en béton

N : coefficient d'équivalence ($n = 15$)

$$S = 86,8 + \frac{(12 \times 129)}{15} = 190 \text{ cm}^2$$

3) vérifications à l'ELU :**a) vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{4800 \times 5,15}{2} = 12360 \text{ daN}$$

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

$$A_v = A - [2b x t_f + (t_w + 2r) x t_f]$$

$$A_v = 86,6 - [(2 \times 26 \times 1,25) + (0,75 + 2 \times 2,1) \times 1,25] = 15,41 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{15,41 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19007,10 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 12360 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 19007,10 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4800 \times 5,15^2}{8} = 15913,5 \text{ daN.m}$$

b-1) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

✚ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{86,8 \times 2350}{1,1} = 185436,36 \text{ daN}$$

✚ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$$h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 129 \times 250}{1,5} = 208335 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton, d'où :

$$z = \left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right] \div \left[\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right] = \left[\frac{86,8 \times 2350}{1,1} \right] \div \left[\frac{0,85 \times 129 \times 250}{1,5} \right] = 10,14 \text{ cm}$$

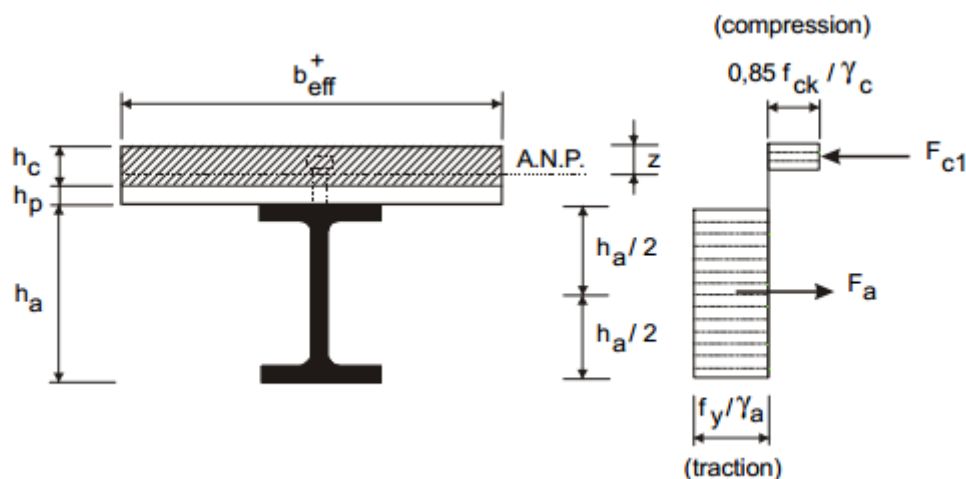


Figure-VI-10-Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

d) Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle, le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{86,8 \times 2350 \times 10^2}{1,1} \left(\frac{230}{2} + 114 + 5,5 - \frac{10,14}{2} \right) = 42544,66 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

4) vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition à vérifier}) \quad f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

L : la portée de la poutre principale.

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

E : module d'élasticité de l'acier.

✚ Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{effe} \times h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 \quad \text{Avec :}$$

I_A : inertie propre de HEA260 ; $I_A = 10450 \text{ cm}^4$

hc : hauteur de la dalle seul ; $hc = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$

I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{effe} \times h_c^3}{12} = \frac{129 \times 11,4^3}{12} = 122,55 \text{ cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (G_A) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left[\frac{b_{effe} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] \div \left[A_a + \frac{b_{effe} \times h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{129 \times 11,4}{15} \left(12 + \frac{25}{2} \right) \right] \div \left[86,8 + \frac{129 \times 11,4}{15} \right] = 13 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 10450 + 86,8 \times 13^2 + \frac{122,55}{15} + \frac{129 \times 11,4}{15} \times \left(\frac{12+25}{2} - 13 \right)^2 = 28093,08 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 3486,25 \times 10^{-2} \times 515^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 28093,08} = 0,54 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié})$$

VI-9-Calcul de la connexion Acier-béton :

On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur $h_g = 90 \text{ mm}$ et de diamètre du fût $d = 16 \text{ mm}$

1) Calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_l}{p_{rd}} \quad \text{Avec :}$$

V_l : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

1-1) Calcul La résistance de calcul d'un connecteur :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd(1)} = 0,8x f_u x \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} x k_t \\ p_{rd(2)} = 0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} x k_t \end{array} \right\}$$

Avec :

$d=16\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$F_u=430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$f_{ck}=25\text{ Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm}=31476\text{ Mpa}$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$h_g=90\text{mm}$: La hauteur du goujon.

$h_g/d=90/16=5,62>4$, donc $\alpha=1$.

$\gamma_v=1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

K_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant :

$k_t = 0,6x \frac{b_0}{h_p} x \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$ (Pour le cas où les nervures de la tôle est parallèle à l'axe de la poutre).

Avec :

$$b_0=(124+82)/2=103\text{mm}$$

Donc :

$$k_t = 0,6x \frac{103}{55} x \left(\frac{90}{55} - 1 \right) = 0,71 < K_{t,max} = 0,85$$

D'où :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd(1)} = 0,8x430x \frac{\pi 16^2}{4x1,25} x0,71 = 39285,90\text{ N} \\ p_{rd(2)} = 0,29x16^2 \sqrt{25x31476} x \frac{1}{1,25} x0,71 = 37406,41\text{ N} \end{array} \right\} = 37406,41\text{ N}$$

1-2) Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{l(1)} = F_a = \frac{A x f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{86,8x235x10^2}{1,1} = 1854363,63\text{ N} \\ V_{l(2)} = F_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} x b_{eff} x h_c = 0,85x \frac{25}{1,15} x1290x120 = 2860434,78\text{ N} \end{array} \right\}$$

$$V_l = 1854363,63\text{ N}$$

Donc :

$$n = \frac{1854363,63}{37406,41} = 49,57$$

On opte pour $n=50$ goujons, avec un espacement de 10cm

Chapitre VII

Etude des éléments secondaires

VII-1-Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires de notre bâtiment tels que : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, la salle machine, les balcons. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

VII-2-Etude des escaliers :

VII-2-1-Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, composée de :

- ✚ **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- ✚ **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- ✚ **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- ✚ **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- ✚ **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

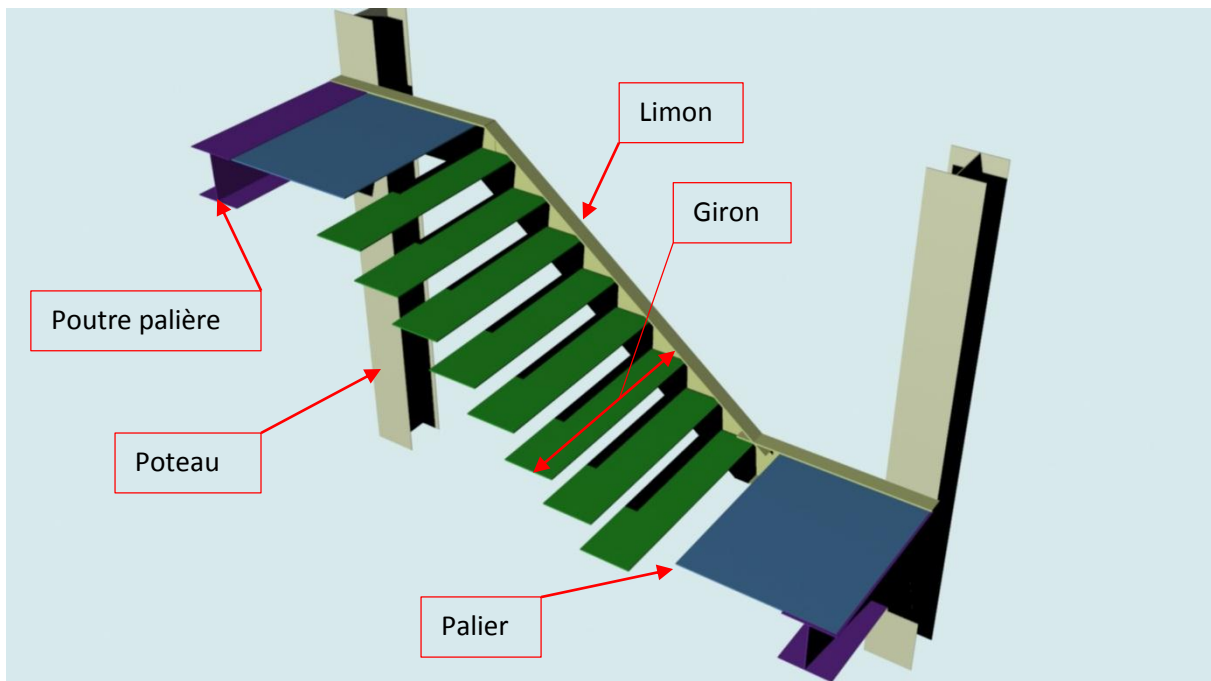


Figure-VII-1- vue d'un escalier

VII-2-2-Pré-dimensionnement des marches :

Pour dimensionnement des marches on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer, (g : giron) et contre marche (h).

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

h : varie de 14 cm à 18 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage $h_e=3.36\text{m}$

Giron $g=30\text{cm}$

On a $59\text{cm} \leq (30+2h) \leq 66\text{cm}$

Pour $h=18\text{cm}$ on a 08 marches pour la 1ere volée et 11 pour la 2eme volée.

La longueur de la ligne de la foulée sera :

$$L=g(n-1)=30(11-1) L=300\text{cm}=3,0\text{m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan\alpha = \frac{11 * 18}{300} = 0,66 \rightarrow \alpha = 33,42^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$l = \frac{11 * 18}{\sin\alpha} = 3,59\text{m}$$

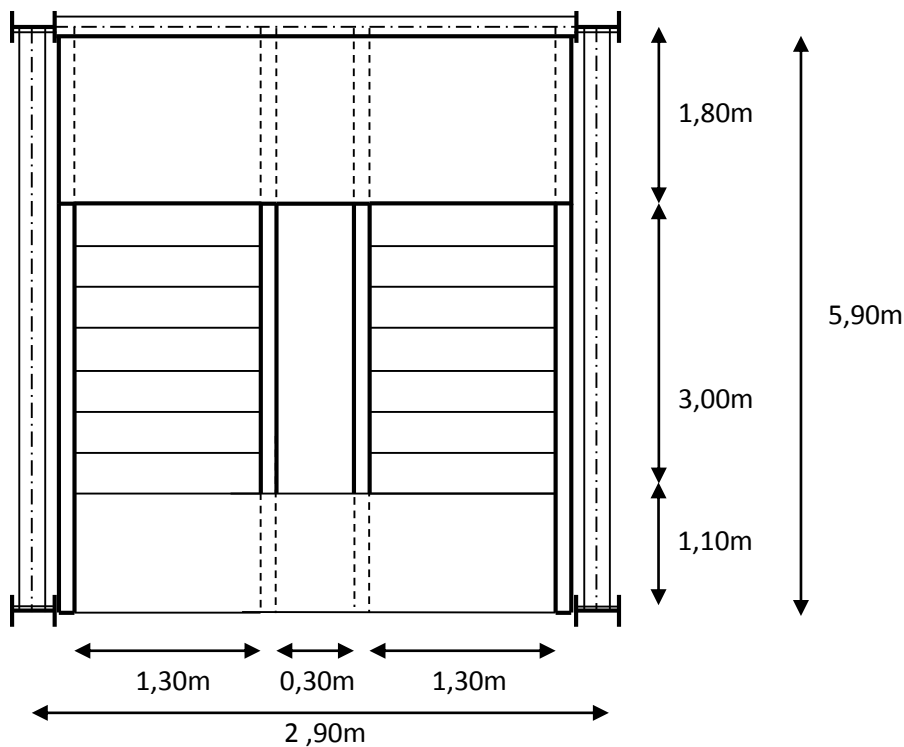


Figure-VII-2-Disposition et dimension des éléments des escaliers.

VII-2-3-Dimensionnement des éléments porteurs :

A. Supports de marches :

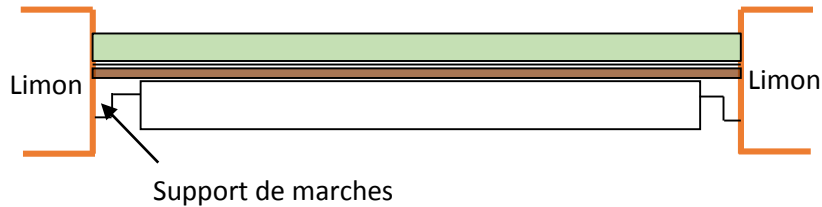


Figure-VII-3-Disposition des cornières

Longueur de la marche : 1,30m

Largeur de la marche : 0,30m

1. Evaluation des charges et surcharges :

• Charges permanentes:

- support de marche (estimer) :.....8daN/m
- tôle d'épaisseur 5mm :.....40daN/m²
- mortier de pose :.....40daN/m²
- revêtements carrelage :.....40daN/m²

Charges totale : $G = (40 + 40 + 40) \times 0,3 + 8 = 44daN/m$

• Charges d'exploitation :

$Q = 250 \times 0,3 = 75daN/m$

2. Pré dimensionnement des supports de marches :

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée : $f_{max} =$

$$\frac{5ql^4}{384EI} \quad \bar{f} \leq \frac{l}{300}$$

$q = G + Q = 120daN/m$ (Combinaison à l'ELS)

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 120 \times (130)^3 \times 300 \cdot 10^{-2}}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = 4,90cm^4$$

$\Rightarrow I_y \geq 4,90cm^4$

On adopte la cornière **40 x 40 x 5**

b) Vérification à ELU :

$q_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 172daN/m$

Classe de la section transversale : cornière de classe 1

c) Moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{y.sd} \leq M_{pl.y.Rd}$

$$M_{y.sd} = M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{172 \times (1,3)^2}{8} = 36,33 daN.m$$

$$M_{el.y.Rd} = W_{el.y} \times f_y / \gamma_{M_0} = \frac{1,91 \cdot 10^{-6} \times 23,5 \cdot 10^6}{1,1} = 40,80 daN.m$$

$\Rightarrow M_{y.sd} \leq M_{el.y.Rd}$ Condition vérifiée.

d) Effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$v_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{172 \times 1,3}{2} = 111,8 daN$$

$$v_{pl.Rd} = A \times f_y / \sqrt{3} / \gamma_{M_0} = 379 \times 23,5 / \sqrt{3} / 1,1 = 4674,70 daN$$

$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$ Condition vérifiée.

e) Vérification à ELS :

Condition à vérifier : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5q_{sd}l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times (120) \times (130)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \times 21000 \cdot 10^2 \times 5,43} = 0,39 cm$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{130}{300} = 0,43 cm$$

$\Rightarrow f_{max} = 0,39 cm < f_{ad} = 0,43 cm$ (Condition vérifiée.)

La cornière 40×40×4 est adopté comme support des marches.

B. Prés-dimensionnement des limons :

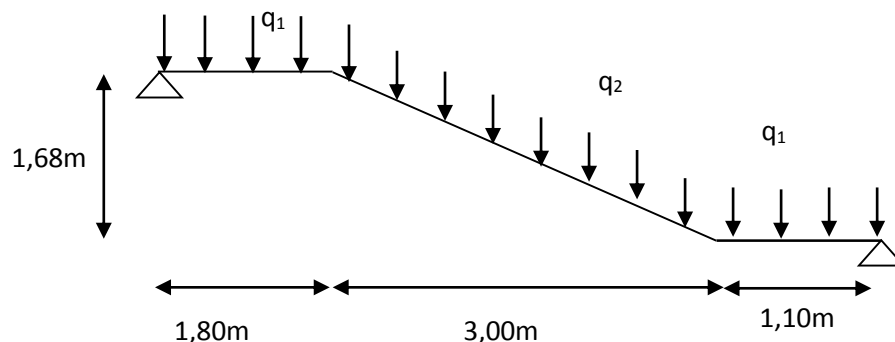


Figure-VII-4-Charges appliqué sur 1 limon

1. Evaluation des charges :

Volée :

a) Charges permanentes :

Cornière (40.40.5) :12,87daN/m
 Tôle d'épaisseur (e =5mm) :40daN/m²
 Mortier de pose :40daN/m²
 Revêtements carrelages :40daN/m²
 Garde-corps (cloison) :100daN/m
 Charge totale : $G_T = (40+40+40) \times 1,3 + 100 + 12,87 = 268,87 \text{ daN/m}$
 Charge totale pour 1 limon : $G = G_T / 2 = 134,43 \text{ daN/m}$

b) Charge d'exploitation :

$Q = 250 \times 1,3 = 325 \text{ daN/m}$

Charge totale pour 1 limon : $Q = 325 / 2 = 162,5 \text{ daN/m}$

Palier :

a) Charges permanentes :

Dalle en béton (e=12mm) :300daN/m²
 Cofraplus 55:13daN/m²
 Mortier de pose :40daN/m²
 Revêtements carrelage :40daN/m²
 Charge pour un seul limon : $G = ((300+13+40+40) * 1,30) / 2 = 255,45 \text{ daN/m}$.

b) Charge d'exploitation :

$Q = 250 \times 1,30 = 325 \text{ daN/m}$

Charge totale pour 1 limon : $Q = 325 / 2 = 162,5 \text{ daN/m}$

2. Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

a) Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{255,45 \times (1,10 + 1,80) + (134,43 \times 3,00)}{5,90} = 193,91 \text{ daN/m}$$

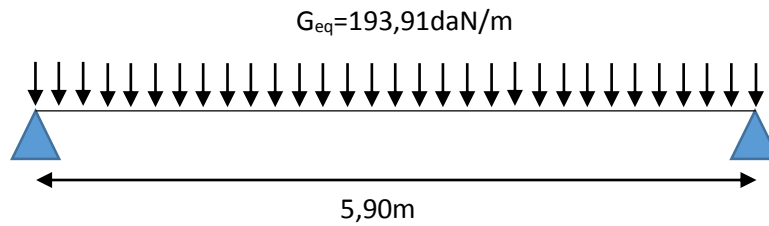


Figure-VII-5- charge équivalente(G)

b) Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times 1,30 / 2 = 162,5 \text{ daN/m}$$

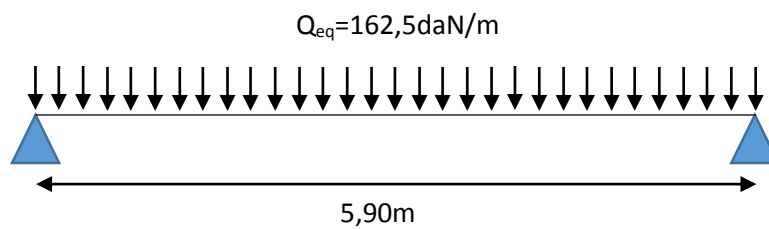


Figure-VII-6- charge équivalente(Q)

3. Prés-dimensionnement des limons :

a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée : $f_{max} =$

$$\frac{5ql^4}{384EI} \quad \bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

$$q = (G+Q) = (193,91+162,5) = 356,41 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 5,90 \text{ m} = 590 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384EI} = \frac{5 \times 3,5641 \times 590^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1134,65 \text{ cm}^4 \text{ On prend UPN 200 avec :}$$

$$I_y = 1910,0 \text{ cm}^4$$

b) Vérification a l'ELU :

1) La classe de la section :

✚ Semelle comprimée :

$$b = 75 \text{ mm} \quad t_f = 11,5 \text{ mm}$$

$$C = b - t_w / t_f = 75 - 8,5 / 11,5 = 5,78 \text{ mm}$$

$5,78 < 9\epsilon = 9$ donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchi :

$$d=151\text{mm}$$

$$t_w=8,5\text{mm}$$

$$d/t_w=151/8,5=17,76 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

2) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} \text{ Avec } q=(1,35G+1,5Q)=1,35*193,91+1,5*162,5=505,52\text{daN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{505,52 \times 5,90}{2} = 1491,28\text{daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz}F_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = \frac{17,7 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 21831,71 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1491,28\text{N} < V_{pl,rd} = 21831,71 \text{ daN (Condition vérifié)}$$

3) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{505,52 \times 5,90^2}{8} = 2199,64 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 288 \times 10^{-2}}{1,1} = 6152,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

4) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23\text{N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}{5900^2} \sqrt{\frac{9,07 \times 10^9}{148 \times 10^4} + \frac{5900^2 \times 80769,23 \times 11,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 84525882,38\text{N.mm}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 228 \times 10^3}{84525882,38}} = 74,73$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{74,73}{93,9} = 0,79$$

➤ **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profils laminés.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ Pour les sections soudées.}$$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,79 - 0,2) + 0,79^2] = 1,25$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,25 + [1,25^2 - 0,79^2]^{0,5}} = 0,45$$

$$M_{b,Rd} = 0,45 \times 1 \times 288 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 2768,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} > M_{sd} \text{ (Condition vérifié)}$$

VII-2-4-Etude de La poutre palière des limons :

1. Pré dimensionnement de la poutre palière:

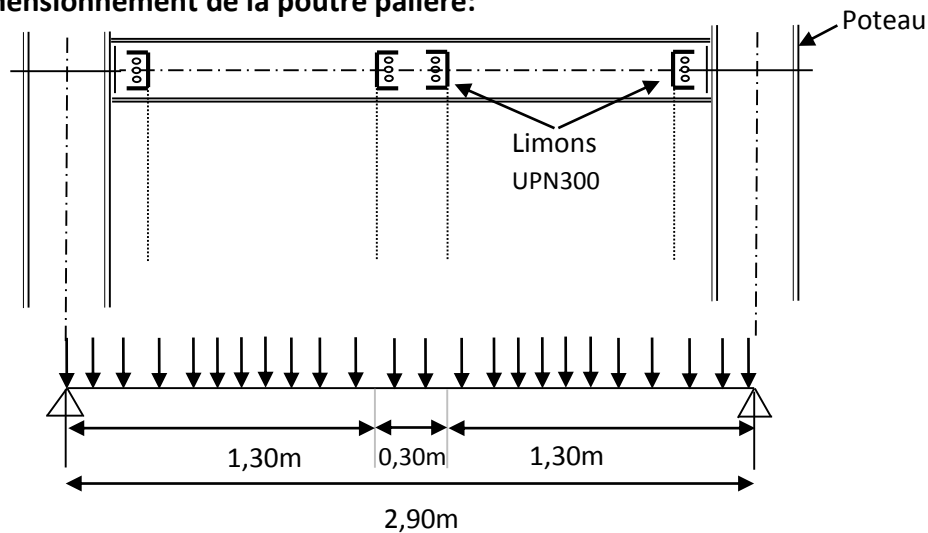


Figure-VII-7- Les charges sur la poutre d'appuis des limons

2. Evaluation de charges :

➤ **Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :**

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

ELU :

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 193,91 + 1,5 \times 162,5) \times 5,90/2 = 1491,30 \text{ daN}$$

ELS:

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (193,91 + 162,5) \times 5,90/2 = 1051,40 \text{ daN}$$

Charge du mur extérieur :

$$G_{mur} = 276 \times 1,68 = 448,56 \text{ daN/ml}$$

Charge équivalente :

ELS :

$$\frac{4 \times R}{2,90} + G_{mur} = 1533 \text{ daN/ml}$$

ELU :

$$\frac{4 \times R}{2,90} + 1,35 G_{mur} = 2168,74 \text{ daN/ml}$$

3. Pré-dimensionnement de la poutre d'appuis (Condition de flèche) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 1533 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 2,90 \text{ m} = 290 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384EI} = \frac{5 \times 15,33 \times 290^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 579,55 \text{ cm}^4 \text{ On prend un IPE160 avec :}$$

$$I_y = 869 \text{ cm}^4$$

4. Vérification à l'ELU :

a) La classe de la section :

✚ Semelle comprimée :

$$b = 82 \text{ mm} \quad t_f = 7,4 \text{ mm}$$

$$C = (b/2)/t_f = 82/7,4 = 5,54 \text{ mm}$$

$5,54 < 9\varepsilon = 9$ donc la semelle est de classe 1.

✚ Ame fléchi :

$$d = 127,2 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,0 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 127,2/5 = 25,44 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

b) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2168,74 \times 2,90^2}{8} = 2279,88 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 124 \times 10^{-2}}{1,1} = 2649,10 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2168,74 \times 2,90}{2} = 3144,67 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{9,66 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 11914,93 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3144,78 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11914,93 \text{ daN} \text{ (Condition vérifié)}$$

d) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 68,3 \times 10^4}{2900^2} \sqrt{\frac{3,96 \times 10^9}{68,3 \times 10^4} + \frac{2900^2 \times 80769,23 \times 3,6 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 68,3 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 28873086,35 \text{ N.mm}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 124 \times 10^3}{28873086,35}} = 94,30$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{94,30}{93,9} = 1$$

➤ **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profils laminés.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ Pour les sections soudées.}$$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1 - 0,2) + 1^2] = 1,67$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,67 + [1,67^2 - 1^2]^{0,5}} = 0,33$$

$$M_{b,Rd} = 0,33 \times 1 \times 124 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 874,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} > M_{sd} \text{ (Condition non vérifié)}$$

On prend un **IPE220**

e) Vérification au déversement (IPE 220) :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 205 \times 10^4}{2900^2} \sqrt{\frac{22,7 \times 10^9}{205 \times 10^4} + \frac{2900^2 \times 80769,23 \times 9,07 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 205 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 91229321,29 \text{ N.mm}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 285 \times 10^3}{91229321,29}} = 80,42$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{80,42}{93,9} = 0,85$$

➤ **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profils laminés.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ Pour les sections soudées.}$$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,85 - 0,2) + 0,85^2] = 1,37$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,37 + [1,37^2 - 0,85^2]^{0,5}} = 0,41$$

$$M_{b,Rd} = 0,41 \times 1 \times 285 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 2496,34 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} > M_{sd} \text{ (Condition vérifié)}$$

VII-3-Etude de la console du balcon :

VII-3-1-introduction :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à des charges permanentes, au poids propre du garde de corps ainsi qu'aux surcharges d'exploitations. Les dimensions sont comme suit : Largeur L = 1,50 m

Un garde de corps de hauteur h = 1m en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

La section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit

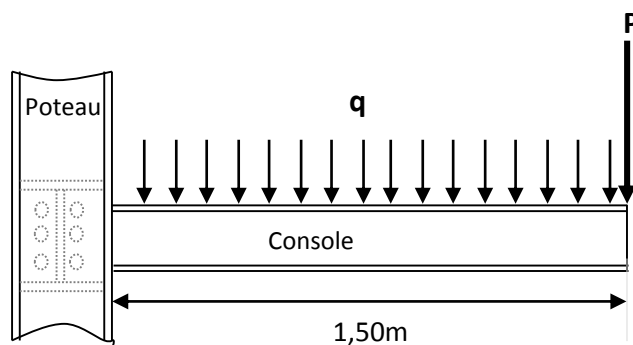


Figure-VII-8-Charges sur la console du balcon

VII-3-2-Evaluation des charges :

Charges	Permanente	Dalle en béton (e=12cm) :.....300daN/m ² Cofraplus 55:.....13daN/m ² Revêtement carrelage :.....40daN/m ² Mortier de pose :.....40daN/m ² Faux plafond :.....10daN/m ² Murs en doubles cloison :.....130daN/m ² Poids du garde-corps :.....P=130x (4.40/2)=286daN/m G= (300+13+40+40+10+)x(4,40/2)+130=1016,6 daN/m	G=1016,6daN/m
	Exploitation	Q=350x (4,40/2)=770daN/m	Q=770daN/m
Combinaison	ELU	$q_{ELU}=1,35G+1,5Q$ $P_{ELU}=1,35p$	$q_{ELU}=2527,41$ daN/m $p_{ELU}=386,1$ daN/m
	ELS	$q_{ELS}=G+Q$ $P_{ELS}=p=286daN/m$	$q_{ELS}=1786,6daN/m$ $p_{ELS}=286daN/m$

Tableau-VII-1-Charges sur la console balcon.

VII-3-3-Evaluation des charges Pré dimensionnement de la console du balcon (condition de rigidité) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$.

$$f_{max} = \frac{q_{ELS}(l^4)}{8EI} + \frac{p_{ELS}(l^3)}{3EI} \bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{750q_{ELS}(l^3)+2000p_{ELS}(l^2)}{24E} = \frac{(750 \times 1786,6 \times 1,50^3 + 2000 \times 286 \times 1,50^2) 10^4}{24 \times 2,1 \times 10^6} = 1152,6 \text{ cm}^4$$

On prend un **IPE180** avec :

$$I_y = 1317,0 \text{ cm}^4$$

1. Vérification a l'ELU :

a) La classe de la section :

🔗 **Semelle comprimée :**

$$b=91\text{mm} \quad t_f=8\text{mm}$$

$$C=(b/2)/t_f=(91/2)/8=5,68\text{mm}$$

5,78 < 9ε=9 donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchi :

$$d=146\text{mm}$$

$$t_w=5,3\text{mm}$$

$$d/t_w=146/5,3=27,54 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe1** le calcul peut amener à la plasticité.

b) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant V_{sd} :**

$$\Sigma F_v = 0 \quad R=ql+p= 2527 \times 1,50+386,1= 4176,6\text{dan}$$

$$V_{sd}=ql + p - qx$$

$$\text{À } x=0 :$$

$$V_{sd}= ql + p=2527 \times 1,50+386,1= 4176,6 \text{ dan}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz}F_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} = \frac{11,3 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 13937,76 \text{ daN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{pl,rd} \text{ (Pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant)}$$

c) Vérification du moment fléchissant :

Détermination du moment fléchissant M_{sd} :

$$\Sigma M/O=0$$

$$M_{sd} = pl + \frac{ql^2}{2} = 386,1 \times 1,50 + \frac{2527 \times 1,50^2}{2} = 3422 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 166 \times 10^{-2}}{1,1} = 3546,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

d) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,87 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 101 \times 10^4}{1500^2} \sqrt{\frac{7,43 \times 10^9}{101 \times 10^4} + \frac{1500^2 \times 80769,23 \times 4,79 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 101 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 185637861,2 N \cdot mm$$

➤ Calcul de l'élançement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 166 \times 10^3}{185637861,2}} = 42,90$$

➤ Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{42,90}{93,9} = 0,45$$

➤ Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profiles laminées.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ Pour les sections soudées.}$$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,45 - 0,2) + 0,45^2] = 0,77$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,77 + [0,77^2 - 0,45^2]^{0,5}} = 0,71$$

$$M_{b,Rd} = 0,71 \times 1 \times 166 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 2517,91 daN \cdot m$$

$$M_{b,Rd} > M_{sd} \text{ (Condition non vérifié)}$$

On prend un **IPE200**

f) Vérification au déversement (IPE 200) :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 N/mm^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,87 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 142 \times 10^4}{1500^2} \sqrt{\frac{13 \times 10^9}{142 \times 10^4} + \frac{1500^2 \times 80769,23 \times 6,98 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 142 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 283594928,1 N \cdot mm$$

➤ Calcul de l'élançement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 221 \times 10^3}{283594928,1}} = 39,24$$

➤ Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{39,24}{93,9} = 0,41$$

➤ Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profils laminés.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ Pour les sections soudées.}$$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,41 - 0,2) + 0,41^2] = 0,72$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,72 + [0,72^2 - 0,41^2]^{0,5}} = 0,76$$

$$M_{b,Rd} = 0,76 \times 1 \times 221 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 3425,87 daN \cdot m$$

$$M_{b,Rd} > M_{sd} \text{ (Condition vérifié)}$$

VII-4-Etude de l'acrotère :

VII-4-1-Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastree au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 65cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment M dans la section d'encastrement. Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion

composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

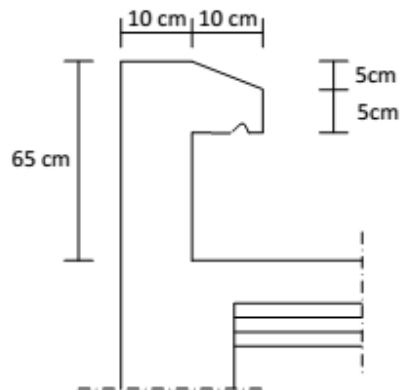


Figure-VII-9- Coupe verticale de l'acrotère

VII-4-2-Calcul à L'ELU

a)Evaluation des sollicitations

➤ Poids propre :

$$G = \rho \times S$$

Avec

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25[(0.65 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1 / 2)]$$

$$G = 1.8 \text{ kN /ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

➤ Effort normal N dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1 = 1.8 \text{ KN}$$

➤ Moment fléchissant M dû à la surcharge Q

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant T

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$$

➤ Schémas statique

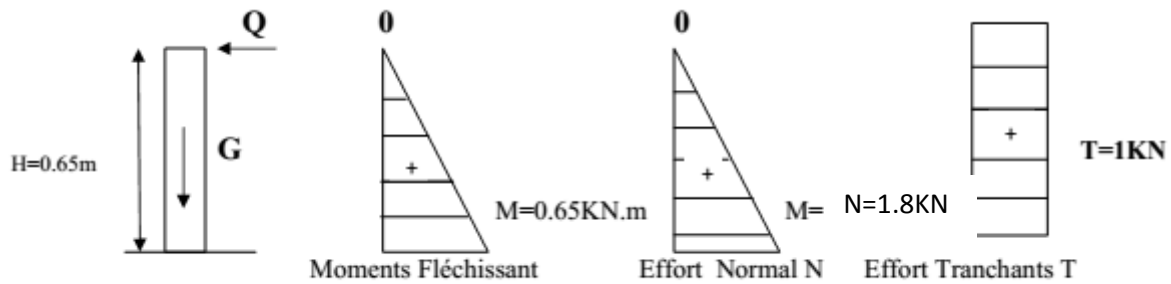


Figure-VII-10- Diagramme des moments et des efforts

1. Combinaisons de charges

➤ E L U

La combinaison est $1.35G + 1.5Q$

Effort normal de compression : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.8 = 2.43 \text{KN}$

Moment de flexion : $M_u = 1.50 \times M_Q = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{KN.m}$

Effort tranchant: $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN}$

➤ E L S

La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1.8 \text{kN}$

Moment de flexion : $M_s = M_Q = 0.65 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ kN}$

VII-4-3-Ferraillage

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en **flexion composée**, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment M_f .

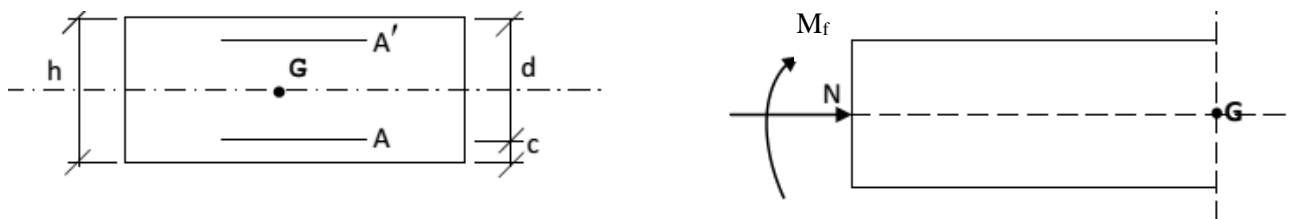


Figure-VII-11- Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit :

c : enrobage

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec :

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $c = e = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

➤ Position du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.975}{2.43} = 0.4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \quad \frac{M_u}{N_u} = 40 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple**

✓ **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.40 + 0.03 = 0.43 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 2.43 \times 0.43 = 1.0449 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{1.0449 \times 10^6}{1000 \cdot 80^2 \cdot 14.2} = 0.0115$$

$\mu = 0.0115 < \mu_l = 0.392 \implies$ **S . S . A** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).

$$\mu = 0.0115 \xrightarrow{\text{Du tableau}} \beta = 0.9945$$

✓ **Armatures fictives** (Flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{1.0449 \times 10^3}{0.9945 \times 8 \times 348} = 0.377 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.377 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures réelles** (Flexion composée)

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0.377 - \frac{2430}{348 \times 100} = 0.307 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.307 \text{ cm}^2$$

VII-4-4-Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{st}=0.307\text{cm}^2 < A_{\min}=0.966\text{cm}^2$. La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où $A_s=\max(A_{\min}; A_{st})$.

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{\min} = 5\text{HA}8 = 2.51\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad A_r = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

c) Vérification au cisaillement (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

Il y a lieu de vérifier la condition : $\tau_u < \bar{\tau}$

Nous avons une fissuration préjudiciable,

$$\text{D'où } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = \min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Avec } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Pas de risque de cisaillement (Condition est vérifiée).}$$

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 mod99/ Art A-6-1,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s coefficient de scellement (aciers HA $\rightarrow \Psi_s = 1.5$)

$\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres $\sum u_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des armatures

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\phi x f_e}{4 \tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0.6 x \Psi_s^2 x f_{t28}$$

$$\tau_u = 0.6 x 1.5^2 x 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 x 400}{4 x 2.835} = 28.22 \text{ cm} \quad \text{on adoptera} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

f) Espacement

- **Armatures principales :** $St < \min (3h ; 33 \text{ cm})$
 $St < \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$
 $St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée)
- **Armatures de répartition :** $St < \min (4h ; 45 \text{ cm})$
 $St < \min (40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$
 $St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée)

VII-4-5-Vérification à L'ELS

Calcul du centre de pression

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0.65}{1.8} = 0.36 \text{ m} \quad e_s = 36 \text{ cm}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \iff \frac{M_s}{N_s} = 36 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimée

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimée.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 x A_s}{b x d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 x 2.01}{100 x 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \quad \text{du tableau} \quad \beta_1 = 0.920 \quad K_1 = 47.50 \quad \alpha_1 = 0.24$$

D'où $\sigma_s = \frac{0.65 x 10^3}{0.920 x 8 x 201} = 43.93 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{43.93}{47.50} = 0.924 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.924 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (BAEL91 mod99/Art A-4-5,33)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

avec : σ_{st} : contrainte dans les aciers tendus

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

$\eta = 1.6$: Coefficient de fissuration (acier HA), $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 ; \max \left(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0.65 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^{-2}} = 43.93 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 43.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Vérification de l'acrotère au séisme

L'action des forces horizontales «**Fp**» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «**Q**». Le **RPA99** préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. (A = 0.15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

W_p : poids de l'acrotère égale à ; 1.8kN/ ml ;

C_p (facteur de force horizontale) = 0.8

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,8 = 0.864 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, car l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment

Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec $St = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition 4HA8, avec $St = 25 \text{ cm}$

Le plan de ferrailage est comme suit :

VII-5-Salle machine

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(1.83 \times 1.75 = 3.2025\text{m}^2)$ pouvant charger 8 personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

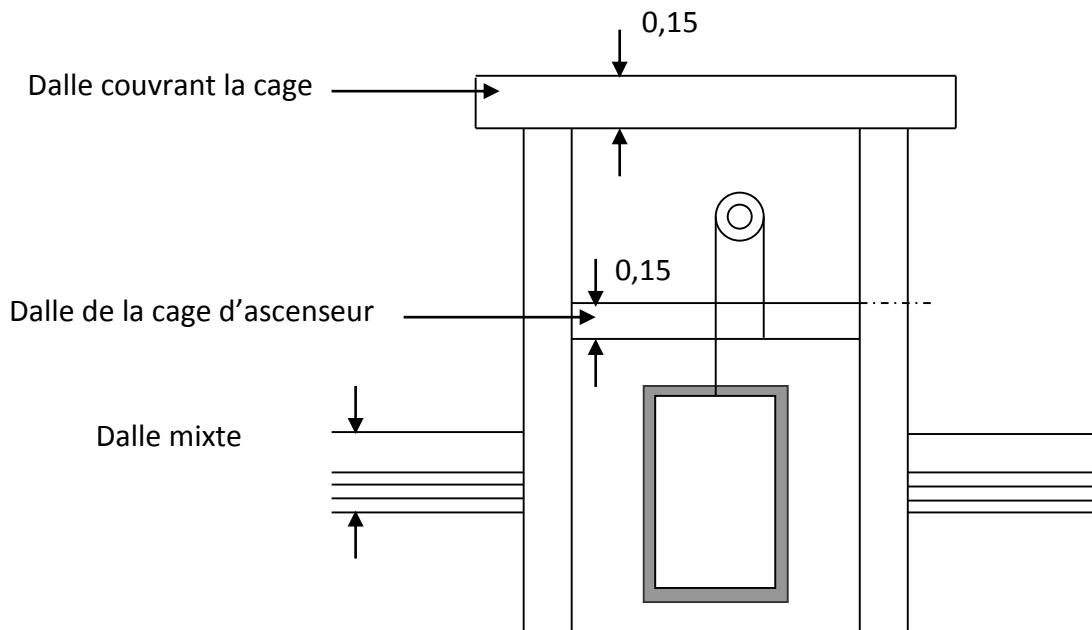


Figure-VII-12-Schéma d'un ascenseur.

