

République Algérienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE DE BLIDA 1

Faculté de technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Constructions métalliques et mixtes

ETUDE D'UNE TOUR A USAGE D'HABITATION

R+23+2sous-sol contreventé par le système DIAGRID.

Encadré par :

Madame W.badis

M^r Kh.rahmani

Présentée par :

- Belkram ines.

- Rebika meriem.

- Tlemsani nour el houda.

Blida, Septembre 2021

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'ont remercié M^r zahaf et notre Co-promoteur M^r K.RAHMANI, notre encadreur M^r SLIMANE et notre promotrice M^{me} O.BADIS et de nous avoir encadré ainsi que leurs disponibilités, orientations, et précieux conseil avec lequel ils nous ont suivi et guidé en ce travail.

En fin, tous nos amis, amies, et ceux qui ont contribues de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

DÉDICACE

Tout D'abord à dieu, qui m'a donné la santé, la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire. Je tiens, C'est avec un grand plaisir que je dédie ce modeste travail :

- A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite mon très cher **père**, Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.
- A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse, mon adorable mère **Djouda**.
- A mes chères frères **Sohaib** et **Alla**, et mes sœurs chourouk, ikram, amel, imane, maha, hadjer, hiba et haya, sans oublier le petit chouchou de la famille **Nazim**, qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études, Que dieu les protégé et leurs offre la chance et le bonheur.
- A ma deuxième famille mon oncle, et ma tante samra, et mes deux beaux-frères hani et hamza Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.
- A vous mes proches Haithem, najoua, raihana, houda, mariem, rihab, et manel, qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études.

DÉDICACE

Du profond de mon cœur Je dédie ce modeste travail :

A Mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, amour, tendresse, leurs soutiens et leur prières tous au long de mes études.

A la mémoire de mon oncle **MOKHTAR** puisse dieu vous avoir sa sainte miséricorde je ne saurais exprimer mon grand chagrin en ton absence j'aurais aimé que tu sois à mes côtés ce jour. Que ce travail soit une prière pour votre âme.

A Ma chère sœur **imene** pour son encouragement et son soutien moral.

A Mes chère freres **khalil,anes** et **younes** pour leur amour.

A Mon chère grand père hamid et mes grands-mères Rabia et cherifa je vous souhaite une bonne santé.

A tous mes cousins (e) : meriem , zahra , nesrine , manel , oussama , nassim , islem , maya , nihel , nadjia , yassmine et nour.

A tous mes amis (e) : mouh , chahinez , nesrine , ines , asma , rafika et meriem qui mon soutenue et encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire.

A tous les membres de ma famille et à toute personne qui porte le nom
(**Tlemsani et kebaïl ali**)

Tlemsani nour el houda

DÉDICACE

Je voudrais dans un premier temps remercier **Dieu** le tout puissant qui m'a donné durant toutes ces années la santé , le courage et la foi en moi-même pour arriver a terme de ce mémoire .

- A mes très chers parentes qui m'ont guidé durant les moments les plus pénible de ce long chemin , **ma mère** le modèle dont pouvait rêver ,une femme d'une force incroyable et d'une bonté infinie ,elle a été a mes cotes et ma soutenue durant toute ma vie , **mon père** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.
- A **Zahida** et son marie **Bachir** pour leur amour inestimable ,leur soutien et toutes les valeurs qu'ils ont su m'inculquer .
- A ma grand-mère et mon grand père pour toute l'affection qu'elle m'a donnée et pour son précieux encouragement .
 - A ma très chère unique sœur **Takoua**.
 - A mon bras droit ,mes frère **Salah, Aziz et Naim**.
 - A mon fiancée pour son encouragement et d'être toujours a mes cotes .
 - A mes tantes Amina ,Djouda et safia pour leur soutien d'moral .
 - A mes copines Radia , Meriem ,Wisseem, Nessrine ,Ines et Houda
 - A ma belle sœurs hanane .
 - A mes cousins (e) : Chahra , Nour el houda , roeya , nihil , wisseem, khaoula ,Seddik et Anis
 - A mes collègues Zina ,Latif , Mehdi , mohamed .
 - A toute personne qui porte le nom **REBIKA**
 - Je remercie tout le Groupe « Moukabli » pour leur accueille chaleureux et les conseils qu'il on put me prodiguer pendant les six mois de stage .
 - Je remercie enfin toute personne ayant contribué a l'élaboration de ce travail , et trouve ici l'expression de mes plus profonds sentiments .

Rebika meriem

LISTE DES SYMBOLE ET DES ABREVIATION

A	Section brute d'une pièce ;
A_{net}	Section nette d'une pièce ;
A_w	Section de l'âme ;
A_v	Aire de cisaillement ;
Ct	Coefficient de topographie ;
Cr	Coefficient de rugosité ;
$C_{p,net}$	Coefficient de pression nette ;
C_e	Coefficient d'exposition ;
C_d	Coefficient dynamique ;
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
F	Force en générale ;
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	Charge permanente ;
G_{adm}	L'effort de glissement admissible ;
I	Moment d'inertie ;
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
K_0	Coefficient de flambement ;
K_t	Facteur de terrain ;
L	Longueur ;
M_{sd}	Moment sollicitant en générale ;
M	Moment fléchissant ;
M_{rd}	Moment résistant ;
M_{pl}	Moment plastique ;
M_{cr}	Moment critique ;
$M_{b,rd}$	Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,rd}$	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;

LISTE DES SYMBOLE ET DES ABREVIATION

N_{sd}	Effort normal sollicitant ;
$N_{t,sd}$	Effort normal de traction ;
$N_{c,sd}$	Effort normal de compression ;
N_{pl}	Effort normal plastique ;
$N_{c,rd}$	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
P	Poids total de la structure ;
Q	Charge d'exploitation ;
R	Coefficient de comportement de la structure ;
S	Surface ;
S	Charge de la neige ;
S_k	Charge de la neige sur le sol ;
V_{sd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
$V_{pl,rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V_{ref}	Vitesse de référence du vent ;
W	Pression aérodynamique ;
W_{pl}	Module de résistance plastique ;
W_{el}	Module de résistance élastique ;
d	Diamètre d'une section circulaire ;
f	Flèche ;
f_y	Limite d'élasticité ;
f_u	Résistance à la traction ;
h	Hauteur d'une pièce ;
l	Longueur d'une pièce ;
l_f	Longueur de flambement ;
r	Rayon d'une section circulaire ;
t	Épaisseur d'une pièce ;
t_f	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
t_w	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
z	Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	Hauteur équivalente ;
z_{min}	Hauteur minimale ;
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	Facteur de corrélation ;

LISTE DES SYMBOLE ET DES ABREVIATION

β_M	Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_M	Coefficient de sécurité ;
λ	Élancement ;
λ_{LT}	Élancement de déversement ;
α	Facteur d'imperfection ;
ϕ	Rotation ;
ϕ_{LT}	Rotation de déversement ;
η	Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
ξ	Pourcentage d'amortissement critique ;
η	Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	Déplacement du aux forces sismique F_i ;
Δ_k	Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;
μ	Coefficient de forme de la charge de neige ;

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1 : valeurs de la pression dynamique de référence.....	19
Tableau II-2 : définition des catégories de terrain.	19
Tableau II-3 : valeur de la pression dynamique de pointe qpz	24
Tableau II-4 : Cpe, 10 pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.	25
Tableau II-5 : Cpe, 10 pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.	26
Tableau II-6 : coefficient de pression extérieure des toitures plates.	27
Tableau II-7 : coefficient de pression extérieure des toitures plates.	28
Tableau II-8 : pression sur les parois (direction V1) du RDC au 10 ^{ème}	30
Tableau II-9 : pression sur les parois (direction V1) du 11 ^{ème} au 14 ^{ème}	30
Tableau II-10: pression sur les parois (direction V1) du 15 ^{ème} au 24 ^{ème}	30
Tableau II-11: valeurs des pressions de la toiture.....	31
Tableau II-12 : pression sur les parois (direction V2) du RDC au 10 ^{ème}	31
Tableau II-13 : pression sur les parois (direction V2) du 11 ^{ème} au 14 ^{ème}	31
Tableau II-14 : pression sur les parois (direction V2) du 15 ^{ème} au 24 ^{ème}	32
Tableau II-15: valeurs des pressions de la toiture.....	32
Tableau II-16 : coefficient Cd.....	33
Tableau II-17: les valeurs du coefficient dynamique Cd (V1/V2).....	34
Tableau II-18 : les forces à l'aide des coefficients des forces (V1/V2).....	35
Tableau III-1 : charge permanente de la terrasse.	39
Tableau III-2 : charge permanente de plancher courant.....	40
Tableau III-3: Récapitulation des sections adoptées aux différents étages.	64
Tableau VI-1 : facteur de qualité.	106
Tableau VI-2 : résumé des valeurs.....	107
Tableau VI-3 : le pourcentage de participation de masse.....	108
Tableau VI-4 : valeur des déplacements dus aux forces sismiques.	112
Tableau VI-5 : déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.	113
Tableau VI-6 : justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$ - sens x	115
Tableau VI-7 : justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$ - sens y.	116
Tableau VII-1 : vérification du sommier avec robot.....	122
Tableau VII-2 : vérification de la poutre secondaire avec robot.....	124
Tableau VII-3 : Calcul de la longueur de flambement.....	127
Tableau VII-4 : vérification du flambement.	128
Tableau VII-5 : effort internes des poteaux sous Nmax.....	126
Tableau VII-6 : vérification par flambement par flexion et déversement.	130
Tableau VII-7 : efforts internes des poteaux sous Nmax.	130
Tableau VII-8 : vérifications au flambement par flexion et déversement.....	131
Tableau VII-9 : efforts internes des poteaux sous Nmax.	132
Tableau VII-10 : vérifications au flambement par flexion et déversement.....	132
Tableau VII-11 : Effort interne des poteaux sous Mymax	133
Tableau VII-12 : vérification au flambement par flexion et déversement.	133
Tableau VII-13 : efforts internes des poteaux sous MZmax	134
Tableau VII-14 : vérification au flambement par flexion et déversement.	134
Tableau VII-15 : vérification du poteau diagrid avec robot.	137
Tableau VIII-1 : valeurs de la limite d'élasticité fyb et de la résistance à la traction fub . 140	140

Tableau IX-1 : calcul des efforts à l'ELU.	187
Tableau IX-2 : calcul des efforts à l'ELS.....	187
Tableau IX-3 : ferrailage du radier à l'ELU.....	188
Tableau IX-4 : ferrailage du radier à l'ELS.	188
Tableau IX-5 : ferrailage du débord à l'ELU.	189
Tableau IX-6 : ferrailage du débord à l'ELS.....	190

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : plan rez-de-chaussée.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-2 : plan du 1er au 23ème étage.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-3 : Type de plancher.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-4 : Hi-bond55.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-5 : Les dimensions de brique utilisée.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-6 : diagrid st-mary Swiss.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-7 : exemples des structures diagrid.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-8 : estimation itérative du facteur R.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-9 : géométrie, charges, efforts inerties.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-10 : la soudure du nœud sur atelier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II-1 : organigramme pour la détermination des pressions dues au vent.....	21
Figure II-2 : Action du vent.....	22
Figure II-3 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.....	23
Figure II-4 : légende pour les parois verticales.....	25
Figure II-5 : légende pour les parois verticales.....	26
Figure II-6 : légende pour les toitures plates.....	27
Figure II-7 : légende pour les toitures plates.....	28
Figure III-1: Les types de liaisons.....	38
Figure III-2 : la tôle Hi-Bond55-750.....	38
Figure III-3: Dalle mixte.....	39
Figure III-4 : disposition des solives.....	41
Figure III-5: schémas statique de la solive.....	42
Figure III-6 : schémas statique du sommier.....	44
Figure III-7 : schémas statique du sommier sous charge.....	44
Figure III-8 : schémas statique de la poutre secondaire.....	48
Figure III-9 : l'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité.....	49
Figure IV-1 : dimensionnement de l'acrotère.....	66
Figure IV-2 : ferrailage de l'acrotère.....	69
Figure IV-3 : constituant d'un escalier.....	70
Figure IV-4 : vue en plan de l'escalier.....	71
Figure IV-5 : constituant de la cornière de support.....	72
Figure IV-6 : schémas statique de la cornière de support.....	72
Figure IV-7 : charge revenant au limon.....	74
Figure IV-8 : schémas statique de la poutre palière.....	76
Figure IV-9 : Schémas statique de la console.....	77
Figure V-1 : constituant d'un plancher mixte.....	80
Figure VI-1 : spectre de réponse.....	104
Figure VI-2 : translation suivant l'axe x-x.....	109
Figure VI-3 : translation suivant l'axe y-y.....	110
Figure VI-4 : rotation suivant l'axe z-z.....	110
Figure VII-1 : phénomène de flambement.....	119
Figure VII-2 : phénomène de déversement.....	119
Figure VII-3 : la poutre principale la plus sollicitée.....	120
Figure VII-4 : la poutre secondaire la plus sollicitée.....	122

Figure VII-5 : le poteau le plus sollicité.	125
Figure VII-6 : structure Diagrid avec différents angles diagonaux.....	135
Figure VII-7 : paramètre des barres diagrid.....	136
Figure VIII-1 : le boulonnage.	140
Figure VIII-2 : le soudage.....	141
Figure VIII-3 : assemblage solive-poutre principale.....	143
Figure VIII-4 : assemblage poteau-poteau.	147
Figure VIII-5 : assemblage diagrid.	165
Figure VIII-6 : assemblage diagrid par éclissage.....	180
Figure IX-1 : disposition des nervures par rapport au radier et au poteau.	184
Figure IX-2 : Evaluation des charges.	191

TABLE DES MATIERS

Introduction générale.....	11
Chapitre I.....	Erreur ! Signet non défini.
Partie 01 : présentation du projet.	Erreur ! Signet non défini.
I. Généralités	Erreur ! Signet non défini.
I.1 Présentation du projet.....	Erreur ! Signet non défini.
I.1.1 Données géométriques du projet.....	Erreur ! Signet non défini.
I.1.2 Localisation et données concernant le site	Erreur ! Signet non défini.
I.1.3 Conception architecturale	Erreur ! Signet non défini.
I.1.4 Règlements techniques	Erreur ! Signet non défini.
I.1.5 Logiciel de calcul	Erreur ! Signet non défini.
I.2 Matériaux de construction	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1 Acier	Erreur ! Signet non défini.
I.2.2 Béton	Erreur ! Signet non défini.
I.3 Les états limites.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1 Les états limites ultimes ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2 Les états limites de service ELS	Erreur ! Signet non défini.
I.4 Conception structurelle.....	Erreur ! Signet non défini.
Partie 02 : Généralité sur le système DIAGRID	Erreur ! Signet non défini.
I.5 Introduction sur le système diagrid	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2 Les avantages et les inconvénients du système	Erreur ! Signet non défini.
I.5.3 Dérivation du facteur R	Erreur ! Signet non défini.
I.5.4 Effet du vent	Erreur ! Signet non défini.
I.5.5 Le critère basé sur la rigidité	Erreur ! Signet non défini.
I.5.6 Les différentes tâches de fabrications	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre II Etude climatique.....	11
II. Etude climatique.....	18
II.1 Charge climatique	18
II.2 Effet de la neige	18
II.2.1 Calcul des charges de la neige	18
II.3 Effet du vent.....	19
II.3.1 Introduction.....	19

II.3.2	Paramètre de calcul	23
II.3.3	Coefficient de pression extérieure.....	24
II.3.4	Coefficient de pression intérieure	28
II.3.5	La pression aérodynamique	29
II.3.6	Coefficient dynamique « C_d ».....	33
II.3.7	Action d'ensemble	34
II.3.8	Calcul des forces de frottement	35
Chapitre III pré dimensionnement des éléments.....		37
III.	Pré-dimensionnement des éléments.....	38
III.1	Etude du plancher collaborant.....	38
III.2	Evaluation des charges et surcharges	39
III.2.1	Les charges permanentes (G).....	39
III.2.2	Les charges d'exploitations (Q).....	40
III.3	Pré-dimensionnement des éléments.....	40
III.3.1	Condition de la flèche	40
III.3.2	Condition de résistance	41
III.3.3	Pré-dimensionnement de la solive	41
III.3.4	Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)	43
III.3.5	Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)	45
III.3.6	Pré dimensionnement des poutres secondaires	47
III.3.7	Pré dimensionnement des poteaux.....	48
Chapitre VI Etude des éléments secondaires.		65
IV.	Acrotère.....	66
IV.1	Introduction	66
IV.1.1	Dimensionnement	66
IV.1.2	Calcul des sollicitations.....	66
IV.1.3	Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimé	67
IV.1.4	Vérification de la contrainte de cisaillement	68
IV.2	Etude des escaliers.....	70
IV.2.1	Introduction.....	70
IV.2.2	Pré dimensionnement de l'escalier	70
IV.2.3	Calcul des éléments de l'escalier	71
IV.2.4	Etude de la poutre palière	76
Chapitre V Etude des planchers mixtes.....		79
V	Etude des planchers mixte.....	80

V.1	Introduction.....	80
V.2	Description d'un plancher collaborant	80
V.3	Etude de la dalle collaborant.....	81
V.4	Vérification des solives	81
V.5	Dimensionnement de la connexion	90
V.5.1	Calcul des goujons connecteurs.....	90
V.6	Ferraillage de la dalle du plancher	93
Chapitre VI Etude sismique.....		99
VI.	Etude sismique	100
VI.1	Généralité sur les séismes	100
VI.2	L'objectif de l'étude sismique.....	100
VI.3	Caractéristique dynamique propre.....	100
VI.4	Critère de classification par l'RPA99 version 2003	101
VI.4.1	Classification des zones sismiques	101
VI.4.2	Classification de l'ouvrage	101
VI.5	Choix de la méthode de calcul	102
VI.6	Méthode d'analyse modale spectrale.....	102
VI.6.1	Principe de la méthode	102
VI.6.2	Modélisation	102
VI.6.3	Nombre des modes à considérer	103
VI.6.4	Spectre de réponse	104
VI.6.5	Les données de l'ouvrage	105
VI.7	Nombre de modes de vibrations à considérer	107
VI.7.1	Pourcentage de participation de masse.....	107
VI.7.2	Les réponses modales de la structure	109
VI.8	Résultante des forces sismique.....	111
VI.8.1	Vérification des efforts tranchant.....	111
VI.8.2	Vérification des déplacements	111
VI.9	Effet de deuxième ordre.....	114
VI.9.1	Définition :.....	114
VI.10	Interprétation des résultats	117
Chapitre VII vérification des Eléments		118
VII.	Calcul et vérification des éléments.....	119
VII.1	Introduction	119
VII.2	Vérification de la poutre principale HEA600	120

VII.2.1	Vérification à la résistance	120
VII.2.2	Vérification au déversement	121
VII.3	Vérification de la poutre secondaire IPE360	122
VII.3.1	Vérification à la résistance	123
VII.3.2	Vérification au diversement	124
VII.4	Vérification des poteaux	124
VII.4.1	Hypothèse de calcul.....	124
VII.5	Vérification du système DIAGRID	135
VII.5.1	Introduction	135
VII.5.2	Composants et fonctions du système	135
VII.5.3	Méthode de calcul.....	135
VII.5.4	Vérification du Diagrid	136
Chapitre VII	calcul des assemblages.....	138
VIII.	Généralité sur les assemblages.....	139
VIII.1	Rôle des assemblages.....	139
VIII.2	Fonctionnement des assemblages	139
VIII.2.1	Le Boulonnage	139
VIII.2.2	Le soudage	140
VIII.3	Calcul des assemblages.....	141
VIII.3.1	Assemblage solive poutre	141
VIII.3.2	Assemblage poteau-poteau	143
VIII.3.3	Assemblage poteau-poteau (HEB600 avec HEB500)	147
VIII.3.4	Assemblage pied de poteau.....	150
VIII.3.5	Assemblage diagrid	158
VIII.3.6	Assemblage diagrid par éclissage.....	166
Chapitre IX	Etude des fondations	181
IX	Etude des fondations.....	182
IX.1	Introduction	182
IX.2	Les types des fondations	182
IX.2.1	Fonctions assurées par les fondations	182
IX.2.2	Choix des fondations.....	183
IX.3	Etude du radier	184
IX.3.1	Pré dimensionnement du radier	184
IX.4	Ferraillage du radier.....	186
IX.4.1	Méthode de calcul	186

IX.4.2	Etude du débord du radier	189
IX.5	Calcul du voile périphérique	190
IX.5.1	Introduction.....	190
IX.5.2	Le dimensionnement	191
IX.5.3	Vérification de l'effort tranchant	193

Introduction générale

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer en tenant compte des paramètres suivants :

- ❖ L'usage de la structure.
- ❖ La résistance.
- ❖ Les exigences esthétiques de l'architecte.
- ❖ L'aspect économique
- Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi la présentation du système DIAGRID.
- Dans le 2^{ème} chapitre on s'intéressera à l'étude climatique neiges et vent, qui peut avoir un impact sur le comportement de notre structure.
- Le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres), fait l'objet du 3^{ème} chapitre.
- Dans le 4^{ème} chapitre on s'intéressera à l'étude des éléments secondaire.
- Le 5^{ème} chapitre consiste à faire l'étude des planchers mixtes.
- Le 6^{ème} chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration, les comportements de la structure et du système DIAGRID, ainsi des justifications imposées par les règles parasismiques qui a été réalisée par un logiciel de calcul.
- Puis on enchaîne avec les vérifications des éléments dans le 7^{ème} chapitre.
- Le 8^{ème} chapitre comportera l'étude des assemblages.

Dans le dernier chapitre on fera une étude des infrastructures.

On termine le travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

Chapitre I : présentation du projet.

I. Généralités

I.1 Présentation du projet

Il s'agit à étudier une tour R+23 en charpente métallique à usage habitation, ce projet est implanté en zone sismique III.

- L'ossature est formée d'une structure métallique, (poteaux, poutres) et de plancher mixte collaborant (béton-acier).
- L'encrage du tour atteint les 8 mètres qui peuvent être exploitable comme sous-sol.

I.1.1 Données géométriques du projet

Vue en plan :

- Longueur : 36 mètre.
- Largeur : 36 mètre.
- Hauteur totale : 84 mètre.

Vue en élévation :

- Hauteur rez-de-chaussée : $H_{RDC}=3.5m$.
- Hauteur étage courant : $H_{ec}=3.5m$.
- Hauteur totale du bâtiment : $H_{tot}=84m$.

I.1.2 Localisation et données concernant le site

Le bâtiment est implanté à Gué de Constantine dans la wilaya d'Alger dont :

- La contrainte admissible du sol est de = bars (rapport du sol du laboratoire)
- Altitude géographique : 60.00 m.
- Zone de neige : B.
- Région de vent : I.
- Catégorie de terrain S3.
- Zone sismique : III.

I.1.3 Conception architectural

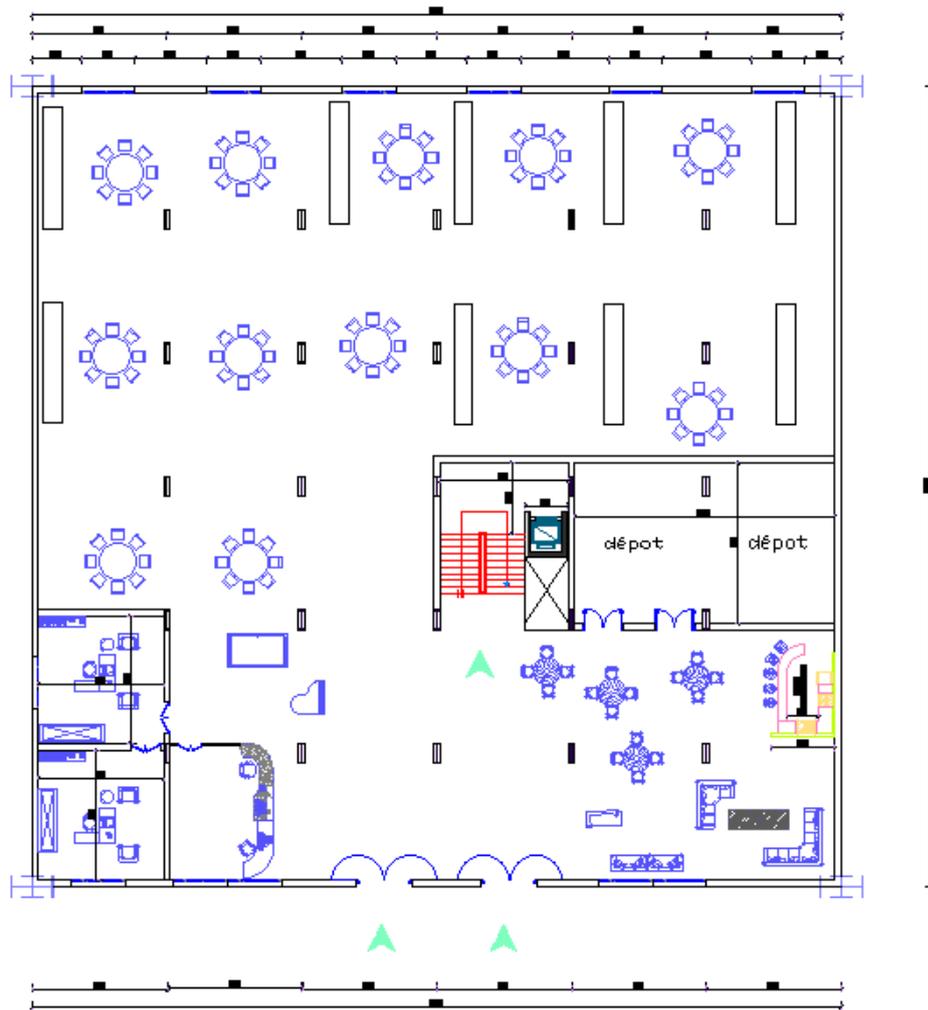


Figure I-1 : plan rez-de-chaussée.

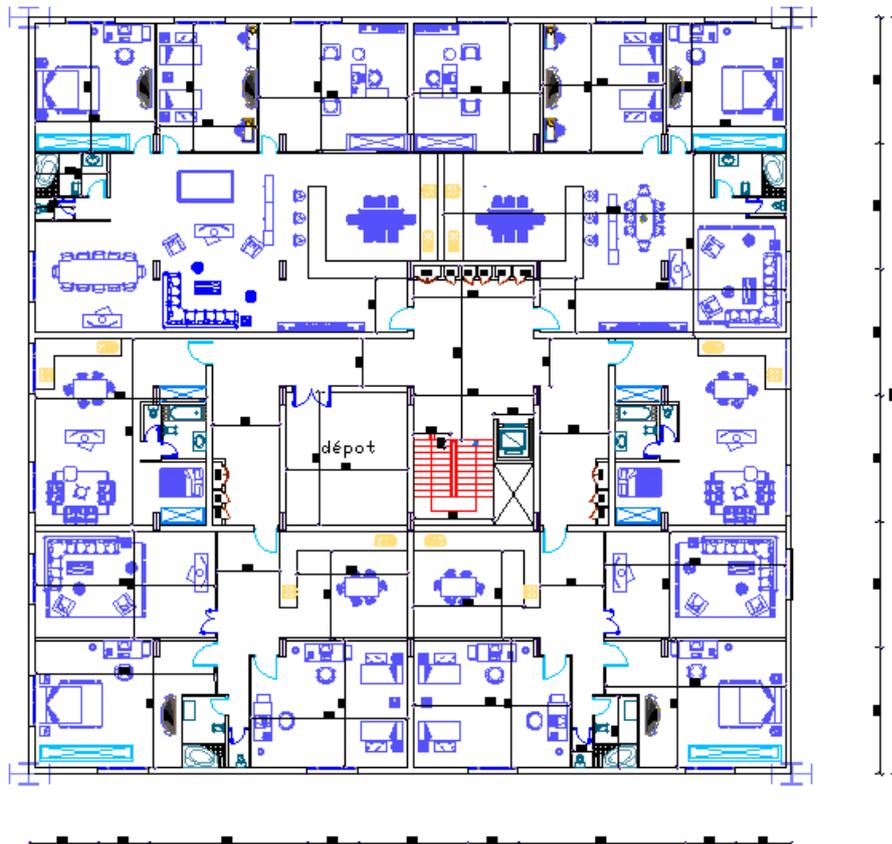


Figure I-2 : plan du 1er au 23ème étage.

I.1.4 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- CCM 97 : règle de calcul des constructions en acier.
- RPA2003 : règlement parasismique algériennes version 2003.
- RNV2013 : règlement neige et vent.
- BAEL : Béton armé aux états limites.
- DTR : charges et surcharges Règles.

I.1.5 Logiciel de calcul

- Le logiciel de calcul utilisé est le Robot AUTODESK 2020.
- Logiciel de dessin TEKLA et Autocad.
- IDEA statica.

I.2 Matériaux de construction

I.2.1 Acier

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de charpente métallique sont les suivantes :

- Limite élastique : $F_y=275\text{MPa}$.
- Résistance à la traction : $F_u=430\text{MPa}$.
- Densité volumique : $\rho = 7850 \text{ kg /m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E =210\,000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G =84\,000 \text{ MPa}$.

I.2.2 Béton

Un béton est constitué de granulats (gravillons + sable), de ciment et d'eau. Le mélange ciment/eau forme une pâte ou colle qui durcit. La pâte de ciment et le sable constituent le mortier.

- Résistance à la compression : $F_{c28}=25\text{MPa}$.
- Résistance caractéristique à la traction: $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}= 2.1 \text{ Mpa}$.
- Densité volumique $\rho = 2500 \text{ dan/m}^3$.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$.

I.2.2.1 Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

$$\nu = \frac{\text{transformation transversede}}{\text{Deformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$ béton fissuré à l'ELU.

$\nu = 0.2$ béton non fissuré à l'ELS.

I.2.2.2 Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

I.2.2.3 Module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où ; } E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

I.2.2.4 Module de déformation différée

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où ; } E_{v28} = 108188.65 \text{ MPa}$$

I.3 Les états limites

En se référant au règlement du BAEL 91(modifié 99), on distingue deux états limites

I.3.1 Les états limites ultimes ELU

Qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante :

- Équilibre statique.
- Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments.
- Stabilité de forme.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles.

I.3.2 Les états limites de service ELS

Qui constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations inconfortables pour les usagers, etc.

I.4 Conception structurale

a. Structure horizontale

Elle désigne les planchers.

I.4.1 Les planchers

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Grâce à la résistance au glissement apportée à l'interface par la connexion de connecteurs qui permet d'obtenir une bonne adhérence entre l'acier et le béton, les deux matériaux de construction sont ainsi associés en flexion.

Les planchers doivent être étudiés en vue des charges qu'ils auront à supporter et en vue de l'agencement de tous les éléments constructifs des planchers. Notre est à usage d'habitation

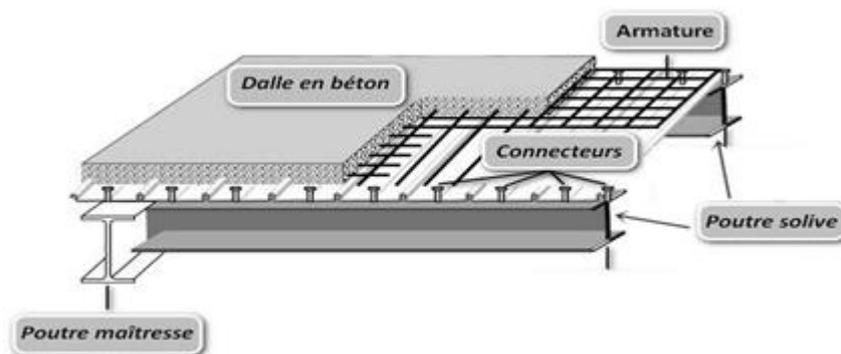


Figure I-3 : Type de plancher.