VII-5-1-Dimensionnement de la salle machine

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} \dots (3.162)$$

Avec : $L_{\max} = 1.83\text{m}$.

Ce qui donne : $h_t \geq 6.1\text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur : $h_t = 15\text{cm}$.

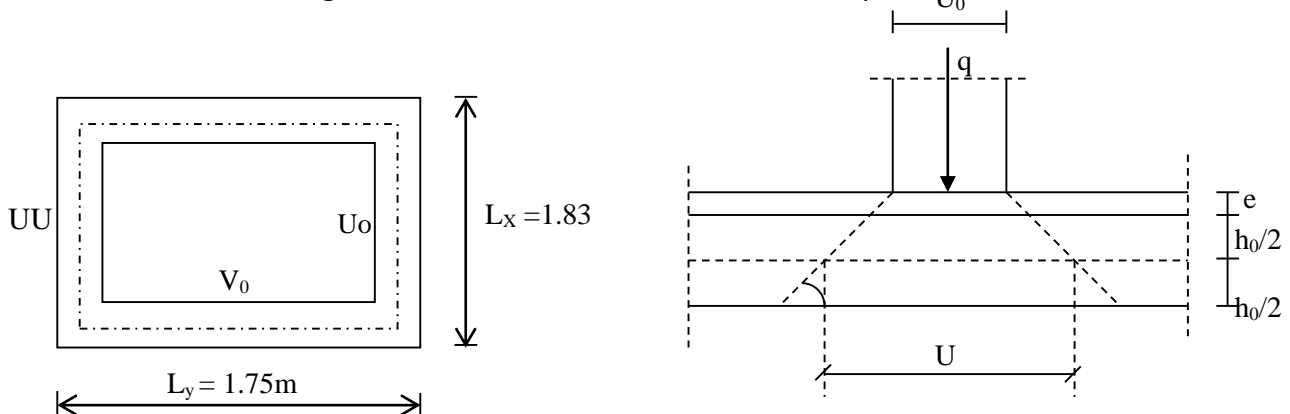


Figure-VII-13- Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U_0 \times V_0$) (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

Sachant que :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= q(M_1 + v \cdot M_2) \\ M_{y1} &= q(M_2 + v \cdot M_1) \end{aligned} \quad v : \text{Coefficient de Poisson}$$

M_1, M_2 sont des valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction de ($\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$)

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'il s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \dots (3.163) \\ V = V_0 + 2e + h_t \dots (3.164) \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \dots (3.163) \\ V = V_0 + 2e + h_t \dots (3.164) \end{cases}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm,}$$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm.}$ (Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y),

e : épaisseur du revêtement.

D'où :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{183} = 0.96;$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad$ la dalle travaille dans les deux sens.

VII-5-2-Détermination des sollicitations

- à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \dots (3.165)$$

$$P_u = 1.35 P \dots (3.166)$$

avec

$$G = \gamma_b \times h_t = (25 \times 0.15) \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml : poids propre de la dalle,}$$

$Q = 1 \text{ kN/ml}$: La surcharge d'exploitation.

$q_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.5625 \text{ kN/ml}$ (charge uniformément répartie sur une bande de 1 m).

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN/ml (charge concentrée due au système de levage)}$$

- à l'ELS

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = P = 90 \text{ kN}$$

1. Calcul des moments agissant sur la dalle

a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = p_u(M_1 + M_2) \dots\dots(3.167)$$

$$M_y = p_u(\nu M_1 + M_2) \dots\dots(3.168)$$

avec

ν : Coefficient de poisson ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU,} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS.} \end{array} \right.$$

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6 \\ \text{Pour } \rho = 0.96 \end{array} \right\} \frac{V}{L_y} = \frac{105}{183} = 0.57$$

Après Interpolation, nous trouvons : $M_1 = 0.0806$ et $M_2 = 0.0748$

$$M_{x1} = p_u \times M_1 = 121.5 \times 0.0806 = 9.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2 = 121.5 \times 0.0748 = 9.09 \text{ kN.m}$$

b. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\mu_x = 0.0401$$

$$\rho = 0.96$$

$$\mu_y = 0.911$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \dots\dots(3.169)$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \dots\dots(3.170)$$

Nous obtenons:

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0401 \times 6.5625 \times (1.75)^2 = 0.806 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.911 \times 0.806 = 0.734 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.79 + 0.806 = 10.59 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.09 + 0.734 = 9.82 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 85% en travée et 30% aux appuis.

VII-5-3-Calcul du ferrailage à l'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

• Sens x-x

En travée

$$M_{ut} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.59 = 9.0015 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} \dots\dots(3.171)$$

$$\mu = \frac{9.0015 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392,$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.981$.

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots (3.172)$$

$$A_{st} = \frac{9.0015 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.028 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis

$$M_{ua} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 10.59 = -3.177 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3.177 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.9935$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.177 \times 10^3}{0.9935 \times 13 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• Sens y-y

En travée

$$M_{ut} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.82 = 8.347 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8.347 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.9825$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.347 \times 10^3}{0.9825 \times 13 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis

$$M_{ua} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 9.82 = -2.946 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2.946 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.994$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.946 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

VII-5-4-Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99 ; A.4.2.1)

Armatures inférieures :

$$A \geq A_{min}$$

$$W = W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \dots (3.173)$$

Avec :

$$\rho = 0.85$$

$$W = \frac{A_{min}}{S} \dots (3.174)$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.85}{2}\right) = 0.00086$$

$$A_{\min} = 0.00086 \times (15 \times 100) = 1.29 \text{ cm}^2$$

Armatures supérieures :

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

En appuis

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b. Diamètre minimal des barres (A.7.21 du BAEL91, modifié 99):

$$\emptyset_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\emptyset_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Ecartement des barres (A.8.2.42 du BAEL91, modifié 99) :

Armatures principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

d. Condition de non poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots (3.175)$$

avec

U_c : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 4.2 \text{ m}$$

$$p_u = 121.45 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN/ml} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

e. Vérification des contraintes tangentielles (A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99):

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ kN}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ kN}$$

Ainsi, nous aurons :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{On remarque que } \tau = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VII-5-5-Vérification à l'ELS

a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = p_s(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p_s(\nu M_1 + M_2)$$

avec

ν : Coefficient de poisson ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU,} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

$$\text{Pour } \rho = 0.96 \left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{183} = 0.57 \end{array} \right.$$

Après Interpolation : $M_1 = 0.0806$ et $M_2 = 0.0748$

$$M_{x1} = p_s(M_1 + 0.2M_2) = 90 (0.0806 + 0.2 \times 0.0748) = 8.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = p_s(M_2 + 0.2M_1) = 90 (0.0748 + 0.2 \times 0.0806) = 8.18 \text{ kN.m}$$

b. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0475 \\ \rho = 0.96 \\ \mu_y = 0.939 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Nous obtenons:

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0475 \times 5.85 \times (1.75)^2 = 0.851 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.939 \times 0.851 = 0.79 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.6 + 0.851 = 9.451 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.18 + 0.79 = 8.97 \text{ kN.m}$$

c. Vérification du ferrailage

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 85% en travée et 30% aux appuis.

- Sens x-x :

En travée

$$M_{st} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.451 = 8.033 \text{ kN.m}$$

En Appuis

$$M_{sa} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 10.23 = -2.835 \text{ kN.m}$$

- Sens y-y :

En travée

$$M_{st} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.97 = 7.624 \text{ kN.m}$$

En Appuis

$$M_{sa} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 8.97 = -2.691 \text{ kN.m}$$

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs à ceux calculés à L'ELU, ainsi nous adoptons les mêmes sections de ferrailage.

d. Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \dots\dots(3.176)$$

avec

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} \dots\dots(3.166) \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \dots\dots(3.177)$$

- Sens x-x

En travée

$$\gamma = \frac{8.49}{8.03} = 1.06 \longrightarrow \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8.03 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.033 ; \alpha = 0.0419 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0419 < \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

(Condition vérifiée)

Aux appuis

$$\gamma = \frac{3.234}{2.835} = 1.14 \longrightarrow \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.835 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 ; \alpha = 0.0151 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0151 < \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

(Condition vérifiée)

- Sens y-y

En travée

$$\gamma = \frac{8.49}{7.624} = 1.11 \longrightarrow \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.305$$

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7.624 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032 ; \alpha = 0.0406 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0406 < \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.305$$

(Condition vérifiée)

Aux appuis

$$\gamma = \frac{2.997}{2.691} = 1.11 \longrightarrow \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.305$$

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.691 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 ; \alpha = 0.0138 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0138 < \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.305$$

(Condition vérifiée)

e. Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \dots\dots(3.178)$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots(3.179)$$

$$\frac{15}{175} = 0.087 \geq \frac{9.451}{20 \times 9.451} = 0.05$$

(Condition vérifiée)

$$\frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

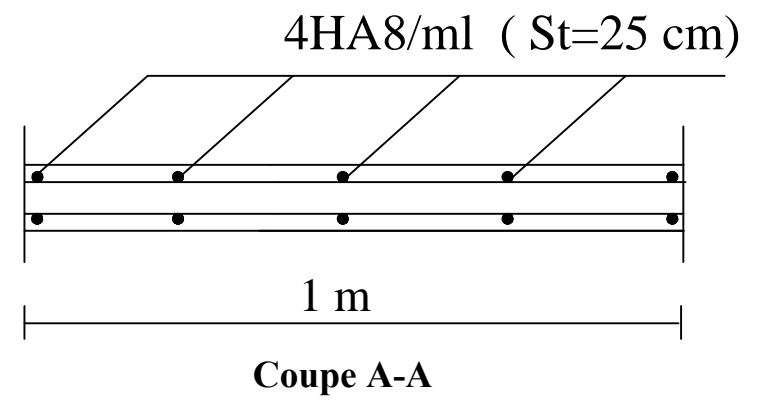
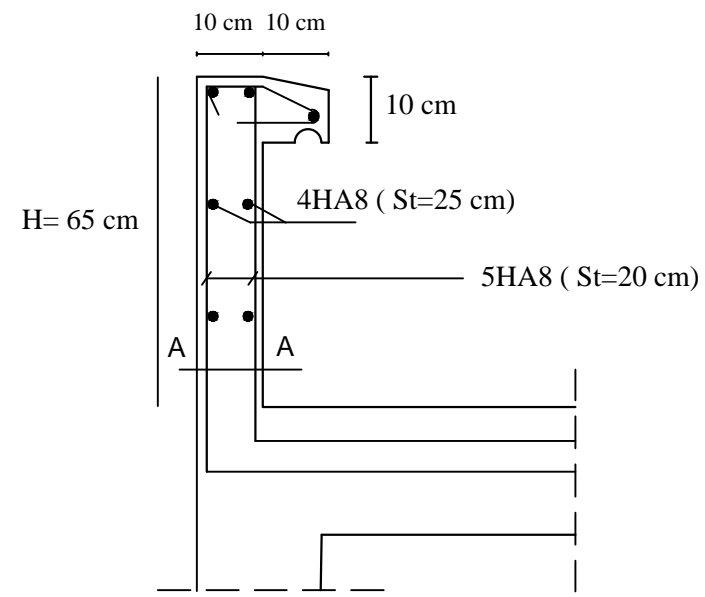
(Condition vérifiée)

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

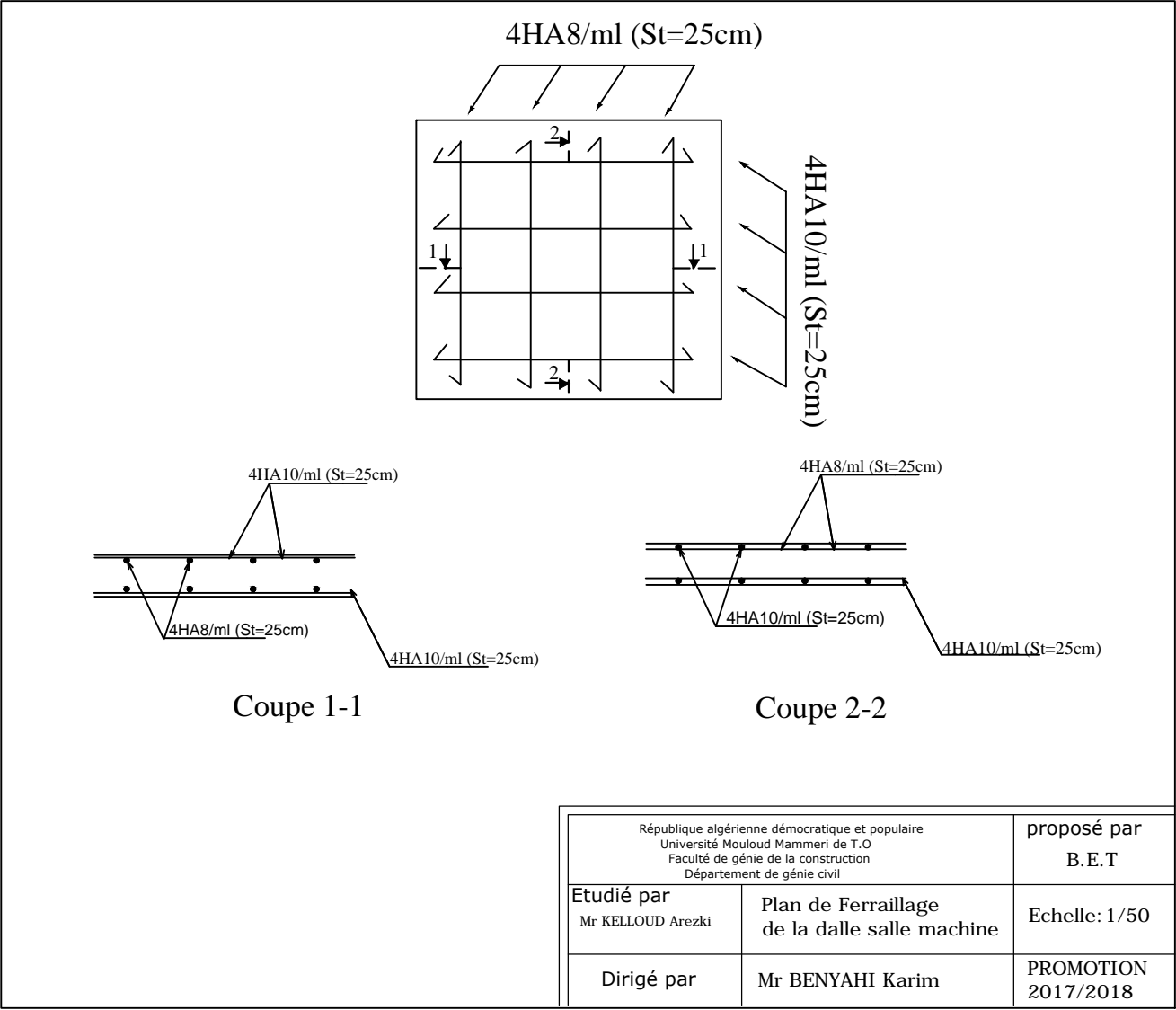
Conclusion

La salle machine sera ferrillée comme suit :

	Aux appuis	En travée
Sens X-X	4 HA8 (St=25cm)	4 HA10 (St=25cm)
Sens Y-Y	4 HA8 (St=25cm)	4 HA10 (St=25cm)



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr KELLOUD Arezki	Plan de Ferrailage de l'acrotère	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr BENYAHY Karim	PROMOTION 2017/2018



Chapitre VIII

Analyse dynamique et étude sismique

VIII-1- Introduction :**VIII-1-1- Historique :**

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées. Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

VIII-1-2- Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol. Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique. 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 la zone 0. D'après le règlement RPA99 version2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

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

VIII-2- Critères de classification par le RPA99 version2003 :**VIII-2-1- Classification des zones sismique :**

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

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

- ✓ ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ✓ ZONE III : sismicité élevée

VIII-2-2- Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Tizi-Ouzou se situe dans une zone de sismicité moyenne **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 : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe 2).

VIII-3- choix de la méthode de calcul :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que : Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (article 3.5 [2]) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I,IIa et à 30m en zone IIb et III, (article 4.1.2[2]). Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (l'article 4.1.2 [2])(régularité en plans).

Conclusion :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99/2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (irrégularité en plan).

VIII-4- Méthode d'analyse modale spectrale :**VIII-4-1- 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 présentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendant de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VIII-4-2- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres

de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

VIII-4-3- Nombre des modes considérés (RPA99/2003) :

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

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

VIII-4-4- Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire,.....) conduire à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique 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 :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 [2]) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment
- **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 7$$

- **ε (%)** : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2. [2]).
- **R** : coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3 [2])

- **T1, T2**: Périodes caractéristiques associées a la catégorie de site (Tableau 4.7 [2])
- **Q** : Facteur de qualité (Tableau 4.4 [2])

VIII-4-5- Les données de l'ouvrage :

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau (4.1 [2]) en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Dans notre cas on est en zone **IIa** et il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation groupe 2 donc :

A=0,15

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

$\epsilon = 5\%$; alors $\eta = 1$.

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

Pour notre cas (ossature contreventée par palées en V) $R=3$.

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site [dans notre cas, site rocheux (S_1)] est donnée par (Tableau 4.7 [2]) Donc : $T_1 = 0,15$ sec ; $T_2 = 0,30$ sec.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ (Tableau 4.3 [2])

Critères (q)	P _q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement.	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Pour notre cas

Critères (q)	Observé	Pénalité P _q
1. Condition minimale sur les files de contreventement.	oui	0
2. Redondance en plan	oui	0
3. Régularité en plan	non	0,05
4. Régularité en élévation	oui	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0
Q=1,1		

VIII-4-6-Combinaisons :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

a) $C1 = G + Q$

b) $C2 = 1,35G + 1,5Q$

c) $C3 = G + Q \pm EX$

d) $C4 = G + Q \pm EY$

e) $C5 = 0,8G \pm EX$

f) $C6 = 0,8G \pm EY$

VIII-4-7-Analyse modale :

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

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

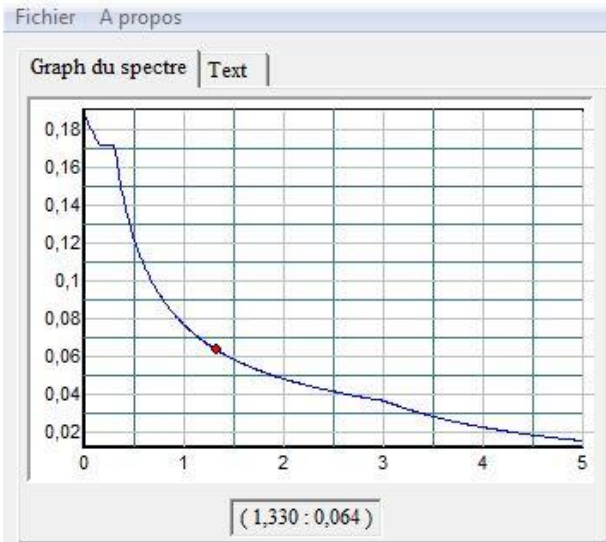
Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation. Il est caractérisé par les données suivantes :

- ✚ Zone de sismicité : ZONE IIa
- ✚ Groupe d'usage : GROUPE 2
- ✚ Coefficient de comportement : $R = 3$
- ✚ Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 5\%$
- ✚ Facteur de qualité : $Q = 1,1$
- ✚ Classification du site : S1

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 donnée, la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q, E).