I.4.2 Bac d'acier

le bac d'acier utilisé c'est le Hi-Bond55, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il nous permet de :

- Assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- Constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- Eviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

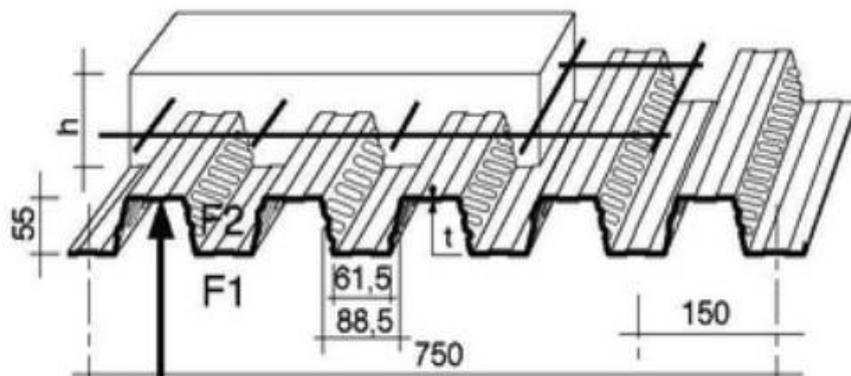


Figure I-4 : Hi-bond55.

I.4.3 Les connecteurs (goujon soudée)

La liaison acier – béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

b. Structure verticale

La superstructure est principalement composée des murs en maçonnerie non porteurs.

- Pour les murs extérieurs :

Les murs sont en forme de doubles parois en brique creuse de 15 et de 10 cm, avec un vide d'air de 5 cm.

- Pour les murs intérieurs :

Les murs sont en brique creuse de 10 cm.



Figure I-5 : Les dimensions de brique utilisée.

**Chapitre I Partie 02 : Généralité sur le système
DIAGRID.**

I.5 Généralité sur le système diagrid

Les progrès de la technologie de la construction, des matériaux, des systèmes structurels et des méthodes analytiques d'analyse et de conception ont facilité la croissance des immeubles de grande hauteur. La conception structurelle des immeubles de grande hauteur est régie par les charges latérales dues au vent ou au tremblement de terre. La résistance aux charges latérales de la structure est fournie par le système structurel intérieur ou le système structurel extérieur. Récemment, le système structurel diagrid est adopté dans les immeubles de grande hauteur en raison de son efficacité structurelle et de sa flexibilité dans la planification architecturale. Par rapport aux colonnes verticales rapprochées dans une enveloppe encadrée, la structure diagrid se compose de colonnes inclinées sur la surface extérieure du bâtiment. En raison des colonnes inclinées, les charges latérales sont résistées par l'action axiale de la diagonale par rapport à la flexion des colonnes verticales dans la structure tubulaire encadrée. Les structures Diagrid ne nécessitent généralement pas de noyau car le cisaillement latéral peut être supporté par les diagonales à la périphérie du bâtiment.



Figure I-6 : diagrid st-mary Swiss.

I.5.1 Introduction

La croissance rapide de la population urbaine et la pression qui en résulte sur l'espace limité ont considérablement influencé le développement résidentiel de la ville. Le coût élevé du foncier, la volonté d'éviter un étalement urbain continu et la nécessité de préserver une production agricole importante ont tous contribué à faire monter les bâtiments résidentiels. À mesure que la hauteur du bâtiment augmente, le système de résistance aux charges latérales devient plus important que le système structurel qui résiste aux charges

gravitationnelles. Les systèmes de résistance aux charges latérales qui sont largement utilisés sont : cadre rigide, mur de cisaillement, mur-cadre, système de tube contreventé, système de stabilisateur et système tubulaire. Récemment, le système structurel diagrid - Diagonal Grid - est largement utilisé pour les bâtiments en acier de grande hauteur en raison de son efficacité structurelle et de son potentiel esthétique fournis par la configuration géométrique unique du système.

Diagrid est une forme particulière de treillis spatial. Il se compose d'une grille périmétrique composée d'une série de systèmes de fermes triangulées. Diagrid est formé en coupant les composants diagonaux et horizontaux. Les exemples célèbres de structure diagrid dans le monde sont la Swiss st-mary axe (A), et la Cyclone Tower à Asan (Corée) (b), la Capital Gâte Tower à Abu Dhabi (c)., comme le montre la figureI-7.

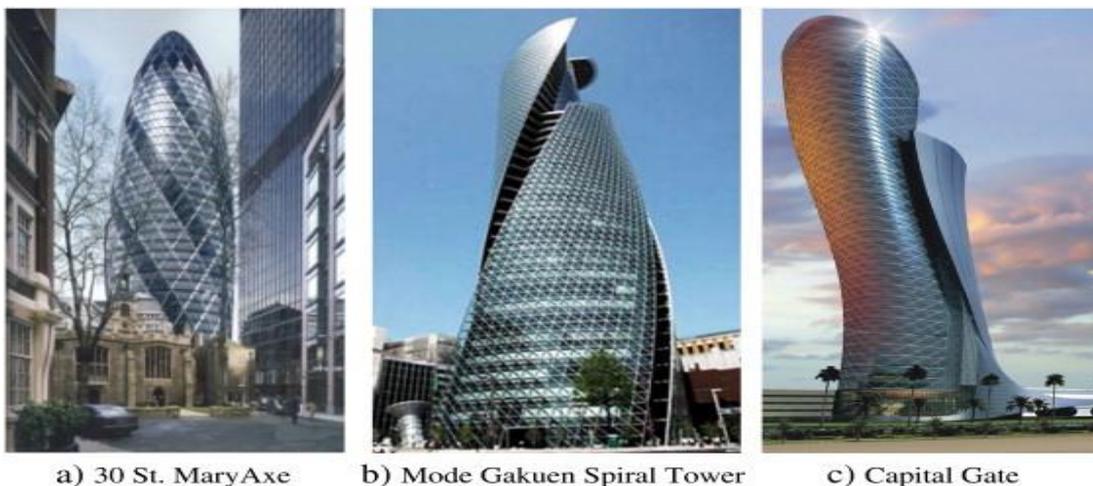


Figure I-7 : exemples des structures diagrid.

I.6 Présentation du système

Diagrid est une forme particulière de treillis spatial, il se compose d'une grille périmétrique composée d'une série de systèmes de fermes triangulées.il est formé en coupant les composants diagonaux et horizontaux, ainsi que la structure se compose de colonne incliné sur la surface extérieur.

On a pris un plan carrée (36m par 36m) avec une hauteur total de 84m et un angle d'inclinaison de 63° cette angle est plus efficace et économique pour les bâtiments de moins de 60 étages d'après CTBUH paragraphe 3.2 (council on tall buildings and urban haabitat)

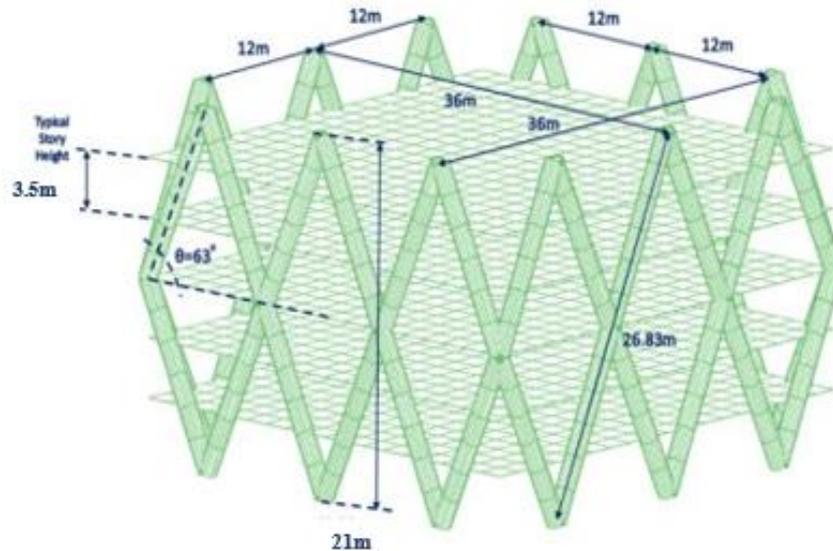


Figure I-8 : distribution des charges latérales et horizontal.

I.6.1 Le Rôle du système

Le manque d'espace dans les ville est les coup élevé permettons les développeur à ce concentré sur la construction des bâtiment de grand hauteur, est parmi c'est progrès le système diagrid qui joue un rôle très important dans la résistance des charges, les charges latérale sont résisté par l'action axial et les diagonales parrapport a la flexion des colonnes vertical dans la structure (enveloppe).

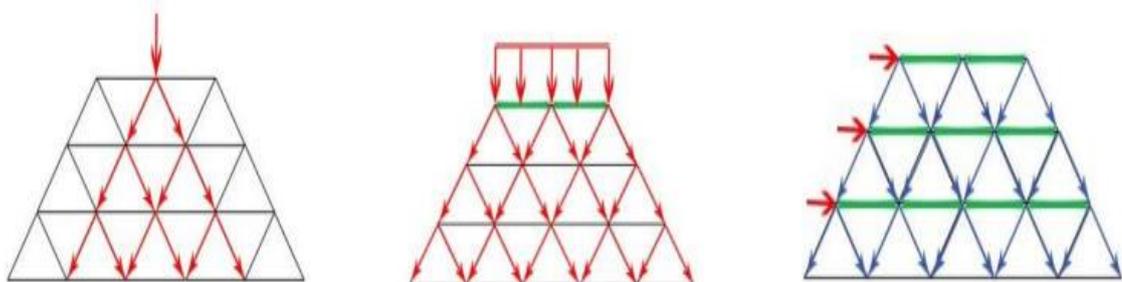


Figure I-9 : exemples des structures diagrid.

I.6.2 Les avantages et les inconvénients du système**a) Les avantages**

Diagrid a une belle apparence et il est facilement reconnaissable.

La configuration et l'efficacité d'un système sommier réduisent le nombre d'éléments structurels nécessaires sur la façade des bâtiments, donc moins d'obstruction à la vue extérieure.

L'efficacité structurelle du système diagrid permet également d'éviter les colonnes intérieures et d'angle, permettant ainsi une flexibilité significative avec le plan d'étage.

Le système périmétrique « diagrid » permet d'économiser environ 20 % du poids de l'acier de construction par rapport à une structure conventionnelle à ossature de moment.

Les éléments diagonaux des systèmes structuraux diagrid peuvent supporter des charges de gravité ainsi que des forces latérales en raison de leur configuration triangulée.

Les structures Diagrid sont plus efficaces pour minimiser la déformation de cisaillement car elles supportent le cisaillement latéral par l'action axiale des éléments diagonaux.

Les structures Diagrid n'ont généralement pas besoin d'âmes à haute rigidité au cisaillement car le cisaillement latéral peut être supporté par les éléments diagonaux situés en périphérie.

b) Les inconvénients

Manque de disponibilité de travailleurs qualifiés, Les équipes de construction ont peu ou pas d'expérience dans la création d'un gratte-ciel Diagrid.

La Diagrid peut dominer esthétiquement, ce qui peut être un problème selon l'intention de conception.

Il est difficile de concevoir des fenêtres qui créent un langage régulier d'un étage à l'autre.

La Diagrid est lourde à porter si elle n'est pas exécutée correctement.

La construction de sommiers est plus difficile par rapport aux systèmes structurels conventionnels pour les bâtiments de grande hauteur, car le système est relativement nouveau. En conséquence, les ouvriers du bâtiment ne savent pas comment construire le système et les petites pièces sont souvent mal réalisées.

I.6.3 Dérivation du facteur R

Étant donné que le système à ossature de sommier en acier n'est pas un système de résistance aux forces sismiques prescrit par les dispositions ASCE 7-05, la valeur du facteur R est estimée à des fins de conception initiale pour effectuer une analyse de l'historique de réponse non linéaire. L'estimation initiale du facteur R est effectuée à l'aide de méthodes d'analyse statique non linéaire basées sur les procédures FEMA 450. Une procédure itérative est utilisée pour un modèle d'archétype d'index donné avec des exigences de détail et de conception de système supposées jusqu'à ce que le facteur R converge. Avec un facteur R dérivé, le facteur de sur résistance et la ductilité basée sur la période (μT) peut être estimée à partir de la courbe de poussée statique tirée de l'analyse statique non linéaire.

En générales, l'étude des structures de grand hauteur (grade ciel) dans le monde entier sont contrôlée par l'organisation mondial de height building ils ont fixé un facteur de comportement pour le système diagrid qui varie entre 5.5 et 8, dans notre cas l'ensemble de contrôle technique algérienne de construction (CTC), ont fixé une valeur de 3.5.

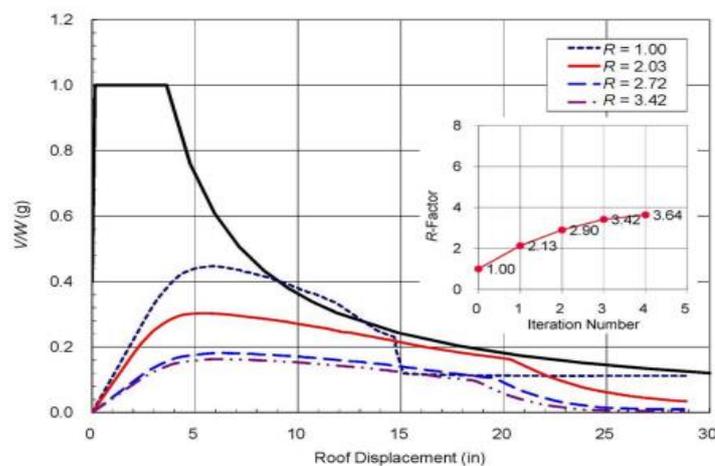


Figure I-10 : estimation itérative du facteur R.

I.6.4 Le critère basé sur la rigidité

Le critère basé sur la rigidité, proposé par Moon et al. il est basé sur la considération que les structures diagrid sont beaucoup plus efficaces pour minimiser les déformations de cisaillement et de flexion que les structures tubulaires à ossature conventionnelle parce que les premières portent le cisaillement par action axiale tandis que les éléments isolés soumis à un chargement axial, les exigences de résistance peuvent être satisfaites par des sections transversales relativement petites et, par conséquent, l'exigence de rigidité globale (c'est-à-

dire le déplacement supérieur) pourrait devenir prédominante, surtout si l'élanement augmente.

En effet, l'une des conclusions des auteurs est que, par rapport à une méthodologie itérative classique basée sur la résistance, une méthodologie basée sur la rigidité est un outil plus efficace pour les structures légères et flexibles telles que les immeubles de grande hauteur, dont la conception est, dans de nombreux cas, gouverné par le mouvement plutôt que par la force.

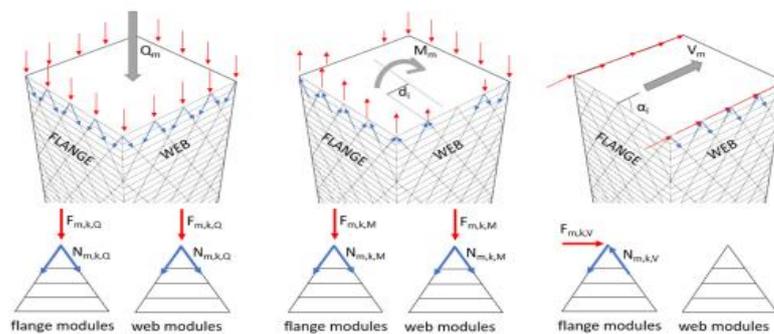


Figure I-11 : géométrie, charges, efforts inerties.

I.6.5 Les différentes taches de fabrications

A. Les Composantes de la structure DIAGRID et matériel

Diagrid comprend le composant qui constitue la structure et responsable de sa composition et de sa stabilité structurelle sont :

- Nœuds articulés.
- Poutres de support diagonales.
- Poutres horizontales & Plaques de sol

B. Les différentes étapes de montage de Diagrid

Sont les suivantes :

- soudage sur place en atelier d'acier.
- levage pièce par pièce.
- assemblage en atelier d'essai de pièces avec des boulons à haute résistance.
- soudage en place.
- boulons à haute résistance montage.
- Mise en place des poutres périmétriques.

Chapitre II Etude climatique.

II. Etude climatique

II.1 Charge climatique

II.2 Effet 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 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 60m.

II.2.1 Calcul des charges de la neige

$$s = \mu \times S_k \quad [KN/m^2] (3.1.1. RNV2013) [1]$$

- S_k (en KN/m^2) est la charge de la 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.
- La tour étudiée est située à Alger, qui correspond à la zone B selon la classification de RNV2013.
- La valeur de S_k en KN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{(0.04H + 10)}{100}$$

Avec H=60 m

$$S_k = 0,124 KN/m^2$$

$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ Avec $\mu = 0,8$ (tableau 6.1. RNV2013)

$$S = \mu \times S_k$$

$$S = 0,099 KN/m^2$$

II.3 Effet du vent

II.3.1 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 règlement (**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 à la construction dont la hauteur est inférieure à 200 m.

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

II.3.1.1 Données relatives au site

Gue de Constantine (Alger) se trouve en zone I

Tableau II-1 : valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	$V_{réf}$ (m/s)	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	25	375

Tableau II-2 : définition des catégories de terrain.

Catégorie du terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
III	0.215	0.3	5	0.61

- K_T : Facteur de terrain.
- Z_0 (m) : Paramètre de rugosité.
- Z_{\min} (m) : Hauteur minimale.
- ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient.

II.3.1.2 La pression dynamique de pointe « $q_p(z)$ »

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

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} * C_e(z_e)$$

- $q_{\text{réf}} (\text{n/m}^2)$: est la pression dynamique de référence donnée par le **tableau 2.2 [3]** en fonction de la zone de vent
- C_e : est le coefficient d'exposition au vent. (Cf. §2.4) [3]

II.3.1.2.1 Coefficient de topographie « $C_t(z)$ »

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci est sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées...

$C_t(z) = 1$ (Site plat). (Cf. §2.4.5) [3]

II.3.1.2.2 Coefficient de rugosité « $C_r(z)$ »

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il définit la loi logarithmique (logarithme népérien) : .(Cf. §2.4.4) [3]

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T * \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{Pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T * \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

II.3.1.2.3 Intensité de turbulence « $I_v(z)$ »

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation : (Cf. §2.4.6) [3]

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{Pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

II.3.1.2.4 Coefficient d'exposition « C_e »

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. (Cf. §2.4.2) [3]

$$C_e(z) = C_r^2(z) * C_t^2(z) * [1+7I_v(z)]$$

- C_r : est le coefficient de rugosité.
- C_t : est le coefficient de topographie.
- I_v : est l'intensité de la turbulence.
- z (m) : est la hauteur considéré.

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent

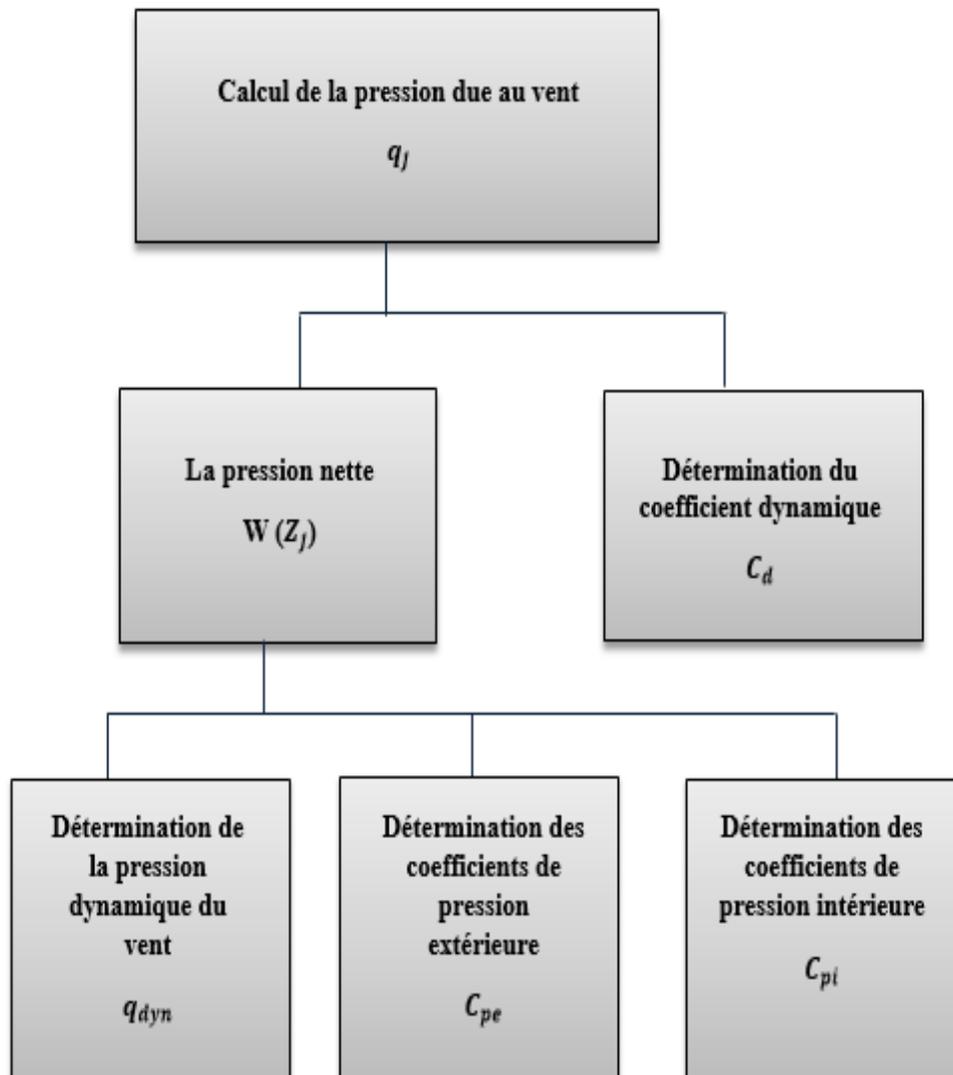


Figure II-1 : organigramme pour la détermination des pressions dues au vent.

Selon le règlement **RNV 2013**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

- ❖ Les directions sont comme suite :
La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la **façade AB**
La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la **façade BC**

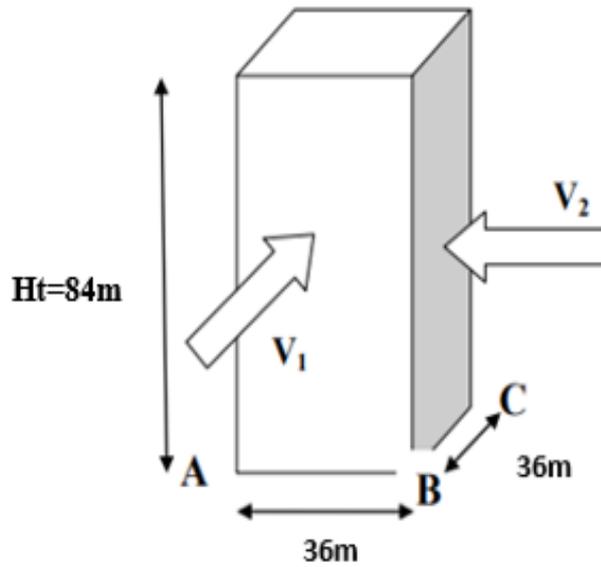


Figure II-2 : Action du vent.

II.3.2 Paramètre de calcul

Hauteur de référence

La hauteur de référence est (pour les deux directions du vent)

- Pour les murs **au vent** : on définit un seul tronçon (voir figure 2.1) $Z_e = h = 84m$
- Pour les murs **sous le vent et parallèles au vent** : $Z_e = h = 84m$

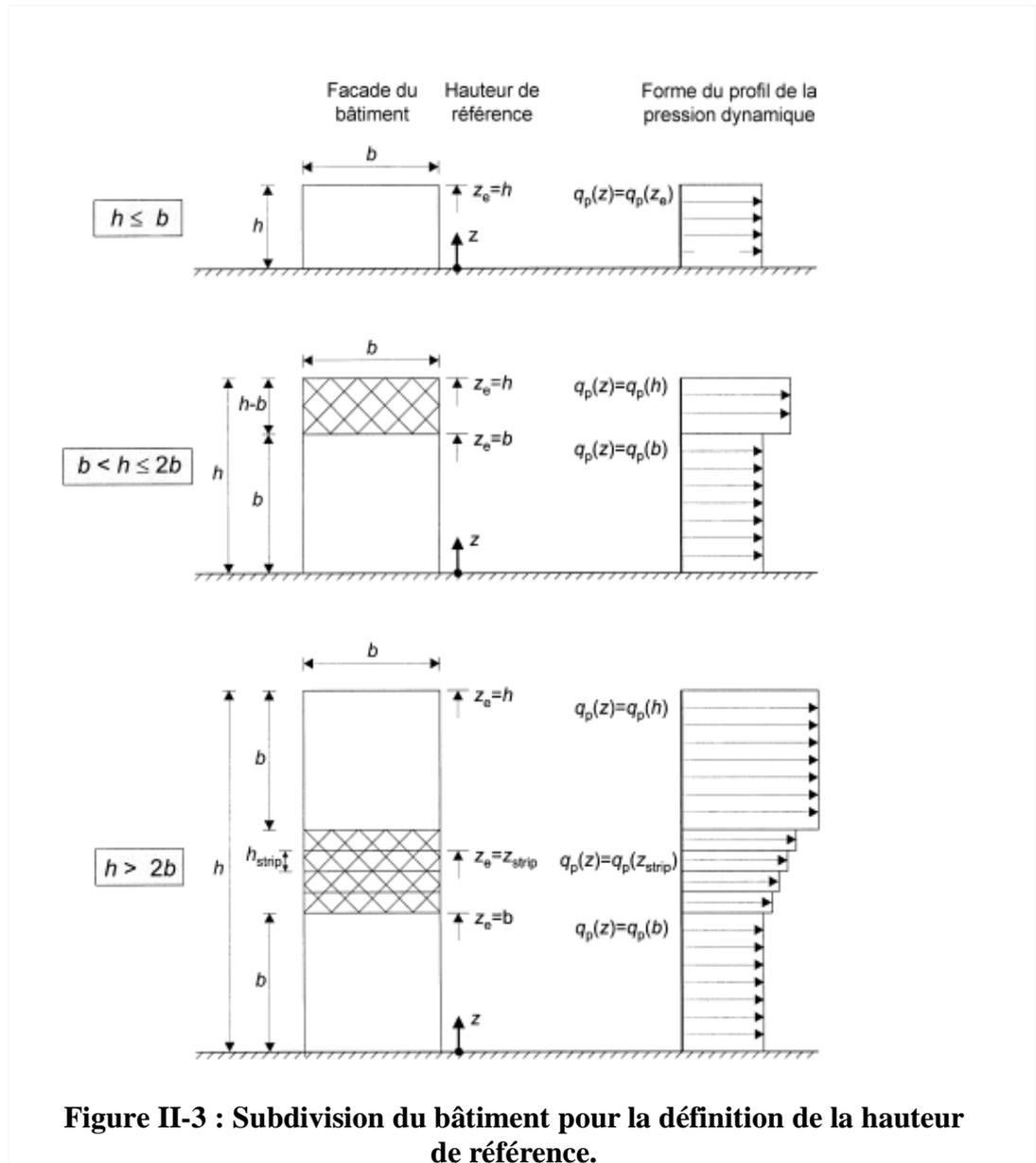


Tableau II-3 : valeur de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$.

Niveau	C_t	C_r	I_v	$q_{réf}(N/m^2)$	C_e	$q_p(N/m^2)$	
Du RDC au 10 ^{ème}	1	1.029	0.208	0.375	2.600	0.975	
Du 11 ^{ème} au 14 ^{ème}	Niv 11 ^{ème}	1	1.046	0.205	0.375	2.664	0.999
	Niv 12 ^{ème}	1	1.062	0.202	0.375	2.722	1.020
	Niv 13 ^{ème}	1	1.077	0.199	0.375	2.775	1.040
	Niv 14 ^{ème}	1	1.091	0.197	0.375	2.831	1.061
Du 15 ^{ème} au 24 ^{ème}	1	1.211	0.177	0.375	3.283	1.231	

II.3.3 Coefficient de pression extérieure

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

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

- **Direction du vent V1**

- A. Parois verticales**

- $b = 36m$.

- $d = 36m$.

- $e = \min [b ; 2h] = \min [36m ; 168m] \quad e = 36m$.

$D \leq e$: il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

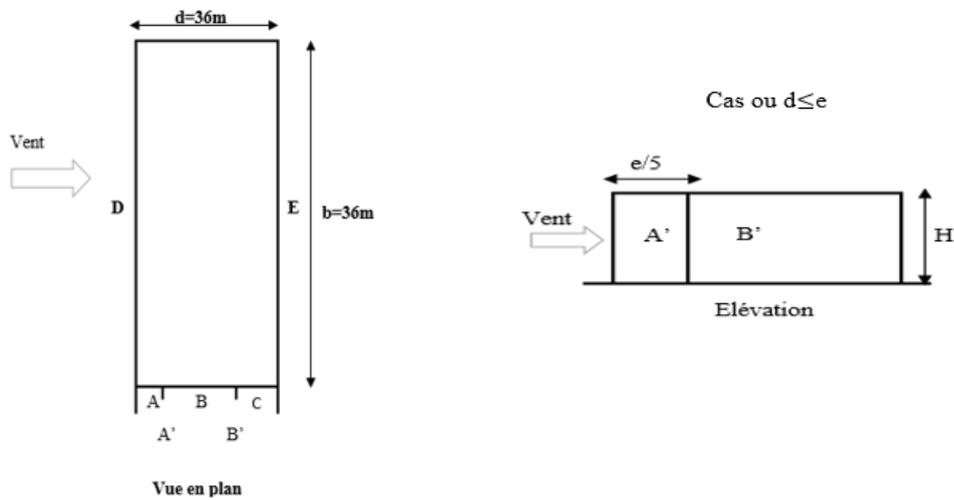


Figure II-4 : légende pour les parois verticales.

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNV [Chap 5 Paragraphe 1.1.1.2 et Tab 5.1]

Les valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : $C_{pe,10}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

zone	A'	B'	D	E
Surfaces m^2	630	2419,2	1296	1296
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

- Direction du vent V2

B. Parois verticales

- $b = 36m$.
- $d = 36m$.
- $e = \min [b ; 2h] = \min [36m ; 168m]$ $e = 36m$.