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



Zone : I IIA IIB III

Groupe d'usage : 1A 1B 2 3

Coeff. comportement : Amortissement : %

Facteur de qualité Q :

Site : S1: Site Rocheux S3: Site Meuble

S2: Site Ferme S4: Site Très Meuble

Figure VIII-1:- Spectre de réponse d'accélération

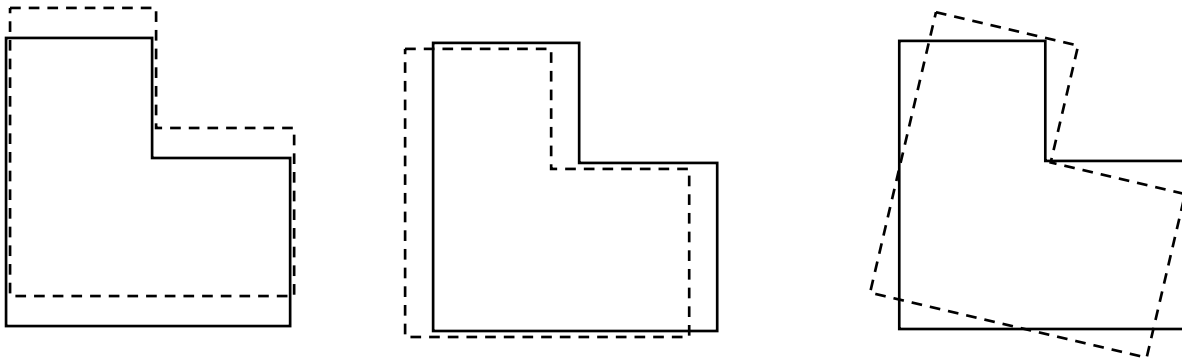
VIII-4-8- Participation modale :

Les résultats trouvés par le logiciel (ETABS) sont représentés sur le tableau suivant :

Mode	période	U _x	U _y	SumU _x	SumU _y	R _z
1	0,785857	2,8933	74,0127	2,8933	74,0127	1,5295
2	0,686841	72,8785	1,5959	75,7717	75,6086	8,8808
3	0,508751	6,0277	2,4852	81,7994	78,0938	73,4373
4	0,471103	0,2743	0,0526	82,0737	78,1464	0,1755
5	0,459829	0,6504	0,2734	82,7242	78,4198	0,0581
6	0,360989	0	0,8163	82,7242	79,2361	0,0007
7	0,246654	1,6238	15,5565	84,3479	94,7926	0,9436
8	0,227038	9,4962	1,6313	93,8441	96,4238	0,0065
9	0,214389	2,3225	0,0976	96,1666	96,5214	0,0004
10	0,208286	0,9899	0,2768	97,1565	96,7981	1,7947
11	0,204955	0,0165	0,2336	97,173	97,0317	3,1818
12	0,195634	0,2229	0,0148	97,3959	97,0465	0,6225

Tableau-VIII-1- Participation modale.

VIII-4-9-Modes de vibration :



Période-1- Translation Y-Y

Période-2- Translation X-X

Période-3- rotation Z-Z

Figure-VIII-2- Les trois formes de vibration.

VIII-4-10-Nombres de mode propre :(Art 4.3.4 RPA99/version 2003)

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitations, doit être tel que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique :

Mode 8 : Sens x-x : **93,8441%**

Sens y-y : **96,4238%**

VIII-4-11- Calcul de la force sismique :

La force sismique totale « **V** » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T \text{ (4.1. [RPA])}$$

1) Détermination du Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen donné en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure

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

Avec :

T : la période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T_{empirique} = \min \left\{ \begin{array}{l} T = C_T x h_N^{\frac{3}{4}} \text{ (4.6. [RPA]), (4.7 [RPA])} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

Avec :

h_N : la hauteur de la structure (25m)

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie ($C_T = 0,05$)

Pour la 1^{er} formule :

$$T = 0,05 \times 25^{3/4} = 0,55 \text{ S}$$

Pour la 2^{eme} formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \text{ (4.7 [RPA])}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

✚ **Sens longitudinal :**

$$T = 0.09 \times 25 / \sqrt{24} = 0,45 \text{ S}$$

$$T_{X \text{ empirique}} = \min(0,55 ; 0,45) = 0,45 \text{ S}$$

✚ **Sens transversal :**

$$T = 0.09 \times 25 / \sqrt{21,29} = 0,48 \text{ S}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = \min(0,55 ; 0,48) = 0,48 \text{ S}$$

Prenant compte (l'article 4.2.4 [RPA]) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques, appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T_{analytique} = 0,78s$
 Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisi
$T_{Analytique} < T_{Empirique}$	$T = T_{Empirique}$
$T_{Empirique} < T_{Analytique} < 1,3 T_{Empirique}$	$T = T_{Analytique}$
$1,3 T_{Empirique} < T_{Analytique}$	$T = 1,3 T_{Empirique}$

D'où :

période	Condition sur T	Période choisi	D
T_x	$1,3 T_{Empirique} < T_{Analytique}$	$T_x = 1,3 T_{Empirique} = 0,58$	$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,61$
T_y	$1,3 T_{Empirique} < T_{Analytique}$	$T_y = 1,3 T_{Empirique} = 0,62$	$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,54$

2) Poids total de la structure W :

Le poids total W de la structure égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau : $W = \sum_{i=0}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA.

Dans notre cas : $\beta = 0,20$ (Bâtiments d'habitation).

Etage	W(kN)
Salle machine	63,24
6	2157,62
5	5416,44
4	8675,26
3	11934,08
2	15192,89
1	18451,71
RDC	21800,41

Tableau-VIII-2- Poids total de la structure trouvé par le logiciel (ETABS).

	Sens transversal	Sens longitudinal
A	0,15	0,15
D	1,61	1,54
Q	1,10	1,10
R	3	3
W (kN)	21800,41	21800,41
V(kN)	1930,42	1846,49

Tableau-VIII-3-Tableau récapitulatif des résultats trouvés.

VIII-5- Vérification de l'effort tranchant à la base:

La résultante des forces sismiques à la base, 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, et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003).

$$V_{Analytique} \geq 0.8 V$$

Spectre	V(kN)
E _x	1477,73
E _y	1545,44

Tableau-VIII-4- Effort tranchant a la base(déterminé par du logiciel ETABS).

$$V_{x \text{ analytique}}=1477,73 > 80\% V_x=1477,19 \quad \text{condition vérifié}$$

$$V_{x \text{ analytique}}=1545,44 > 80\% V_y=1544,33 \quad \text{condition vérifié}$$

VIII-6- Vérification au renversement

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivant :

$$M_s \geq 1,5M_r \quad (\text{RPA99/Version 2003, Art.4.4.1})$$

M_r: moment de renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS)

$$M_s : \text{Moment stabilisant} : M_s = W \frac{L}{2}$$

Dans notre cas on remplace L/2 par les deux distances du centre de gravité à un point fixé à l'extrémité de notre ouvrage.

W : poids total du bâtiment

Sens	L	Moment stabilisant (M _s)	Moment renversant (M _r)	1,5(M _r)	observation
X-X	L _x :10,2520	223497,80	1793,728	2690,59	vérifier
Y-Y	L _y : 12.3133	268434,98	12575,160	18862,74	vérifier

VIII-7- Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de par la formule suivante :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (article 5.10 [RPA]), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ces déplacements sont limités à la valeur $H_{\text{étage}}/100$.

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes : G + Q + E

Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(m)$	$H_{\text{étage}}/100(m)$	Observation
Salle machine	0,0107	3	0.0321	0,006	0,0180	vérifié
6 ^{ème} Eatge	0,0087	3	0.0261	0,0036	0,0336	vérifié
5 ^{ème} Eatge	0,0075	3	0.0225	0,0036	0,0336	vérifié
4 ^{ème} Eatge	0,0063	3	0.0189	0,0039	0,0336	vérifié
3 ^{ème} Eatge	0,0050	3	0.0150	0,0042	0,0336	vérifié
2 ^{ème} Eatge	0,0036	3	0.0108	0,0039	0,0336	vérifié
1 ^{er} Etage	0,0023	3	0.0069	0,0036	0,0336	vérifié
RDC	0,0011	3	0.0033	0,0033	0,0482	vérifié

Tableau-VIII-5-Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.

Niveaux	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$H_{\text{étage}}/100(m)$	Observation
Salle machine	0.0112	3	0,0336	0,0006	0,0180	vérifié
6 ^{ème} Eatge	0.0106	3	0,0318	0,0015	0,0336	vérifié
5 ^{ème} Eatge	0.0091	3	0,0273	0,0016	0,0336	vérifié
4 ^{ème} Eatge	0.0075	3	0,0225	0,0017	0,0336	vérifié
3 ^{ème} Eatge	0.0058	3	0,0174	0,0016	0,0336	vérifié
2 ^{ème} Eatge	0.0042	3	0,0126	0,0016	0,0336	vérifié
1 ^{er} Etage	0.0026	3	0,0078	0,0014	0,0336	vérifié
RDC	0.0012	3	0,0036	0,0012	0,0482	vérifié

Tableau-VIII-6-Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.

VIII-8- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0,1$$

Avec :

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

$$P_K = \sum (W_{GI} + 0,2W_{QI})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

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

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Tableau-VIII-7-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X.

Story	δx	Δ_{kx}	P_x	$P_x \times \Delta_{kx}$	V_x	h_e	$V_x \times h_e$	Θ_x	OBS
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(m)	(kN.m)		
SALLE MACHINE	0.0321	0,006	63.24	0,37944	9.45	1.8	17,01	0,022307	Vérifié
ET6	0.0261	0,0036	2157.62	7,767432	263.81	3.36	886,4016	0,008763	Vérifié
ET 5	0.0225	0,0036	5416.44	19,49918	600.31	3.36	2017,042	0,009667	Vérifié
ET 4	0.0189	0,0039	8675.26	33,83351	860.41	3.36	2890,978	0,011703	Vérifié
ET 3	0.0150	0,0042	11934.08	50,12314	1060.26	3.36	3562,474	0,014070	Vérifié
ET 2	0.0108	0,0039	15192.89	59,25227	1220.38	3.36	4100,477	0,014450	Vérifié
ET 1	0.0069	0,0036	18451.71	66,42616	1347	3.36	4525,92	0,014677	Vérifié
RDC	0.0033	0,0033	21800.41	71,94135	1477.03	4.82	7119,285	0,010105	Vérifié

Tableau-VIII-8-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y

Story	δy	Δ_{ky}	P_y	$P_y \times \Delta_{ky}$	V_y	h_e	$V_y \times h_e$	Θ_x	OBS
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(m)	(kN.m)		
SALLE MACHINE	0.0112	0,0006	63.24	0,037944	28.21	1.8	50,778	0,000747	Vérifié
ET6	0.0106	0,0015	2157.62	3,23643	510.21	3.36	1714,306	0,001888	Vérifié
ET 5	0.0091	0,0016	5416.44	8,666304	812.08	3.36	2728,589	0,003176	Vérifié
ET 4	0.0075	0,0017	8675.26	14,74794	1035.55	3.36	3479,448	0,004239	Vérifié
ET 3	0.0058	0,0016	11934.08	19,09453	1223.42	3.36	4110,691	0,004645	Vérifié
ET 2	0.0042	0,0016	15192.89	24,30862	1387.46	3.36	4661,866	0,005214	Vérifié
ET 1	0.0026	0,0014	18451.71	25,83239	1525.53	3.36	5125,781	0,005040	Vérifié
RDC	0.0012	0,0012	21800.41	26,16049	1644.55	4.82	7926,731	0,003300	Vérifié

Chapitre IX

Vérification de l'ossature

IX-1-Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul ce fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\mathbf{G + Q \pm E} \quad \mathbf{(5-1) RPA}$$

$$\mathbf{0.8 G \pm E} \quad \mathbf{(5-2) RPA}$$

IX-2-Vérification des poteaux :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal N_{max} est le poteau **C31** sous la combinaison «**G+Q+E_y**» avec les efforts internes suivants :

$$M_{z,sd}=8,14kN.m$$

$$N_{sd}=-1559,27kN$$

$$V_{sd}=6,82kN$$

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant M_{max} est le poteau **C18** sous la combinaison «**G+Q+E_y**» avec les efforts internes suivants :

$$M_{y,sd}=53,30kN.m$$

$$N_{sd}=-148,46kN$$

$$V_{sd}=29,30kN$$

IX-2-1-Vérification du poteau à la résistance :

a)Vérification du l'effort tranchant :

🚧 Poteau C31 :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{37,28 \times 10^2 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 459,82kN$$

$$V_{sd} = 6,82kN < V_{pl,rd} = 459,82kN \text{ Condition vérifié}$$

$$V_{sd} = 6,82kN < \frac{459,82}{2} = 229,64kN \quad (\text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant})$$

🚧 Poteau C18 :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{37,28 \times 10^2 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 459,82kN$$

$$V_{sd} = 29,30kN < V_{pl,rd} = 459,82kN \text{ Condition vérifié}$$

$V_{sd} = 29,30kN < \frac{459,82}{2} = 229,64kN$ (Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant)

b) Vérification du poteau à la flexion composée :

📌 Poteau C31 :

Condition à vérifier :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}\right)^2 + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots 5.4.8.1 \text{ (eurocode3)}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,z}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 641 \times 10^3}{1,1} = 136,94kN.m$$

$$N_{pl,rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 112,5 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1} = 2403,40kN$$

D'où :

$$\left(\frac{1559,27}{2403,40}\right)^2 + \frac{8,14}{136,94} = 0,48 \leq 1 \text{ (Condition vérifié)}$$

📌 Poteau C18 :

Condition à vérifier :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}\right)^2 + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots 5.4.8.1 \text{ (eurocode3)}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,z}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 641 \times 10^3}{1,1} = 136,94kN.m$$

$$N_{pl,rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 112,5 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1} = 2403,40kN$$

D'où :

$$\left(\frac{148,46}{2403,40}\right)^2 + \frac{53,30}{136,94} = 0,39 \leq 1 \text{ (Condition vérifié)}$$

IX-2-2-Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité :

a) Vérification des poteaux au flambement par flexion :

Les éléments à section transversale de classe 1 sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{ply}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{plz}} \leq 1 \dots\dots\dots 5.5.4.1 \text{ (eurocode3)}$$

📌 Poteau C31 :

a-Calcul de χ_{min} :

1) longueur de flambement :

La longueur de flambement d'un poteau dans un mode d'instabilité à nœuds déplaçables peut être obtenue à partir de l'abaque présentée dans la figure E.2.2 de l'Eurocode 3 en fonction des facteurs de distribution de rigidité n_1 et n_2 :

$$n_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{11} + k_{12}}$$

$$n_2 = \frac{k_c + k_2}{k_c + k_2 + k_{21} + k_{22}}$$

Avec :

K_c : Rigidité du poteau concerné.

K_{ij} : Rigidités effectives des poutres données par le tableau E.2. (Eurocode 3)

K_1 et K_2 : sont les rigidités des tronçons de poteaux adjacents.

l/L : valeur trouvée de l'abaque E 2.2. (Eurocode 3)

	Axe de flambement y-y		Axe de flambement z-z	
	Poteaux HEA300	Poutre principale HEA240	Poteaux HEA300	Poutre secondaire IPE180
I(cm⁴)	18260	7763	3610	1317
L(cm)	458	515	458	460
K(cm³)	39,86	15,07	7,88	2,86
n₁	0,72		0,73	
n₂	0 (Encastrement)		0 (Encastrement)	
l/L (cm)	1,42		1,43	
L_f(cm)	650,36		655	

2) Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{650,36 \times 0,5}{12,74} = 25,52 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{655 \times 0,5}{7,49} = 43,72 \text{ cm}$$

3) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{25,52}{93,9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0,27\bar{\lambda}_y > 0,2 \text{ (Il y'a risque de flambement)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{43,72}{93,9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0,46\bar{\lambda}_z > 0,2 \text{ (Il y'a risque de flambement)}$$

4) Détermination de χ_y et χ_z :

	Axe de flambement y-y	Axe de flambement z-z
h/b	290/300=0,97<1,2	290/300=0,97<1,2
t_f	14mm<100mm	14mm<100mm
Courbe de flambement	b	c
χ	0.97487	0.86472

5) Détermination de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_y}{\chi_y \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

β_M : Présente le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion donné par la figure 5.5.3(Eurocode 3) en fonction de l'allure de diagramme des moments fléchissant : $\beta_{My} = 1,4$

D'où :

$$\mu_y = 0,27(2 \times 1,4 - 4) + \left(\frac{1383 - 1260}{1260}\right) = -0,45 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9 \text{ (Condition vérifié)}$$

$$K_y = 1 - \frac{1559,27 \times -0,45}{0,97487 \times 112,5 \times 235} = 1,27 < 1,5 \quad \text{(Condition vérifié)}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl}} + \frac{k_y \times M_{y, sd}}{W_{ply}} = \frac{1559,27}{0,97487 \times 2403,40} + \frac{1,16 \times 8,14}{1383} = 0,67 \leq 1 \text{ (Condition vérifié)}$$

Le poteau C31 est vérifié au flambement par flexion.

🚧 Poteau C18 :

a-Calcul de χ_{min} :

1) longueur de flambement :

La longueur de flambement d'un poteau dans un mode d'instabilité à nœuds déplaçables peut être obtenue à partir de l'abaque présentée dans la figure E.2.2 de l'eurocode 3 en fonction des facteurs de distribution de rigidité n_1 et n_2 :

$$n_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{11} + k_{12}}$$

$$n_2 = \frac{k_c + k_2}{k_c + k_2 + k_{21} + k_{22}}$$

Avec :

K_c : Rigidité du poteau concerné.

K_{ij} : Rigidités effectives des poutres données par le tableau E.2.

K_1 et K_2 : sont les rigidités des tronçons de poteaux adjacents.

\mathcal{L}_L : valeur trouvée de l'abaque E 2.2.

	Axe de flambement y-y		Axe de flambement z-z	
	Poteaux HEA300	Poutre principale HEA240	Poteaux HEA300	Poutre secondaire IPE180
I(cm⁴)	18260	7763	3610	1317
L(cm)	312	515	312	460
K(cm³)	58,52	15,07	11,5	2,86
n_1	0,79		0,80	
n_2	0 D'après l'abaque E.2.2(eurocode3)		0 D'après l'abaque E.2.2(eurocode3)	
\mathcal{L}/L (cm)	1,49		1,55	
L_f (cm)	464,88		483,6	

2) Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{464,88 \times 0,5}{12,74} = 18,24 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{483,6 \times 0,5}{7,49} = 32,28 \text{ cm}$$

3) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{18,24}{93,9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0,19 \bar{\lambda}_y < 0,2 \text{ (Il y'a pas de risque de flambement)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{32,28}{93,9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0,34 \bar{\lambda}_z > 0,2 \text{ (Il y'a risque de flambement)}$$

4) Détermination de χ_z :

	Axe de flambement z-z
h/b	290/300=0,97<1,2
t_f	14mm<100mm
Courbe de flambement	c
χ	0.92874

5) Détermination de K_z :

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_y}{\chi_y \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

β_M : Présente le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion donné par la figure 5.5.3 (Eurocode 3) en fonction de l'allure de diagramme des moments fléchissant : $\beta_{My} = 1,4$

D'où :

$$\mu_z = 0,34(2 \times 1,4 - 4) + \left(\frac{641,2 - 420,6}{420,6} \right) = 0,1 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9 \text{ (Condition vérifié)}$$

$$K_y = 1 - \frac{148,46 \times 0,1}{0,92874 \times 112,5 \times 235} = 0,99 < 1,5 \quad \text{(Condition vérifié)}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{ply}} = \frac{148,46}{0,92874 \times 2403,40} + \frac{0,99 \times 53,30}{1383} = 0,10 \leq 1 \text{ (Condition vérifié)}$$

Le poteau C18 est vérifié au flambement par flexion.

IX-2-3-Vérification des poteaux au déversement :

Condition à vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl}} + \frac{k_{Lt} \times M_{y, sd}}{\chi_{Lt} \times M_{ply}} + \frac{k_z \times M_{z, sd}}{M_{plz}} \leq 1 \dots\dots\dots 5.5.4.2 \text{ (eurocode3)}$$

🚧 Poteau C31 :

Détermination de χ_{LT} :

1) Calcul du moment critique élastique de déversement M_{cr} :

Pour une poutre à section transversale constante et doublement symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(KL)^2} \sqrt{\left[\frac{K}{K_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} \text{eurocode3 F.1.3.1}$$

Avec :

K : facteur de longueur de flambement.

K_w : Coefficient de gauchissement est pris généralement égal à 1 pour assurer l'encastrement vis-à-vis de gauchissement.

C_1, C_2 et C_3 : facteurs dépendent des conditions de charges et d'encastrement donnés dans le tableau F-1-1 du l'Eurocode 3 .Pour notre:

$$\begin{cases} C_1 = 1,141 \\ C_2 = 0 \\ C_3 = 0,998 \end{cases}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 N/mm^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

D'où :

$$M_{cr} = 1,141 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 6310}{(0,7 \times 336)^2} \sqrt{\left[\frac{0,7}{1} \right]^2 \frac{1200}{6310} + \frac{(0,7 \times 336)^2 \times 80769,23 \times 85,17}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 6310}}$$

$$= 1,45 \times 10^6 N.cm$$

2) Calcul de l'élancement λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 21000000 \times 1383}{1,45 \times 10^6}} = 44,25$$

3) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \text{ Avec : } \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{44,25}{93,9} = 0,47 \text{ (Il y'a risque de flambement)}$$

D'où :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profils laminés.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ Pour les sections soudées.}$$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,78$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,78 + [0,78^2 - 0,47^2]^{0,5}} = 0,71$$

4) Calcul de l'élancement réduit K_{LT} :

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_{LT}}{\chi_{LT} \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_{LT} \times \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,47 \times 1,4 - 0,15 = -0,051$$

β_M : Présente le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion donné par la figure 5.5.3 (Eurocode 3) en fonction de l'allure de diagramme des moments fléchissant : $\beta_{My} = 1,4$

D'où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{1559,27 \times -0,051}{0,71 \times 112,5 \times 235} = 1,04 < 1,5 \quad \text{(Condition vérifié)}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl}} + \frac{k_{Lt} \times M_{y, sd}}{\chi_{Lt} \times M_{ply}} = \frac{1559,27}{0,92874 \times 2403,4} + \frac{1,04 \times 8,14}{0,71 \times 295,45} = 0,73 \leq 1 \quad \text{(Condition vérifié)}$$

Le Poteau C31 est Vérifié au déversement.

Poteau C18 :

Détermination de χ_{LT} :

1) Calcul du moment critique élastique de déversement M_{cr} :

Pour une poutre à section transversale constante et doublement symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(KL)^2} \sqrt{\left[\frac{K}{K_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} \quad \text{eurocode3 F.1.3.1}$$

Avec :

K : facteur de longueur de flambement.

K_w : Coefficient de gauchissement est pris généralement égal à 1 pour assurer l'encastrement vis-à-vis de gauchissement.

C_1, C_2 et C_3 : facteurs dépendent des conditions de charges et d'encastrement donnés dans le tableau F-1-1 du l'eurocode 3 .Pour notre:

$$\begin{cases} C_1 = 1,323 \\ C_2 = 0 \\ C_3 = 1,514 \end{cases}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

D'où :

$$M_{cr} = 1,323 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 6310}{(0,7 \times 336)^2} \sqrt{\left[\frac{0,7}{1}\right]^2 \frac{1200}{6310} + \frac{(0,7 \times 336)^2 \times 80769,23 \times 85,17}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 6310}}$$

$$= 1,62 \times 10^6 \text{ N.cm}$$

2) Calcul de l'élancement λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 21000000 \times 1383}{1,62 \times 10^6}} = 42,18$$

3) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{42,18}{93,9} = 0,44 \text{ (Il y'a risque de flambement)}$$

D'où :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profils laminés.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ Pour les sections soudées.}$$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,75$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,75 + [0,75^2 - 0,44^2]^{0,5}} = 0,73$$

4) Calcul de l'élançement réduit K_{LT} :

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_{LT}}{\chi_{LT} \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\chi}_{LT} \times \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,44 \times 1,4 - 0,15 = -0,057$$

β_M : Présente le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion donné par la figure 5.5.3 (Eurocode 3) en fonction de l'allure de diagramme des moments fléchissant : $\beta_{My} = 1,4$

D'où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{148,46 \times -0,057}{0,71 \times 112,5 \times 235} = 1,004 < 1,5 \quad (\text{Condition vérifié})$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl}} + \frac{k_{Lt} \times M_{y,sd}}{\chi_{Lt} \times M_{ply}} = \frac{207,91}{0,92874 \times 2403,4} + \frac{1,004 \times 53,30}{0,73 \times 295,45} = 0,34 \leq 1 \quad (\text{Condition vérifié})$$

Le Poteau C31 est Vérifié au déversement.

IX-3-Vérification de la poutre secondaire :

IX-3-1- Vérification de la poutre secondaire sous un moment positif :

Poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre **B64** sous la combinaison

« **G+Q+Ey** » avec les efforts internes suivants :

$$M_{z,sd} = 27,07 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 34,03 \text{ kN}$$

✚ Caractéristiques de la dalle mixte :

1. Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e)$ avec :

$L_0 = L$: la longueur de la poutre secondaire $b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e) = \min(1.15 ; 1.03) = 1.03 \text{ m}$

e : entres axes des solives ; $e = 1,03 \text{ m}$

2. Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{Avec :}$$

A : section de l'IPE180

B : section de la dalle en béton

N : coefficient d'équivalence ($n = 15$)

$$S = 23,9 + \frac{(12 \times 103)}{15} = 106,3 \text{ cm}^2$$

IX-3-2-vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = 34,03 \text{ kN}$$

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

$$V_{pl,rd} = \frac{11,3 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 139,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 34,03 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 139,37 \text{ kN} \text{ (Condition vérifié)}$$

$V_{sd} = 34,03 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 69,68 \text{ kN}$ (Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant)

IX-3-3- Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ Avec :}$$

$$M_{sd} = 27,07 \text{ kN.m}$$

1. Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

✚ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{23,9 \times 2350}{1,1} = 510,59 \text{ kN}$$

✚ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

$$h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 103 \times 250}{1,5} = 1663,45 \text{ kN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton, d'où :

$$Z = \left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right] \div \left[\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right] = \left[\frac{23,9 \times 2350}{1,1} \right] \div \left[\frac{0,85 \times 103 \times 250}{1,5} \right] = 3,5 \text{ cm}$$

2. Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{23,9 \times 235 \times 10^2}{1,1} \left(\frac{180}{2} + 114 + 5,5 - \frac{35}{2} \right) = 98,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

IX-3-4-Vérification de la poutre secondaire sous un moment négatif :

Poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre **B33** sous la combinaison « **G+Q+E_y** » avec les efforts internes suivants :

$$M_{z,sd} = -16,59 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 0,77 \text{ kN}$$

1) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = 0,77 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{11,3 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 139,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 0,77 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 139,37 \text{ kN} \text{ (Condition vérifié)}$$

$$V_{sd} = 0,77 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 69,68 \text{ kN} \text{ (Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant)}$$

2) Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ Avec :}$$

$$M_{sd} = 16,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{166 \times 235 \times 10^3}{1,1} = 35,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

3) Vérification des poutres secondaire au déversement :

Cette vérification est inutile car les semelles comprimées des poutres sont fixées latéralement par le plancher mixte donc y'a pas risque au déversement.

IX-4-Vérification de la poutre principale :**IX-4-1-Vérification de la poutre principale sous un moment positif :**

Poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre **B22** sous la combinaison « **G+Q+E_y** » avec les efforts internes suivants :

$$M_{z,sd} = 52,35 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 57,3 \text{ kN}$$

 **Caractéristiques de la dalle mixte :**

1) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e)$ avec :

$L_0 = L$: la longueur de la poutre principale (5,15m)

e : entres axes des poutres principales $e = 4,60m$

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e) = \min(1,29 ; 4,60) = 1.29m$

2) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + \frac{B}{n} \text{ Avec :}$$

A : section de **HEA240**

B : section de la dalle en béton

N : coefficient d'équivalence ($n = 15$)

$$S = 76,8 + \frac{(12 \times 129)}{15} = 180 \text{ cm}^2$$

IX-4-2-vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = 57,3 \text{ kN}$$

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

$$V_{pl,rd} = \frac{20,67 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 254,94 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 57,3 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 254,94 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

$$V_{sd} = 57,3 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 127,47 \text{ kN} \quad (\text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant})$$

IX-4-3-Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ Avec :}$$

$$M_{sd} = 52,35 \text{ kN.m}$$

1) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

 **Résistance de la section d'acier :**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{76,8 \times 2350}{1,1} = 1640,72 \text{ kN}$$

 **Résistance de la section du béton :**

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

$$h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 129 \times 250}{1,5} = 208335 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton, d'où :

$$z = \left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right] \div \left[\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right] = \left[\frac{76,8 \times 2350}{1,1} \right] \div \left[\frac{0,85 \times 129 \times 250}{1,5} \right] = 9 \text{ cm}$$

2) Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{76,8 \times 235 \times 10^2}{1,1} \left(\frac{230}{2} + 114 + 5,5 - \frac{90}{2} \right) = 310,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

IX-4-4-Vérification de la poutre principale sous un moment négatif :

Poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre **B11** sous la combinaison « **G+Q+E_y** » avec les efforts internes suivants :

$$M_{z,sd} = -29,94 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2,84 \text{ kN}$$

1) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

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

Avec :

$$V_{sd} = 2,84 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{20,67 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 254,94 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2,84 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 254,94 \text{ kN} \text{ (Condition vérifié)}$$

$$V_{sd} = 2,84 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 127,47 \text{ kN} \text{ (Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant)}$$

2) Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ Avec :}$$

$$M_{sd} = 52,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{744,6 \times 235 \times 10^3}{1,1} = 159,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ (Condition vérifié)}$$

IX-4-5-Vérification des poutres principales au déversement :

Cette vérification est inutile car les semelles comprimées des poutres sont fixées latéralement par le plancher mixte donc y'a pas risque au déversement.

IX-5-Vérification des palées triangulées en v dans le Sens transversal :

IX-5-1- Vérification des barres tendues à la résistance (L150x150x18) :

La barre la plus sollicitée à la traction est la barre **D2** sous la combinaison « **G+Q+Ey** ». D'après le RPA99 V2003 (article 8.4.3.1) les barres de contreventements doivent résister à 1,25 fois l'effort déterminé du logiciel, tel que :

$$N_{sd} = 1,25 \times 193,75 = 242,18 \text{ kN}$$

Cette valeur doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{tRd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) \text{ (Eurocode 5.4.3.1)}$$

a) Calcul de la résistance plastique $N_{pl,Rd}$:

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

Avec :

A: Aire de la section brute.

f_y : Limite élastique du matériau.

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité de matériau.

D'où :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{51 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 1089,54 \text{ kN}$$

b) Calcul de la résistance plastique $N_{u,Rd}$:

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

Avec :

A: Aire de la section brute.

f_u : Limite à la rupture du matériau.

γ_{m2} : Coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes.

A_{net} : Aire de la section nette au droit des trous de fixation. Dans le cas général où les trous sont disposés par rangées perpendiculaires à la direction de l'effort de traction, l'aire nette est égale à l'aire brute diminuée des aires prises par les trous.

$$A_{net} = A - n \cdot d \cdot t$$

Où :

n: Nombre de trous dans la section considérée

d: Diamètre des trous.

t: Épaisseur de la tôle.

$$A_{net} = 51 \times 10^2 - 2 \times 12 \times 18 = 46,68 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 4668 \times 360}{1,25} = 1210 \text{ kN}$$

Remarque :

$N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$ La condition de ductilité est vérifiée.

c) Calcul de la résistance plastique de la section nette $N_{net,Rd}$:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{4668 \times 235}{1,1} = 997,25 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 242,18, \leq N_{tRd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = N_{net,Rd} = 997,25 \text{ kN}$$

(Condition vérifié)

IX-6-Tableau récapitulatif :

Élément	Section	Observation
Poteau	HEA300	Élément vérifié
Poutre secondaire	IPE180	Élément vérifié
Poutre principale	HEA240	Élément vérifié
Contreventement en V	Cornière (150x150x18)	Élément vérifié

Chapitre X

Etude des assemblages

X-1-Introduction :

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assembler entre eux pour constituer l'ossature. Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

Dans les ossatures des bâtiments métalliques, les éléments structuraux sont reliés par des assemblages. Suivant la nature des éléments assemblés, on distingue entre autres :

- Les assemblages poutre- poutre
- Les assemblages poutre- poteau
- Les assemblages de continuité
- Les assemblages dans un système en treillis « un nœud »
- Les assemblages poteau- fondation « pied de poteau »

X-2-Assemblage poutre-solive (HEA240-IPE180) :

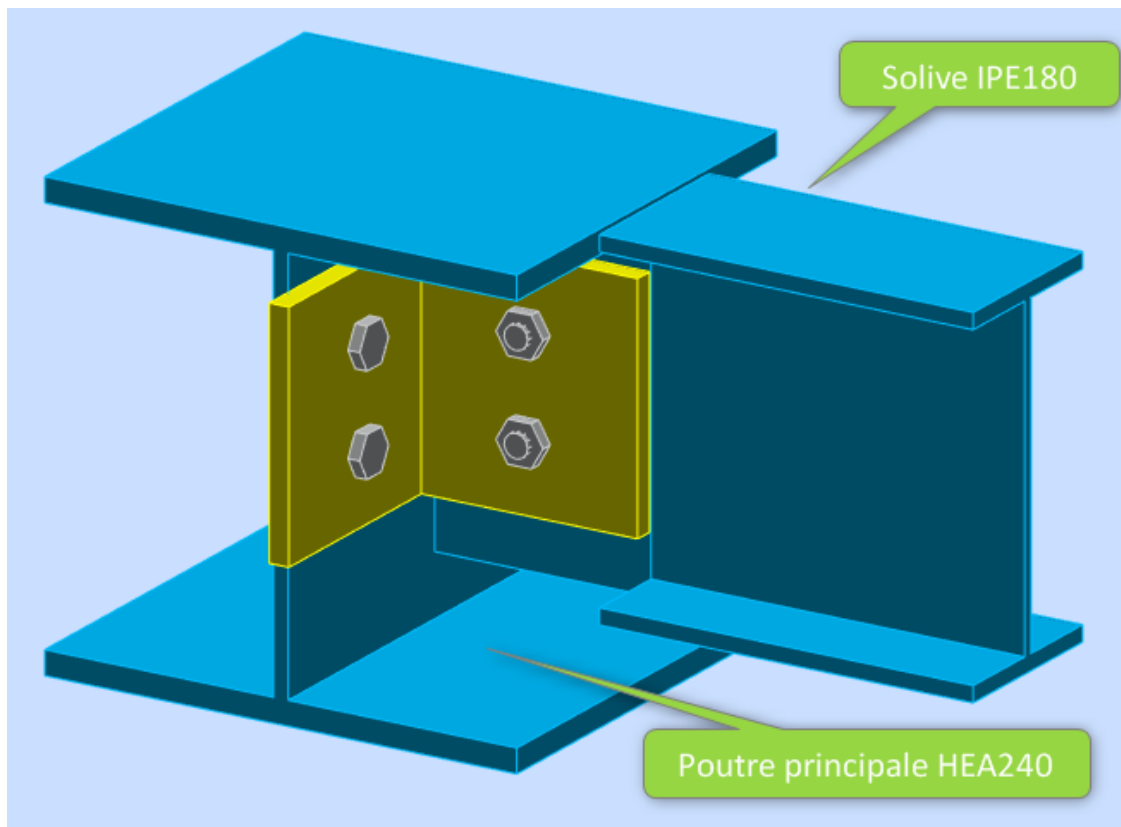


Figure-X-1-Assemblage solive-poutre principale.

Cet assemblage sera réalisé à l'aide des cornières à ailes égales boulonnées à l'âme des pièces assemblées.

X-2-1- données de calcul :

- **Les sollicitations :** Cet assemblage est sollicité par un effort tranchant $V_{sd} = 45,06$ KN.
- **Choix des boulons :** On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 10-9. Avec $d = 12$ mm
 $d_0 = 12+2 = 14$ mm.
- **Disposition constructives d'attache par cornière :**

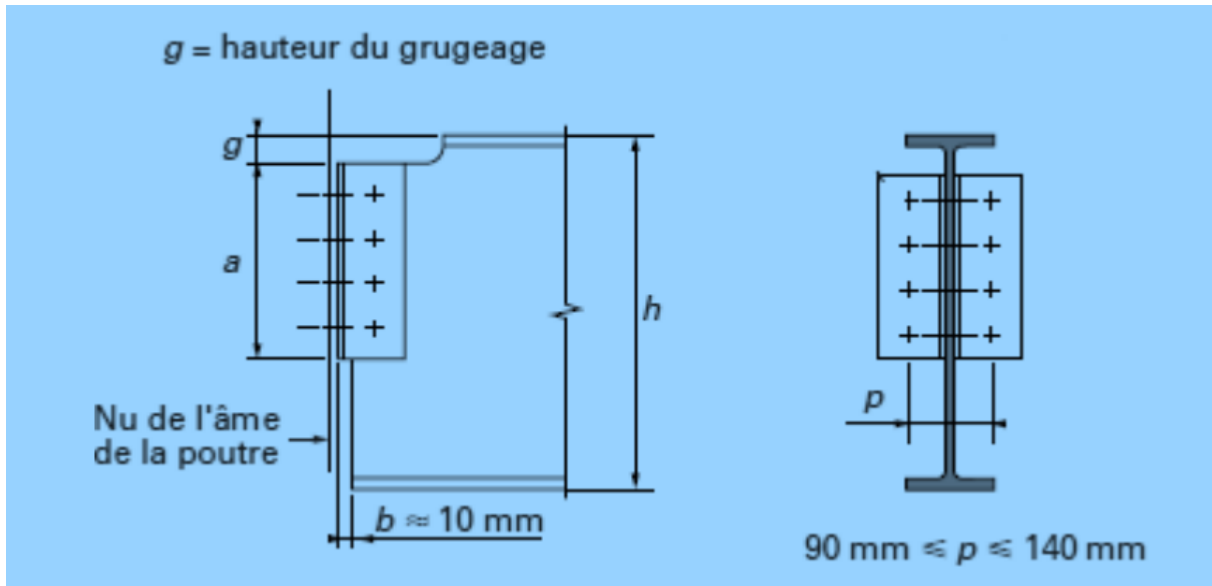


Figure-X-2-Disposition constructives d'attache par cornière.

$a \geq 0,6 \times h = 108$ mm en prend ; $a = 120$ mm.

$g = 20$ mm; $b = 10$ mm.

12 mm $\geq t_c \geq 8$ mm, on opte pour une cornière L 120 x 120 x 10.

X-2-2- Détermination des Dispositions constructives :

a- Pince longitudinale et transversale :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5d_0 = 21$ mm	$e_1 \leq \min(150\text{mm}; 12t_w) = 63,6$ mm	$e_1 = 35$ mm
$e_2 \geq 1,5d_0 = 21$ mm	$e_2 \leq \min(150\text{mm}; 12t_w) = 63,6$ mm	$e_2 = 35$ mm

b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$p_1 \geq 2,2d_0 = 30,8$ mm	$p_1 \leq \min(200\text{mm}; 14t_w) = 74,2$ mm	$p_1 = 60$ mm
$p_2 \geq 3d_0 = 42$ mm	$p_2 \leq \min(200\text{mm}; 14t_w) = 74,2$ mm	$p_2 = 60$ mm

X-2-3- Vérifications des boulons :

a-côté de la solive :

La condition à vérifier est $F_{r,sd} \leq 2F_{v,rd}$ (boulon travaille au double cisaillement)

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

Avec :

$F_{v,sd}$: L'effort maximal résultant repris par chaque boulon.

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{46,07}{2} = 23,03kN$$

$$F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e}{d} = \frac{46,07 \times 57,65}{50} = 53,11kN$$

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = 57,88kN$$

Avec:

$F_{h,sd}$: Effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement.

M_e : Le moment local d'excentrement.

$n=2$: Nombre des boulons

$e= 57,65mm$; Distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre.

$d= 50mm$: Distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 900 \times 84,3}{1,25} = 30,34kN$$

$$F_{r,sd} = 57,88kN \leq 2F_{v,rd} = 60,69kN \quad (\text{Condition vérifié})$$

b- Coté de la poutre principale :

La condition à vérifier est $F_{r,sd} \leq 2F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{46,07}{4} = 11,51kN$$

$$F_{v,rd} = 30,34kN$$

$$F_{r,sd} \leq 4F_{v,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

X-2-4- Vérification de la cornière :

a- à la pression diamétrale :

Condition a vérifié : $\frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,rd}$ (deux cornières)

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha \alpha f_u \times d \times t_c}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$f_u= 360$ MPA, contrainte de rupture des pièces.