$d < e$: il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

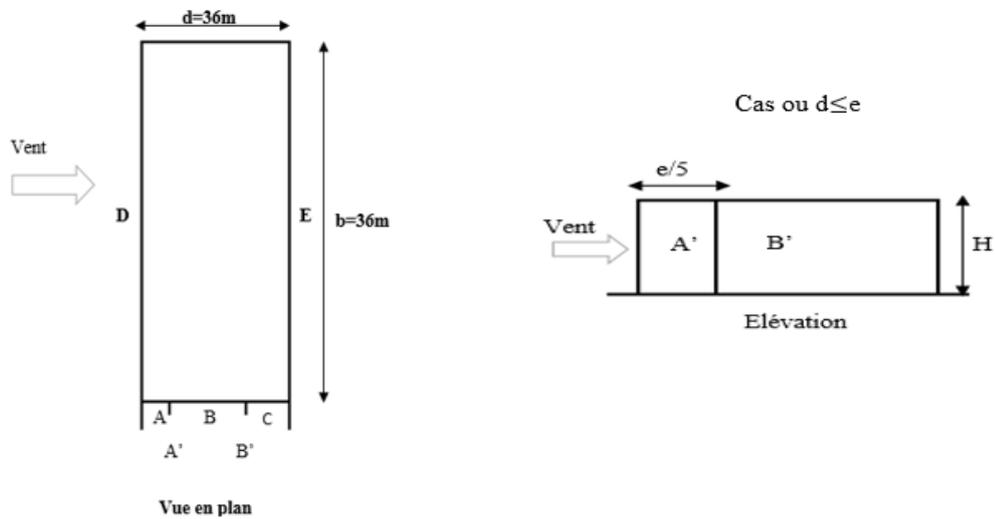


Figure II-5 : légende pour les parois verticales.

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNV [Chap 5 Paragraphe 1.1.1.2 et Tab 5.1]

Les valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-5 : $C_{pe,10}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

zone	A'	B'	D	E
Surfaces m^2	630	2419,2	1296	1296
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Terrasse :

- **Direction du vent V1**
 - La hauteur de l'acrotère $hp=4.8m$.
 - Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon le tableau (5.2 RNV2013) on a :

- $\frac{hp}{h} = \frac{0.48}{84} = 0.00571$ donc on néglige l'acrotère.
- $e = \min[b, 2h] = 36m$.

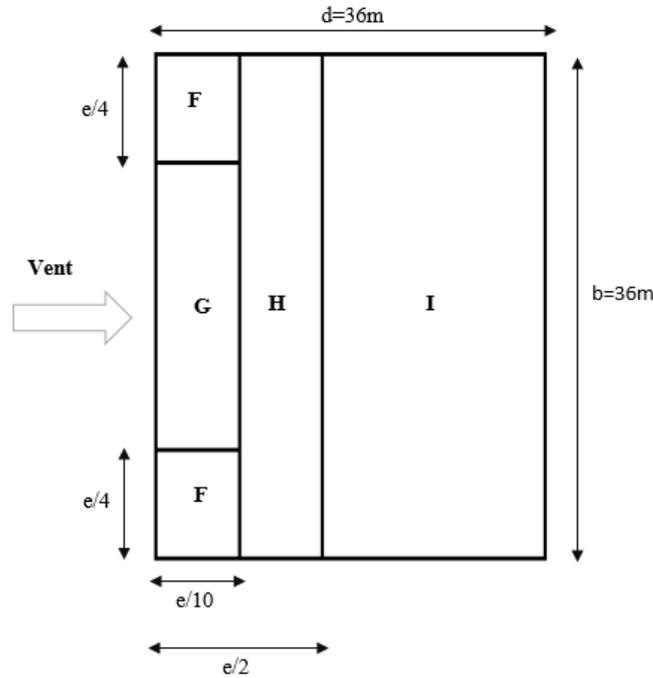


Figure II-6 : légende pour les toitures plates.

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNV [Chap 5 Paragraphe 5.1.3 et Tab 5.2]

Tableau II-6 : coefficient de pression extérieure des toitures plates.

zone	F	G	H	I
Surfaces m^2	32,4	64,8	518,4	648
$C_{pe,10}$	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$

Terrasse :

- **Direction du vent V1**
 - La hauteur de l’acrotère $h_p=4.8m$.
 - Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon le tableau (5.2 RNV2013) on a :

- $\frac{h_p}{h} = \frac{0.48}{84} = 0.00571$ donc on néglige l’acrotère.
- $e = \min[b, 2h] = 36m$.

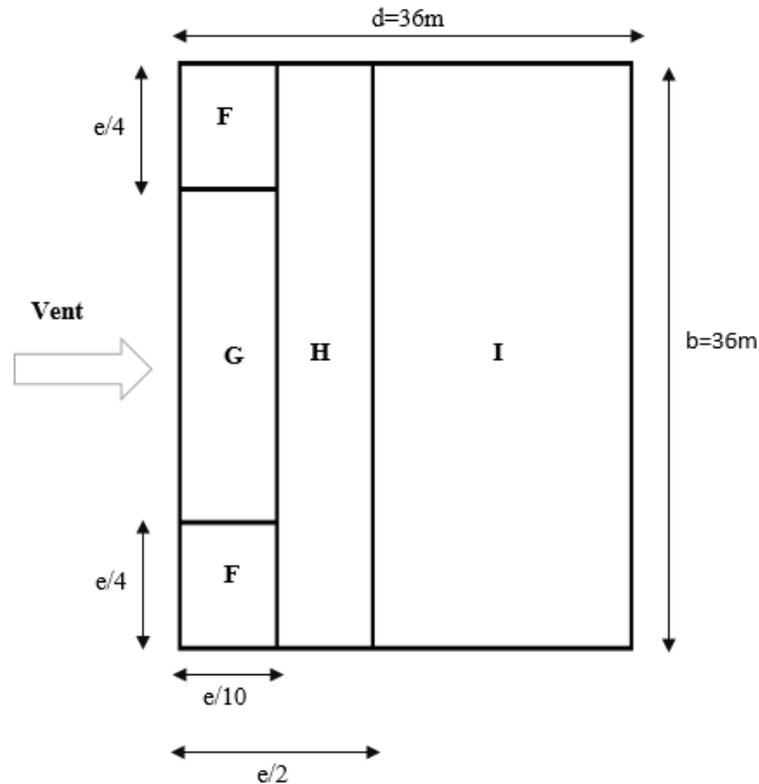


Figure II-7 : légende pour les toitures plates.

Pour le calcul de C_{pe} , on se réfère au RNV

Les valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-7 : coefficient de pression extérieure des toitures plates.

zone	F	G	H	I
Surfaces m^2	32,4	64,8	518,4	648
C_{pe10}	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$

II.3.4 Coefficient de pression intérieure

-Pour les bâtiments sans face dominante le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donnée par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- **Direction du vent V1 :**

Dimension de fenêtre : (1.83m, 1.2m) $s=2.19 \text{ m}^2$

Dimension de la porte : (2.98m, 2.82m) $s=8.40 \text{ m}^2$

On a :

➤ 378 fenêtres = $378 \times 2.19 = 827.82 \text{ m}^2$

➤ 1 porte = 8.40 m^2

On a des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent :

➤ 1 porte = 8.40 m^2

➤ 192 fenêtres = $192 \times 2.19 = 420.48 \text{ m}^2$

$$\mu_p = \frac{428,88}{836,22} = 0.513$$

$$\frac{h}{d} = 2,33 > 1$$

Par interpolation (figure 5.14) : $C_{pi} = 0.08$

- **Direction du vent V2 :**

Dimension de fenêtre : (1.83m, 1.2m) $s=2.19 \text{ m}^2$

Dimension de la porte : (2.98m, 2.82m) $s=8.40 \text{ m}^2$

On a :

➤ 487 fenêtres = $487 \times 2.19 = 1066.53 \text{ m}^2$

➤ 1 porte = 8.40 m^2

On a des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent :

Porte = 8.40 m^2

354 fenêtres = $354 \times 2.19 = 775,26 \text{ m}^2$

$$\mu_p = \frac{783,66}{1074,93} = 0.729$$

$$\frac{h}{d} = 2,33 > 1$$

Par interpolation (figure 5.14) : $C_{pi} = -0.21$

II.3.5 La pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W (Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

Une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(Z_j) = P_{dyn}(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

a. Direction du vent V1 :

Tableau II-8 : pression sur les parois (direction V1) du RDC au 10^{ème} .

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) (N/m^2)$
A'	975	-1	0,08	-1007.64
B'	975	-0,8	0,08	-821.04
D	975	+0,8	0,08	671.76
E	975	-0,3	0,08	-354.54

Tableau II-9 : pression sur les parois (direction V1) du 11^{ème} au 14^{ème} .

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) (N/m^2)$
A'	999	-1	0,08	-1078.92
B'	1020	-0,8	0,08	-897.6
D	1040	+0,8	0,08	748.8
E	1061	-0,3	0,08	-403.18

Tableau II-10: pression sur les parois (direction V1) du 15^{ème} au 24^{ème} .

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) (N/m^2)$
A'	1231	-1	0,08	-1329.48
B'	1231	-0,8	0,08	-1083.28
D	1231	+0,8	0,08	886.32
E	1231	-0,3	0,08	-467.78

➤ De la toiture :

Tableau II-11: valeurs des pressions de la toiture.

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) (N/m^2)$
A'	1231	-1.8	0,08	-2314.28
B'	1231	-1.2	0,08	-1575.68
D	1231	-0.7	0,08	-960.18
E	1231	+0.2	0,08	147.72
		-0.2	0.08	-344.68

b. Direction du vent V2 :

Tableau II-12 : pression sur les parois (direction V2) du RDC au 10^{ème} .

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) (N/m^2)$
A'	975	-1	-0.21	770.25
B'	975	-0.8	-0.21	-575.25
D	975	+0.8	-0.21	984.75
E	975	-0.3	-0.21	-87.75

Tableau II-13 : pression sur les parois (direction V2) du 11^{ème} au 14^{ème} .

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) (N/m^2)$
A'	999	-1	-0.21	-789.21
B'	1020	-0,8	-0.21	-601.8
D	1040	+0,8	-0.21	1050.4
E	1061	-0,3	-0.21	-95.49

Tableau II-14 : pression sur les parois (direction V2) du 15^{ème} au 24^{ème} .

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) (N/m^2)$
A'	1231	-1	-0.21	-972.49
B'	1231	-0.8	-0.21	-726.29
D	1231	+0.8	-0.21	1243.31
E	1231	-0.3	-0.21	-110.79

➤ De la toiture :

Tableau II-15: valeurs des pressions de la toiture.

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) (N/m^2)$
A'	1231	-1.8	-0.21	-1957.29
B'	1231	-1.2	-0.21	-1218.69
D	1231	-0.7	-0.21	-603.19
E	1231	+0.2	-0.21	504.71
		-0.2	-0.21	12.31

II.3.6 Coefficient dynamique « C_d »

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Tableau II-16 : coefficient Cd.

Paramètre	Forme analytique	référence
<i>Li(z_{eq})</i>	$Li(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\epsilon$	<i>Cf. §3.3.1 formule 3.3a</i>
<i>Q²</i>	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{Li(z_{eq})}\right)^{0,63}}$	<i>Cf. §3.3.1 formule 3.2</i>
<i>η_{1,x}</i>	$\eta_{1,x} = \frac{46}{h}$	<i>Cf. §3.3.4.2 formule 3.14</i>
<i>δ</i>	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	<i>Cf. §3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1</i>
<i>V_m</i>	$V_m = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{ref}$	<i>Cf. annexe 2</i>
<i>N_x</i>	$N_x = \frac{\eta_{1,x} \times Li(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	<i>Cf. §3.3.2 formule 3.6</i>
<i>R_N</i>	$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}}$	<i>Cf. §3.3.2 formule 3.5</i>
<i>η</i>	$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(z_{eq})}$	<i>Cf. §3.3.2 formule 3.8.a Pour h=84m</i>
	$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(z_{eq})}$	<i>Cf. §3.3.2 formule 3.8.b Pour b=36m</i>
<i>R_h</i>	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	<i>Cf. §3.3.2 formule 3.7.a</i>
<i>R_b</i>	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	<i>Cf. §3.3.2 formule 3.7.b</i>
<i>R²</i>	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	<i>Cf. §3.3.2 formule 3.4</i>
<i>v</i>	$v = \eta_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0,08$	<i>Cf. §3.3.3 formule 3.12</i>
<i>g</i>	$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 0,3$	<i>Cf. §3.3.3 formule 3.11</i>
<i>I_v(z)</i>	$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$	<i>Z_{eq}=0,6h=50,4 Cf. §3.3 figure 3.1 I_v(Cf §2.4.6 formule 2.5. a)</i>
<i>C_d</i>	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$	<i>Cf. §3.3 formule 3.1</i>

Tableau II-17: les valeurs du coefficient dynamique Cd (V1/V2).

Z	Li	Q ²	N _x	R _n	R _h	R _b	R ²	V	g	I _v	C _d
36	105.39	0.505	2.212	0.077	0.115	0.246	0.214	0.759	3.670	0.208	0.934
39	110.67	0.513	2.285	0.076	0.117	0.250	0.219	0.753	3.668	0.205	0.939
42	115.79	0.520	2.355	0.074	0.119	0.253	0.219	0.748	3.668	0.202	0.941
45	120.76	0.527	2.421	0.073	0.120	0.256	0.221	0.743	3.664	0.199	0.944
48	125.61	0.533	2.486	0.072	0.122	0.259	0.224	0.739	3.663	0.197	0.948
84	176.72	0.586	3.152	0.062	0.134	0.281	0.230	0.705	3.650	0.177	0.967

II.3.7 Action d'ensemble

II.3.7.1 Calcul des F_w à l'aide des coefficients de forces

La force exercée par le vent **F_w** agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(z_j) \times A_{ref} \dots\dots\dots (\text{RNV2013, §2.6.1}).$$

Avec :

- **C_d** : coefficient dynamique.
- **C_f** : coefficient de force.
- **A_{ref}** : surface élémentaire.

II.3.7.2 Calcul de coefficient de forme

$$C_f = C_{f,0} \times \Psi_\lambda$$

Avec :

C_{f,0} : Coefficient de force de la construction en considérant un élancement effectif infini.

Ψ_λ : Facteur d'élancement donnée par (figure 4.1 §4.1.1 RNV2013) en fonction de l'élancement effectif **λ_e**.

$$\lambda_e = \text{Max}\left(0,7 \times \frac{l}{b}; 70\right) \text{ donc } \lambda_e = 70 \dots\dots\dots (\text{§4.1.1 RNV2013}).$$

- **C_{f,0}**=2,10 pour **V₁**(figure 4.4).
- **C_{f,0}**=2,10 pour **V₂** (figure 4.4).

Pour **ϕ**=1 (pour construction fermé)

- d/b=1 pour **V₁** .
- d/b=1 pour **V₂** .

Pour les éléments de section rectangulaire $l \leq 15m$, l'élanement effectif λ est égal à :

$$\lambda_{15} = \min\left(2 \frac{l}{b}; 70\right) = \min\left(2 \times \frac{84}{36}; 70\right) = 4.66.$$

Pour les éléments de section rectangulaire $l \geq 50m$, l'élanement effectif λ est égal à :

$$\lambda_{50} = \min\left(1,4 \frac{l}{b}; 70\right) = \min\left(1,4 \times \frac{84}{36}; 70\right) = 3.26.$$

Pour les éléments de section rectangulaire et de longueur intermédiaire $15m < l < 50m$, l'élanement effectif λ est calculé par interpolation linéaire :

$$\lambda = \lambda_{15} + (\lambda_{50} - \lambda_{15}) \times \left(\frac{l-15}{50-15}\right)$$

$$\lambda = 4.66 + (3.26 - 4.66) \times \left(\frac{84-15}{50-15}\right) = 1,9$$

Donc la valeur estimée du facteur d'élanement est : $\Psi_{\lambda}=0,63$ pour ($\lambda=1,9$).

- $C_{f1} = 2,1 \times 0,63 = 1,323.$
- $C_{f2} = 2.1 \times 0,63 = 1,323.$

Calcul de la surface élémentaire :

$$A_{ref} = l \times h$$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II-18 : les forces à l'aide des coefficients des forces (V1/V2).

Z	L	A_{ref}	C_d	C_f	q_p	F_w
36	36	1296	0.934	1.323	975	1561407.775
39	36	1404	0.939	1.323	999	1742440.803
42	36	1512	0.941	1.323	1020	1920000.892
45	36	1620	0.944	1.323	1040	2104166.938
48	36	1728	0.948	1.323	1061	2299467.647
84	36	3024	0.967	1.323	1231	4762403.164

II.3.8 Calcul des forces de frottement

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent).

Avec :

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : hauteur (en m) de la construction.

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire total de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaire au vent.

Direction AD :

- $(84 \times 36) \times 4 \times 2 = 24192 m^2$.
- $(84 \times 36) \times 2 = 6048 m^2 \leq 24192 m^2$.

La condition est vérifiée alors la force de frottement est **négligeable** dans la direction AD.

Direction AB :

- $(84 \times 36) \times 4 \times 2 = 24192 m^2$.
- $(84 \times 36) \times 2 = 6048 m^2 \leq 24192 m^2$.

La condition est vérifiée alors la force de frottement est **négligeable** dans la direction AB.

Chapitre III pré dimensionnement des éléments.

III. Pré-dimensionnement des éléments

III.1 Etude du plancher collaborant

Ce sont des éléments mixtes a deux dimensions horizontales soumis principalement à la flexion dans laquelle la tôle profilée est utilisée comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges de chantier. Et après durcissement du béton elle joue le rôle d'une armature inférieure pour la dalle. Dans les dalles mixtes, plusieurs possibilités existent pour assurer une liaison entre l'acier et le béton :

- Liaison chimique fragile et peu fiable.
- Liaison de frottement, incapable de transférer des efforts de cisaillement important.
- Liaison mécanique assurée par un bossage de ces tôles profilées.
- Liaison par encrage d'extrémité telle que des boulons à tête, des cornières ou des déformations d'extrémité de la tôle.

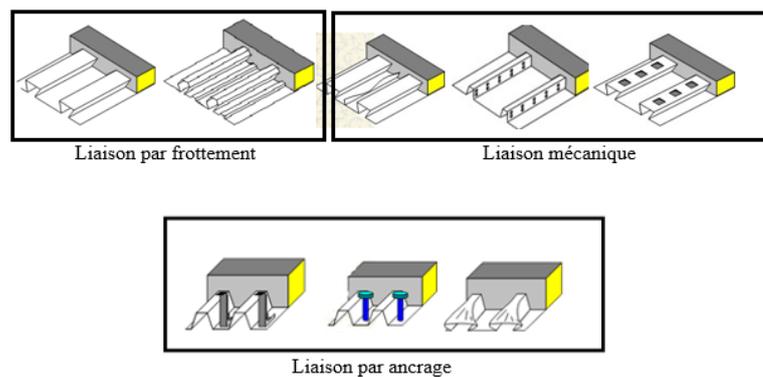


Figure III-1: Les types de liaisons.

Conception du plancher collaborant :

▪ Bac d'acier

Le bac d'acier utilisée c'est le Hi Bond 55, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

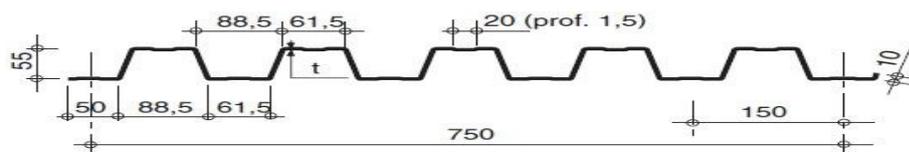


Figure III-2 : la tôle Hi-Bond55-750.

- **Dalle mixte**

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :

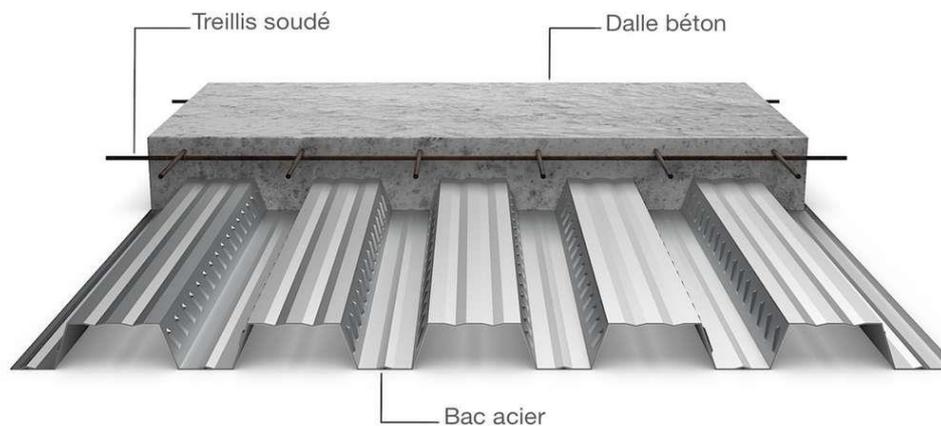


Figure III-3: Dalle mixte.

III.2 Evaluation des charges et surcharges

Dans cette étape, on va définir les différentes charges agissant sur les différents planchers, qui se résument dans l'action des charges permanentes et des charges d'exploitation, ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique **DTRB.C2.2 (charge et surcharge)**.

III.2.1 Les charges permanentes (G)

III.2.1.1 Plancher terrasse

Tableau III-1 : charge permanente de la terrasse.

Matériaux	G (KN/m ²)
Dalle d'épaisseur 10cm	2.5
Coffrage perdu (Hi-Bond55)	0.15
Etanchéité et isolation	0.2
Forme de pente	2
Protection de gravillon	0.60
autres	0.25
Total	5.7

III.2.1.2 Plancher courant

Tableau III-2 : charge permanente de plancher courant.

Matériaux	G (KN/m ²)
Dalle d'épaisseur 12cm	3
Coffrage perdu (Hi-Bond55)	0.15
Cloisons en maçonneries	1
Faux plancher technique	0.7
Faux plafonds	0.30
autres	0.25
Total	5.40

III.2.2 Les charges d'exploitations (Q)

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

- Plancher terrasse accessible 1.5 KN/m²
- Plancher courant..... 1.5 KN/m²
- Escalier 2.5 KN/m²

III.3 Pré-dimensionnement des éléments

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutre principale, secondaire et solives) ont pré dimensionne chaque élément à partir de la condition de la flèche ou bien celle de la résistance.

III.3.1 Condition de la flèche

La flèche est vérifiée par la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

- l : Portée de l'élément considéré.
- E : module d'élasticité longitudinale de l'acier.
- P_s : Charge sur le profilé à l'ELS.
- I_y : Moment d'inertie du profilé.

III.3.2 Condition de résistance

La résistance est vérifiée par la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{p_u \times l^2}{12}$$

$$M_{Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant le profilé.
- M_{Rd} : Moment résistant du profilé.
- P_u : Charge sur le profilé à l'ELU.
- f_y : Limite d'élasticité de l'acier.
- W_{pl} : Module de résistance plastique.
- γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité.

III.3.3 Pré-dimensionnement de la solive

- **Plancher terrasse**

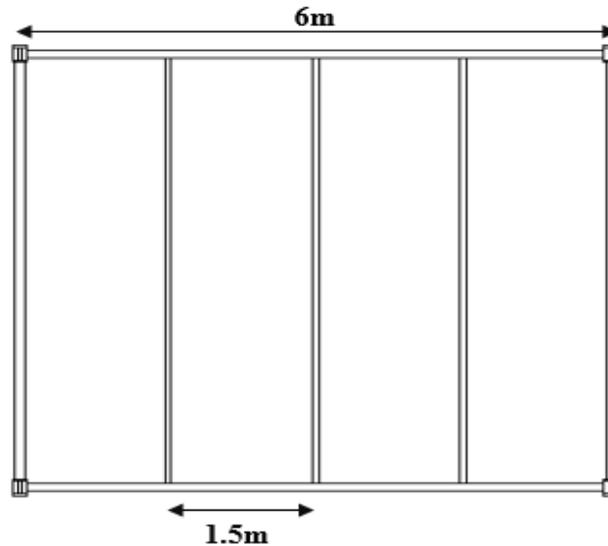


Figure III-4 : disposition des solives.

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 6m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1.5m$

$$G = 5.7KN/m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2$$

$$S = 0.099KN/m^2$$

Les combinaisons de charges a considérées sont :

$$p_{s1} = [G + \max(Q; S)].e_{solive}=10,8 \text{ Kn/m}$$

$$p_{s2} = [G + 0,9(Q + S)].e_{solive}=10,70\text{Kn/m}$$

$$P_s = \max(p_{s1}; p_{s2}) = 10,8\text{kn/m}$$

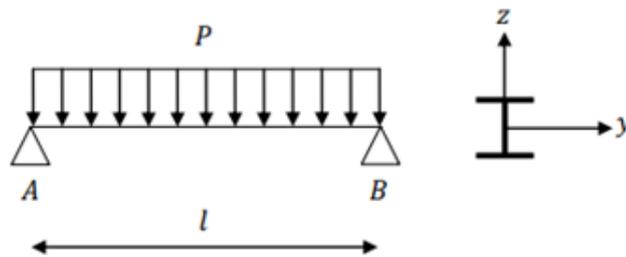


Figure III-5: schémas statique de la solive.

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = 200 \times \frac{5 \cdot p_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 200 \times \frac{5 \times 1080 \times 600^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2892,85\text{cm}^4$$

Soit un **IPE240** avec $I_y=3892\text{cm}^4$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 1080 \cdot 6^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 3892} = 2.22\text{cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{200} = 3\text{cm} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

- **Plancher courant**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l= 6\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,5m$

$$G = 5.4KN/m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2$$

$$S = 0.099KN/m^2$$

Les combinaisons de charges a considérées sont :

$$p_{s1} = [G + \max(Q; S)]. e_{solive} = 10,35Kn/m$$

$$p_{s2} = [G + 0,9(Q + S)]. e_{solive} = 10,25Kn/m$$

$$P_s = \max(p_{s1}; p_{s2}) = 10,35kn/m$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = 200 \times \frac{5 \cdot p_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 200 \times \frac{5 \times 1035 \times 600^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2772.32cm^4$$

Soit un **IPE240** avec $I_y = 3892cm^4$.

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 1035 \cdot 6^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 3892} = 2.13cm \leq f_{ad} = \frac{600}{200} = 3cm \dots \dots \dots (condition vérifiée)$$

III.3.4 Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)

- Plancher terrasse

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 12m$

Entre axe des sommiers : $e_{sommiers} = 6m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,5m$

$$G = 5.7KN/m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2$$

$$G_{solive} = 0.307KN/m$$

$$S = 0.099 \text{KN/m}^2$$

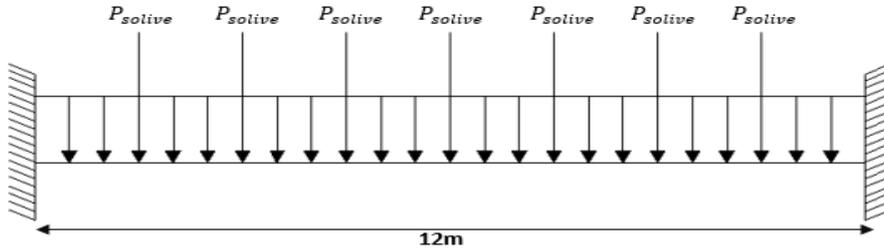


Figure III-6 : schémas statique du sommier.

Combinaison des charges :

Pour vérifier cette poutre on décompose les charges concentrées .

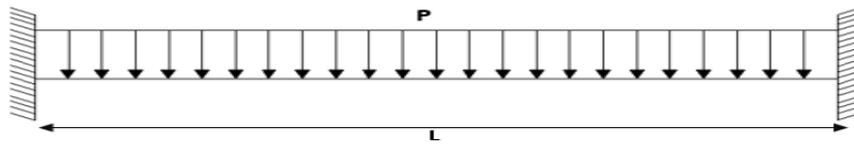


Figure III-7 : schémas statique du sommier sous charge.

• **Vérification de la flèche :**

$$q_s = [G + 0,9(Q + S)].e_{sommier} + [(7 \cdot P_{solive})/L]$$

$$q_s = [5,7 + 0,9(1,5 + 0,099)].6 + [(7 \times 0,307)/12]=43,01 \text{Kn/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 250 \times \frac{5 \times 4301 \times 1200^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 115205,35 \text{cm}^4$$

Soit un **HEA600** avec $I_y=141200 \text{cm}^4$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 4301 \cdot 12^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 141200} = 3.9 \text{cm} \leq f_{ad} = \frac{1200}{250} = 4.8 \text{cm} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

- **Plancher courant**

On a les caractéristiques suivantes : Portée de la solive : $l = 12m$

Entre axe des sommiers : $e_{sommiers} = 6m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,5m$

$$G = 5.4KN/m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2$$

$$G_{solive} = 0.307KN/m$$

Combinaisons de charges :

Pour vérifier cette poutre on décompose les charges concentrées

Vérification de la flèche :

$$q_s = [G + Q].e_{sommier} + [(7.P_{solive})/L]$$

$$q_s = [5,4 + 1,5].6 + [(7 \times 0,307)/12]=41,57Kn/m$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5.p_s.l^4}{384.E.I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5.p_s.l^3}{384.E} = 250 \times \frac{5 \times 4757 \times 1200^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 127419.64cm^4$$

Soit un **HEA600** avec $I_y=141200cm^4$

$$f_{cal} = \frac{5.4757.12^4}{384.2.1.141200} = 4.3cm \leq f_{ad} = \frac{1200}{250} = 4.8cm \dots \dots \dots (condition vérifiée)$$

III.3.5 Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)- **Plancher terrasse**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 6m$

Entre axe des sommiers : $e_{sommiers} = 6m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,5m$

$$G = 5.7KN/m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2$$

$$G_{solive} = 0.307KN/m$$

$$S = 0.099KN/m^2$$

Vérification de la flèche :

$$q_s = [G + 0,9(Q + S)].e_{sommier} + [(4.P_{solive})/L]$$

$$q_s = [5,7 + 0,9(1,5 + 0,099)].6 + [(4 \times 0,307)/6]=43,03Kn/m$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5.p_s.l^4}{384.E.I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5.p_s.l^3}{384.E} = 250 \times \frac{5 \times 4303 \times 600^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 14407.36cm^4$$

Soit un **IPE360** avec $I_y=16270cm^4$

$$f_{cal} = \frac{5.4303.6^4}{384.2.1.16270} = 2.12cm \leq f_{ad} = \frac{600}{250} = 2.4cm \dots \dots \dots (condition vérifiée)$$

- Plancher courant

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l= 6m$

Entre axe des sommiers : $e_{sommiers} = 6m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,5m$

$$G = 5.4KN/m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2$$

$$G_{solive} = 0.307KN/m$$

Vérification de la flèche :

$$q_s = [G + Q]. e_{sommier} + [(4. P_{solive})/L]$$

$$q_s = [5,4 + 1,5].6 + [(4 \times 0,307)/6]=41,60\text{Kn/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5. p_s. l^4}{384. E. I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5. p_s. l^3}{384. E} = 250 \times \frac{5 \times 4160 \times 600^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 13928,57\text{cm}^4$$

Soit un **IPE360** avec $I_y=16270\text{cm}^4$.

$$f_{cal} = \frac{5.4160.6^4}{384.2.1.16270} = 2,05\text{cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4\text{cm} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

III.3.6 Pré dimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et aux poteaux (cas d'une dalle plein ou plancher mixte). Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Le même calcul se fait pour le plancher terrasse et le plancher courant.

Dans notre cas on vérifie seulement le plancher terrasse car c'est le plus sollicitant.

- Plancher terrasse

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 6\text{m}$

Entre axe des poutres secondaires : $e_{p\text{ secondaire}} = 6\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,5\text{m}$

$$G = 5,7\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1,5\text{KN/m}^2$$

$$S = 0,099\text{KN/m}^2$$

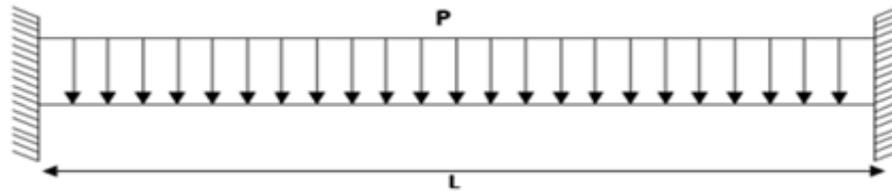


Figure III-8 : schémas statique de la poutre secondaire.

Vérification de la flèche :

On considère la poutre secondaire soumise à une charge répartie P_s sur sa longueur les combinaisons de charge a considérées sont :

$$P_{s1} = [G + 0,9(Q + S)] \cdot e_{p \text{ secondaire}} = 42,83 \text{ kn/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 250 \times \frac{5 \times 4283 \times 600^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 14340,40 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE360** avec $I_y = 16270 \text{ cm}^4$.

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 4283 \cdot 6^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 16270} = 2,11 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (condition vérifiée)}$$

III.3.7 Pré dimensionnement des poteaux

Un poteau est un élément vertical destiné principalement à transmettre les charges verticales et horizontales vers les fondations. Les profilés laminés en H sont les plus utilisés pour ce type d'élément car ils ont une bonne résistance (grande inertie) dans les deux directions.

Dans cette partie, on va dimensionner le poteau central auquel revient la plus grande surface Estimé $S = 36 \text{ m}^2$.

➤ **Les charges permanentes**

Poids du plancher terrasse : $5,7 \text{ kn/m}^2$

Poids du plancher courant : $5,4 \text{ kn/m}^2$

Poids de la poutre porteuse : $0,571 \text{ kn/m}$

Poids des solives (terrasse) : $0,307 \text{ kn/m}$

Poids des solives (plancher courant) : 0,307 kn/m

Poids de la poutre secondaire : 0,571kn/m

➤ **Les charges d'exploitation**

$$Q_{terrasse} = 1,5 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_{plancher} = 1,5 \text{ kn/m}^2$$

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELU en compression simple.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

A : Section du poteau.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité.

Détermination de N_{max} par la descente de charges :

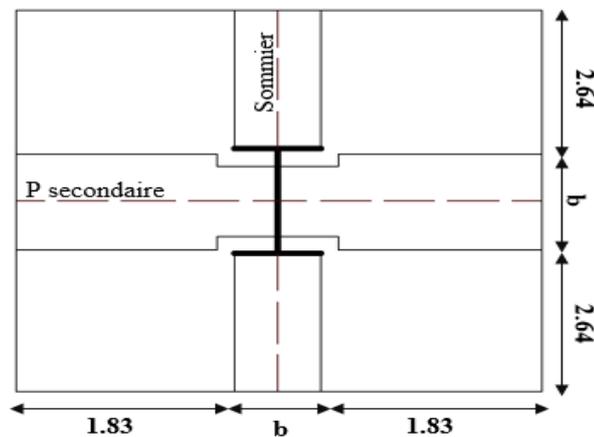


Figure III-9 : l'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité.

▪ **Plancher terrasse**

- Poids du plancher :

$$5,7 \times 36 = 205,2 \text{ kn}$$

- Poids de la poutre principale :

$$0,571 \times (2 \times 2,833) = 4,255 \text{ kn}$$

- Poids de la poutre secondaire :

$$0,571 \times 6 = 3,426 \text{kn}$$

- Poids propre des solives terrasse :

$$0,307 \times (3 \times 6) = 5,526 \text{kn}$$

- Poids propre des solives planché courant :

$$0,307 \times (3 \times 6) = 5,526 \text{kn}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$1,5 \times 36 = 54 \text{kn}$$

- Surcharge de la neige :

$$0,099 \times 36 = 3,564 \text{kn}$$

Donc :

$$N_{G \text{ terrasse}} = 223,933 \text{kn}$$

$$N_{Q \text{ terrasse}} = 54 \text{kn}$$

$$N_{S \text{ terrasse}} = 3,564 \text{kn}$$

▪ Plancher courant

- Poids du plancher :

$$5,4 \times 36 = 194,4 \text{kn}$$

- Poids de la poutre principale :

$$0,571 \times (2 \times 2,833) = 4,255 \text{kn}$$

- Poids de la poutre secondaire :

$$0,571 \times 6 = 3,426 \text{kn}$$

- Poids propre des solives terrasse :

$$0,307 \times (3 \times 6) = 5,526 \text{kn}$$

- Poids propre des solives planché courant :

$$0,307 \times (3 \times 6) = 5,526 \text{kn}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$1,5 \times 36 = 54 \text{kn}$$

- Surcharge de la neige :

$$0 \times 36 = 0 \text{kn}$$

Donc :

$$N_{G \text{ étage}} = 213,133 \text{kn}$$

$$N_{Q \text{ étage}} = 54 \text{kn}$$

$$N_{s \text{ étage}} = 0 \text{ kn}$$

➤ **Pré dimensionnement**

- Poteau niveau 23 :

$$N_1 = 1,35 \cdot N_{G \text{ terrasse}} + 1,35(N_{Q \text{ terrasse}} + N_{S \text{ terrasse}}) = 380,02 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_{G \text{ terrasse}} + 1,5 \cdot \max(N_{Q \text{ terrasse}}; N_{S \text{ terrasse}}) = 383,30 \text{ kn}$$

$$N_{\max} = 383,30 \text{ kn}$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{383,30 \times 1 \times 10}{275} = 13,93 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB180** avec $A=65,25 \text{ cm}^2$

- Poteau niveau 22 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terrasse}} + N_{G \text{ étage}} + \text{poids des poteaux} = 437,578 \text{ kn}$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + N_{Q \text{ étage}} = 108 \text{ kn}$$

$$N_S = N_{S \text{ terrasse}} + N_{S \text{ étage}} = 3,564 \text{ kn}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 741,34 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 752,73 \text{ kn}$$

$$N_{\max} = 752,73 \text{ kn}$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{752,73 \times 1 \times 10}{275} = 27,37 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB180** avec $A=65,25 \text{ cm}^2$

- Poteau niveau 21 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 2N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 635,77kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 2N_Q \text{ étage} = 162kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 2N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 1081,80kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 1101,28kn$$

$$N_{\max} = 1101,28kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1101,28 \times 1 \times 10}{275} = 40,04cm^2$$

On prend un **HEB180** avec $A=65,25cm^2$

- Poteau niveau 20 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 3N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 844,86kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 3N_Q \text{ étage} = 216kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 3N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 1436,97kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 1464,56kn$$

$$N_{\max} = 1464,56kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1464,56 \times 1 \times 10}{275} = 53,25cm^2$$

On prend un **HEB180** avec $A=65,25cm^2$

- Poteau niveau 19 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 4N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 1053,95kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 4N_Q \text{ étage} = 270kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 4N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 1792,14kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 1827,83kn$$

$$N_{\max} = 1827,83kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1827,83 \times 1 \times 10}{275} = 66,46cm^2$$

On prend un **HEB200** avec $A=78,08cm^2$

- Poteau niveau 18 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 5N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 1263,14kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 5N_Q \text{ étage} = 324kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 5N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 2147,45kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 2191,23kn$$

$$N_{\max} = 2191,23kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2191,23 \times 1 \times 10}{275} = 79,68cm^2$$

On prend un **HEB220** avec $A=91,04cm^2$

- Poteau niveau 17 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 6N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 1471,812kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 6N_Q \text{ étage} = 378kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 6N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 2502,05kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 2553,94kn$$

$$N_{\max} = 2553,94kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2553,94 \times 1 \times 10}{275} = 92,87cm^2$$

On prend un **HEB240** avec $A=106cm^2$

- Poteau niveau 16 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 7N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 1618,223kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 7N_Q \text{ étage} = 432kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 7N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 2772,61kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 2917,65kn$$

$$N_{\max} = 2917,65kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2917,65 \times 1 \times 10}{275} = 106cm^2$$

On prend un **HEB240** avec $A=106cm^2$

- Poteau niveau 15 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 8N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 1890,634kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 8N_Q \text{ étage} = 486kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 8N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 3213,26kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 32381,35kn$$

$$N_{max} = 32381,35kn$$

N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{32381,35 \times 1 \times 10}{275} = 119,32cm^2$$

On prend un **HEB280** avec $A=131,4cm^2$

- Poteau niveau 14 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 9N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 2109,51kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 9N_Q \text{ étage} = 540kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 9N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 3581,64kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 3657,83kn$$

$$N_{max} = 3657,83kn$$

N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{3657,83 \times 1 \times 10}{275} = 133,01 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB300** avec $A=149,1 \text{ cm}^2$

- Poteau niveau 13 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 10N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 2329,79 \text{ kn}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 10N_Q \text{ étage} = 594 \text{ kn}$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 10N_S \text{ étage} = 3,564 \text{ kn}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 3951,92 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 4036,21 \text{ kn}$$

$$N_{max} = 4036,21 \text{ kn}$$

N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4036,21 \times 1 \times 10}{275} = 146,77 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB300** avec $A=149,1 \text{ cm}^2$

- Poteau niveau 12 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 11N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 2550,07 \text{ kn}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 11N_Q \text{ étage} = 648 \text{ kn}$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 11N_S \text{ étage} = 3,564 \text{ kn}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 4322,20 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 4414,59kn$$

$$N_{\max} = 4414,59kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4414,59 \times 1 \times 10}{275} = 160,53cm^2$$

On prend un **HEB320** avec $A=161,3cm^2$

- Poteau niveau 11 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 12N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 2771,34kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 12N_Q \text{ étage} = 702kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 12N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 4693,82kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 4794,30kn$$

$$N_{\max} = 4794,30kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4794,30 \times 1 \times 10}{275} = 174,33cm^2$$

On prend un **HEB360** avec $A=180,6cm^2$

- Poteau niveau 10 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 13N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 2994,12kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 13N_Q \text{ étage} = 756kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 13N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 5067,47kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.max(N_Q; N_S) = 5176,06kn$$

$$N_{max} = 5176,06kn$$

N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{5176,06 \times 1 \times 10}{275} = 188,22cm^2$$

On prend un **HEB400** avec $A=197,8cm^2$

- Poteau niveau 9 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 14N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 3218,20kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 14N_Q \text{ étage} = 810kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 14N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 5442,88kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.max(N_Q; N_S) = 5559,57kn$$

$$N_{max} = 5559,57kn$$

N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{5559,57 \times 1 \times 10}{275} = 202,16cm^2$$

On prend un **HEB450** avec $A=218cm^2$

- Poteau niveau 8 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 15N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 3443,887kn$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + 15N_{Q \text{ étage}} = 864kn$$

$$N_S = N_{S \text{ terrasse}} + 15N_{S \text{ étage}} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 5820,45kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.max(N_Q; N_S) = 5945,24kn$$

$$N_{\max} = 5945,24kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{5945,24 \times 1 \times 10}{275} = 216,19cm^2$$

On prend un **HEB450** avec $A=218cm^2$

- Poteau niveau 7 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terrasse}} + 16N_{G \text{ étage}} + \text{poids des poteaux} = 3443,887kn$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + 16N_{Q \text{ étage}} = 864kn$$

$$N_S = N_{S \text{ terrasse}} + 16N_{S \text{ étage}} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 5820,45kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.max(N_Q; N_S) = 6334,44kn$$

$$N_{\max} = 6334,44kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6334,44 \times 1 \times 10}{275} = 230,34cm^2$$

On prend un **HEB500** avec $A=238,6cm^2$

- Poteau niveau 6 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terrasse}} + 17N_{G \text{ étage}} + \text{poids des poteaux} = 3896,845kn$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + 17N_{Q \text{ étage}} = 972kn$$

$$N_S = N_{S \text{ terrasse}} + 17N_{S \text{ étage}} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 6577,75kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 6718,74kn$$

$$N_{\max} = 6718,74kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6718,74 \times 1 \times 10}{275} = 244,31cm^2$$

On prend un **HEB550** avec $A=254,1cm^2$

- Poteau niveau 5 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terrasse}} + 18N_{G \text{ étage}} + \text{poids des poteaux} = 4125,32kn$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + 18N_{Q \text{ étage}} = 1026kn$$

$$N_S = N_{S \text{ terrasse}} + 18N_{S \text{ étage}} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 6959,09kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 7108,182kn$$

$$N_{\max} = 7108,182kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7108,182 \times 1 \times 10}{275} = 258,47 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB600** avec $A=270 \text{ cm}^2$

- Poteau niveau 4 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 19N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 4565,703 \text{ kn}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 19N_Q \text{ étage} = 1080 \text{ kn}$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 19N_S \text{ étage} = 3,564 \text{ kn}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 7626,51 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 7783,69 \text{ kn}$$

$$N_{max} = 7783,69 \text{ kn}$$

N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7783,69 \times 1 \times 10}{275} = 283,04 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB650** avec $A=286,3 \text{ cm}^2$

- Poteau niveau 3 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 20N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 4586,182 \text{ kn}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 20N_Q \text{ étage} = 1134 \text{ kn}$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 20N_S \text{ étage} = 3,564 \text{ kn}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 7727,05 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 7892,34 \text{ kn}$$

$$N_{max} = 7892,34 \text{ kn}$$

N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7892,34 \times 1 \times 10}{275} = 286,9 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB700** avec $A=306,7 \text{ cm}^2$

- Poteau niveau 2 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 21N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 4818,86 \text{ kn}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 21N_Q \text{ étage} = 1188 \text{ kn}$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 21N_S \text{ étage} = 3,564 \text{ kn}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 8114,07 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 8287,46 \text{ kn}$$

$$N_{max} = 8287,46 \text{ kn}$$

N_{max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{8287,46 \times 1 \times 10}{275} = 301,36 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEB700** avec $A=306,7 \text{ cm}^2$

- Poteau niveau 1 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 22N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 5051,54 \text{ kn}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 22N_Q \text{ étage} = 1242 \text{ kn}$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 22N_S \text{ étage} = 3,564 \text{ kn}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 8501,09 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 8682,57kn$$

$$N_{\max} = 8682,57kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{8287,46 \times 1 \times 10}{275} = 315,72cm^2$$

On prend un **HEB800** avec $A=334,2cm^2$

- Poteau niveau RDC :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 23N_G \text{ étage} + \text{poids des poteaux} = 5288,647kn$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 23N_Q \text{ étage} = 1296kn$$

$$N_S = N_S \text{ terrasse} + 23N_S \text{ étage} = 3,564kn$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35.N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 8894,08kn$$

$$N_2 = 1,35.N_G + 1,5.\max(N_Q; N_S) = 9083,67kn$$

$$N_{\max} = 9083,67kn$$

N_{\max} Doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{9083,67 \times 1 \times 10}{275} = 330,31cm^2$$

On prend un **HEB800** avec $A=334,2cm^2$

Tableau III-3: Récapitulation des sections adoptées aux différents étages.

Section	Poteaux	Poutre principale (12m)	Poutre principale (6m)	Solive	Poutre secondaire
RDC	HEB800	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
1^{er} étage	HEB800	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
2^{ème} étage	HEB800	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
3^{ème} étage	HEB800	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
4^{ème} étage	HEB700	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
5^{ème} étage	HEB700	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
6^{ème} étage	HEB700	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
7^{ème} étage	HEB700	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
8^{ème} étage	HEB600	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
9^{ème} étage	HEB600	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
10^{ème} étage	HEB600	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
11^{ème} étage	HEB600	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
12^{ème} étage	HEB500	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
13^{ème} étage	HEB500	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
14^{ème} étage	HEB500	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
15^{ème} étage	HEB500	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
16^{ème} étage	HEB400	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
17^{ème} étage	HEB400	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
18^{ème} étage	HEB400	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
19^{ème} étage	HEB400	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
20^{ème} étage	HEB300	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
21^{ème} étage	HEB300	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
22^{ème} étage	HEB300	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360
23^{ème} étage	HEB300	HEA600	IPE360	IPE240	IPE360

Chapitre VI Etude des éléments secondaires.

IV. Acrotère

IV.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumise à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

C'est une sorte de muret au périphérique du bâtiment sur lequel l'étanchéité est relevée pour éviter les infiltrations.

Dans la mesure du possible cet ouvrage doit être de faible dimension pour éviter les fissurations dues aux chocs thermique et au retrait.

Les acrotères doivent être particulièrement soignés car une fissuration permettrait à l'eau de pluie de pénétrer sous l'étanchéité.

Le couronnement de l'acrotère est généralement en pente vers l'intérieur pour éviter ruissellement de pluie sur la façade.

IV.1.1 Dimensionnement

La hauteur : $h = 60$ cm

L'épaisseur : $e_p = 10$ cm

IV.1.2 Calcul des sollicitations

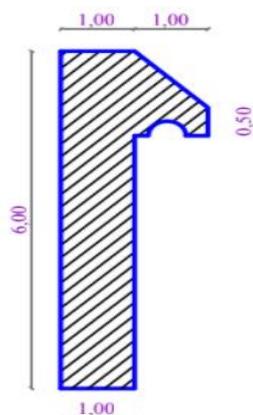


Figure IV-1 : dimensionnement de l'acrotère.

a) Poids propre :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.05) + \left(\frac{0.2 \times 0.35}{2}\right)$$

$$S = 0.105 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b$$

$$G = 2.6 \times \gamma_b = 0.105 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

b) Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une mai, courante $Q = 1 \text{ Kn}$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.625 = 3.543 \text{ Kn}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ Kn.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

c) Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable $c = c' = 2 \text{ cm}$

d) L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{23.543} = 0.25 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.25 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.1.3 Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimé

$$M_U = N_U \times \left(e + \frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_U = 2.3 \times \left(0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.075 - 0.02) \times 3.543 - 0.992 = 0.140 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81 \times c') f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) 14.17 \times 10 \times 0.1 \times b$$

$$(0.337h - 0.81 \times c') f_{bc} \times b \times h = 24.80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

❖ Calcul de ferrailage à l'ELU

$$b = 100\text{cm} \quad h = 10\text{cm} \quad c = c' = 2\text{cm} \quad d = h - c = 8\text{cm} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad \gamma_b = 1.15 \quad f_{bc} = 14.17\text{Mpa}$$

$$f_e = 400\text{Mpa} \quad \gamma_s = 1.5 \cdot \sigma = 348\text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.992 \times 10}{100 \times 8^2 \times 14.17} = 0.0109$$

$$\mu \leq \mu_R = 0.668$$

Armature tendu seulement

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.144$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 8(1 - 0.4 \times (0.144)) = 7.539$$

$$A_u = \frac{0.993 \times 10^3}{7.539 \times 348} = 0.378\text{cm}^3$$

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \left(\frac{f_{c28}}{f_e} \right) \times b_0 \times d$$

$$A_s \geq 0.23 \left(\frac{2.1}{400} \right) \times 100 \times 8$$

$$A_s = \max(0.97; 0.378)$$

$$A_s = 0.97\text{cm}^2 \rightarrow \text{on prend 4HA6}$$

❖ Les armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2}$$

$$\frac{1.13}{4} < A_r < \frac{1.13}{2}$$

$$0.28 < A_r < 0.565$$

$$A_r = 0.85\text{cm}^2 \rightarrow \text{on prend 3HA6}$$

IV.1.4 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5 \times Q = 1.5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{0.008 \times 1} = 0.0187\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.16 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4Mpa\right) = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0187Mpa < \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

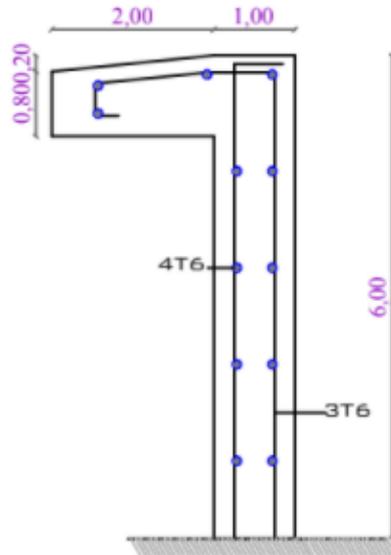


Figure IV-2 : ferrailage de l'acrotère.

IV.2 Etude des escaliers

IV.2.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

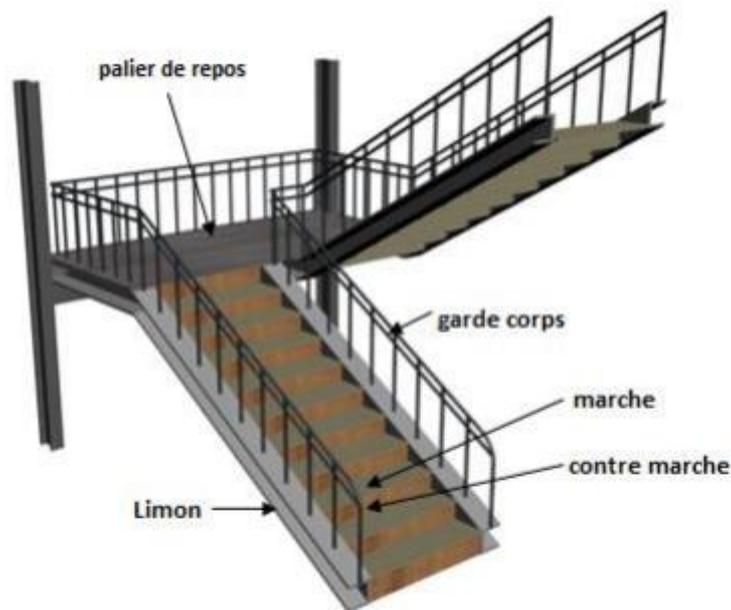


Figure IV-3 : constituant d'un escalier.

IV.2.2 Pré dimensionnement de l'escalier

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : hauteur à franchir avec une volée $H=1.75\text{m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

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

$$h = \frac{H}{n}$$

On prend $h=18\text{cm} \rightarrow n = \frac{175}{18} = 10(\text{contremarches})$

$n-1 = 9(\text{marches})$

$60\text{cm} \leq g + 2 \times 18 \leq 64\text{cm} \rightarrow 24\text{cm} \leq g \leq 28\text{cm} \rightarrow$ on prend $g = 30\text{cm}$

$$\text{Tang}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0.6 \rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

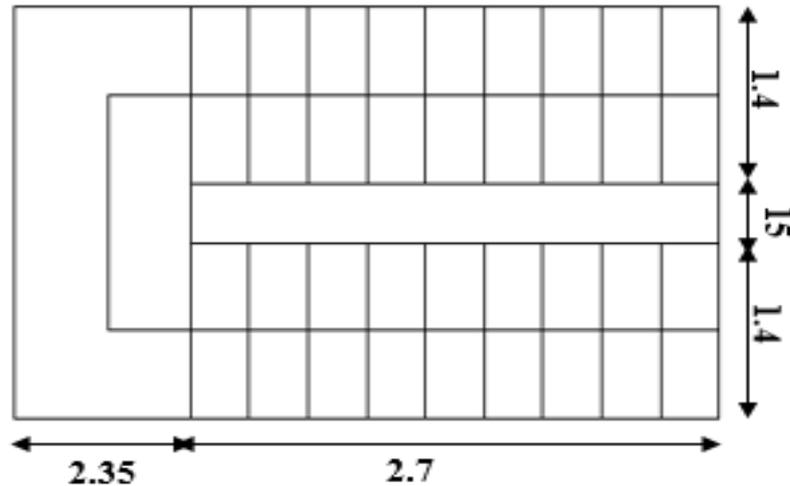


Figure IV-4 : vue en plan de l'escalier.

IV.2.3 Calcul des éléments de l'escalier

Charges et surcharges sur l'escalier

- Charges sur la volée :

Tôle striée ($e = 0.5\text{cm}$) $0,9 \cdot 0,5 = 0.45\text{KN}/\text{m}^2$

Mortier de pose($e = 1.5\text{cm}$) $0,2 \cdot 1,5 = 0.3\text{KN}/\text{m}^2$

Revêtements en carrelage($e = 2\text{cm}$) $0,2 \cdot 2 = 0.4\text{KN}/\text{m}^2$

$$\mathbf{G = 1,15\text{KN}/\text{m}^2}$$

- Charge sur le palier :

Revêtements en carrelage($e = 2\text{cm}$) $0,2 \cdot 2 = 0.4\text{KN}/\text{m}^2$

Mortier de pose($e = 1.5\text{cm}$) $0,2 \cdot 1,5 = 0.3\text{KN}/\text{m}^2$

Dalle en béton armé ($e = 10\text{cm}$) $0,1 \cdot 25 = 2.5\text{KN}/\text{m}^2$

Tôle type TN40... .. $0,15\text{KN}/\text{m}^2$

$$\mathbf{G = 1,15\text{KN}/\text{m}^2}$$

- **Charge d'exploitation :**

$Q = 2,5\text{KN}/\text{m}^2 \rightarrow$ Bâtiment à usage d'habitation.

IV.2.3.1 Pré dimensionnement de la cornière du support :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.

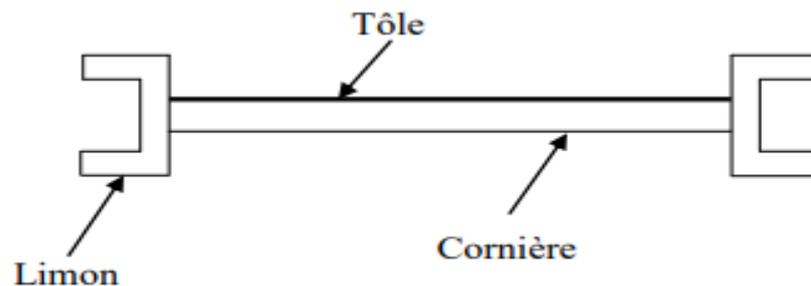


Figure IV-5 : constituant de la cornière de support.

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

$$q = (G + Q) \cdot g/2 = (1.15 + 2.5) \cdot 0.3/2 = 0.548\text{KN}/\text{m}$$

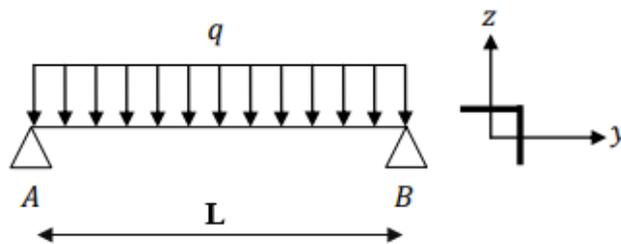


Figure IV-6 : schémas statique de la cornière de support.

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{cal} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \times 0.548 \times 1.40^3}{384 \times 2.1} = 2.79\text{cm}^4$$

Soit une cornière a ails égale **L35 × 35 × 35** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 3.56 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.45 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0.0218 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification en tant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{cornière} = 0.548 + 0.0218 = 0.57 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.57 \times 1.40^4}{384 \times 2.1 \times 3.56} = 0.381 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{140}{300} = 0.46 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **La résistance :**

$$q_u = (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q) \cdot \frac{g}{2} + (1.35 \cdot G_{cornière}) = 0.825 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.825 \times 1.40^2}{8} = 0.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.45 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 0.36 \text{ KN.m} > 0.20 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0.825 \times 1.40}{2} = 0.577 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i \times Z_i = (35 \times 5) \times \frac{5}{2} + (35 - 5) \times 5 \times \frac{35}{2} = 3062.5 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 9.927 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 158.77 \text{ Mpa} \text{ (condition vérifiée)}$$

IV.2.3.2 Pré dimensionnement du limon

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \cdot E_m}{2} + G_{cornière} = \frac{(1.15 \times 2.5) \times 1.4}{2} + 0.0218 = 2.58 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \cdot E_m}{2} = \frac{(3.35 + 2.5) \cdot 1.4}{2} = 4.095 \text{ KN/m}$$

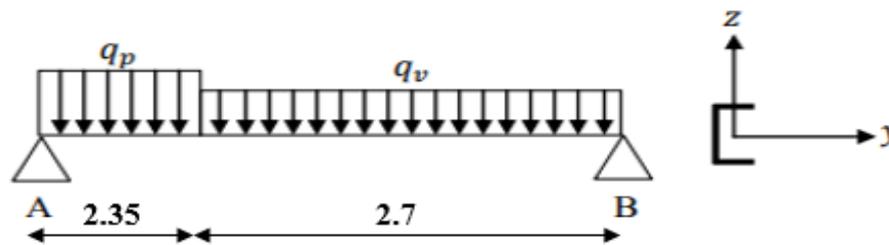


Figure IV-7 : charge revenant au limon.

$$q = \max(q_v; q_p) = 4.095 \text{ KN/m}$$

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{cal} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \times 4.095 \times 5.05^3}{384 \times 2.1} = 980.9 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a ails égale **UPN180** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1350 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 179 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.22 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 15.09 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{cornière} = 4.095 + 0.22 = 4.315 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4.315 \times 5.05^4}{384 \times 2.1 \times 1350} \times 10^2 = 1.28 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{505}{300} = 1.68 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$q_v = \frac{(1.35 \cdot G_v + 1.5 \cdot Q) \cdot E_m}{2} + 1.35 \cdot (G_{cornière} + G_{profilé}) = 3.95 \text{KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35 \cdot G_p + 1.5 \cdot Q) \cdot E_m}{2} + 1.35 \cdot (G_{profilé}) = 6.08 \text{KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 24.95 \text{KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A = 13.81 \text{KN} \\ R_B = 11.14 \text{KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$0 \leq x \leq 2.35$$

$$\begin{cases} M_z = -3.04x^2 + 13.81x \\ T_y = 6.08x - 13.81 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{KN.m}, T_y = 13.81 \text{KN} \\ x = 2.35 \rightarrow M_z = 15.66 \text{KN.m}, T_y = 0.478 \text{KN} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 2.7$$

$$\begin{cases} M_z = -1.975x^2 + 11.4x \\ T_y = -3.95x + 11.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{KN.m}, T_y = 11.4 \text{KN} \\ x = 2.7 \rightarrow M_z = 16.38 \text{KN.m}, T_y = 0.735 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{11.4}{3.95} = 2.8 \text{m}$

$$\rightarrow M_{max} = 16.44 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc les efforts maximum sont : } \begin{cases} M_{sd} = 16.44 \text{KN} \\ V_{sd} = R_A = 13.81 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{179 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 44.75 \text{KN.m} > 16.44 \text{KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{15.09 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} = 21.78 \text{KN} > 13.81 \text{KN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.2.4 Etude de la poutre palière

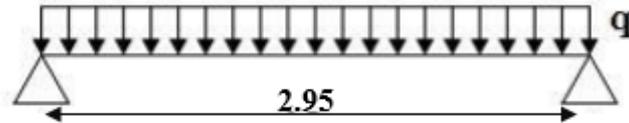


Figure IV-8 : schémas statique de la poutre palière.