$d= 12mm$, diamètre des boulons.

$t_c= 10mm$, épaisseur de la cornière.

$\gamma_{mb}= 1,25$, coefficient partiel de sécurité en cisaillement.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0}; \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \rightarrow \alpha = \min(0,6; 1,03; 2,5; 1) = 0,6$$

D'où :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_c}{\gamma_{mb}} = \frac{2,5 \times 0,6 \times 360 \times 12 \times 10}{\gamma_{mb}} = 51,84 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{r.sd}}{2} \leq F_{b,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b- Au cisaillement :

Condition à vérifier : $V_{sd}/2 \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_w \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mb}}$$

Si $A_{net} \geq \frac{f_y \times \gamma_{m2}}{f_u \times \gamma_{m0}} \times A$ alors : $A_w = A$

Sinon $A_w = \frac{f_u \times \gamma_{m0}}{f_y \times \gamma_{m2}} \times A$

$$A_{net} = A - n \cdot d_0 \cdot t = 21,2 - (2 \times 1,4 \times 1) = 18,4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{f_y \times \gamma_{m2}}{f_u \times \gamma_{m0}} \times A = 15,72 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_w = A = 21,2 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_w \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mb}} = \frac{21,2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 261,46 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 20,03 \text{ kN}$$

$$V_{sd}/2 \leq V_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

X-2-5- Vérification de la poutre principale :

a- à la pression diamétrale :

Condition a vérifié : $F_{r.sd} \leq F_{b,rd}$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$f_u = 360 \text{ MPA}$, contrainte de rupture des pièces.

$d = 12 \text{ mm}$, diamètre des boulons.

$t = 10 \text{ mm}$, épaisseur de l'âme de la poutre principale.

$\gamma_{mb} = 1,25$, coefficient partiel de sécurité en cisaillement.

$$\alpha = 0,6$$

D'où :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2,5 \times 0,6 \times 360 \times 12 \times 7,5}{1,25} = 38,88 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 11,51 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} \leq F_{b,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b- Au cisaillement :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_x f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mb}} = \frac{86,8 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1070,6 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 45,07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

X-2-6- Vérification de la solive :

a- à la pression diamétrale :

Condition a vérifié : $F_{r,rd} \leq F_{b,rd}$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha \alpha f_u d t_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$f_u = 360$ MPA, contrainte de rupture des pièces.

$d = 12$ mm, diamètre des boulons.

$t_s = 5,3$ mm, épaisseur de l'âme de la poutre principale.

$\gamma_{mb} = 1,25$, coefficient partiel de sécurité en cisaillement.

$\alpha = 0,6$

D'où :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha \alpha f_u d t_s}{\gamma_{mb}} = \frac{2,5 \times 0,6 \times 360 \times 12 \times 5,3}{1,25} = 27,47 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{2} = 23,03 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} \leq F_{b,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

b- Au cisaillement :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_w f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mb}} = \frac{23,9 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} =$$

$$70,51 \text{ kN}$$

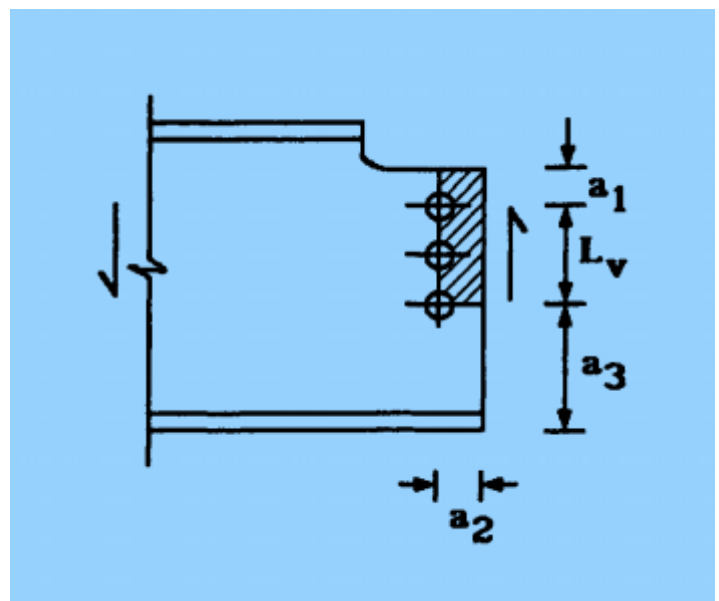
$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

X-2-7- Au cisaillement du bloqué :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff,rd}$

$$V_{eff,rd} = \frac{A_{v,eff} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

Figure-X-3-Aire efficace de cisaillement



$A_{v,eff}$: Aire efficace de cisaillement.

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} \quad \text{avec : } L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \leq L_3 \quad \text{mais } L_{v,eff} \leq L_3$$

Avec :

t_w : épaisseur de l'âme de la solive.

$$L_1 = a_1 = 35 \text{ mm}, \quad L_1 = 35 \text{ mm} < 5d = 60 \text{ mm}.$$

$$L_2 = (a_2 - K d_0) \times f_u / f_y = (60 - 2,5 \times 14) \times 360 / 235 = 38,29 \text{ mm}.$$

$K = 2,5$ pour deux rangées de boulons.

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3 = 50 + 35 + 65 = 150 \text{ mm} \text{ mais } L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 - n d_0) (f_u / f_y) = 50 + 35 + 65 - (2 \times 14) = 122 \text{ mm}$$

D'où:

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 = 50 + 35 + 38,29 = 122,29 \leq L_3$$

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 5,3 \times 122 = 646,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,rd} = \frac{A_{v,eff} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{646,6 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 79,75 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{eff,rd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

X-2-8- Vérification de la section grugée :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{v,rd}$

$M_{v,rd}$: Moment de résistance plastique réduit.

$$M_{v,rd} = \frac{W_{y,pl} \times f_{y,redit}}{\gamma_{m1}}$$

$$f_{y,redit} = (1 - \rho) \times f_y$$

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{sd}}{V_{pl,rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 46,07}{70,51} - 1 \right)^2 = 0,09$$

$$f_{y,redit} = (1 - 0,09) \times f_y = 213,85 \text{ MPa}$$

$$M_{v,rd} = \frac{W_{y,pl} \times f_{y,redit}}{1,1} = 28,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = V_{sd} \times f$$

$$f = \frac{(b - t_w)}{2} + 10 = 52,85 \text{ mm}$$

$$M_{sd} = V_{sd} \times f = 46,07 \times 0,052 = 2,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{v,rd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

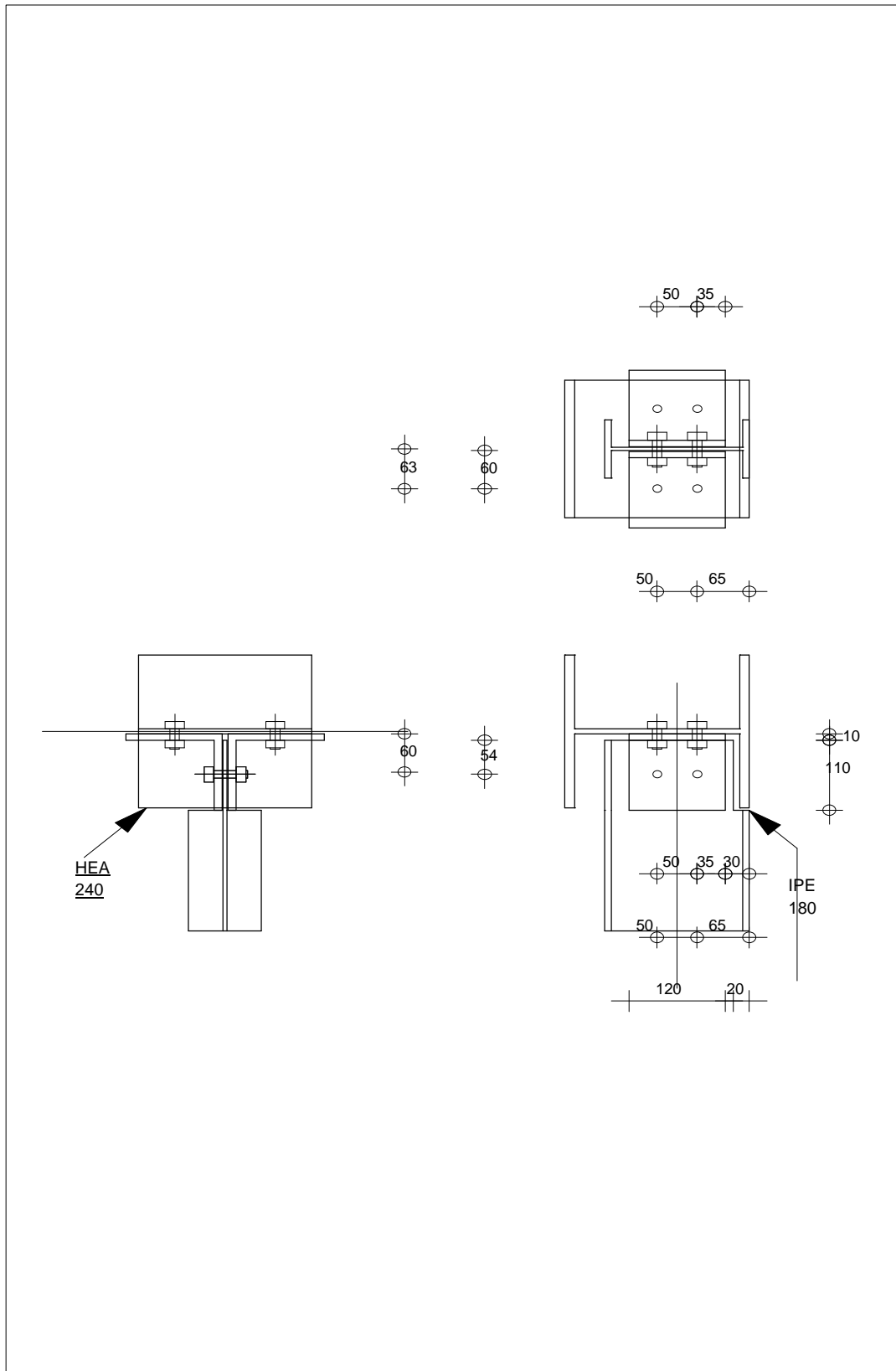


Figure-X-4- Schéma D'assemblage solive-poutre principale.

X-3-Assemblage poteau-poutre secondaire :

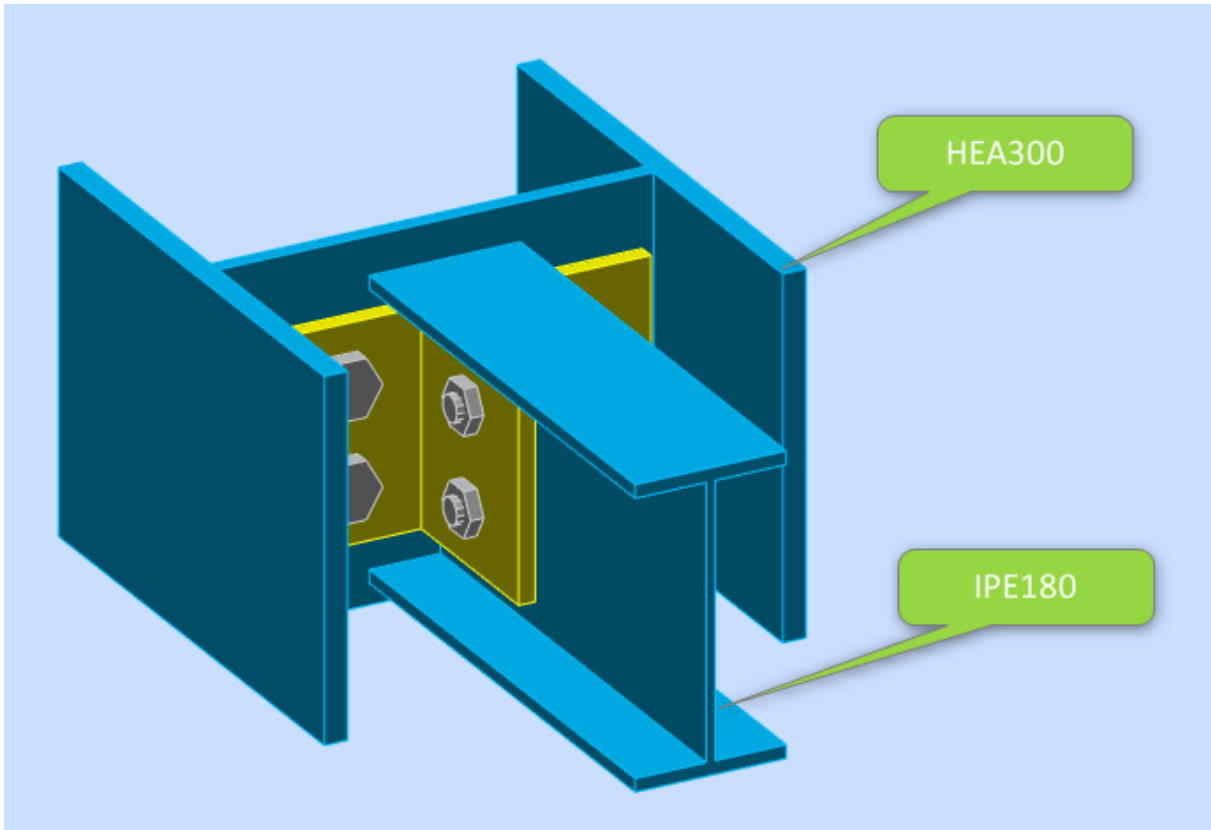


Figure-X-5-Assemblage poteau-poutre secondaire.

X-3-1- Données de calcul :

✚ sollicitations:

L'assemblage est sollicité par :

Un moment fléchissant : $M_{sd} = 34,38 \text{ kN.m}$

Un effort tranchant : $V_{sd} = 42,07 \text{ kN}$

Un effort normal : $N_{sd} = 0 \text{ kN}$

✚ platine : (200x100x20)mm

✚ choix des boulons :

On choisit 4 boulons HR10.9 avec un diamètre de 20mm et $d_0 = 22 \text{ mm}$.

X-3-2- Détermination des Dispositions constructives :

a- Pince longitudinale et transversale :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm}$	$e_1 \leq \min (150 \text{ mm} ; 12t_w) = 63,6 \text{ mm}$	$e_1 = 35 \text{ mm}$
$e_2 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm}$	$e_2 \leq \min (150 \text{ mm} ; 12t_w) = 63,6 \text{ mm}$	$e_2 = 60 \text{ mm}$

b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$p_1 \geq 2,2d_0 = 48,4 \text{ mm}$ $p_2 \geq 3d_0 = 66 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min(200\text{mm} ; 14t_w) = 74,2\text{mm}$ $p_2 \leq \min(200\text{mm} ; 14t_w) = 74,2\text{mm}$	$p_1 = 50\text{mm}$ $p_2 = 60\text{mm}$

X-3-3- Vérification au moment fléchissant :

Le moment résistant effectif M_r de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée) , sa valeur est donnée par :

$M_r = N_1 x d_1$ N_1 : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue.

$$N_1 = nF_p = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec :

n: nombre des boulons par rangée (n=2)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.

A : L'aire de la section du boulon de M20 ; $A_s = 245\text{mm}^2$.

D'où :

$$N_1 = nF_p = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 = 343\text{kN}$$

d_1 et d_2 : distance des boulons au centre de résistance de la zone comprimé.

$$M_r = N_1 x d_1 = 343 \times 150 = 51,45\text{kN}$$

$$M_r \geq M_{sd} \text{ (Condition vérifié)}$$

X-3-4- Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} < F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \frac{F_p}{\lambda_{ms}}$$

Avec :

V_1 : l'effort de cisaillement par boulon

F_s : Résistance au glissement

K_s : Coefficient fonction de la dimension des trous ; =1

m: Nombre d'interfaces de frottement ; =1

μ : Coefficient de frottement des pièces (surface de classe C) ; =0,3

F_p : est la force de précontrainte ; =171,5KN.

λ_{ms} : 1,25 pour les trous à tolérances normales.

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{42,07}{4} = 10,51\text{kN} < F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \frac{F_p}{\lambda_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16\text{kN}$$

(Condition vérifié)

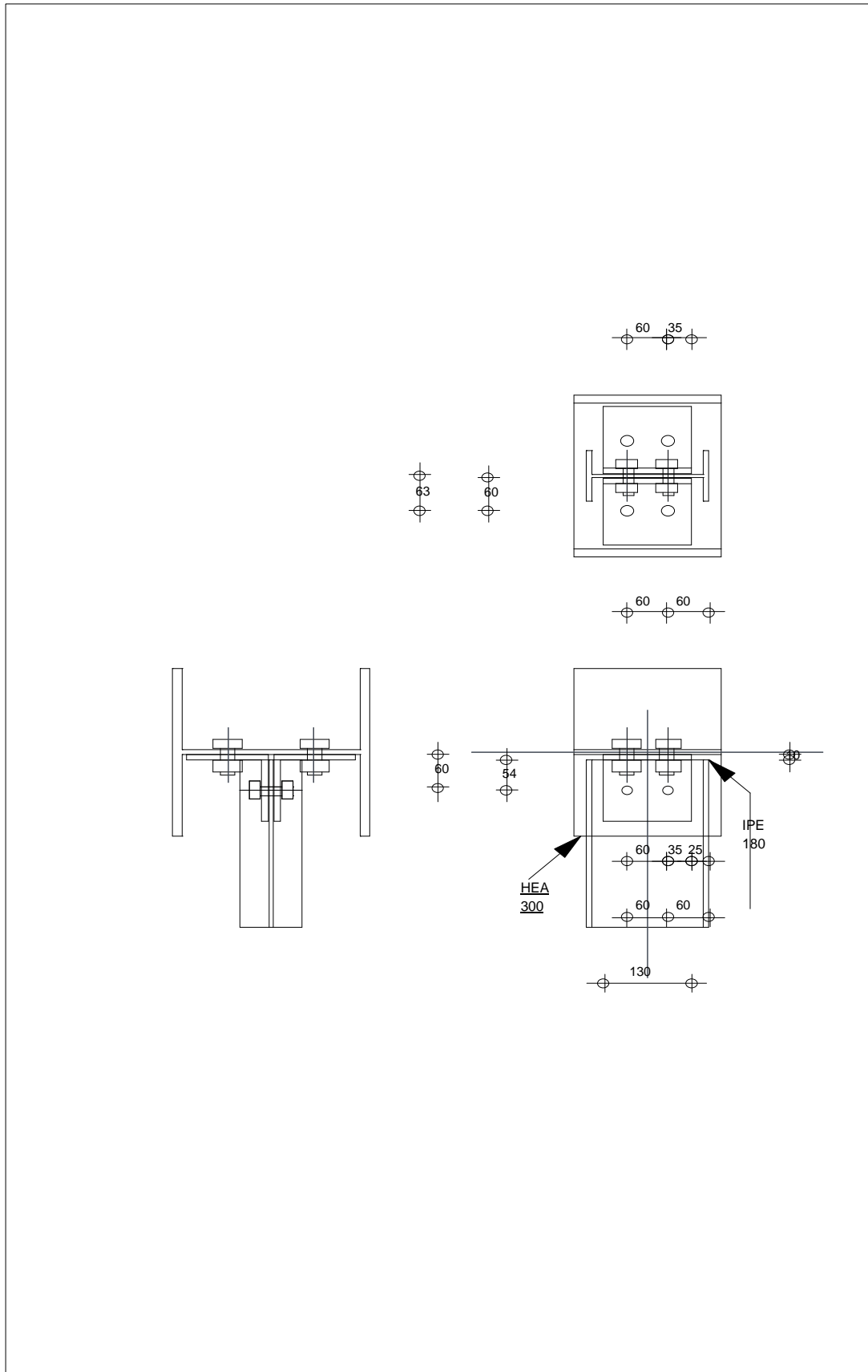


Figure-X-6-Schéma d'assemblage poteau-poutre secondaire.