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

$$\text{Charge des cloisons} \dots \dots \dots = 2.22 \times 1.75 = 3.89 \text{KN/m}$$

$$\text{Charge revenant du palier} \dots \dots \dots = G = 3.35 \times 0.6 = 2.01 \text{KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 0.6 = 1.5 \text{KN/m}$$

$$q_s = 3.89 + 2.01 + 1.5 = 7.4 \text{KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{cal} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \times 7.4 \times 2.95^3}{384 \times 2.1} = 353.37 \text{cm}^4$$

Soit un IPE140 :

$$I_y = 541.2 \text{cm}^4$$

$$W_{ely} = 88.34 \text{cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.129 \text{KN/m}$$

$$A_{vz} = 7.64 \text{cm}^2$$

Vérification en tenant compte le poids du profilé

$$q_u = 1.35(3.89 + 2.01 + 0.129) + 1.5 \times 1.5 = 10.38 \text{KN/m}$$

$$q_s = 3.89 + 2.01 + 0.129 + 1.5 = 7.529 \text{KN/m}$$

- **La flèche :**

$$f_{cal} = \frac{5 \times 7.529 \times 2.95^4}{384 \times 2.1 \times 541.2} \times 10^2 = 0.075cm < f_{ad} = \frac{295}{300} = 0.98cm \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10.38 \times 2.95^2}{8} = 11.29KN.m$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 22.08KN.m > 11.29KN.m \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.38 \times 2.95}{2} = 15.31KN$$

$$V_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 110.27KN > V_{sd} \text{ condition vérifiée}$$

IV.2.4.1 Pré dimensionnement de la console

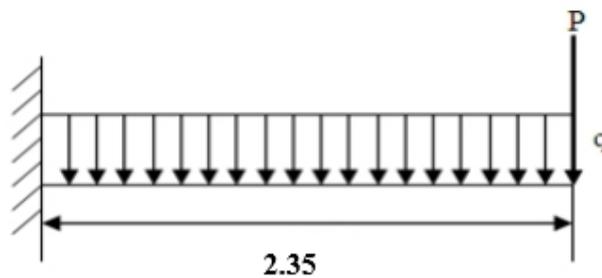


Figure IV-9 : Schémas statique de la console.

Les charges revenant sur la console sont :

Charge des cloisons... .. = $2.22 \times 1.75 = 3.89KN/m$

Charge revenant du palier... .. = $G = 3.35 \times 2.35 = 7.40KN/m$

$Q = 2.5 \times 2.35 = 5.88KN/m$

$q_u = 1.35(3.89 + 7.40) + 1.5 \times 5.88 = 10.38KN/m$

$q_s = 3.89 + 7.40 + 5.88 = 17.17KN/m$

P : réaction de la poutre palière

$$p = \frac{G_p \times l}{2} = \frac{3.35 \times 2.35}{2} = 3.94KN$$

$$f = \frac{q_s \times l^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times l^3}{3 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s \times l^3}{8 \times E} + \frac{P \times l^2}{3 \times E} \right) \times 250$$

$$I_y \geq \left(\frac{17.17 \times 2.35^3}{8 \times 2.1} + \frac{2.01 \times 2.35^2}{3 \times 2.1} \right) \times 250 = 3756.40 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE270 :

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 484 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.361 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 22.14 \text{ cm}^2$$

Vérification en tenant compte le poids du profilé

$$q_u = 1.35(3.89 + 7.40 + 0.361) + 1.5 \times 5.88 = 24.54 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3.89 + 7.40 + 0.361 + 5.88 = 17.531 \text{ KN/m}$$

- **La flèche :**

$$f = \frac{q_s \times l^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times l^3}{3 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f = \frac{q_s \times l^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times l^3}{3 \times E \times I_y} = \frac{17.29 \times 2350^4}{8 \times 2.1 \times 5790 \times 10^4} + \frac{2.01 \times 2350^3}{3 \times 2.1 \times 541.2 \times 10^4}$$

$$f = 5.43 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{2350}{250} = 9.4 \text{ mm}$$

- **La résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + P_u \times l = \frac{24.06 \times 2.35^2}{8} + 3.94 \times 2.35 = 25.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628.4 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 157.1 \text{ KN.m} > 25.86 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} = q_u \times l + P_u = 24.06 \times 2.35 + 3.94 = 60.48 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25.68 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 370.65 \text{ KN} > V_{sd} \text{ condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5V_{rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Chapitre V Etude des planchers mixtes

V Etude des planchers mixte

V.1 Introduction

La construction mixte est l'association mécanique du béton armé et des profilés métalliques, en vue de former des éléments parfaitement monolithiques contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas à l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisailement.

Généralement le choix de ce type de procédé est motivé pour les bâtiments à plusieurs étages, ou lorsque de grandes portées entre poteaux sont exigées (jusqu'à 20m).

V.2 Description d'un plancher collaborant

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :

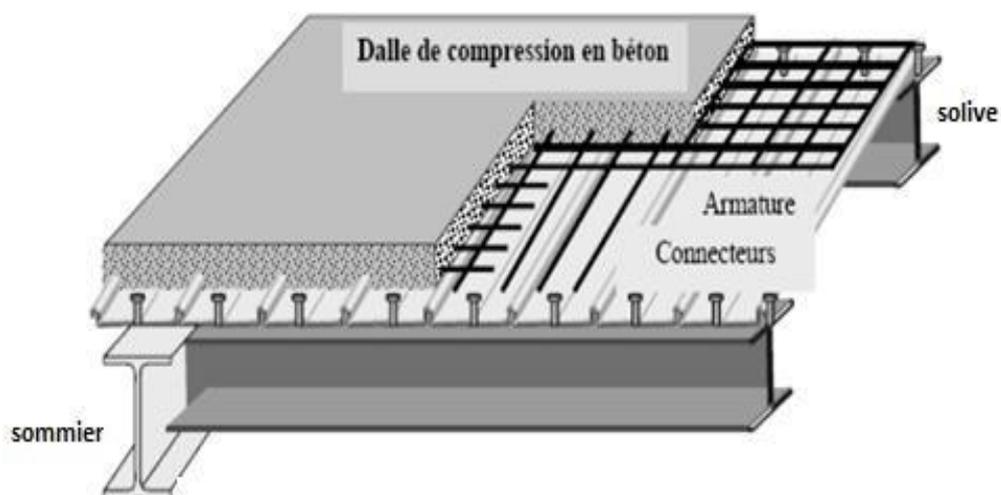


Figure 0-1 : constituant d'un plancher mixte.

V.3 Etude de la dalle collaborant

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction.
- Phase finale.

- Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul Les charges de la phase de construction :

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

- Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

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

V.4 Vérification des solives

- Phase de construction

Portée de la solive : $l=6m$.

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,5m$.

$G=5,7 \text{ Kn/m}^2$.

$Q=1,5 \text{ Kn/m}^2$.

$S=0,099 \text{ Kn/m}^2$.

Les combinaisons de charges a considérées sont :

$$p_{u1} = [1.35.G + 1.5. \max(Q; S)]. e_{solive} = 14.91 \text{ Kn/m}$$

$$p_{u2} = [1.35.G + 1.35. (Q + S)]. e_{solive} = 15.14 \text{ Kn/m}$$

$$Pu = \max(p_{s1}; p_{s2}) = 15.14 \text{ kn/m}$$

a. Vérification de la résistance à l'ELU

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la Condition suivante :

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

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{15.14 \times 6^2}{8} = 68.13 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{324.3 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 89.1825 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{48.6}{89.18} = \mathbf{0.55.}$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

b. Vérification de la flèche en service

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$p_{s1} = [G + \max(Q; S)]. e_{solive} = 10,8 \text{ Kn/m.}$$

$$p_{s2} = [G + 0,9(Q + S)]. e_{solive} = 10,71 \text{ Kn/m.}$$

$$P_s = \max(p_{s1}; p_{s2}) = 10,8 \text{ kn/m.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I_y} = 200 \times \frac{5 \times 1080 \times 600^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2892,85 \text{ cm}^4$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoins d'un étayement en phase construction.

- **Phase finale**

L'entre axe des solives est : $e_{solive} = 1.5m$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble. Donc les charges de la phase finale sont :

➤ **Plancher terrasse :**

$$G = 5.7 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.099 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE240} = 0.307 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$G = 5.7 \cdot 1.5 + 0.307 = 8.857 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$S = 0.099 \cdot 1.5 = 0.1485 \text{ KN/m}$$

ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot [; S] = 15.33 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 15.19 \text{ KN/m}$$

$$P_u = (P_{u1}; P_{u2}) = 15.33 \text{ KN/m}$$

ELS :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + [; S] = 11.125 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 11.03 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 11.125 \text{ KN/m}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,7 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,099 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE240} = 0.307 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$G = 5.7 \times 1.5 + 0.307 = 8.857 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$S = 0.099 \times 1.5 = 0.1485 \text{ KN/m}$$

ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot [; S] = 15.33 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 15.19 \text{ KN/m}$$

$$P_u = (P_{u1}; P_{u2}) = 15.33 \text{ KN/m}$$

ELS :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + [; S] = 10.35 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 10.29 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (P_{s1}; P_{s2}) = 10.35 \text{ KN/m}$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc la vérification est faite pour ce dernier.

a. Vérification de la résistance à L'ELU

$$P_u = 15.33 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante

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

Le moment appliqué :

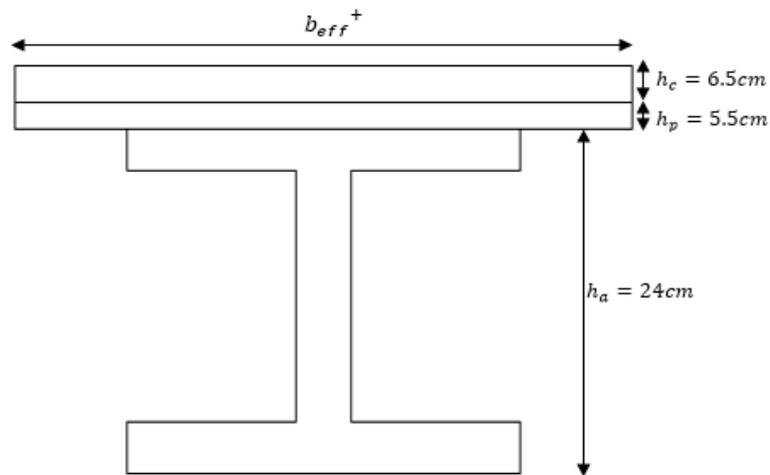
$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.33 \times 6^2}{8} = 68.985 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre plastique (ANP) :**

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff} = 2 \cdot \min \left[\frac{l_0}{8}; \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 2.2.1.}$$



Avec :

l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des solives

$$b_{eff} = 2 \min \left[\frac{6}{8}; \frac{1.5}{2} \right] = 1.5 \text{ m}$$

$$F_a = \frac{A_a}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{39.12 \times 275}{1.1} \times 10^{-1} = 978 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.5 \times 6.5 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 10 = 1381.25 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ l'axe neutre plastique est dans la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{978}{1.5 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} \times 10^{-1} = 4.6 \text{ cm}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 978 \left(\frac{24}{2} + 5.5 + 6.5 - \frac{4.6}{2} \right) \times 10^{-2} = 212.22 \text{ KN}$$

$M_{sd} = 68.98 \text{ kn} \leq M_{pl,rd} = 212.22 \text{ kn} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

b. Vérification de la flèche en service :

$$P_s = 10.35 \text{ KN}.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \quad \text{plancher terrasse.}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

Calcul de I_m :

ϑ_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ).

ϑ_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre (Δ).

d : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

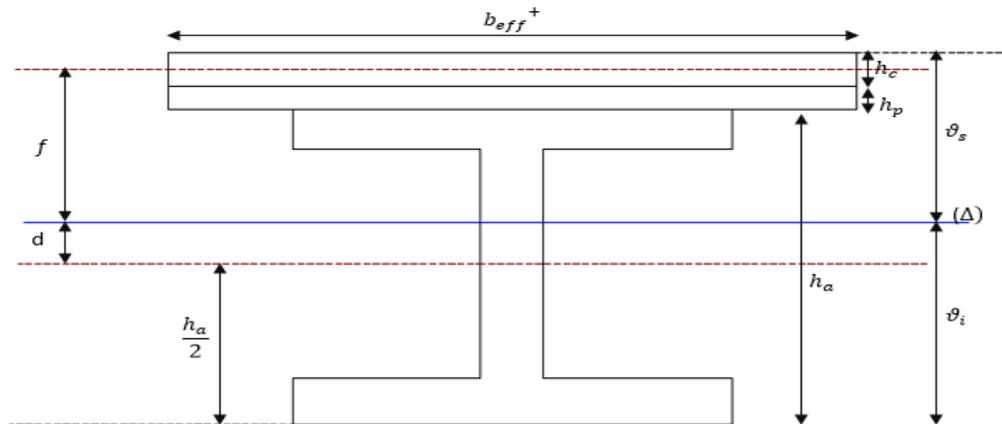
S : section mixte.

I_m : Moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

n : coefficient d'équivalence acier/béton.

$$n = \frac{E_a}{E_{c'}}$$

$$E_{c'} = \frac{E_{cm}}{2} \quad \text{Pour les bâtiments à usage d'habitation.}$$



$$F_{ck} = 25Mpa$$

$$E_{cm} = 30500Mpa$$

$$n = \frac{E_a}{E_c} = 14$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)}{n} = 39.12 + \frac{150 \times (6.5 + 5.5)}{14} = 114.13cm^2$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)}{n} \times \frac{(h_c + h_p) \times h_a}{2 \times S} = 12.36cm$$

$$\vartheta_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{24}{2} + (6.5 + 5.5) - 12.36 = 11.64cm$$

$$\vartheta_i = \frac{h_a}{2} - d = 9.64cm$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = 5.64cm$$

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)}{n} \times f^2 = 17810.95cm^4$$

$$F_{cal} = \frac{5 \times 10.35 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 17810.95} = 0.46cm$$

$f_{adm} > f_{cal} \dots \dots \dots$ la flèche est vérifier.

c. Résistance de la section au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{Pu.l}{2} = \frac{15.33 \times 6}{2} = 45 \text{kn.}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{19.14 \times 275}{\sqrt{3.1}} = 303.8 \text{ KN.}$$

$$V_{pl.rd} > V_{sd} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Calcul des contraintes :**

Contraintes dues au moment fléchissant :

Contrainte dans la poutre acier

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times \vartheta_i = \frac{68.98}{17810.95} \times 9.64 = -37.33 \text{Mpa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [\vartheta_s - (h_c + h_p)] = 13.9 \text{Mpa}$$

- **Contrainte dans la dalle béton :**

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times \vartheta_s = 3.22 \text{Mpa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [\vartheta_s - (h_c + h_p)] = -0.99 \text{Mpa}$$

Contraintes dues au retrait :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{6.5 + 5.5 + 24}{2} = 18 \text{cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{3892}{39.12 \times 18} = 5.52 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{3892}{39.12 \times 18} = 5.52 \text{ cm.}$$

$$K = \frac{b \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 150 \times (6.5 + 5.5) = 1800 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1800 \times 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4}}{(14.3892 \times 39.12) + (1800 \times 3892) + (1800 \times 39.12 \times 14^2)} = 0.329 \text{ kn/cm}^3$$

$$E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

Y_1 : La distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{24}{2} + 5.52 = 17.52 \text{ cm}$$

Y_2 : La distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 17.52 + 6.5 + 5.5 = 29.52 \text{ cm.}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 68.67 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = -21.31 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0.329 \times 17.52 \times 10)}{14} = -1.12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0.329 \times 29.52 \times 10)}{14} = -3.93 \text{ Mpa}$$

d.3. Contraintes finales :

- $\sigma_{as} = 68.67 + 13.9 = 82.57 \text{ Mpa} < f_y = 275 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\sigma_{ai} = 68.67 + 13.9 = 82.57 \text{ Mpa} < f_y = 275 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\sigma_{ai} = -21.31 - 37.33 = -58.66 \text{ Mpa} < f_y = 275 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- $\sigma_{bs} = 3.22 - 3.92 = -0.7 \text{ Mpa} < f_y = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\sigma_{bi} = -0.99 - 1.12 = -2.11 \text{ Mpa} < f_y = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$

V.5 Dimensionnement de la connexion

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments a assemblée.

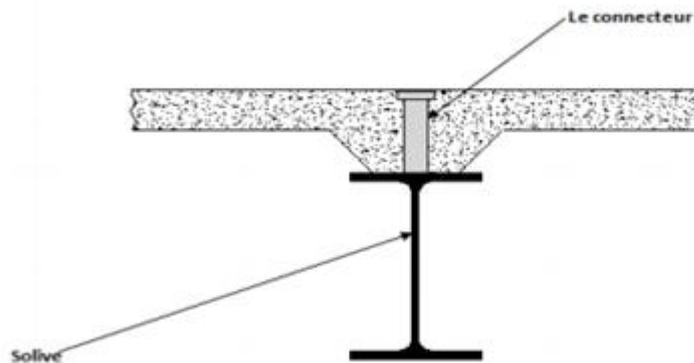


Figure V-2 : vue de la connexion du plancher mixte.

V.5.1 Calcul des goujons connecteurs

On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6.

On a :

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \text{ d'ou } h > 4 \times d$$

$$\text{Donc : } h > 4 \times 16 = 64 \text{ mm}$$

On prend $h = 65 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 = \frac{65}{16} = 4.062 > 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

Béton de classe C25/30 d'où : ($f_{ck} = 25\text{Mpa}$, $E_{cm} = 30500\text{Mpa}$)

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

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) \quad [\text{EC 4 art 6.3.2.1}]$$

Avec :

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

$$P_{rd1} = 0.8 \times \frac{f_u}{\gamma_r} \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right) = 0.8 \times \frac{400}{1.25} \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \right) = 51.472\text{Kn}$$

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

$$P_{rd2} = 0.29 \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_r} \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} = 0.29 \times \frac{1 \times 16^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} = 51.86\text{Kn}$$

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) = 51.472\text{kn}$$

- **L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :**

$$V_{el} = \min\left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0.85 \times b_{eff} \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$V_{el} = \min\left(\frac{39.12 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1}; 0.85 \times 1.5 \times \frac{(12 + 6.5) \times 25}{1.5} \times 10\right) = 978\text{Kn}$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{978}{51.472} = 19$$

On choisie $N_f = 20$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3\text{m}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ni 800mm conformément à l'EC4.

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{300}{20} = 15\text{cm}$$

$$S_t < \min(6ht; 800)$$

$S_t < 800\text{mm}$ (condition vérifiée)

V.5.1.1 Vérification des soudures

a : la gorge.

$$a < \min(d ; t_f) = \min(16 ; 9.8) = 9.8\text{mm}$$

On prend $a = 10\text{mm}$

L : longueur du cordon de soudure circulaire.

$$l = \pi \times d = \pi \times 16 = 50.265\text{mm}$$

$$\text{Acier S275} \begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.30 \\ f_u = 430\text{Mpa} \end{cases}$$

- L'effort résistant de cisaillement vaut :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 10 \times 50.265 \times \frac{430 \times 10^{-3}}{0.85 \times 1.30 \times \sqrt{3}} = 112.930\text{Kn}$$

- L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{el}}{N_f} = \frac{978}{20} = 48.9\text{Kn}$$

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

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.5.1.2 Vérification des vibrations

Notre plancher est à usage d'habitation, donc la condition à vérifier est :

$$f(H_z) \geq 3(H_z)$$

$$f(H_z) = \frac{18}{\sqrt{f_{cal}}} = \frac{18}{\sqrt{0.24 \times 10}} = 11.62 H_z$$

$$11.62 \geq 3 \quad \text{condition vérifiée}$$

V.6 Ferrailage de la dalle du plancher

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de $1.5 \times 6m$:

➤ **Plancher terrasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,7 \text{ Kn/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ Kn/m}^2 \\ S = 0,099 \text{ Kn/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P_{u1} = 1.35 \times G + 1.5 \times \max[Q; S] = 9.94 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_{u2} = 1.35 \times G + 1.5 \times [Q + S] = 10.09 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 10.09 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 7.2 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0.9(Q + S)] = 7.14 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 7.2 \text{ Kn/m}^2$$

➤ **Plancher courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,4 \text{ Kn/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ Kn/m}^2 \\ S = 0,099 \text{ Kn/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P_{u1} = 1.35 \times G + 1.5 \times \max[Q; S] = 9.54 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_{u2} = 1.35 \times G + 1.5 \times [Q + S] = 9.68 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 9.68 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 6.9 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0.9(Q + S)] = 6.83 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 6.9 \text{ Kn/m}^2$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

A L'ELU :

$$q_u = 10.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{6} = 0.25 < 0.4 \dots \dots \dots \dots \dots (la dalle travaille selon la petite potée).$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{10.09 \times 1.5^2}{8} = 2.84 \text{KN.m}$$

Le moment en travée est : $M_t = 0.75 \times M_0 = 2.13 \text{kn. m}$

Le moment en appuis est : $M_a = 0.5 \times M_0 = 1.42 \text{kn. m}$

- **Calcul des armatures en travée :**

$$M_t = 2.13 \text{Kn. m}$$

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

$$h = 6.5 \text{cm}$$

$$c = 2 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.074 < 0.099 \text{ d'ou } \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.096$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 4.32 \text{cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 0.141 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.543 \text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Le ferrailage ce fera avec : 6HA6 = 1.70 cm²

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{1.70}{6} = 0.28 \text{cm}^2 \quad \text{donc on choisit : 4HA8} = 2.01 \text{cm}^2.$$

- **Calcul des armatures en appui :**

$$M_t = 1.42 \text{Kn. m}$$

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

$$h = 6.5 \text{cm}$$

$$c = 2\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.049 < 0.099 \text{ d'ou } \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.062$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 4.38\text{cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 0.093\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.543\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Le ferrailage ce fera avec : 6HA6= 1.70cm²

- **Espacement des barres :**

$$St_{Ix} = \text{Min}[(3 \times h_c); 33] \rightarrow St_{Ix} = 19.5\text{cm}$$

On a :

$$St_{Ix} = \frac{100}{6} = 16.5\text{cm} < 19.5\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$St_{Iy} = \text{min}[(4 \times h_c); 45] \rightarrow St_{Iy} = 26\text{cm}$$

On a :

$$St_{Iy} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 26\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.09 \times 1.5}{2} = 7.56\text{Kn}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{7.56}{1 \times 0.045} \times 10^{-3} = 0.168\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{Mpa} > \tau \rightarrow \text{vérifiée}$$

A' L'ELS :

$$q_s = 7.2 \text{KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{7.2 \times 1.5^2}{8} = 2.025 \text{KN.m}$$

Le moment en travée est : $M_t = 0.75 \times M_0 = 1.518 \text{kn.m}$

Le moment en appuis est : $M_a = 0.5 \times M_0 = 1.012 \text{kn.m}$

- **Vérification des contraintes**

En travée

$$M_t = 1.518 \text{Kn.m}$$

$$A = 1.70 \text{cm}^2$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$d = 4.5 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15(A + A') \times y - 15(A \times d - A' \times d') \rightarrow y = 1.281 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A' \times (y - d')^2 + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 334.299 \text{cm}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5.816 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

En appui

$$M_a = 1.012 \text{Kn.m}$$

$$A = 1.70 \text{cm}^2$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$d = 4.5 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15(A + A') \times y - 15(A \times d - A' \times d') \rightarrow y = 1.281 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A' \times (y - d')^2 + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 334.299 \text{cm}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.877 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{6.5}{150} \geq \frac{1.518}{20 \times 2.025} \rightarrow 0.043 \geq 0.037 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{6.5}{150} \geq \frac{3}{80} \rightarrow 0.043 \geq 0.037 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1.70}{100 \times 4.5} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.0037 \leq 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VI Etude sismique.

VI. Etude sismique

VI.1 Généralité sur les séismes

Le séisme représente une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages tels que la ruine partielle ou totale.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques peuvent être nocives pour les constructions.

Notre structure se trouvant dans une zone de forte sismicité, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible les dégâts sur les éléments structuraux et que les déplacements restent dans un domaine limite.

VI.2 L'objectif de l'étude sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.

Elle est basée sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA). Par conséquent, le résultat de calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation des masses et éléments porteurs constituant le bâtiment (poteaux, poutres, voiles, palées de stabilité).

Une fois les périodes calculées, elles seront comparées à celles données par les formules empiriques du règlement RPA 99 majorées 30%

VI.3 Caractéristique dynamique propre

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non Forcé. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}$: Vecteur des accélérations relatives.
- $\{X\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

Les valeurs de $\{X\}$ et $\{\ddot{X}\}$ ont pour expression :

$$\triangleright \{X\} = \{A\} \sin(\omega.t + \beta) \dots\dots\dots (2)$$

$$\triangleright \{\ddot{X}\} = -\omega^2 \cdot \{A\} \cdot \sin(\omega.t + \beta) \dots\dots\dots (3)$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on obtient :

$$\triangleright [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots\dots\dots (4)$$

La résolution de cette équation permet de déterminer les périodes, fréquences et modes propres de la structure.

Les solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) représentent les pulsations propres des "n" modes

ω_1 : présente le mode fondamentale donc :

($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$) Ou bien ($T_1 > T_2 > \dots > T_n$).

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \rightarrow f_i = \frac{1}{T_i}$$

Avec :

- T_i (s) : désigne la période de la structure.
- f_i (HERTZ) : désigne la fréquence.

VI.4 Critère de classification par l’RPA99 version 2003

VI.4.1 Classification des zones sismiques

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.

- a. ZONE 0 : sismicité négligeable.
- b. ZONE I : sismicité faible
- c. ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- d. ZONE III : sismicité élevée

VI.4.2 Classification de l’ouvrage

Pour notre cas, et d’après la carte cité précédemment : Alger se situe dans une zone de sismicité forte ZONE III, 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 d'une tour à usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage de grande importance 1B. Selon le rapport géotechnique relatif à l'ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3.

VI.5 Choix de la méthode de calcul

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

- Le bâtiment étudié, satisfait aux conditions avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I, II et à 30m en zone III, (article 4.1.2 [2]).
- Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (l'article 4.1.2 [2]), (la hauteur dépasse 30m).

Conclusion : le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale vu que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99/2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

VI.6 Méthode d'analyse modale spectrale

VI.6.1 Principe de la méthode

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 dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VI.6.2 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).

a) Modélisation de rigidité

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre a deux nœuds, chaque nœuds possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base de la tour sont encastrés (6 DDL bloqués).
- Le système DIAGRID est composé de poteaux inclinés considérée comme un élément porteur.

b) Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPAversion2003** avec $(\beta=0.2)$ habitation.

VI.6.3 Nombre des modes à considérer

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [1]) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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.
- 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.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20\text{sec}$$

Avec :

N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_k : La période du mode

VI.6.4 Spectre de réponse

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire,...) conduit 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 :

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

Représentation graphique du spectre de réponse

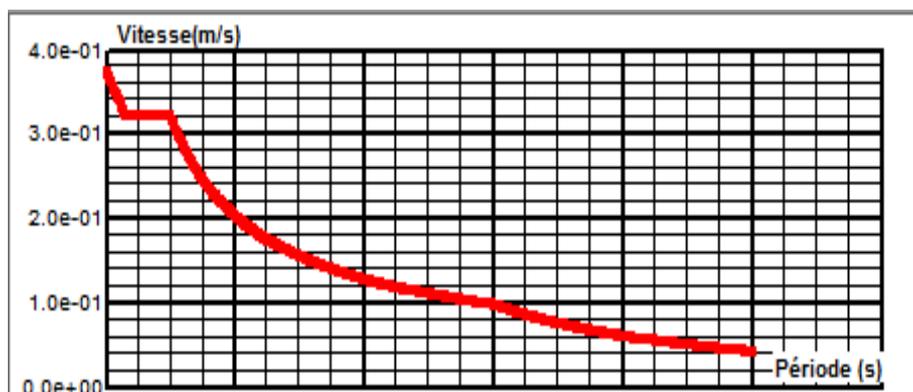


Figure VI-1 : spectre de réponse.

Avec :

1. **A** : coefficient d'accélération de zone.
2. **η** : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) ; $\eta = \sqrt{7/2 + \varepsilon}$

3. ξ : pourcentage d'amortissement critique.
4. R : coefficient de comportement de la structure.
5. T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
6. Q : facteur de qualité.

VI.6.5 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 III et il s'agit d'un tour à usage d'habitation groupe 1B donc : $A=0,30$
- Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif $\xi(\%)$, nous avons un portique en acier avec remplissage dense et d'après le tableau (4.2 [2]) $\xi = 5\%$; alors $\eta = 1$.
- **Le coefficient de comportement R** : L'estimation initiale du facteur R est effectuée à l'aide de méthodes d'analyse statique non linéaire basées sur les procédures **FEMA 450**.
 $R=3.50$.
- Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée par (Tableau 4.7 [2]) Donc : $T_1 = 0.150, T_2 = 0.500$.
- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$ (Tableau 4.3 [2]).

Tableau VI-1 : facteur de qualité.

Critère q	p_q	
	Sens-x	Sens-y
1. condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. contrôle de qualité des matériaux	0	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10

Q=1.20

- W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

Avec : $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.
- W_{Qi} : charge d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le **tableau 4.5, arti4.2.3 (RPA 99/2003)**

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc $\beta = 0,20$.

Résumé des valeurs :

Tableau VI-2 : résumé des valeurs.

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0.3	0.3
D	1.35	1.35
R	3.5	3.5
q	1.2	1.2
W	204205.50	204205.50

- **La force sismique totale :**

$$V_x = \frac{0.3 \times 1.2 \times 1.35}{3.5} \times 204205.50 = 28355.39KN$$

$$V_y = \frac{0.3 \times 1.2 \times 1.35}{3.5} \times 204205.50 = 28355.39KN$$

VI.7 Nombre de modes de vibrations à considérer

VI.7.1 Pourcentage de participation de masse

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir 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.
- 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.

Tableau VI-3 : le pourcentage de participation de masse.

Modes	Fréquence(Hz)	Période (sec)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)
1	0.61	1.65	0.00	74.07
2	0.61	1.64	73.93	74.07
3	1.27	0.79	73.93	74.07
4	1.85	0.54	73.93	89.07
5	1.85	0.54	73.93	89.07
6	2.76	0.36	88.80	89.07
7	2.86	0.35	88.80	89.08
8	2.94	0.34	88.80	89.08
9	3.06	0.33	88.81	89.08
10	3.11	0.32	88.81	89.08
11	3.15	0.32	88.81	89.08
12	3.18	0.31	92.09	92.50
13	3.32	0.30	92.10	92.50
14	3.43	0.29	92.10	92.50
15	3.46	0.29	92.10	92.50

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 11 sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

VI.7.2 Les réponses modales de la structure

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

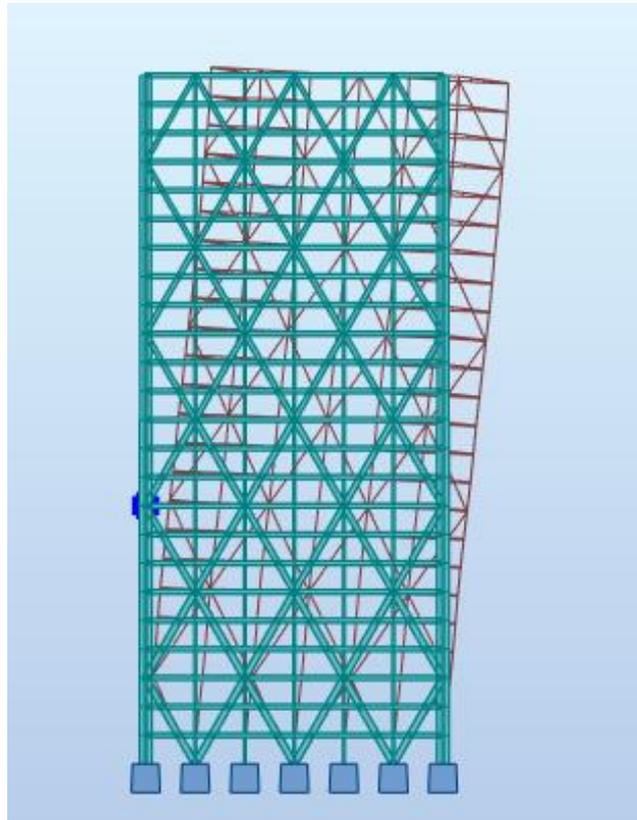
Premier mode :

Figure VI-2 : translation suivant l'axe x-x.

Deuxième mode :

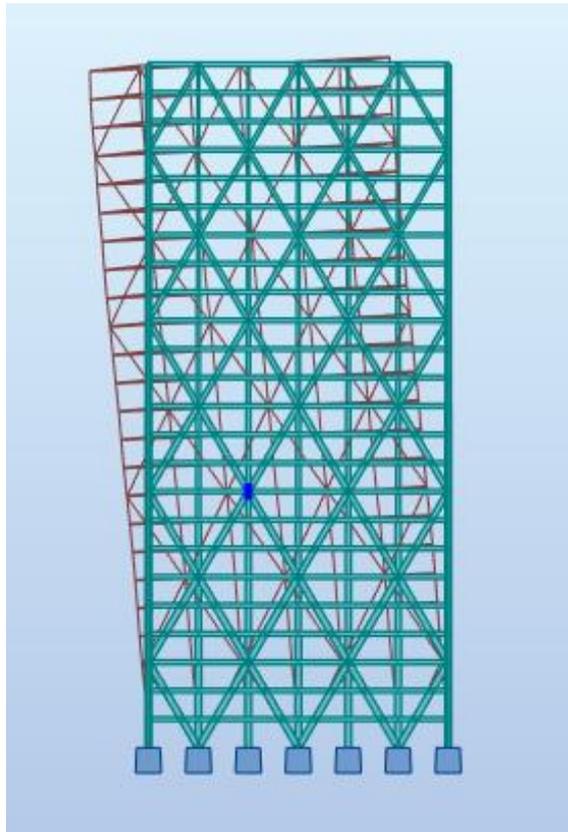


Figure VI-3 : translation suivant l'axe y-y.

Troisième mode :

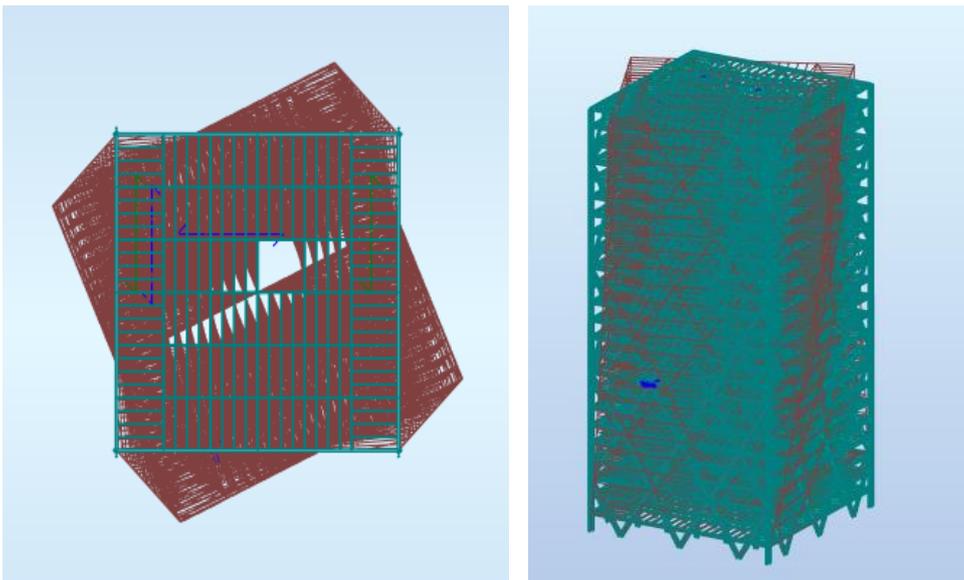


Figure VI-4 : rotation suivant l'axe z-z.

VI.8 Résultante des forces sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode spectrale V_{st} .

Si $V_{dyn} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$$

VI.8.1 Vérification des efforts tranchant

D'après le fichier des résultats du **Robot** :

- $V_{dyn,x} = 28037.50KN$
- $V_{dyn,y} = 27998.49KN$

On a :

- $0.8V_{st,x} = 0.8 \times 28355.39 = 22684.312 KN < V_{dyn,x} \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée*
- $0.8V_{st,y} = 0.8 \times 28355.39 = 22684.312 KN < V_{dyn,y} \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée*

VI.8.2 Vérification des déplacements

VI.8.2.1 Situation accidentelle

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10).

- Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (4.19 RPA99/2003)}$$

δ_{ek} : Déplacement dus aux forces sismiques, à partir du fichier ROBOT on aura le tableau suivant :

Tableau VI-4 : valeur des déplacements dus aux forces sismiques.

Niveau	$\delta_{ek} (U_1)$ (cm)	$\delta_{ek} (U_2)$ (cm)
Niveau RDC	0.312	0.319
Niveau 1	1.016	1.034
Niveau 2	1.843	1.884
Niveau 3	2.574	2.663
Niveau 4	3.170	3.221
Niveau 5	3.747	3.792
Niveau 6	4.466	4.517
Niveau 7	5.222	5.276
Niveau 8	6.015	6.074
Niveau 9	6.840	6.901
Niveau 10	7.528	7.592
Niveau 11	8.153	8.226
Niveau 12	8.945	9.009
Niveau 13	9.704	9.774
Niveau 14	10.448	10.537
Niveau 15	11.301	11.375
Niveau 16	11.983	12.058
Niveau 17	12.531	12.642
Niveau 18	13.298	13.367
Niveau 19	13.931	14.008
Niveau 20	14.451	14.587
Niveau 21	15.244	15.302
Niveau 22	15.789	15.840
Niveau 23	15.973	16.118

R : coefficient de comportement R= 3.5.

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

La valeur du déplacement limite est donnée par :

$$\frac{h_i}{100} = \frac{350}{100} = 3.5cm$$

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VI-5 : déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.

Niveau (m)	Déplacement horizontaux (cm)		Déplacement relatifs (cm)	
	δx (cm)	δy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)
Niveau RDC	1.092	1.116	1.092	1.116
Niveau 1	3.556	3.619	2.464	2.499
Niveau 2	6.450	6.594	2.891	2.975
Niveau 3	9.009	9.215	2.558	2.618
Niveau 4	11.095	11.273	2.086	2.061
Niveau 5	13.114	13.272	2.019	1.998
Niveau 6	15.631	15.809	2.516	2.537
Niveau 7	18.277	18.466	2.642	2.656
Niveau 8	21.052	21.259	2.775	2.793
Niveau 9	23.940	24.153	2.887	2.894
Niveau 10	26.348	26.572	2.408	2.418
Niveau 11	28.535	28.791	2.187	2.219
Niveau 12	31.307	31.531	2.772	2.737
Niveau 13	33.964	34.209	2.656	2.681
Niveau 14	36.568	36.879	2.604	2.667
Niveau 15	39.553	39.812	2.985	2.933

Niveau 16	41.940	42.203	2.383	2.390
Niveau 17	43.858	44.247	1.918	2.044
Niveau 18	46.543	46.784	2.684	2.534
Niveau 19	48.758	49.028	2.215	2.247
Niveau 20	50.578	51.054	1.82	2.026
Niveau 21	53.354	53.557	2.775	2.499
Niveau 22	55.261	55.440	1.911	1.883
Niveau 23	55.905	56.413	0.640	0.973

VI.9 Effet de deuxième ordre

VI.9.1 Définition :

L'effet (P- Δ) est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

L'effet (P- Δ) est lié à :

- La charge axiale (P).
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

1. P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k».
2. Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k » par rapport au niveau «k – 1 ».
3. V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».
4. h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-6 : justification vis-à-vis de l'effet P Δ - sens x

Etages	Hi (cm)	P_k (Kn)	V_x (Kn)	Δ_x (cm)	θ_x	Observation Sens-x
RDC	350	214240.49	28038.14	1.092	0.024	vérifier
1^{er}	350	206527.46	27946.69	2.464	0.052	vérifier
2^{ème}	350	192905.4	27659.88	2.891	0.058	vérifier
3^{ème}	350	184350.33	27156.37	2.558	0.050	vérifier
4^{ème}	350	175318.59	26474.24	2.086	0.039	vérifier
5^{ème}	350	167596.55	25709.86	2.019	0.038	vérifier
6^{ème}	350	157373.00	24912.97	2.516	0.045	vérifier
7^{ème}	350	148432.61	24069.81	2.642	0.047	vérifier
8^{ème}	350	139442.13	23214.58	2.775	0.048	vérifier
9^{ème}	350	131234.89	22344.23	2.887	0.048	vérifier
10^{ème}	350	122274.42	21455.22	2.408	0.039	vérifier
11^{ème}	350	113366.45	20581.25	2.187	0.034	vérifier
12^{ème}	350	104450.38	19707.52	2.772	0.042	vérifier
13^{ème}	350	95598.62	18808.96	2.656	0.039	vérifier
14^{ème}	350	86694.87	17875.70	2.604	0.036	vérifier

15^{ème}	350	79706.77	16846.77	2.985	0.040	vérifier
16^{ème}	350	69741.49	15709.55	2.383	0.030	vérifier
17^{ème}	350	60925.01	14498.45	1.918	0.023	vérifier
18^{ème}	350	52080.58	13155.64	2.684	0.030	vérifier
19^{ème}	350	43285.98	11620.56	2.215	0.024	vérifier
20^{ème}	350	34461.5	9905.71	1.82	0.018	vérifier
21^{ème}	350	26556.15	7923.75	2.775	0.027	vérifier
22^{ème}	350	17764.98	5440.51	1.911	0.018	vérifier
23^{ème}	350	9011	2704.01	0.640	0.006	vérifier

Tableau VI-7 : justification vis-à-vis de l'effet P Δ - sens y.

Etages	H_i (cm)	P_k (Kn)	V_y (Kn)	Δ_y (cm)	θ_y	Observation Sens-y
RDC	350	214240.49	27998.29	1.116	0.024	vérifier
1^{er}	350	206527.46	27901.84	2.499	0.053	vérifier
2^{ème}	350	192905.4	27605.58	2.975	0.059	vérifier
3^{ème}	350	184350.33	27086.25	2.618	0.058	vérifier
4^{ème}	350	175318.59	26379.39	2.061	0.039	vérifier
5^{ème}	350	167596.55	25601.85	1.998	0.037	vérifier
6^{ème}	350	157373.00	24803.44	2.537	0.046	vérifier
7^{ème}	350	148432.61	23963.98	2.656	0.047	vérifier
8^{ème}	350	139442.13	23118.69	2.793	0.048	vérifier

9^{ème}	350	131234.89	22256.91	2.894	0.049	vérifier
10^{ème}	350	122274.42	21373.10	2.418	0.040	vérifier
11^{ème}	350	113366.45	10502.23	2.219	0.035	vérifier
12^{ème}	350	104450.38	19631.49	2.737	0.042	vérifier
13^{ème}	350	95598.62	18736.33	2.681	0.039	vérifier
14^{ème}	350	86694.87	17807.44	2.667	0.037	vérifier
15^{ème}	350	79706.77	16788.00	2.933	0.040	vérifier
16^{ème}	350	69741.49	15664.78	2.390	0.030	vérifier
17^{ème}	350	60925.01	14459.44	2.044	0.025	vérifier
18^{ème}	350	52080.58	13119.15	2.534	0.029	vérifier
19^{ème}	350	43285.98	11587.75	2.247	0.024	vérifier
20^{ème}	350	34461.5	9854.14	2.026	0.020	vérifier
21^{ème}	350	26556.15	7840.97	2.499	0.024	vérifier
22^{ème}	350	17764.98	5410.86	1.883	0.018	vérifier
23^{ème}	350	9011	2735.00	0.973	0.009	vérifier

VI.10 Interprétation des résultats

- Les déplacements latéraux inter étages sont vérifiés.
- L'effet P- Δ est vérifiées dans les deux sens

Chapitre VII vérification des Eléments

VII. Calcul et vérification des éléments

VII.1 Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées de barres fléchies, comprimées ou simultanément comprimées et fléchies, si l'on utilise en général le terme de "poutre" pour les barres fléchies, on emploie celui de "colonne" (ou "poteau") pour les barres comprimées, et de "poutre-poteau" pour les barres à la fois comprimées et fléchies. Ces éléments constituent l'ossature de notre tour, le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément. Et pour cela on va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

a. Le flambement

La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

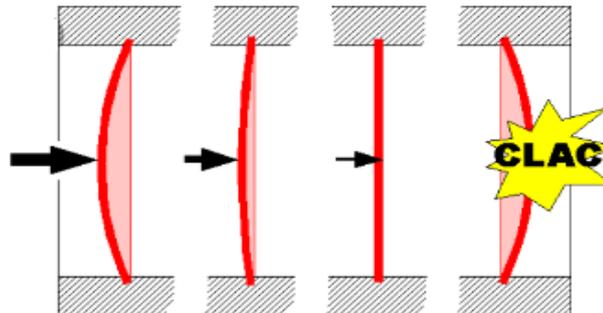


Figure VII-1 : phénomène de flambement.

a. Le déversement

Est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

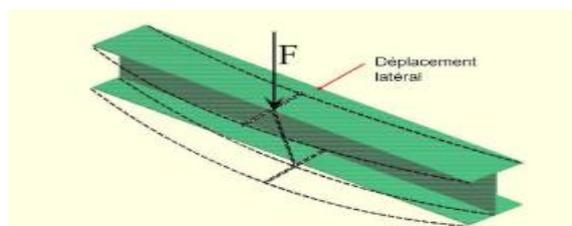


Figure VII-2 : phénomène de déversement.

VII.2 Vérification de la poutre principale HEA600

La longueur de la poutre $L=12m$

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous les combinaisons : $(G+Q+1.2Ey)$

$$V_{sd} = 488.64KN$$

$$M_{sd} = 819.07KN.m$$

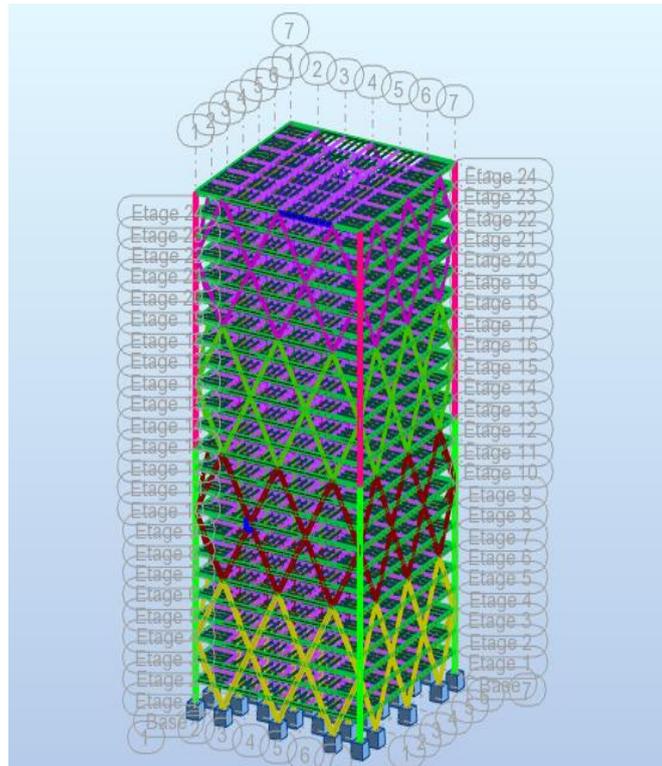


Figure VII-3 : la poutre principale la plus sollicitée.

La section HEA600 est de classe 01 en flexion simple.

VII.2.1 Vérification à la résistance

- Vérification au cisaillement

Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{sd} = 488.64KN$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 93.21 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 1345.37KN > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 488.64 < 0.5V_{rd} = 672.685KN$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au moment résistant**

Largeur effective de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = 3m \\ b = 12m \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{béton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 3000 \times 120 = 5130kn$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0.95 \times 275 \times 22650 = 5917.3kn$$

$$R_{acier} > R_{béton}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w = 0.95 \times 275 \times 14820 = 3871.72kn$$

$$R_{béton} > R_w$$

Donc :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{h_0}{2}\right) + h_p \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

$$M_{pl,rd} = 5917.3 \times \left(\frac{590}{2}\right) + 55 \left(\frac{120}{2} + 55\right) = 1751.92kn.m$$

$$M_{pl,rd} = 1751.92kn.m > M_{sd} = 819.07kn.m \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VII.2.2 Vérification au déversement

On a la semelle comprimée de la poutre principale est maintenue par la dalle du béton. Le maintien latéral par le plancher collaborant de la semelle comprimée d'une poutre qu'il constitue un blocage de la rotation et qu'il réduit la longueur de déversement.

Donc dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

Tableau VII-1 : vérification du sommier avec robot.

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 1

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 1 poutre principale							
1160	HEA 400	ACIER E28	11.88	27.25	1.16	16 GQEY	
	HEA 450		10.57	27.43	0.93		
	HEA 500		9.53	27.61	0.76		

VII.3 Vérification de la poutre secondaire IPE360

La longueur de la poutre L=6m

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous les combinaisons : (G+G+1.2Ex)

$$V_{sd} = 149.78KN$$

$$M_{sd} = 215.5KN.m$$

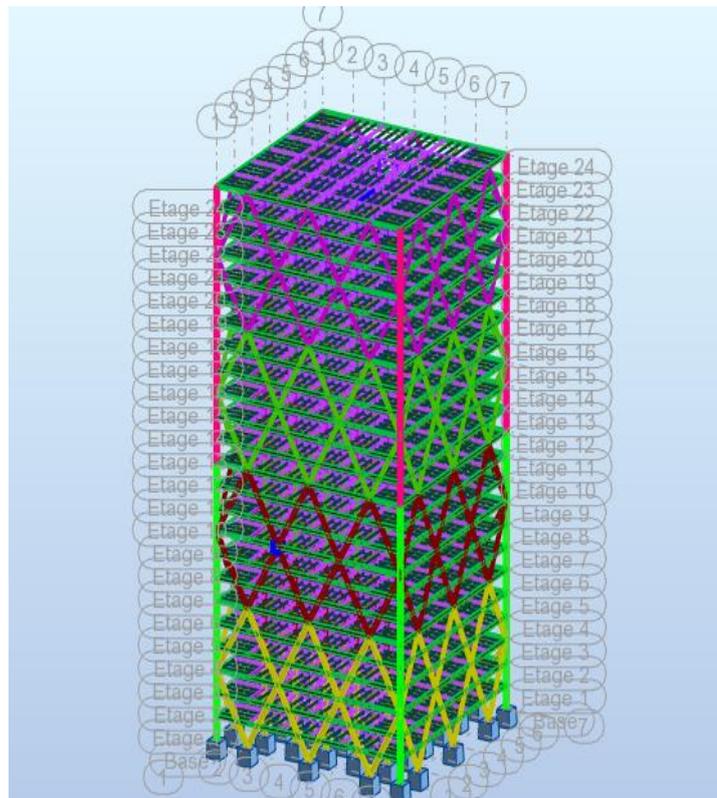


Figure VII-4 : la poutre secondaire la plus sollicitée.

La section IPE360 est de classe 01 en flexion simple.

VII.3.1 Vérification à la résistance

- **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{sd} = 149.78KN$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 35.14 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 507.20KN > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 149.78 < 0.5V_{rd} = 253.6KN$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} = 215.5KN.m$$

Largeur effective de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = 3m \\ b = 12m \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{béton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 1500 \times 120 = 2565kn$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0.95 \times 275 \times 7273 = 1900kn$$

$$R_{béton} > R_{acier}$$

Donc :

$$M_{pl,rd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = 1900 \times \left[\frac{360}{2} + 120 + 55 - \left(\frac{1900}{2565} \times \frac{120}{2} \right) \right] = 590.05kn.m$$

$$M_{pl,rd} = 590.05kn.m > M_{sd} = 215.5kn.m \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VII.3.2 Vérification au déversement

On a la semelle comprimée de la poutre principale est maintenue par la dalle du béton. Le maintien latéral par le plancher collaborant de la semelle comprimée d'une poutre qu'il constitue un blocage de la rotation et qu'il réduit la longueur de déversement.

Donc dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

Tableau VII-2 : vérification de la poutre secondaire avec robot.

 NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 3

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 3 poutre secondaire							
1719 potlet	 IPE 400	ACIER E28	36.26	151.90	1.19	9 GQEX	
	 IPE 450		32.47	145.70	0.90		
	 IPE 500		29.37	139.35	0.68		

VII.4 Vérification des poteaux

VII.4.1 Hypothèse de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant My et Mz. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

▪ **Les Combinaisons de charges :**

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul est :

- 0,8 G + Ey
- G + Q + 1.2Ex
- 1,35 G + 1,5 Q

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale, un moment My.sd et Mz.sd correspondant.

Cas 2 : Un moment My.sd maximal, une compression Nsd et Mz.sd correspondant.

Cas 3 : Un moment Mz.sd maximal, une compression Nsd et My.sd correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

Avec :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; \quad K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15; \quad \mu_{LT} \leq 0,90$$

$\beta_{M,LT}$ Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; \quad K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right); \quad \mu_z \leq 0,90$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$\beta_{M,z}$ Est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Vérification du Poteau de centre HEB800 du RDC

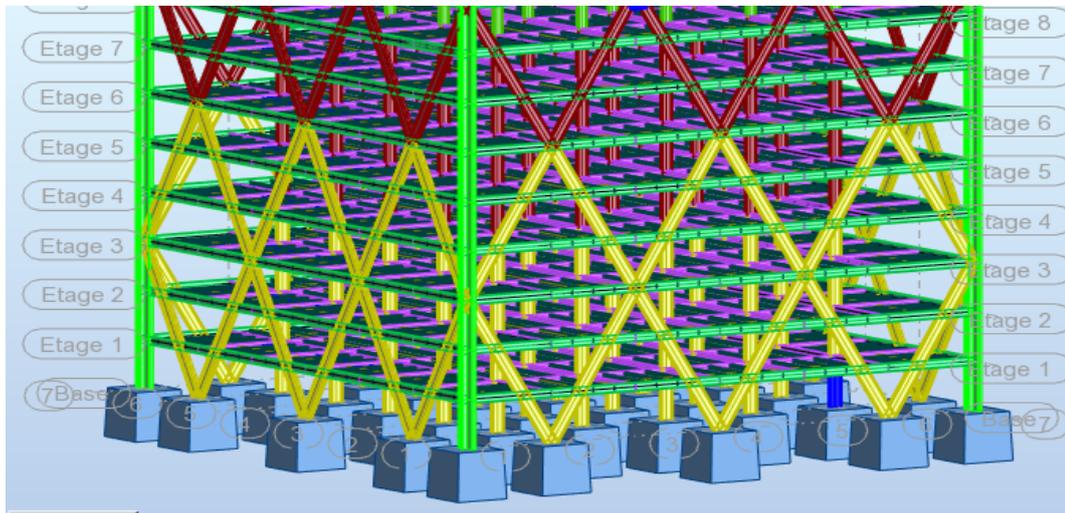


Figure VII-5 : le poteau le plus sollicité.

Les efforts internes du logiciel robot 2021 sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : effort internes des poteaux sous Nmax.

Niveau	Combinaison	N ^{max}	M _z ^{Corr}	M _y ^{corr}
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	ELU	1511.31	65.19	142.27
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	ELU	2991.82	47.15	100.33
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	ELU	4473.22	47.29	97.73
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	ELU	6758.46	46.18	95.86
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	ELU	7449.58	46.18	93.59
1 ^{er} au 3 ^{ème}	ELU	8571.72	50.20	103.84
RDC	ELU	8946.61	36.27	78.18

- **Classe de la section**

Classification de la semelle

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{33} = 4.54 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{674}{17.5} = 38.51 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1.

Détermination de la longueur de flambement :

La longueur de flambement l_k d'un élément peut être déterminée, en fonction de sa longueur de nominale l_0 , à partir de L'annexe E de L'Eurocode 3, dont nous résumons l'essentiel ci-après :

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{l_k}{l_0} = \left[\frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}} \quad \text{et} \quad \eta_2 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

Avec :

K_{poteaux} : sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutres} : rigidité des poutres = I / L

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Avec :

$$K_C = \frac{359100 \times 10^4}{3500} = 1026000 \text{mm}^3$$

$$K_C = 1026000 \text{mm}^3$$

$$K_1 = \frac{359100 \times 10^4}{3500} = 1026000 \text{mm}^3$$

$$K_1 = 1026000 \text{mm}^3$$

$$K_{y11} = \frac{16270 \times 10^4}{6000} = 27116.66 \text{mm}^3$$

$$K_{z11} = \frac{1043 \times 10^4}{6000} = 1738.33 \text{mm}^3$$

$$K_{y12} = \frac{16270 \times 10^4}{6000} = 27116.66 \text{mm}^3$$

$$K_{z12} = \frac{1043 \times 10^4}{6000} = 1738.33 \text{mm}^3$$

Tableau VII-4 : Calcul de la longueur de flambement.

	y-y	z-z
η_1	0.97	0.99
η_2	0	0
L_f	2.4	2.4

▪ Calcul $\bar{\lambda}$:

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_1}$$

$$\lambda_1 = 93.3\varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ;$$

Donc : $\lambda_1 = 85.83$

Tableau VII-5 : vérification du flambement.

	y-y	z-z
λ_1	85.83	85.83
λ	7.32	35.92
$\bar{\lambda}$	0.08	0.4
Résultats	Pas de risque de flambement	Y'a un risque de flambement

Calcul de χ_z :

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{800}{300} = 3 \quad \rightarrow \text{Courbe de flambement b}$$

$$t_f = 33\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.4 \rightarrow \chi_z = 0.92$$

▪ **Vérification au déversement**

$\bar{\lambda}_{LT}$ Est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.39$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]}}$$

C_1 Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1.132$).

$$\lambda_{LT} = 44.33$$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{44.33}{86.39} \right) = 0.51 \geq 0.4$ y a un risque de déversement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots \dots \dots (1)$$

- Calcul des coefficients de réduction

Suivant z-z

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -0.92$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\Psi = 2$$

$$\mu_z = \overline{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0.5 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1.19$$

Vérifications au flambement par flexion et déversement :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-6 : vérification par flambement par flexion et déversement.

Flambement par flexion et déversement										
Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients de flambement		Les coefficients de déversements			Valeur finale	condition
		l_{fy}	l_{fz}	χ_{min}	K_z	χ_{LT}	K_{LT}	K_z		
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	HEB300	1886	3233	0.91	0.45	1	1	0.45	0.45	C.V
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	HEB400	1435	3313	0.93	0.40	0.99	1	0.40	0.65	C.V
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	HEB500	1156	3369	0.93	0.37	0.99	1	0.37	0.81	C.V
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEB600	973	3461	0.93	0.34	0.98	1	0.34	1.07	C.N.V
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEB700	846	3569	0.92	0.33	0.97	1	0.97	1.05	C.N.V
1 ^{er} au 3 ^{ème}	HEB800	747	3669	0.92	0.61	0.97	1	0.61	1.11	C.N.V
RDC	HEB800	240	240	0.92	1.19	0.86	1	1.19	1.16	C.N.V

Solution proposé 01 :

Augmenter des sections des poteaux.

Vérifications au flambement par flexion et déversement :

Tableau VII-7 : efforts internes des poteaux sous Nmax.

Niveau	Combinaison	N ^{max}	M _z ^{Corr}	M _y ^{corr}
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	ELU	1503.99	70.27	158.45
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	ELU	2987.59	47.17	97.52
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	ELU	4473.72	46.44	94.71
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	ELU	5964.66	46.48	93.58
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	ELU	7869.40	45.81	91.90
1 ^{er} au 3 ^{ème}	ELU	8594.45	50.84	106.94
RDC	ELU	8972.91	36.90	81.26

Tableau VII-8 : vérifications au flambement par flexion et déversement.

Flambement par flexion et diversement										
Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients de flambement		Les coefficients de déversements			Valeur finale	condition
		l_{fy}	l_{fz}	χ_{min}	K_z	χ_{LT}	K_{LT}	K_z		
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	HEB400	1435	3313	0.93	0.47	0.99	1	0.47	0.33	C.V
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	HEB500	1156	3369	0.93	0.42	0.99	1	0.42	0.54	C.V
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	HEB600	973	3461	0.93	0.38	0.92	1	0.38	0.72	C.V
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEB700	846	3569	0.92	0.36	0.97	1	0.36	0.85	C.V
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEB800	747	3669	0.91	0.59	0.97	1	0.59	1.03	C.N.V
1 ^{er} au 3 ^{ème}	HEB900	672	3754	0.91	0.61	0.97	1	0.61	1.02	C.N.V
RDC	HEB900	672	3754	0.91	0.75	0.96	1	0.75	1.06	C.N.V

Solution proposé 02 :

- Augmentation de la nuance d'acier du E28 au E36.
- Augmentation des poteaux d'angle.

Les dimensions des poteaux d'angle :

$$h = 96.6cm ; t_w = 1.9cm ; b = 94cm ; t_f = 3.6cm$$

Vérifications au flambement par flexion et déversement :

- 1^{er} cas

Tableau VII-9 : efforts internes des poteaux sous Nmax.

Niveau	Combinaison	N ^{max}	M _z ^{Corr}	M _y ^{corr}
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	ELU	1572.30	65.90	234.18
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	ELU	3105.19	74.12	222.02
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	ELU	4643.83	84.07	249.30
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	ELU	6179.96	85.55	231.30
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	ELU	7716.17	87.79	270.95
1 ^{er} au 3 ^{ème}	ELU	8877.10	89.01	514.11
RDC	ELU	9260.13	17.25	54.45

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII-10 : vérifications au flambement par flexion et déversement.

Flambement par flexion et diversement										
Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients de flambement		Les coefficients de déversements			Valeur finale	condition
		l_{fy}	l_{fz}	χ_{min}	K_z	χ_{LT}	K_{LT}	K_z		
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	HEB400	1435	3313	0.91	0.51	0.98	1	0.51	0.27	C.V
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	HEB500	1156	3369	0.91	0.48	0.97	1	0.48	0.44	C.V
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	HEB600	973	3361	0.90	0.60	0.97	1	0.60	0.59	C.V
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEB700	846	3569	0.90	1.06	0.96	1	1.06	0.69	C.V
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEB800	747	3669	0.89	0.88	0.96	1	0.88	0.80	C.V
1 ^{er} au 3 ^{ème}	HEB900	672	3754	0.89	0.84	0.95	1	0.84	0.83	C.V
RDC	HEB900	672	3754	0.89	0.74	0.95	1	0.74	0.86	C.V

- 2^{ème} cas :

Tableau VII-11 : Effort interne des poteaux sous M_y^{\max} .