X-4-Assemblage poutre principale- poteau (HEA240-HEA300) :

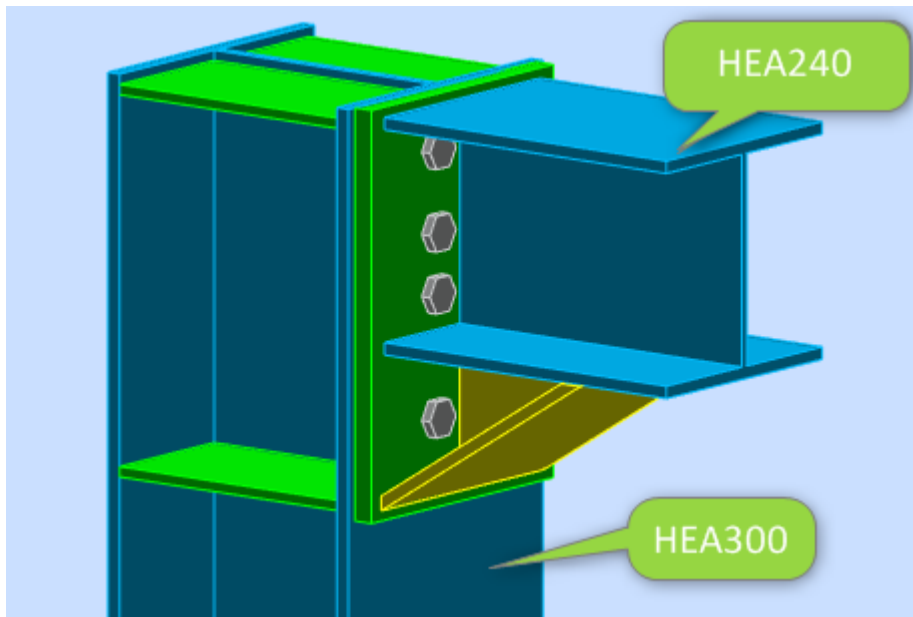


Figure-X-7-Assemblage poutre principale- poteau (HEA240-HEA300).

X-4-1- Données de calcul :

✚ Sollicitations :

$M_{sd} = -62,64 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 83,81 \text{ kN}$

$N_{sd} = 0,00 \text{ kN}$

✚ Platine :

La platine est soudée sur la poutre et boulonnée au poteau. La platine choisie pour notre assemblage a les caractéristiques suivantes :

Hauteur de la platine : $h_{\text{platine}} \geq h_{\text{poutre}}$. On prend $h_{\text{platine}} = 350 \text{ mm}$.

La largeur de la platine : $b_{\text{platine}} \geq b_{\text{poutre}}$. On prend $b_{\text{platine}} = 280 \text{ mm}$.

Epaisseur de la platine : $t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$

✚ Jarret :

La hauteur : $h = 150 \text{ mm}$

La longueur: $L = 300 \text{ mm}$

La largeur : $l = 240 \text{ mm}$

✚ Choix des boulons :

On choisit 8 boulons HR10.9 avec un diamètre de $d = 20 \text{ mm}$

X-4-2- Détermination des Dispositions constructives :

a- Pince longitudinale et transversale :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm}$	$e_1 \leq \min(150 \text{ mm} ; 12t_w) = 90 \text{ mm}$	$e_1 = 85 \text{ mm}$

b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$p_1 \geq 2,2d_0 = 48,4 \text{ mm}$ $p_2 \geq 3d_0 = 66 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min(200\text{mm} ; 14t_w) = 105\text{mm}$ $p_2 \leq \min(200\text{mm} ; 14t_w) = 105\text{mm}$	$p_1 = 80\text{mm}$ $p_2 = 80\text{mm}$

X-4-3- Vérification au moment fléchissant :

Le moment résistant effectif de l'assemblage M_r est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée) , sa valeur est donnée par :

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

N_1 : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue.

$$N_1 = nF_p = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 = 343 \text{ kN}$$

$$d_1 = 347 \text{ mm}$$

$$d_2 = 267 \text{ mm}$$

$$d_3 = 207 \text{ mm}$$

$$d_4 = 147 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,347 + 0,267 + 0,207 + 0,147)^2 = 0,937 \text{ m}$$

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{343 \times 0,937}{0,347} = 926,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_r \quad (\text{Condition vérifié})$$

X-4-4- Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} < F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \frac{F_p}{\lambda_{ms}}$$

Avec :

V_1 : l'effort de cisaillement par boulon

F_s : Résistance au glissement

K_s : Coefficient fonction de la dimension des trous ; =1

m : Nombre d'interfaces de frottement ; =1

μ : Coefficient de frottement des pièces (surface de classe C) ; =0,3

F_p : est la force de précontrainte ; =171,5KN.

λ_{ms} : 1,25 pour les trous à tolérances normales.

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{83,81}{8} = 10,47 < F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \frac{F_p}{\lambda_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN} (\text{Condition vérifié})$$

X-4-5- Résistance de l'âme du poteau en traction :

Condition à vérifier : $F_{v.sd} \leq F_{t.rd}$

$$F_{t.rd} = \frac{b_{eff} \times f_y \times t_{wc}}{\gamma_{m0}} \quad t_{wc}: \text{Épaisseur âme poteau (8,5mm)}$$

b_{eff} : p =entraxe rangées boulons =80mm

$$F_{t.rd} = \frac{80 \times 235 \times 8,5}{1,25} = 127,84 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{M}{d} = \frac{62,64}{h-t_f} = \frac{62,64}{0,212} = 295,47 > F_{t.rd}$$

La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm.

X-4-6- Résistance de l'âme du poteau en compression :

Condition à vérifier : $\sigma_n \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

V : effort tranchant

A : section de profil

I : inertie du profilé

$$V = t_{fpoutre} + 2t_p + 5(t_{fpoteau} + r_c)$$

D'où :

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{Mxv}{I} = \frac{83,81 \times 10^3}{112,5 \times 10^2} + \frac{62,64 \times 255,2 \times 10^2}{6310} = 260,78 \text{ MPa} > \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 213,63 \text{ MPa}$$

La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm.

X-4-7- Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

Condition à vérifier : $F_{v.sd} \leq F_{t.rd}$

$$F_{t.rd} = \frac{0,58 \times f_y \times t_w \times h}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t.rd} = \frac{0,58 \times 290 \times 235 \times 8,5}{1} = 335,97 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{M}{d} = \frac{62,64}{h-t_f} = \frac{62,64}{0,212} = 295,47 < F_{t.rd}$$

La condition est vérifiée, donc n'est pas nécessaire d'ajouter un raidisseur.

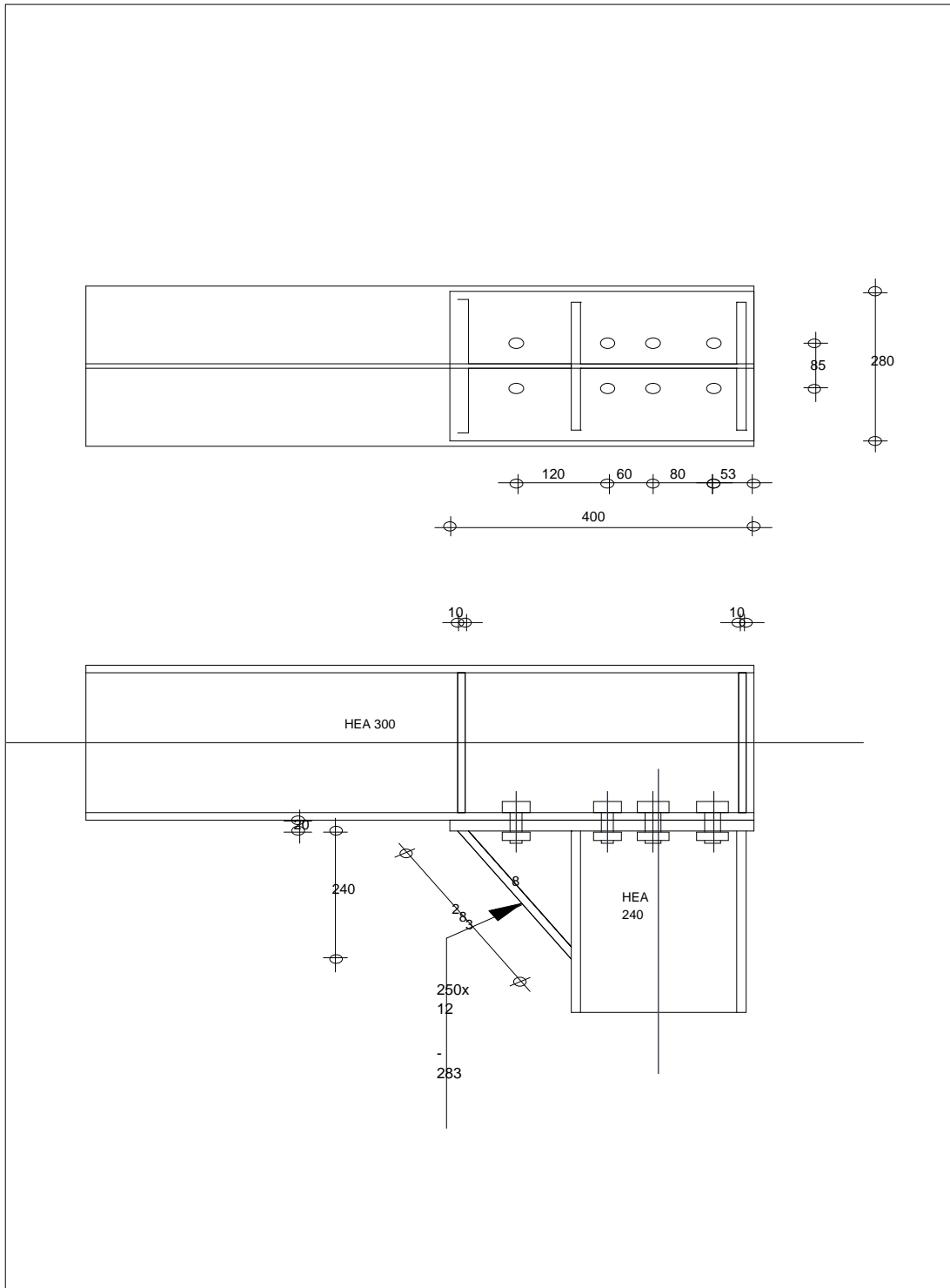


Figure-X-6- Schéma D'assemblage poteau-poutre principale.

X-5-Assemblage consol-poteau (IPE200-HEA300) :

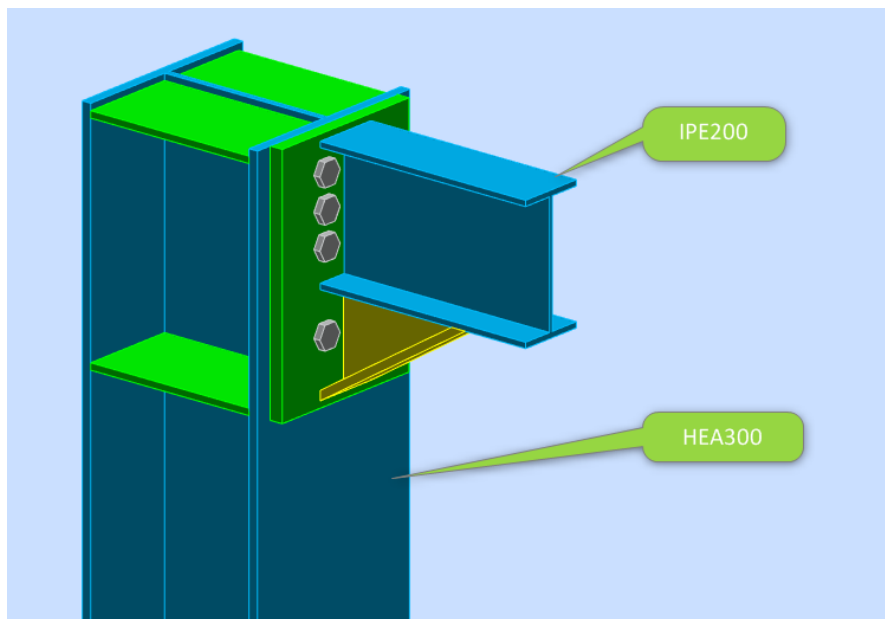


Figure-X-7-Assemblage console-poteau (HEA240-HEA300).

X-5-1- Données de calcul :

✚ Sollicitations :

$$M_{sd} = -53,45 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 62,33 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 0,00 \text{ kN}$$

✚ Platine :

La platine est soudée sur la poutre et boulonnée au poteau. La platine choisie pour notre assemblage a les caractéristiques suivantes :

Hauteur de la platine : $h_{\text{platine}} \geq h_{\text{poutre}}$. On prend $h_{\text{platine}} = 3700 \text{ mm}$.

La largeur de la platine : $b_{\text{platine}} \geq b_{\text{poutre}}$. On prend $b_{\text{platine}} = 250 \text{ mm}$.

Epaisseur de la platine : $t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$

✚ Jarret :

La hauteur : $h = 150 \text{ mm}$

La longueur = 240 mm

La largeur : $l = 100 \text{ mm}$

✚ Choix des boulons :

On choisit 8 boulons HR10.9 avec un diamètre de $d = 14 \text{ mm}$

X-5-2- Détermination des Dispositions constructives :

a- Pince longitudinale et transversale :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm}$	$e_1 \leq \min(150\text{mm} ; 12t_w) = 90\text{mm}$	$e_1 = 85\text{mm}$

b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$p_1 \geq 2,2d_0 = 48,4 \text{ mm}$ $p_2 \geq 3d_0 = 66 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min(200\text{mm} ; 14t_w) = 105\text{mm}$ $p_2 \leq \min(200\text{mm} ; 14t_w) = 105\text{mm}$	$p_1 = 50\text{mm}$ $p_2 = 80\text{mm}$

X-5-3- Vérification au moment fléchissant :

Le moment résistant effectif de l'assemblage M_r est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée) , sa valeur est donnée par :

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

N_1 : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue.

$$N_1 = nF_p = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 115 = 161\text{kN}$$

$$d_1 = 314\text{mm}$$

$$d_2 = 264\text{mm}$$

$$d_3 = 144\text{mm}$$

$$d_4 = 144\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,314 + 0,264 + 0,144 + 0,144)^2 = 0,749\text{m}$$

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{161 \times 0,749}{0,314} = 384,04\text{kN.m}$$

$$M_{sd} < M_r \quad (\text{Condition vérifié})$$

X-5-4- Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} < F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \frac{F_p}{\lambda_{ms}}$$

Avec :

V_1 : l'effort de cisaillement par boulon

F_s : Résistance au glissement

K_s : Coefficient fonction de la dimension des trous ; =1

m : Nombre d'interfaces de frottement ; =1

μ : Coefficient de frottement des pièces (surface de classe C) ; =0,3

F_p : est la force de précontrainte ; =171,5KN.

λ_{ms} : 1,25 pour les trous à tolérances normales.

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{62,33}{8} = 7,79 < F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \frac{F_p}{\lambda_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN (Condition vérifié)}$$

X-5-5- Résistance de l'âme du poteau en traction :

Condition à vérifier : $F_{v.sd} \leq F_{t.rd}$

$$F_{t.rd} = \frac{b_{eff} \times f_y \times t_{wc}}{\gamma_{m0}} \quad t_{wc}: \text{Épaisseur âme poteau (8,5mm)}$$

b_{eff} : p =entraxe rangées boulons =85mm

$$F_{t.rd} = \frac{85 \times 235 \times 8,5}{1,25} = 135,83 \text{ kN}$$

$F_{v.sd} = \frac{M}{d} = \frac{62,64}{h-t_f} = \frac{53,45}{0,212} = 252,12 > F_{t.rd}$ La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm.

X-5-6- Résistance de l'âme du poteau en compression :

Condition à vérifier : $\sigma_n \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

V : effort tranchant

A : section de profil

I : inertie du profilé

$$V = t_{fpoutre} + 2t_p + 5(t_{fpoteau} + r_c)$$

D'où :

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M_{xv}}{I} = \frac{62,33 \times 10^3}{112,5 \times 10^2} + \frac{53,45 \times 255,2 \times 10^2}{6310} = 243,89 \text{ MPa} > \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 213,63 \text{ MPa}$$

La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm.

X-5-7- Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

Condition à vérifier : $F_{v.sd} \leq F_{t.rd}$

$$F_{t.rd} = \frac{0,58 \times f_y \times t_w \times x_h}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t.rd} = \frac{0,58 \times 290 \times 235 \times 8,5}{1} = 335,97 \text{ kN}$$

$F_{v.sd} = \frac{M}{d} = \frac{53,45}{h-t_f} = \frac{53,45}{0,212} = 252,122 < F_{t.rd}$ La condition est vérifiée, d'once n'est pas nécessaire d'ajouter un raidisseur.

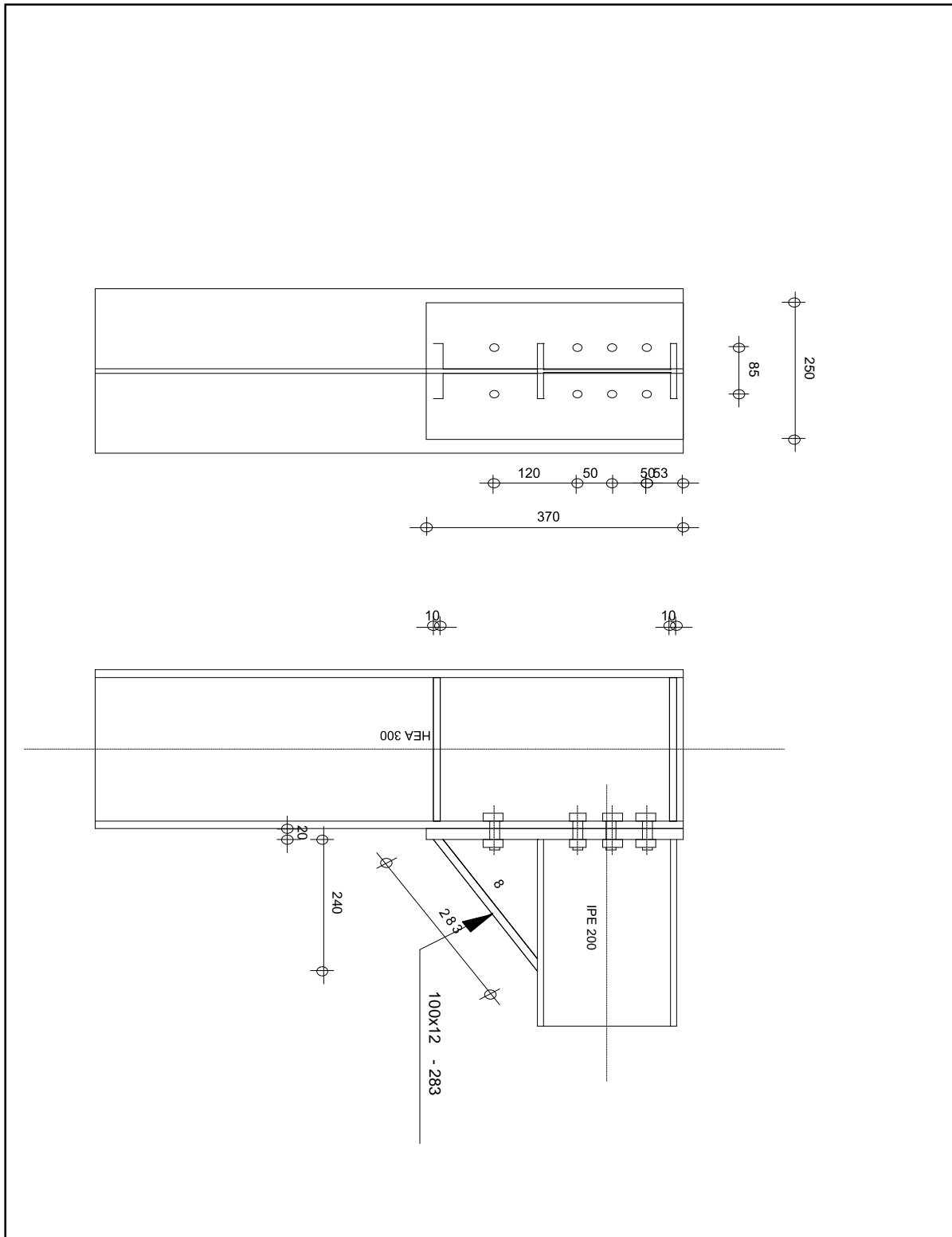


Figure-X-8- Schéma D'assemblage console-poteau (HEA240-HEA300).