Niveau	Combinaison	N^{Corr}	M_z^{Corr}	M_y^{Max}
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	G+Q+1.2E	1125.37	44.52	234.18
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	G+Q+1.2E	2241.59	36.82	222.02
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	G+Q+1.2E	3354.50	29.18	249.30
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	G+Q+1.2E	4471.26	26.68	231.30
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	G+Q+1.2E	5590.83	15.21	270.95
1 ^{er} au 3 ^{ème}	G+Q+1.2E	6426.54	16.28	514.11
RDC	G+Q+1.2E	6707.17	12.44	54.45

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII-12 : vérification au flambement par flexion et déversement.

Flambement par flexion et déversement										
Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients de flambement		Les coefficients de déversements			Valeur finale	condition
		l_{fy}	l_{fz}	χ_{min}	K_z	χ_{LT}	K_{LT}	K_z		
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	HEB400	1435	3313	0.91	0.65	0.97	1	0.65	0.19	C.V
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	HEB500	1156	3369	0.91	0.64	0.94	1	0.64	0.32	C.V
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	HEB600	973	3361	0.90	0.74	0.93	1	0.74	0.42	C.V
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEB700	846	3569	0.90	0.91	0.91	1	0.91	0.50	C.V
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEB800	747	3669	0.89	0.99	0.92	1	0.99	0.58	C.V
1 ^{er} au 3 ^{ème}	HEB900	672	3754	0.89	0.86	0.92	1	0.86	0.59	C.V
RDC	HEB900	672	3754	0.89	0.67	0.90	1	0.67	0.62	C.V

- 3^{ème} cas :

Tableau VII-13 : efforts internes des poteaux sous M_z^{\max} .

Niveau	Combinaison	N^{Corr}	M_z^{Corr}	M_y^{Max}
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	0.8G+Ey	1154.55	65.90	167.87
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	0.8G+Ey	2306.57	74.12	107.86
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	0.8G+Ey	3477.21	84.07	102.57
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	0.8G+Ey	4686.65	85.55	95.56
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	0.8G+Ey	5930.70	87.79	70.63
1 ^{er} au 3 ^{ème}	0.8G+Ey	6911.02	98.01	58.92
RDC	0.8G+Ey	7229.06	45.05	39.42

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII-14 : vérification au flambement par flexion et déversement.

Flambement par flexion et déversement										
Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients de flambement		Les coefficients de déversements			Valeur finale	condition
		l_{fy}	l_{fz}	χ_{min}	K_z	χ_{LT}	K_{LT}	K_z		
20 ^{ème} au 23 ^{ème}	HEB400	1435	3313	0.91	0.64	0.97	1	0.64	0.20	C.V
16 ^{ème} au 19 ^{ème}	HEB500	1156	3369	0.91	0.67	0.96	1	0.67	0.33	C.V
12 ^{ème} au 15 ^{ème}	HEB600	973	3361	0.90	0.90	0.97	1	0.90	0.44	C.V
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEB700	846	3569	0.90	1.06	0.96	1	1.06	0.53	C.V
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEB800	747	3669	0.86	1.10	0.96	1	1.10	0.64	C.V
1 ^{er} au 3 ^{ème}	HEB900	672	3754	0.89	1.10	0.95	1	1.10	0.65	C.V
RDC	HEB900	672	3754	0.89	1.09	0.95	1	1.09	0.68	C.V

VII.5 Vérification du système DIAGRID

VII.5.1 Introduction

Un Diagrid est une conception pour la construction de grands bâtiments avec acier qui crée des structures triangulaires avec des poutres de support diagonales.

VII.5.2 Composants et fonctions du système

Un Diagrid est une forme de ferme spatiale qui se compose de plusieurs éléments diagonaux formant une grille diagonale.

Les éléments diagonaux sont reliés entre eux par des nœuds. La différence entre les structures conventionnelles à ossature extérieure contreventée et les structures Diagrid est que ces structures n'utilisent pas de poteaux verticaux conventionnels. En raison des éléments diagonaux des systèmes structuraux Diagrid, ceux-ci peuvent supporter des charges verticales et horizontales ainsi que des forces latérales. Cela est dû à son motif triangulé qui répartit les charges uniformément. Les structures Diagrid offrent une rigidité à la flexion ainsi qu'une rigidité au cisaillement. La déformation de cisaillement est minimisée car les éléments diagonaux supportent le cisaillement par action axiale.

VII.5.3 Méthode de calcul

- D'abord on commence à trouver l'angle des éléments diagonaux qui conviendrait le mieux à la structure, En calculant la rigidité latérale et le déplacement maximal de chaque structure et son angle, il a été constaté que des angles compris entre 53 et 76 degrés faisaient des structures solides.

Il faut chercher un angle d'où on aura un équilibre entre l'effort normal et l'effort horizontal.

Dans notre cas on a :

$$\tan^{-1} = \frac{h}{L} = \frac{11.5}{6} = 69.3^\circ \approx 69$$

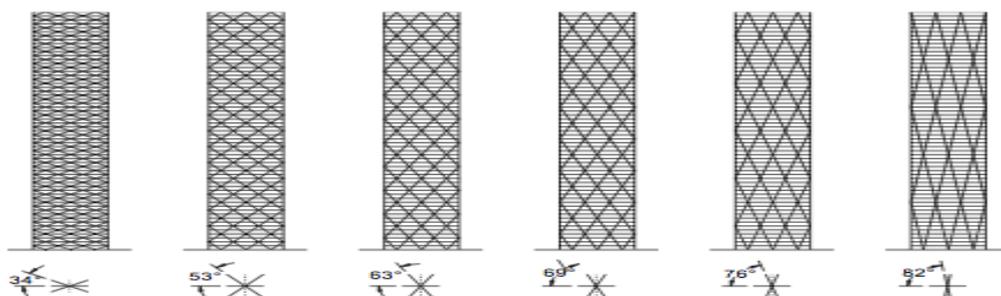


Figure VII-6 : structure Diagrid avec différents angles diagonaux.

- ❖ Les poutres de bord sont toutes liées aux éléments diagonaux, créant ainsi un système entièrement contreventé. Cela est nécessaire en raison de la hauteur extrême du bâtiment, de grands longueurs des éléments et les charges sismique modérées et de vent élevées.
- ❖ Les diagonales sont reliées de manière rigide aux principales poutres horizontales de l'allège sur modules à plusieurs étages qui se trouvent à l'intersection des diagonales adjacentes. Cela permet u poutres d'allège de participer au système latéral en transférant les charges latérales entre la diagonale et les modules de plusieurs étages
- ❖ La stabilité dans les deux sens est assuré par un Diagrid ; de telle façon les diagonales jouent le rôle d'un poteau dans le cas statique et joue le rôle de contreventement dans le cas dynamique.

VII.5.4 Vérification du Diagrid

Dans notre cas les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

(G+Q+1.2Ex)

$N = 7983.21KN$

$V = 2.86KN$

$M = 0 KN.m$

- **Vérification avec ROBOT structure**

Paramètre de flambement :

Figure VII-7 : paramètre des barres diagrid.

Efforts internes et résistances ultimes :

$N_{Ed} = 7983.21 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 13180.44 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 10663.60 \text{ kN}$

$V_{z,Ed} = 2.86 \text{ kN}$

$V_{z,c,Rd} = 3868.71 \text{ kN}$

Formules de verification:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 7.74 < \lambda_{max} = 210.00$

$\lambda_{z} = 43.23 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.1.1.(1))$

Tableau VII-15 : vérification du poteau diagrid avec robot.

 NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 1

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 1 diagrid							
6589 poteaux	 HEB 700	ACIER E36	8.46	35.69	1.02	9 GQEX	
	 HEB 800		7.47	36.69	0.92		
	 HEB 900		6.72	37.54	0.81		

Chapitre VII calcul des assemblages.

VIII. Généralité sur les assemblages

VIII.1 Rôle des assemblages

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

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

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

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

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

VIII.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés
- Les assemblages boulonnés
- Les assemblages rivetés
- Les assemblages collés.

VIII.2.1 Le Boulonnage

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servent à créer une liaison de continuité entre éléments ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.



Figure VIII-1 : le boulonnage.

Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VIII-1 : valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} .

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Coefficients partiels de sécurité**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1,50$

- **Coefficient de frottement**

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

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

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

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

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.

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

VIII.2.2 Le soudage

Opération consistant à réunir deux ou plusieurs parties constitutives d'un Assemblage de manière à assurer la continuité entre les parties assemblées, soit par chauffage, soit par

intervention de pression, soit par l'un et l'autre, avec ou sans emploi d'un produit d'apport dont la température de fusion est du même ordre de grandeur que celle du matériau de base.



Figure VIII-2 : le soudage.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence. Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

VIII.3 Calcul des assemblages

VIII.3.1 Assemblage solive poutre

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Solive IPE330

$H=330\text{mm}$; $b=160\text{mm}$; $t_f=11.5\text{mm}$; $t_w=7.5\text{mm}$; $A=62.61\text{cm}^2$.

Poutre HEA600

$H=590\text{mm}$; $b=300\text{mm}$; $t_f=25\text{mm}$; $t_w=13\text{mm}$; $A=226.5\text{cm}^2$.

L'effort tranchant : $V_{sd}=200.67\text{kn}$.

- **Le choix des boulons**

On choisit 8 boulons de 16mm de diamètre (**M16**) de classe HR **6.8**.

M16 \longrightarrow $d=16\text{mm}$ $d_0=18\text{mm}$.

- **Dispositions constructives des boulons (EC3.art.6.5.1.4)**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(1.2t ; 150\text{mm}) \quad 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(1.4t ; 200\text{mm}) \quad 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 177.8\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(1.2t; 150\text{mm})$$

$$27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm})$$

$$54\text{mm} \leq p_2 \leq 177.8\text{mm}$$

D'où :

$$p_1 = 65\text{mm}$$

$$p_2 = 65\text{mm}$$

$$\text{Avec : } e_1 = e_2 = 40\text{mm}$$

$$A \geq 0.6h \text{ (h est hauteur de l'âme)}$$

a. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{Vrd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 600\text{mpa}$$

$$\text{Section de résistance en traction : } A_s = 157\text{cm}^2$$

$$\gamma_{mb} = 1.25$$

$$F_{Vrd} = 0.6 \times 600 \times \frac{157}{1.25} = 45.21\text{KN.}$$

$$F *_{Vrd} = 8. F_{Vrd} = 361.68\text{KN} > V_{sd} = 200.67\text{kN.} \quad \text{Condition vérifié.}$$

b. Vérification de la pression diamétrale

$$\text{Il faut vérifier que : } f_1 > f_b$$

$$f_b = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_0}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \alpha = 0.74.$$

$$f_b = 2.5 \times 0.74 \times 600 \times 18 \times \frac{8}{1.25} = 127.87\text{kn.}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{Vrd} = \frac{v_{sd}}{8} = 25.08\text{kn} \leq 127.87\text{kn.} \quad \text{Condition vérifié.}$$

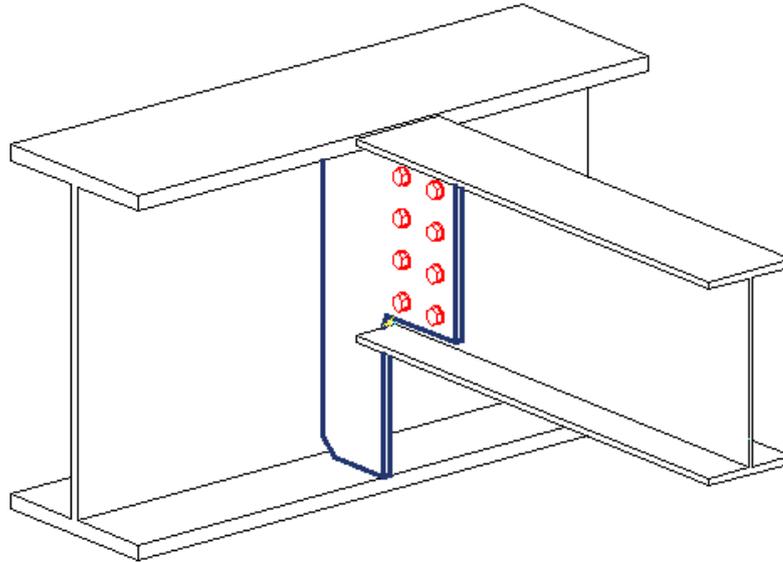


Figure VIII-3 : assemblage solive-poutre principale.

VIII.3.2 Assemblage poteau-poteau

On prend 2 types d'assemblages des poteaux :

Premier assemblage

HEB800 avec HEB700

Deuxième assemblage

HEB600 avec HEB500

VIII.3.2.1 Assemblage poteau-poteau (HEB800 avec HEB700)

Données de calcul :

$$N_{sd} = 7716.17KN.$$

$$M_{sd} = 277.76Kn.m.$$

$$V_{sd} = 130.18KN.$$

- **Le choix des boulons**

On choisit 16 boulons de 14mm de diamètre HR 10.9.

M14 \longrightarrow d=14mm d0=16mm.

- **Dispositions constructives des boulons (EC3.art.6.5.1.4)**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(1.2t; 150mm) \quad 19.2mm \leq e_2 \leq \min(150mm; 12t)$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(1.4t; 200\text{mm}) \quad 35.2\text{mm} \leq p_1 \leq 177.8\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(1.2t; 150\text{mm}) \quad 24\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(1.4t; 200\text{mm}) \quad 48\text{mm} \leq p_2 \leq 177.8\text{mm}$$

On choisit une platine de $(590 \times 300 \times 20)\text{mm}$.

D'où :

$$p_1 = 70\text{mm}$$

$$p_2 = 90\text{mm}$$

$$\text{Avec : } e_1 = e_2 = 110\text{mm}$$

$$A \geq 0.6h \text{ (h est hauteur de l'âme)}$$

a. Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M d_i}{\sum_{i=1}^3 d_i^2} \leq n \times f_p = 2 \times 0.7 \times f_{up} \times A_s$$

Avec $n=2$ (nombre de boulons par rangés).

f_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : la contrainte de rupture du boulon, vaut 1000Mpa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$N \times f_p = 2 \times 0.7 \times 1000 \times 197.54 = 276.556 \text{ KN.}$$

$$d_1 = 800 - 110 = 690\text{mm}$$

$$d_2 = 800 - (110 + 70) = 620\text{mm}$$

$$d_3 = 545\text{mm}$$

$$d_4 = 475\text{mm}$$

$$d_5 = 405\text{mm}$$

$$d_6 = 335\text{mm}$$

$$d_7 = 265\text{mm}$$

$$d_8 = 180\text{mm}$$

Avec : $\sum d^2 = (0.18^2) + (0.265^2) + (0.335^2) + (0.405^2) + (0.475^2) + (0.545^2) + (0.620^2) + (0.690^2)$

- $N_1 = \frac{M_{d1}}{\sum_{i=1}^3 d_i^2} = \frac{277.76 \times 0.69}{1.76} = 108.89 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_2 = 97.84 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_3 = 86.01 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_4 = 74.96 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_5 = 63.91 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_6 = 52.86 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_7 = 41.82 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_8 = 28.40 < 276.556 \text{ KN.}$

b. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_r = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

Ou :

$$N_1 = n \times f_p = 628$$

$$M_r = \frac{276.556 \times 1.76}{0.68} = 715.792 \text{ KN} > 277.76 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifié.}$$

c. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$V_{sd} = 130.18 \text{ KN.}$$

Condition à vérifier $V_1 \leq F_{s,rd}$

• **L'effort tranchant par boulon V_1**

$$V = \frac{V_{sd}}{n_p \times n_b} = \frac{130.18}{2.8} = 8.13 \text{ KN.}$$

• **La résistance au glissement $F_{s,rd}$**

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times f_p}{\gamma_{Ms,u}}$$

$K_S = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage (tolérance normales).

$M = 0.2$: Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface.

$n = 2$: Nombre d'interface de frottement.

$\gamma_{MS} = 1.25$: Coefficient partiel de sécurité.

$f_p = 276.556 \text{ Kn}$: la résistance du boulon

Donc :
$$F_{s.rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.2 \times 276.556}{1.25} = 88.49 \text{ KN.}$$

$V = 8.13 \text{ KN} < F_{s.rd} = 88.49 \text{ KN}$ **condition vérifier.**

d. Résistance de l'âme du poteau en traction

$$f_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_m}$$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau = 17.5mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangée boulons = 70mm

$$f_t = \frac{355 \times 17.5 \times 70}{1.25} = 347.9 \text{ KN.}$$

$$f_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{277.76}{800 - 33} = 362.13 \text{ KN.}$$

$f_v > f_t$ **Condition vérifié**

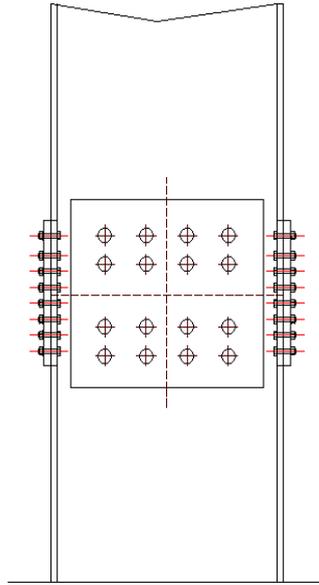


Figure VIII-4 : assemblage poteau-poteau.

VIII.3.3 Assemblage poteau-poteau (HEB600 avec HEB500)

Données de calcul :

$$N_{sd} = 4643.83KN.$$

$$M_{sd} = 249.2Kn.m.$$

$$V_{sd} = 137.83KN.$$

- **Le choix des boulons**

On choisit 12 boulons de 14mm de diamètre HR 10.9.

M14 \longrightarrow d=14mm d0=16mm.

- **Dispositions constructives des boulons (EC3.art.6.5.1.4)**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(1.2t; 150mm) \quad 19.2mm \leq e_1 \leq 150mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(1.4t; 200mm) \quad 35.2mm \leq p_1 \leq 177.8mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(1.2t; 150mm) \quad 24mm \leq e_2 \leq 150mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(1.4t; 200mm) \quad 48mm \leq p_2 \leq 177.8mm$$

On choisit une platine de **(590 × 300 × 20)mm**.

D'où :

$$p_1=75\text{mm}$$

$$p_2=90\text{mm}$$

$$\text{Avec : } e_1 = e_2=110\text{mm}$$

$$A \geq 0.6h \text{ (h est hauteur de l'âme)}$$

a. Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M d_i}{\sum_{i=1}^3 d_i^2} \leq n \times f_p = 2 \times 0.7 \times f_{up} \times A_s$$

Avec $n=2$ (nombre de boulons par rangés).

f_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : la contrainte de rupture du boulon, vaut 1000Mpa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$N \times f_p = 2 \times 0.1 \times 1000 \times 197.54 = 276.556 \text{ KN.}$$

$$d_1 = 600 - 110 = 490\text{mm}$$

$$d_2 = 600 - (110 + 75) = 415\text{mm}$$

$$d_3 = 340\text{mm}$$

$$d_4 = 265\text{mm}$$

$$d_5 = 190\text{mm}$$

$$\text{Avec : } \sum d^2 = (0.19^2) + (0.265^2) + (0.34^2) + (0.415^2) + (0.490^2)$$

- $N_1 = \frac{M d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2} = \frac{249.2 \times 0.49}{0.63} = 193.82 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_2 = 164.15 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_3 = 134.48 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_4 = 104.82 < 276.556 \text{ KN.}$
- $N_5 = 75.15 < 276.556 \text{ KN.}$

b. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_r = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

Ou :

$$N_1 = n \times f_p = 628$$

$$M_r = \frac{276.55 \times 1.76}{0.68} = 715.77 \text{KN} > 249.2 \text{KN.} \quad \text{Condition vérifié.}$$

c. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$V_{sd} = 137.83 \text{KN.}$$

Condition à vérifier $V_1 \leq F_{s,rd}$

d. L'effort tranchant par boulon V_1

$$V = \frac{V_{sd}}{n_p \times n_b} = \frac{137.83}{2.8} = 8.61 \text{KN.}$$

e. La résistance au glissement $F_{s,rd}$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times f_p}{\gamma_{MS,u}}$$

$K_s = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage (tolérance normales).

$M = 0.2$: Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface.

$n = 2$: Nombre d'interface de frottement.

$\gamma_{MS} = 1.25$: Coefficient partiel de sécurité.

$f_p = 276.556 \text{Kn}$: la résistance du boulon

$$\text{Donc :} \quad F_{s,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.2 \times 276.556}{1.25} = 88.49 \text{KN.}$$

$V = 8.61 \text{KN} < F_{s,rd} = 88.49 \text{KN}$ condition vérifier.

f. Résistance de l'âme du poteau en traction

$$f_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_m}$$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau = 15.5mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangée boulons = 70mm

$$f_t = \frac{355 \times 15.5 \times 75}{1.25} = 330.15 \text{KN.}$$

$$f_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{249.2}{600 - 30} = 437.19 \text{KN.}$$

$f_v < f_t$ **Condition n'est pas vérifié** d'où il est nécessaire d'ajouter un raidisseur soit un raidisseur d'épaisseur 12mm.

$$f_t = \frac{355 \times (15.5 + 12) \times 75}{1.25} = 585.75 \text{KN.}$$

$f_v < f_t$ **Condition vérifié**

VIII.3.4 Assemblage pied de poteau

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encasté à leur base. Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.



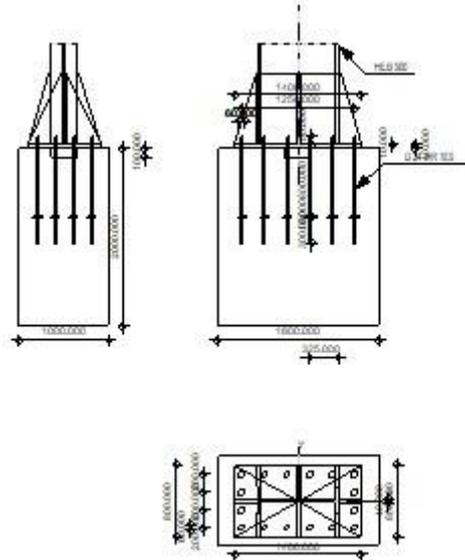
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,865



Général

Assemblage N°: 10
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 84
 Barres de la structure: 44

Géométrie

POTEAU

Profilé: HEB 900
 Barre N°: 44

$L_c = 3,500$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,000$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 900,000$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300,000$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 18,500$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 35,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 30,000$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 371,280$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 494065,000$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E36
 $f_{yc} = 355,000$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 495,000$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1400,000$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 800,000$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 40,000$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E36
 $f_{ypd} = 355,000$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 495,000$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900,000$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1000,000$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 24,000$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 3,530$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 4,524$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 6$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 250,000; 250,000; 250,000$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 200,000; 200,000$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100,000$ [mm]
 $L_2 = 800,000$ [mm]
 $L_3 = 300,000$ [mm]

Plaque d'ancrage

$d = 100,000$ [mm] Diamètre
 $t_p = 10,000$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E36

$f_y = 355,000$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60,000$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60,000$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10,000$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 300

$l_w = 100,000$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER E36

$f_{yw} = 355,000$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 1400,000$ [mm] Longueur
 $w_s = 800,000$ [mm] Largeur
 $h_s = 800,000$ [mm] Hauteur
 $t_s = 40,000$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20,000$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20,000$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,000$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,250$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,500$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1800,000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1000,000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 2000,000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON45

$f_{ck} = 45,000$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0,000$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,000$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,300$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 16,000$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 16,000$ [mm] Bêche

$a_s = 16,000$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 7: ELU $1*1.350+2*1.500$

$N_{j,Ed} = -9190,983$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,093$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 0,019$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -0,022$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 0,109$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 30,000$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1-[3.1.6.(1)]

$f_j = 25,355$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$

$c = 86,414$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 207,828$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 472,828$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 982,671$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1-[6.7.(3)]

$A_{c1} = 6234,850$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1-[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rd,u} = 7425,716$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1-[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,667$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 50,378$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 6624,348$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 2035,784$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 2538,940$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 33371,986$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 10255,822$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 12790,611$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL = 4,000 Classe de la section EN 1993-1-1-[5.5.2]

$W_{el,y} = 27232,597$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1-[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 9667,572$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1-[6.2.5]

$h_{f,y} = 928,519$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y} = 10411,822$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{el,z} = 12462,856$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1-[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 4424,314$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1-[6.2.5]

$h_{f,z} = 401,477$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z} = 11020,094$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE		
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 33371,986$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 10255,822$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 11020,094$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,275 < 1,000$	vérifié	(0,275)
$e_y = 0,002$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 464,259$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 625,000$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 0,049$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,448 < 1,000$	vérifié	(0,448)
$e_z = 0,012$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 200,738$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 300,000$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 0,261$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,417 < 1,000$	vérifié	(0,417)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,865 < 1,000$	vérifié	(0,865)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,28$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 950,400$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,96$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,96$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 913,846$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,248$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 4,524$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,000$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,250$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 89,754$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,300$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 9190,983$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{i,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$		
$F_{i,Rd} = 2757,295$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1218,000 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1260,000 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 5411,360 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,000 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,000)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 5453,360 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,000 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,000)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,000 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,000)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$M_1 = 178,245 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 1425,963 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 230,000 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 453333,33 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 7,471 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 23,984 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 44,561 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 77,543 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,218 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,218)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$$M_1 = 435,448 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 2228,781 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 293,171 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 368234,53 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 29,938 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 64,664 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 69,649 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 124,296 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,350 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,350)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$M_1 = 178,245 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 1425,963 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 247,027 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 430385,00 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 8,574 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 24,558 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

M_1	=	178,245 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
τ	=	44,561 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	=	77,657 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)				$0,219 < 1,000$ vérifié (0,219)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	=	41,456 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	41,456 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{yII}	=	0,001 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII}	=	0,000 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,900	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)				$0,116 < 1,000$ vérifié (0,116)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,188 < 1,000$ vérifié (0,188)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,188 < 1,000$ vérifié (0,188)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

σ_{\perp}	=	36,925 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	36,925 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II}	=	55,702 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	121,499 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,900	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,276 < 1,000$ vérifié (0,276)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

σ_{\perp}	=	90,208 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	90,208 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II}	=	87,062 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	235,136 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,900	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,534 < 1,000$ vérifié (0,534)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

σ_{\perp}	=	36,925 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	36,925 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II}	=	55,702 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	121,499 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,900	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,276 < 1,000$ vérifié (0,276)

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

σ_{\perp}	=	126,039 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	126,039 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II}	=	66,057 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	276,827 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,900	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,629 < 1,000$ vérifié (0,629)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

σ_{\perp}	=	126,039 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	126,039 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II}	=	88,871 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	126,039 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	295,359 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,900	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,671 < 1,000			vérifié (0,671)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	126,039 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	126,039 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	63,937 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	275,330 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,900	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,626 < 1,000			vérifié (0,626)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	207,828 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	472,828 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$			
$k_{13,y} =$	45,660 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	400,000 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	156,898 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	5,634 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	254,000 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	2,224 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,126	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	4133423,431 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	8893170,000 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

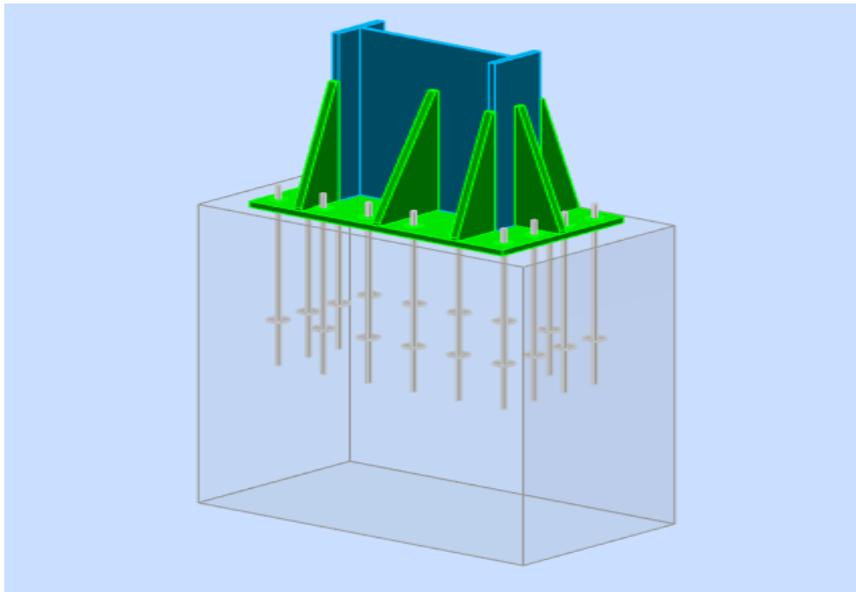
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 * E)}$			
$k_{13,z} =$	73,394 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	460,671 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	156,898 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	6,488 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	254,000 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	2,224 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,702	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	1242144,052 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	284686,200 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

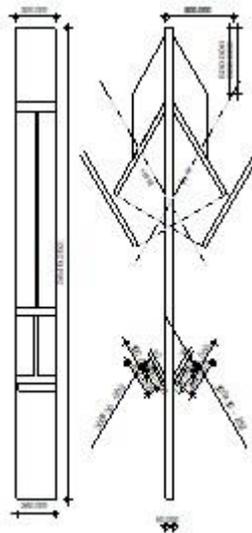
FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,865



VIII.3.5 Assemblage diagrid

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul de l'Encastrement par soudure Poutre-Poutre</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <hr/> <p>Ratio 0,876</p>
--	---	--



Général

Assemblage N°: 16
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 2087
 Barres de la structure: 2540, 2541

Géométrie

GAUCHE**POUTRE**

Profilé:	HEB 800		
Barre N°:	2540		
$\alpha =$	-119,745	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	800,000	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{rbl} =$	300,000	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	17,500	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	33,000	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	30,000	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	334,180	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	359084,000	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E36		
$f_{yb} =$	355,000	[MPa]	Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé:	HEB 800		
Barre N°:	2541		
$\alpha =$	-60,255	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	800,000	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{rbr} =$	300,000	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	17,500	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	33,000	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	30,000	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	334,180	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	359084,000	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E36		
$f_{yb} =$	355,000	[MPa]	Résistance

PLATINE

$h_{pr} =$	3549,292	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300,000	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	60,000	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E36		
$f_{ypr} =$	335,000	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	300,000	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	30,000	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	500,000	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	30,000	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	300,000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	58,143	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E36		
$f_{ybu} =$	355,000	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR SUPERIEUR

$h_{ru} =$	500,000	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_{wru} =$	30,000	[mm]	Epaisseur du raidisseur vertical
$l_{ru} =$	500,000	[mm]	Longueur du raidisseur vertical

Matériau: ACIER E36
 $f_{yu} = 355,000$ [MPa] Résistance

RENFORT HORIZONTAL INFERIEUR

$w_{pd} = 280,000$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $l_{pd} = 150,000$ [mm] Longueur du raidisseur vertical
 $t_{pd} = 30,000$ [mm] Epaisseur du raidisseur vertical