X-6-Assemblage poteau-poteau :

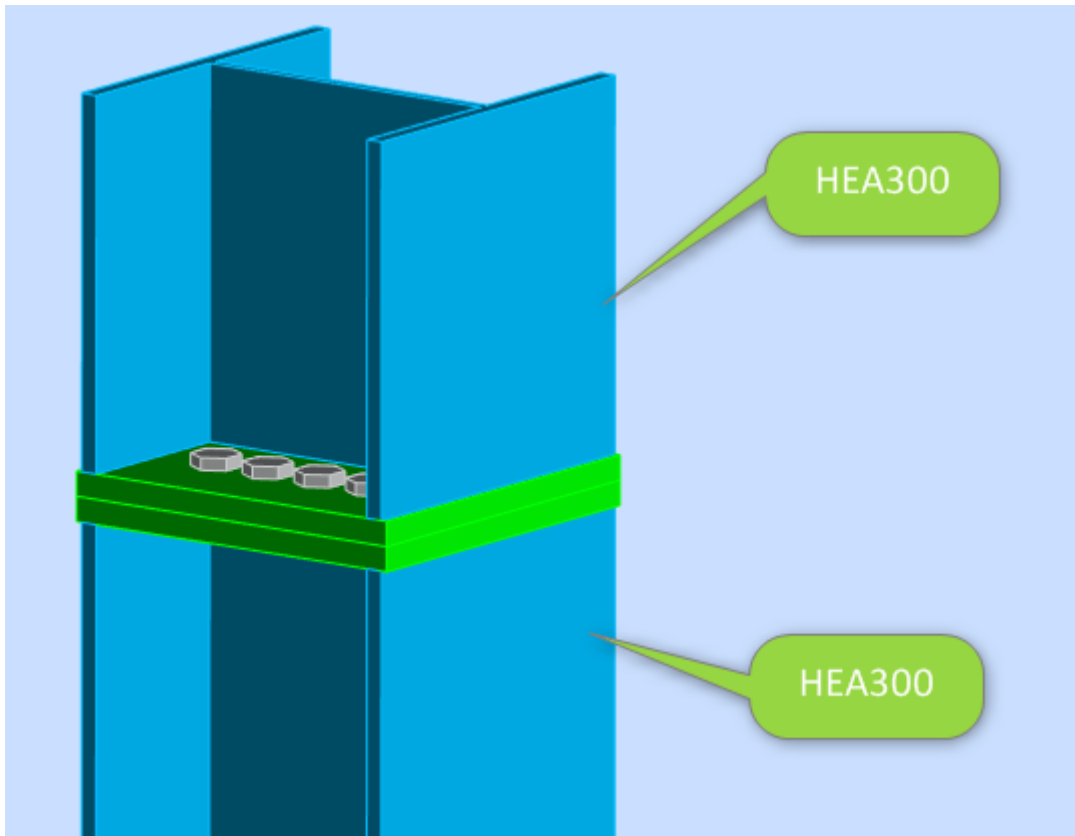


Figure-X-9-Assemblage poteau-poteau.

X-6-1- Données de calcul :

✚ Les sollicitations :

$M_{sd}=71,51\text{kN.m}$

$V_{sd}=39,73\text{kN}$

$N_{sd}=207,48\text{kN}$

✚ Choix des boulons :

On choisit 8 boulons HR10.9 avec un diamètre $d=20\text{mm}$

✚ Platine :

On choisit (300x300x20)

X-6-2- Détermination des Dispositions constructives :

a- Pince longitudinale et transversale :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm}$	$e_1 \leq \min (150\text{mm} ; 12t) = 150\text{mm}$	$e_1 = 140\text{mm}$
$e_2 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm}$	$e_2 \leq \min (150\text{mm} ; 12t) = 150\text{mm}$	$e_2 = 50\text{mm}$

b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :

Minimale	Maximale	Pince adopté
$p_1 \geq 2,2d_0 = 48,4 \text{ mm}$ $p_2 \geq 3d_0 = 66 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min(200\text{mm} ; 14t) = 196\text{mm}$ $p_2 \leq \min(200\text{mm} ; 14t) = 196\text{mm}$	$p_1 = 50\text{mm}$ $p_2 = 90\text{mm}$

X-6-3- Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_r > M_{sd}$

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$d_1 = 225 \text{ mm}$$

$$d_2 = 175 \text{ mm}$$

$$d_3 = 125 \text{ mm}$$

$$d_4 = 75 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,225 + 0,175 + 0,125 + 0,075)^2 = 0,36$$

$$N_1 = nF_p = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 = 343 \text{ kN}$$

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{343 \times 0,36}{0,225} = 548,8 \text{ kN}$$

$$M_r > M_{sd} \quad (\text{Condition vérifié})$$

X-6-4- Résistance de l'âme du poteau en traction :

Condition à vérifier : $F_v \leq F_t$

$$F_t = \frac{f_{yt} \times t_{wc} \times P_2}{\gamma_{m0}}$$

$$F_t = \frac{235 \times 8,5 \times 100 \times 10^{-3}}{1} = 199,75 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M}{d} = \frac{71,51}{h - t_f} = \frac{71,51}{0,276} = 259 > F_t$$

Il faut disposer un raidisseur.

X-6-5- Résistance de l'âme du poteau en compression :

Condition à vérifier : $\sigma_n \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\sigma_n = \frac{V+N}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el}}$$

Avec :

V : effort tranchant

A : section de profil

I : inertie du profilé

D'où :

$$\sigma_n = \frac{V+N}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el}} = \frac{39,73 \times 10^3 + 207,48 \times 10^3}{112,5 \times 10^2} + \frac{71,51 \times 10^6}{1260 \times 10^3} = 78,72 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 213,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad (\text{Condition vérifié})$$

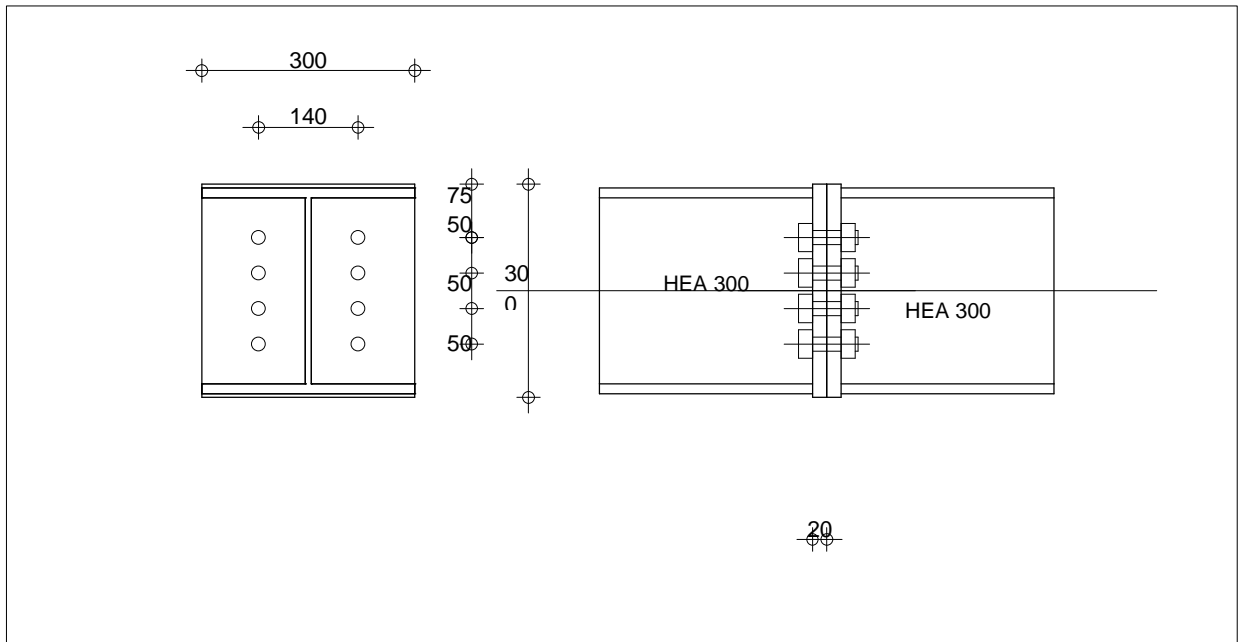


Figure-X-10-Schéma d'assemblage poteau-poteau.

X-7-Assemblages poteau-fondation :

Ces Assemblages généralement désignés par les termes « pieds de poteaux » ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercés sur le bâtiment. Par ailleurs, selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage.

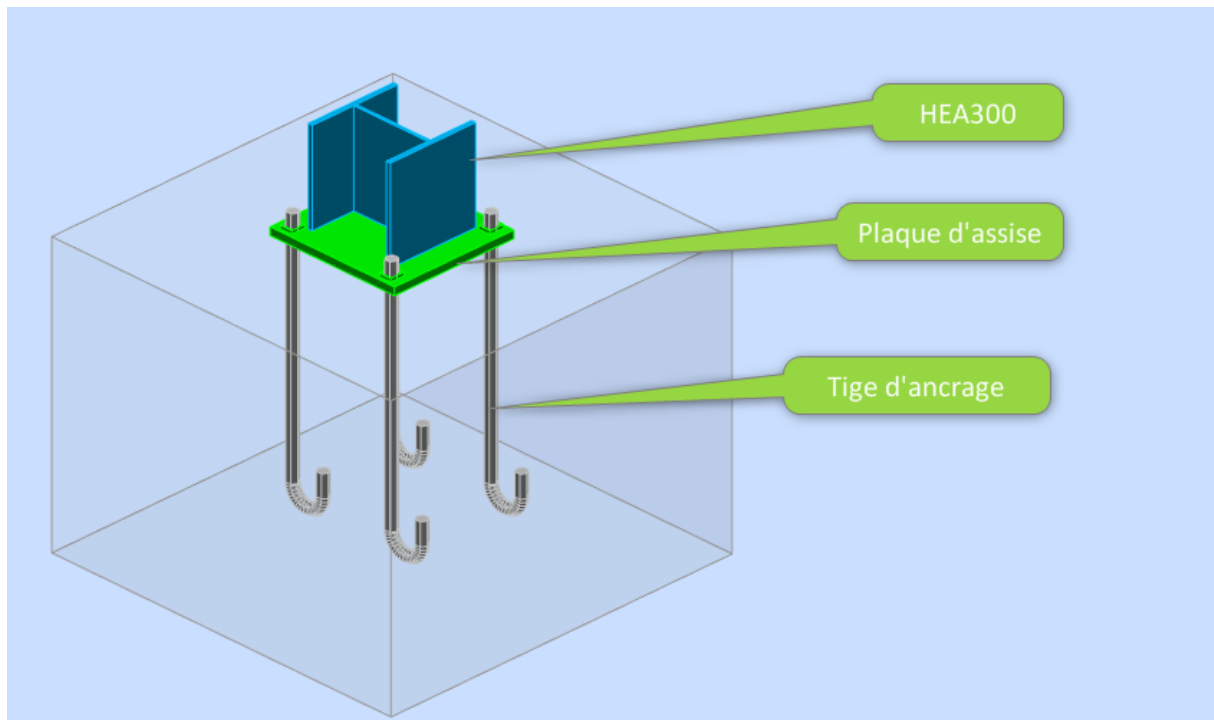


Figure-X-11- Assemblage poteau-fondation.

Plaque d'assise :

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de tel sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison f_j .

X-7-1- Résistance de contact de la liaison f_j :

La résistance de contact de la liaison f_j est donnée par la formule :

$$f_j = \beta_1 k_j f_{cd}$$

Avec :

β_1 : est le coefficient relatif à la liaison prés égale à 2/3.

k_j : est le facteur de concentration peut être égale à 1.

f_{cd} : est la valeur de calcul de la résistance en compression du béton, donnée par :

Avec :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

f_{ck} : La résistance caractéristique en compression sur cylindre.

γ_c : Le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

D'où :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,66MPa$$

$$f_j = \beta_1 k_j f_c = 2/3 \times 1 \times 16,66 = 11,1MPa$$

X-7-2- La surface portante S_p :

La surface portante est égale a :

$$S_p = S - S_{np}$$

Avec :

S : surface de la platine

La largeur supplémentaire d'appui « c » ne doit pas dépasser :

$$c \leq t \sqrt{\frac{f_y}{3 \times \gamma_{m0} \times f_j}}$$

t : Epaisseur de la plaque d'assise en acier. On propose t = 25 mm.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise.

AN :

$$c \leq 25 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 1 \times 1,1}} = 66,41mm \text{ On prend } c=60mm$$

X-7-3- Les dimensions de la platine :

Hauteur de la platine : $h_{poteau} \leq a \leq h_{poutre} + 2c$. On prend a=410mm.

La largeur de la platine : $b_{poteau} \leq b \leq b_{poutre} + 2c$. On prend b=420mm.

D'où :

$$S = 410 \times 420 = 172200mm^2$$

X-7-4- Les tiges d'ancrages :

Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux effets des charges de calcul. Elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement. L'effort de traction N_t incluant tout effort supplémentaire du à l'effet de levier, ne doit pas dépasser la résistance de calcul en traction $B_{t,Rd}$ de l'ensemble plaque-boulon.

Les sollicitations :

$$M_{sd}=48,12\text{kN.m}$$

$$V_{sd}=6,11\text{kN}$$

$$N_{sd}=-24,30\text{kN (traction)}$$

On a:

$$N_t = 24,30 + \frac{48,12}{0,36/2} = 291,63\text{kN}$$

La résistance de calcul en traction $B_{t,Rd}$ de l'ensemble plaque-boulon doit être prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

X-7-5-Dimensionnement de la tige d'ancrage :

La résistance de calcul à la traction $F_{t,Rd}$:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

La résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon $B_{t,Rd}$:

$$B_{t,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times 0,9 \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

Donc :

$$N_t \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \dots \dots \dots (1)$$

$$N_t \leq B_{t,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} \dots \dots \dots (2)$$

De(1) on trouve : $A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times N_t}{0,9 \times f_{ub}} = \frac{291,63 \times 1,5}{0,9 \times 400} = 1215,12\text{mm}^2$

Pour une seul tige d'ancrage : $A_s \geq 303,78\text{mm}^2$

D'où :

$$d_m \geq \sqrt{\frac{4 \times A_s}{\pi}} = 19,66\text{mm} \text{ On prend } d_m = 20\text{mm}$$

De(2) :

$$d_m \geq \frac{N_t \times \gamma_{mb}}{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u} = \frac{303,78 \times 1,5 \times 10^3}{0,6 \times 3,14 \times 20 \times 360} = 33,59\text{mm}$$

On prend un goujon de diamètre $d=36\text{mm}$

X-7-6-Vérification de l'adhérence béton-tige d'ancrage :

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_a \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = \pi \times \tau_{su} \times \Phi \times l_s$$

Avec :

$$l_s = r + l_1 + l_2$$

$$r=3\Phi \quad l_1=20\Phi \quad l_2=2\Phi$$

D'où :

$$I_s = 108 + 720 + 72 = 900\text{mm}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 1,26 \Psi^2 = 1,5 \text{ Pour les H.A}$$

$$F_{adm} = \pi \times \tau_{su} \times \Phi \times I_s = 3,14 \times 1,26 \times 36 \times 900 \times 10^{-3} = 124,62 \text{ kN}$$

$$F_a = N_t / 4 = 72,90 \text{ kN}$$

$$F_a \leq F_{adm} \text{ (Condition vérifié)}$$

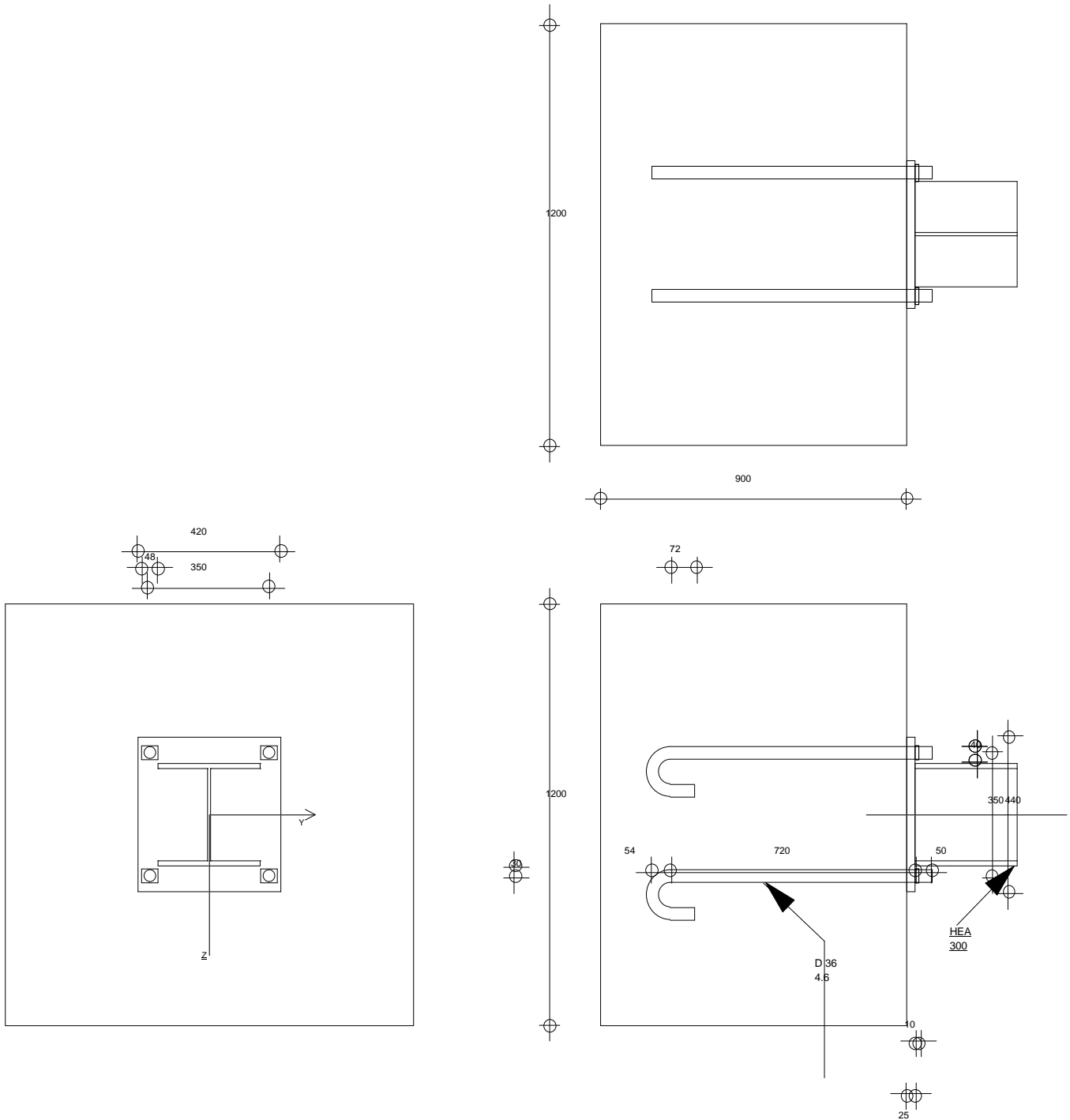


Figure-X-12- Assemblage poteau-fondation.

CONCLUSION

Après avoir fait cette étude, nous pouvons aisément conclure qu'une bonne conception et un calcul plus approximatif permettent à cette dernière d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles est soumise.

L'étude qu'on a faite nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, ainsi que de mieux comprendre les principes fondamentaux de dimensionnement des éléments de la structure et les charges que la structure doit supporter.

Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurité, technique et économique.

Avant de clore notre mémoire, nous tenons sincèrement à témoigner notre gratitude à tous ceux qui pour la préparation de ce projet –ont bien voulu nous apporter leurs aides et conseils

Bibliographie

- ✚ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ✚ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ✚ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- ✚ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013».
- ✚ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- ✚ EUROCODE 3 : (calcul des structures métalliques).
- ✚ EUROCODE 4 :(calcul des structures mixtes).
- ✚ DTR.C.2.47.2013 : document d'accompagnement exemples d'application.
- ✚ Manuel de Calcul de Poutres et Dalles Mixtes Acier-Béton « Dr Ir P. BOERAEVE »
- ✚ EUROCODE 4 EN 1994 Exemples d'application au calcul des structures mixtes acier-béton