Matériau: ACIER E36
 $f_{ypd} = 355,000$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 13,000$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 21,000$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 21,000$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,000$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,000$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,250$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,100$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 9: $acc1 (1+2) * 1.000 + 4 * 1.200$

$V_{b1,Ed} = -5567,506$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -3184,396$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 334,180$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 11863,390$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{b1,Ed} / N_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,268 < 1,000$ **vérifié** (0,268)

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 461,755$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 9464,100$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,588 < 1,000$ **vérifié** (0,588)

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 60,255$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 58,143$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 408,501$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 161,755$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,893$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 95,290$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,000$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 1359,805$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 674,000$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,149$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,719$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd2} = 977,488$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort		
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$		
$F_{c,wb,Rd3} = 3993,750$ [kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$		
$F_{c,wb,Rd,low} = 977,488$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
$N_{low} / F_{c,wb,Rd,low} \leq 1,0$	$0,876 < 1,000$	vérifié (0,876)

EFFORTS AXIAUX DANS LES MEMBRURES DE LA POUTRE

$h_f = 2021,375$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$e_N = -467,225$ [mm]	Excentricité de l'effort axial
$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$	
$N_{upp} = -2328,247$ [kN]	Effort axial dans la membrure supérieure de la poutre
$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$	
$N_{low} = -856,149$ [kN]	Effort axial dans la membrure inférieure de la poutre

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 892,878$ [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 310,170$ [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 582,708$ [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 6097160,70$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -31,166$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -30,413$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{ } = -95,545$ [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,900$	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3 * (\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$62,332 < 440,000$	vérifié (0,142)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$176,314 < 440,000$	vérifié (0,401)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$31,166 < 356,400$	vérifié (0,087)

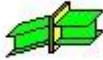
RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Pas d'efforts axiaux ou de moments dans l'assemblage. Dans ce cas, le logiciel ne calcule pas de rigidités d'assemblage.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

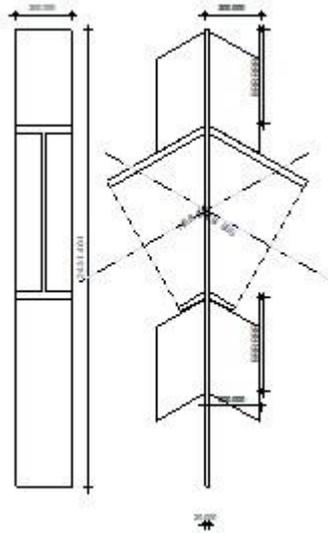
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,876
--	-------------



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement par soudure Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,470

Général

Assemblage N°: 18
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 2087
 Barres de la structure: 2523, 2541

Géométrie

GAUCHE

POUTRE

Profilé:	HEB 800		
Barre N°:	2523		
$\alpha =$	-150,255	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	800,000	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbl} =$	300,000	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	17,500	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbl} =$	33,000	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	30,000	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	334,180	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	359084,000	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E36		
$f_{yb} =$	355,000	[MPa]	Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé:	HEB 800		
Barre N°:	2541		
$\alpha =$	-29,745	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	800,000	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	300,000	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	17,500	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	33,000	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	30,000	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	334,180	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	359084,000	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E36		
$f_{yb} =$	355,000	[MPa]	Résistance

PLATINE

$h_{pr} =$	2431,401	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300,000	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20,000	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E36		
$f_{ypr} =$	355,000	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR SUPERIEUR

$h_{ru} =$	500,000	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_{wru} =$	40,000	[mm]	Epaisseur du raidisseur vertical
$l_{ru} =$	300,000	[mm]	Longueur du raidisseur vertical
Matériau:	ACIER E36		
$f_{yu} =$	355,000	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR INFERIEUR

$h_{rd} =$	500,000	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_{wrd} =$	40,000	[mm]	Epaisseur du raidisseur vertical
$l_{rd} =$	300,000	[mm]	Longueur du raidisseur vertical
Matériau:	ACIER E36		
$f_{ybu} =$	355,000	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	13,000	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	21,000	[mm]	Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,100	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts**Etat limite: ultime**

Cas: 9: acc1 (1+2)*1.000+4*1.200

$V_{b1,Ed} =$	-3179,957	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-5570,112	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

Résultats

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 334,180$ [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$N_{cb,Rd} = 11863,390$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{b1,Ed} / N_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,470 < 1,000$	vérifié (0,470)

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 561,755$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd} = 11513,694$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,276 < 1,000$	vérifié (0,276)

EFFORTS AXIAUX DANS LES MEMBRURES DE LA POUTRE

$h_f = 883,393$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$e_N = 0,000$ [mm]	Excentricité de l'effort axial
$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$	
$N_{upp} = -2785,056$ [kN]	Effort axial dans la membrure supérieure de la poutre
$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$	
$N_{low} = -2785,056$ [kN]	Effort axial dans la membrure inférieure de la poutre

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 653,563$ [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 191,730$ [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 461,833$ [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 1845825,125$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -60,265$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -60,265$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = -68,855$ [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,900$	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$120,529 < 440,000$	vérifié (0,274)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$169,559 < 440,000$	vérifié (0,385)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$	$60,265 < 356,400$	vérifié (0,169)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Pas d'efforts axiaux ou de moments dans l'assemblage. Dans ce cas, le logiciel ne calcule pas de rigidités d'assemblage.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,470

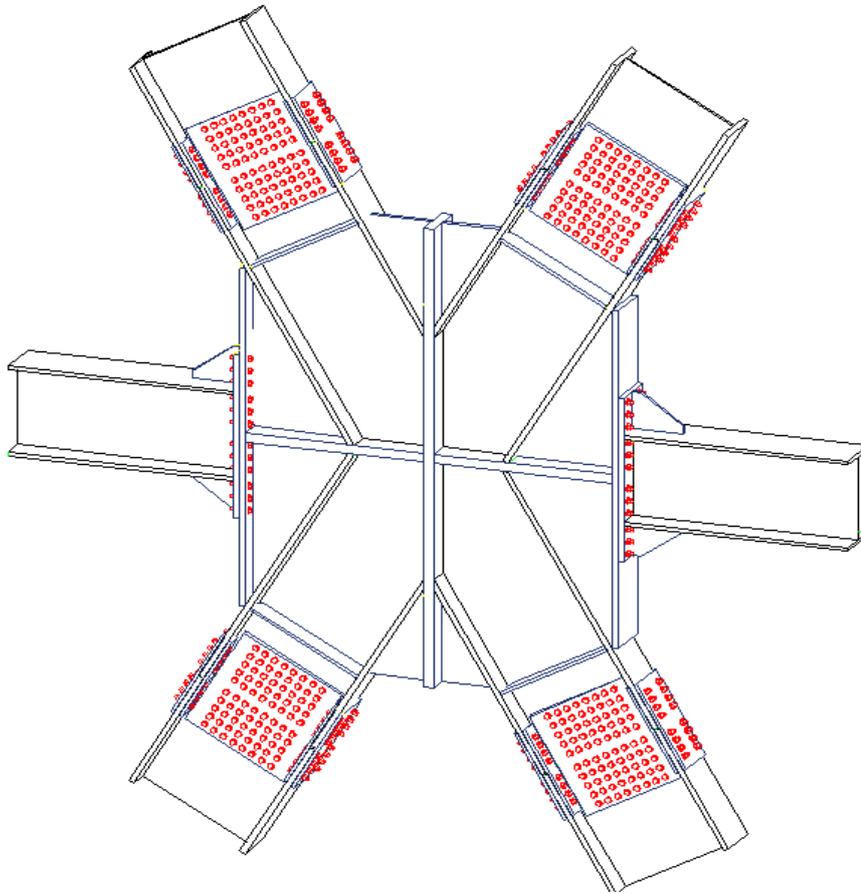


Figure VIII-5 : assemblage diagrid.

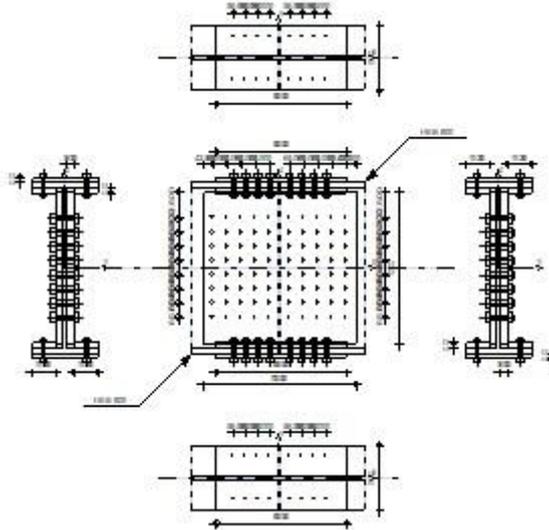
VIII.3.6 Assemblage diagrid par éclissage



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul du raccordement de l'épissure de poutre à poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,888

Général

Assemblage N°: 19
 Nom de l'assemblage: Epissure de la poutre
 Noeud de la structure: 2546
 Barres de la structure: 801, 799

POUTRE DROITE

Profilé: HEB 800
 $h_{b1} = 800,000$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb1} = 300,000$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb1} = 17,500$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb1} = 33,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{b1} = 30,000$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{b1} = 334,180$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb1} = 359084,000$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E36
 $f_{yb1} = 355,000$ [MPa] Résistance
 $f_{ub1} = 495,000$ [MPa]

POUTRE GAUCHE

Profilé: HEB 800
 $h_{b2} = 800,000$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb2} = 300,000$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb2} = 17,500$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb2} = 33,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{b2} = 30,000$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{b2} = 334,180$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb2} = 359084,000$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E36

$f_{yb2} = 355,000$ [MPa] Résistance
 $f_{ub2} = 495,000$ [MPa]

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 700,000$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 700,000$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 35,000$ [mm] Épaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E36
 $f_{ypw} = 355,000$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upw} = 495,000$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE SUPERIEURE

$l_{pe} = 600,000$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300,000$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20,000$ [mm] Épaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E36
 $f_{ype} = 355,000$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 495,000$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE INTERNE SUPERIEURE

$l_{pi} = 600,000$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pi} = 111,250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pi} = 20,000$ [mm] Épaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E36
 $f_{ypi} = 355,000$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upi} = 495,000$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE INFERIEURE

$l_{pe} = 600,000$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300,000$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20,000$ [mm] Épaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E36
 $f_{ype} = 355,000$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 495,000$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE INTERNE INFERIEURE

$l_{pi} = 600,000$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pi} = 111,250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pi} = 20,000$ [mm] Épaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E36
 $f_{ypi} = 355,000$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upi} = 495,000$ [MPa] Résistance à la traction

DROITE

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 20,000$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22,000$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,450$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,142$ [cm²] Aire de la section du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$k_s =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
$\mu =$	0,500	Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	900,000 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,000 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	5	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	122,500 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	65,000 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	65,000 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	16,000 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18,000 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$k_s =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
$\mu =$	0,500	Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	900,000 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,000 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40,000 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	56,000 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	16,000 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18,000 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$k_s =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
$\mu =$	0,500	Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	900,000 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,000 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40,000 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	56,000 [mm]	Entraxe

GAUCHE

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	20,000 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	22,000 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	2,450 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,142 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$k_s =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$\mu =$	0,500	Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	900,000 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,000 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	5	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	122,500 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	65,000 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	65,000 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	16,000 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18,000 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$k_s =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
$\mu =$	0,500	Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	900,000 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,000 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40,000 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	56,000 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage C

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	16,000 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18,000 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$k_s =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
$\mu =$	0,500	Coefficient de frottement
$f_{yb} =$	900,000 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,000 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40,000 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	56,000 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,100	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas: 9: $acc1 (1+2) * 1.000 + 4 * 1.200$

ÉTAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} =$	-4739,474 [kN]	Effort axial
$V_{z,Ed1} =$	1,101 [kN]	Effort tranchant

ETAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} = -4739,474$ [kN] Effort axial
 $M_{y,Ed1} = -1,303$ [kN*m] Moment fléchissant
 $N_{Ed2} = -4739,136$ [kN] Effort axial
 $V_{z,Ed2} = -1,405$ [kN] Effort tranchant
 $M_{y,Ed2} = -1,303$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Droite

Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 490,000$	-3322,378	-	$N_{Ed,pw} = -3322,378$
	$A_{pfue} = 60,000$	-406,822	-0,622	$N_{Ed,pfue} = -407,444$
	$A_{pfui} = 44,500$	-301,726	-0,402	$N_{Ed,pfui} = -302,128$
	$A_{pfli} = 44,500$	-301,726	0,402	$N_{Ed,pfli} = -301,324$
	$A_{pfle} = 60,000$	-406,822	0,622	$N_{Ed,pfle} = -406,200$

$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfli} + A_{pfle})$
 $N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 490,000$	$V_{z,Ed,pw} = 1,101$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 200083,333$	-0,506	$M_{y,Ed,pw} = -0,506$
	$I_{y,pfue} = 100880,000$	-0,255	-
	$I_{y,pfui} = 56729,638$	-0,143	-
	$I_{y,pfli} = 56729,638$	-0,143	-
	$I_{y,pfle} = 100880,000$	-0,255	-

$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + 2 * I_{pfui} + 2 * I_{pfli} + I_{pfle})$

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
 = 3] boulon

$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

$F_{p,c} = 171,50$ [kN] Effort de compression dans le boulon
 = 0]

$F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s$

$F_{s,Rd} = 155,90$ [kN] Résistance du boulon au glissement
 = 9]

$F_{s,Rd} = (k_s * m * \mu / \gamma_{M3}) * F_{p,c}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x		
$k_{1x} = 2,436$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,436 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,644$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,644 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 217,445$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,436$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,436 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,735$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,735 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 248,144$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x		
$k_{1x} = 2,436$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,436 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,644$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,644 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 869,782$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,436$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,436 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,735$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,735 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 992,575$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 177,5$ $= 00$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$
$M_y = -$ $= 0,311$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,p} * e_0$
$F_{x,N} = 83,05$ $= 9$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} = 0,028$ $=$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 0,058$ $=$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 0,033$ $=$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 83,11$ $= 7$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 0,060$ $=$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 83,11$ $= 7$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 217,4$ $= 45$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 248,1$ $= 44$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 83,117 < 217,445$	vérifié (0,382)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 0,060 < 248,144$	vérifié (0,000)
$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$	$83,117 < 155,909$	vérifié (0,533)

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 193,019$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{p,c} = 109,900$ [kN] Effort de compression dans le boulon $F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
 $F_{s,Rd} = 99,909$ [kN] Résistance du boulon au glissement $F_{s,Rd} = (k_s \cdot m^* \cdot \mu / \gamma_{M3}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,500 > 0,000 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,741$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,741 > 0,000 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 387,200$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ 2,500 > 0,000 **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,926$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ 0,926 > 0,000 **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 484,000$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d^* \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,500 > 0,000 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,787$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,787 > 0,000 **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 498,667$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ 2,500 > 0,000 **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,926$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ 0,926 > 0,000 **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 586,667$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d^* \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 88,693$ [kN] Effort tranchant dans le boulon $F_{Ed} = [N_{Ed,ptue} + N_{Ed,pfui}] / n_b$

$\beta_{Lf} = 1,000$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs $\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$

$F_{Rd} = 99,909$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon $F_{Rd} = \min(F_{s,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$

$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$ |-88,693| < 99,909 **vérifié** (0,888)

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 193,019$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{p,c} = 109,900$ [kN] Effort de compression dans le boulon $F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
 $F_{s,Rd} = 99,909$ [kN] Résistance du boulon au glissement $F_{s,Rd} = (k_s \cdot m^* \cdot \mu / \gamma_{M3}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,741$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,741 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 387,200$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$k_{1y} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,926$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,926 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 484,000$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la plaquette		
Direction x		
$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,787$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,787 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 498,667$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$k_{1y} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,926$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,926 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 586,667$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

F_{Ed}	- [kN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = [N_{Ed,pfle} + N_{Ed,pfi}] / n_b$
=	88,444		
β_{Lf}	1,000	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$
F_{Rd}	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{s,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
=	99,909		
$ F_{Ed} \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$	$ -88,444 < 99,909$	vérifié	(0,885)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POUTRE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		80,937	35,612	1,101 (*)	2364,017 (*)	0,000	vérifié

(*) $V_0 = V_{zEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		144,375	71,225	0,551 (*)	4369,356 (*)	0,000	vérifié

(*) $V_0 = 0.5 \cdot V_{zEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POUTRE

$A_t = 102,863$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 90,983$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		0,796 < 0,896
$W = 8977,100$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 8977,100$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 3186,870$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ -1,303 < 3186,870$ vérifié (0,000)
$A = 334,180$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 279,620$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{net,Rd} = 9926,510$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$F_{Ed} = -4739,474$ [kN]		$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$		$ -4739,474 < 9926,510$ vérifié (0,477)
$A_v = 140,000$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} = 109,200$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} = 2869,431$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$		$ 1,101 < 2869,431$ vérifié (0,000)

ÉCLISSE D'AME

$A_t = 245,000$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 183,400$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		0,674 < 0,896
$W = 2858,333$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 2467,233$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 875,868$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ -0,155 < 875,868$ vérifié (0,000)
$A = 245,000$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 183,400$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{net,Rd} = 0,000$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$F_{Ed} = -1661,189$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$		$ -1661,189 > 0,000$ vérifié (0,000)
$A_v = 245,000$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} = 183,400$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} = 5021,504$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$		$ 0,551 < 5021,504$ vérifié (0,000)

PLATINE EXTERNE SUPERIEURE

$A = 60,000$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 52,800$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{net,Rd} = 1874,400$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$F_{Ed} = -407,444$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfe}$
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$		$ -407,444 < 1874,400$ vérifié (0,217)

PLATINE INTERNE SUPERIEURE

$A = 44,500$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = 2 \cdot h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 37,300$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{net,Rd} = 1324,150$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$F_{Ed} = -302,128$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$		$ -302,128 < 1324,150$ vérifié (0,228)

PLATINE INTERNE INFÉRIEURE

$A = 44,500$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = 2 \cdot h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 37,300$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{net,Rd} = 1324,150$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$F_{Ed} = -301,324$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfie}$

$A = 44,500 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute $A=2 \cdot h_{pi} \cdot t_{pi}$
 $|F_{Ed}| \leq N_{net,Rd}$ $| -301,324 | < 1324,150$ **vérifié** $(0,228)$

PLATINE EXTERNE INFERIEURE

$A = 60,000 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute $A=h_{pi} \cdot t_{pi}$
 $A_{net} = 52,800 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section nette $A_{net}=A-n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
 $N_{net,Rd} = 1874,400 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section à la traction $N_{net,Rd}=A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
 $F_{Ed} = -406,200 \text{ [kN]}$ $F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
 $|F_{Ed}| \leq N_{net,Rd}$ $| -406,200 | < 1874,400$ **vérifié** $(0,217)$

Gauche

Effort axial

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i (M _{y,Ed}) [kN]	Force résultante N _{Ed,i} [kN]
	A _{pw} = 490,000	-3322,141	-	N _{Ed,pw} = -3322,141
	A _{ptue} = 60,000	-406,793	-0,622	N _{Ed,ptue} = -407,415
	A _{ptui} = 44,500	-301,705	-0,402	N _{Ed,ptui} = -302,107
	A _{ptfi} = 44,500	-301,705	0,402	N _{Ed,ptfi} = -301,303
	A _{ptfe} = 60,000	-406,793	0,622	N _{Ed,ptfe} = -406,171

$N_i = (N_{Ed} \cdot A_i) / (2 \cdot A_{pw} + A_{ptue} + 2 \cdot A_{ptui} + 2 \cdot A_{ptfi} + A_{ptfe})$

$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$

Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{z,Ed,i} [kN]
	A _{z,pw} = 490,000	V _{z,Ed,pw} = -1,405

Moment fléchissant Y

Platine	I _{y,i} [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,i} [kN*m]
	I _{y,pw} = 200083,333	-0,506	M _{y,Ed,pw} = -0,506
	I _{y,ptue} = 100880,000	-0,255	-
	I _{y,ptui} = 56729,638	-0,143	-
	I _{y,ptfi} = 56729,638	-0,143	-
	I _{y,ptfe} = 100880,000	-0,255	-

$M_{y,i} = (M_{y,Ed} \cdot I_{y,i}) / (2 \cdot I_{pw} + I_{ptue} + 2 \cdot I_{ptui} + 2 \cdot I_{ptfi} + I_{ptfe})$

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AME DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 = 3] boulon
 $F_{p,c} = 171,50 \text{ [kN]}$ Effort de compression dans le boulon $F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
 = 0]
 $F_{s,Rd} = 155,90 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon au glissement $F_{s,Rd} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3}) \cdot F_{p,c}$
 = 9]

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,436$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,436 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,644$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,644 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 217,445$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,436$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,436 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,735$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,735 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 248,144$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,436$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,436 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,644$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,644 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 869,782$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,436$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,436 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,735$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,735 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 992,575$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 177,500$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$
$M_y = 0,755$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$
$F_{x,N} = 83,054$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} = 0,035$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 0,140$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 0,080$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 83,194$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 0,115$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 83,194$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 217,445$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 248,144$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 83,194 < 217,445$	vérifié (0,383)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 0,115 < 248,144$	vérifié (0,000)
$F_{Ed} \leq F_{s,Rd}$	$83,194 < 155,909$	vérifié (0,534)

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 193,019$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 109,900$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd} = 99,909$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,741$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,741 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 387,200$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,926$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,926 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 484,000$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,787$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,787 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 498,667$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,926$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,926 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 586,667$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 88,687$ [kN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = [N_{Ed,pfue} + N_{Ed,pfui}] / n_b$
$\beta_{Lf} = 1,000$	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$
$F_{Rd} = 99,909$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{s,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$	$ -88,687 < 99,909$	vérifié (0,888)

BOULONS ASSEMBLANT L'ECLISSE A L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 193,019$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 109,900$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd} = 99,909$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,741$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,741 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 387,200$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,926$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,926 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 484,000$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,787$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,787 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 498,667$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,926$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,926 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 586,667$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 88,438$ [kN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = [N_{Ed,pfi} + N_{Ed,pfi}] / n_b$
$\beta_{Lf} = 1,000$	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1-(L-15*d)/(200*d)))$
$F_{Rd} = 99,909$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{s,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq \beta_{Lf} * F_{Rd}$	$ -88,438 < 99,909$	vérifié (0,885)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POUTRE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		80,937	35,612	-1,405 (*1)	2364,017 (*)	0,001	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nt} / \gamma_{M0}$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		144,375	71,225	-0,703 (*1)	4369,356 (*)	0,000	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 * V_{zEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nt} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POUTRE

$A_t = 102,863$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute
$A_{t,net} = 90,983$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,796 < 0,896$

$W = 8977,100$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 8977,100$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 3186,870$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -1,303 < 3186,870$	vérifié	(0,000)
$A = 334,180$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$	
$A_{net} = 279,620$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$	
$N_{net,Rd} = 9926,510$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} * f_y / \gamma_{M0}$	
$F_{Ed} = -4739,136$ [kN]		$A = h_{pi} * t_{pi}$	
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$	$ -4739,136 < 9926,510$	vérifié	(0,477)
$A_v = 140,000$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$	
$A_{v,net} = 109,200$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$	
$V_{pl,Rd} = 2869,431$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -1,405 < 2869,431$	vérifié	(0,000)

ÉCLISSE D'AME

$A_t = 245,000$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 183,400$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,674 < 0,896$		
$W = 2858,333$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 2467,233$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 875,868$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0,378 < 875,868$	vérifié	(0,000)
$A = 245,000$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$	
$A_{net} = 183,400$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$	
$N_{net,Rd} = 0,000$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} * f_y / \gamma_{M0}$	
$F_{Ed} = -1661,071$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$	
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$	$ -1661,071 > 0,000$	vérifié	(0,000)
$A_v = 245,000$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$	
$A_{v,net} = 183,400$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$	
$V_{pl,Rd} = 5021,504$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,703 < 5021,504$	vérifié	(0,000)

PLATINE EXTERNE SUPERIEURE

$A = 60,000$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$	
$A_{net} = 52,800$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$	
$N_{net,Rd} = 1874,400$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} * f_y / \gamma_{M0}$	
$F_{Ed} = -407,415$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$	
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$	$ -407,415 < 1874,400$	vérifié	(0,217)

PLATINE INTERNE SUPERIEURE

$A = 44,500$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = 2 * h_{pi} * t_{pi}$	
$A_{net} = 37,300$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$	
$N_{net,Rd} = 1324,150$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} * f_y / \gamma_{M0}$	
$F_{Ed} = -302,107$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfui}$	
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$	$ -302,107 < 1324,150$	vérifié	(0,228)

PLATINE INTERNE INFÉRIEURE

$A = 44,500$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = 2 * h_{pi} * t_{pi}$	
$A_{net} = 37,300$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$	
$N_{net,Rd} = 1324,150$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} * f_y / \gamma_{M0}$	
$F_{Ed} = -301,303$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfie}$	
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$	$ -301,303 < 1324,150$	vérifié	(0,228)

PLATINE EXTERNE INFÉRIEURE

$A = 60,000$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 52,800$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{net,Rd} = 1874,400$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	$N_{net,Rd} = A_{net} * f_y / \gamma_{M0}$
$F_{Ed} = -406,171$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pti}$
$ F_{Ed} \leq N_{net,Rd}$	$ -406,171 < 1874,400$ vérifié	(0,217)

Remarques

Pince boulon-extrémité supérieure de la platine sur la poutre droite trop importante	122,500 [mm] > 110,000 [mm]
Pince boulon-extrémité inférieure de la platine sur la poutre droite trop importante	122,500 [mm] > 110,000 [mm]
Pince boulon-extrémité supérieure de la platine sur la poutre gauche trop importante	122,500 [mm] > 110,000 [mm]
Pince boulon-extrémité inférieure de la platine sur la poutre gauche trop importante	122,500 [mm] > 110,000 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,888

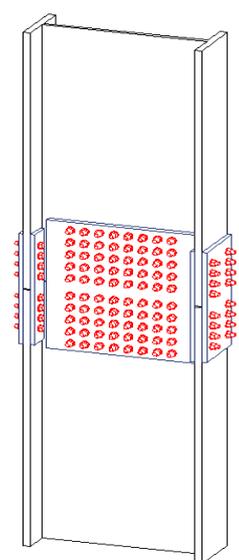
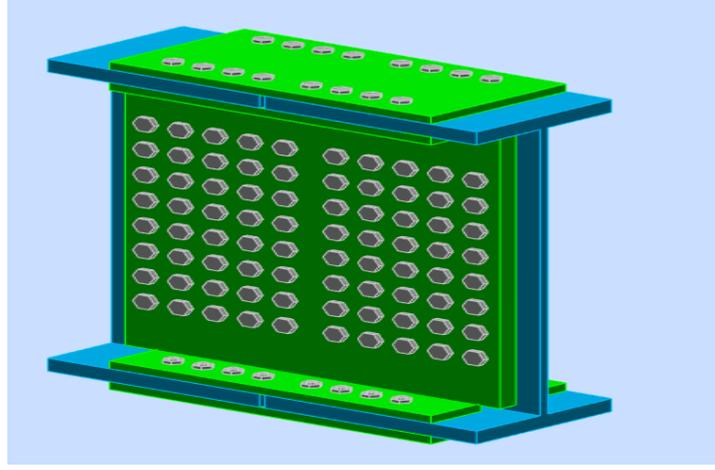


Figure VIII-6 : assemblage diagrid par éclissage.

Chapitre IX Etude des fondations

IX Etude des fondations

IX.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

IX.2 Les types des fondations

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radiers généraux ou nervurés
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

IX.2.1 Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

IX.2.2 Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol=3 bars à 9m de profondeur).

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- la charge que comporte l'ouvrage.
- la portance du sol.
- l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

➤ Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

N.B : dans ce cas on va prendre $\sigma_{SOL} = 3$ bars.

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{SOL} = 30 \text{ t/m}^2, S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} = \frac{25154.9349}{30} = 838.49 \text{ m}^2.$$

Commentaire :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte Pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

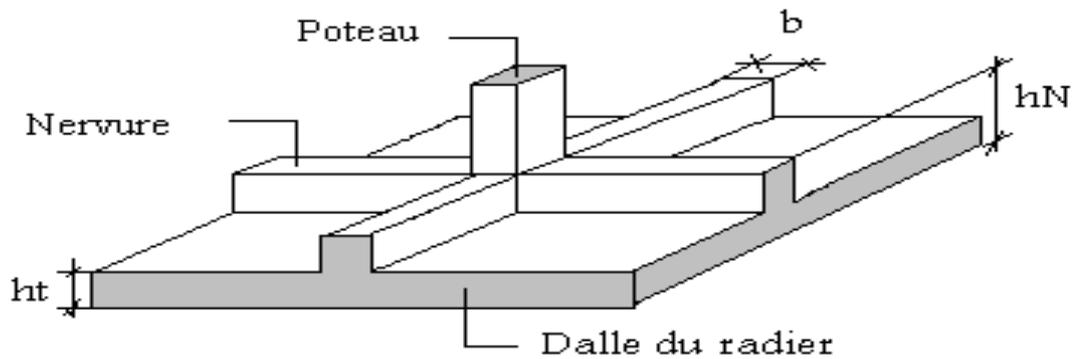


Figure IX-1 : disposition des nervures par rapport au radier et au poteau.

IX.3 Etude du radier

IX.3.1 Pré dimensionnement du radier

IX.3.1.1 Calcul de la surface minimale du radier

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ D'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{SOL} = 30 \text{ t/m}^2, N_{ser} = 251549.349 \text{ KN.}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} = \frac{25154.9349}{30} = 838.49 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de l'immeuble est de 1296 m²

IX.3.1.2 Pré dimensionnement de la dalle

$$\frac{L_x}{35} < h_2 < \frac{L_x}{30}$$

Telle que : $L_x = 6\text{m}$ entre poteaux perpendiculairement aux nervures.

Donc on a : $17.14 \text{ cm} < h_2 < 20 \text{ cm}$.

On choisit $h_2 = 18 \text{ cm}$

Condition de résistance au cisaillement :

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93[4], la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$T_u = \frac{N_u}{S_{RAD}} \times \frac{L_{MAX}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h_2}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L_{MAX} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{RAD} \times b \times 0.15 f_{cj}}$$

On a : $N_u = 340369.22$ Kn.

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 12.00 m.

$$h_2 \geq 38cm.$$

On prend $h_2 = 50cm$.

IX.3.1.3 Calcul du débordement D

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_2}{2}, 40cm \right) = 40 \text{ cm}$$

Soit : $D = 50 \text{ cm}$ D'où :

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : le périmétrique de bâtiment.

$$S_r = 838.49 + 0.5 \times 2(36 + 36) = 910.49 \text{ m}^2$$

On prend $S_r = 920 \text{ m}^2$

IX.3.1.4 Pré dimensionnement de la nervure

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq \frac{12}{10} = 1.2m.$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier.

Avec : $I = \frac{b \times h^3}{12}$; $E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa}$; K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen) ;

$$D'où : h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^3 \times K}{E \pi^4}} = 1.019 \text{ m}$$

On prend :

$$h_1 = 1.5 \text{ m}$$

Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91) [5]

La condition a vérifiée est :

$$W \geq f_s \times \delta \times Z \times s_r$$

Avec :

$$W = w_{bat} + w_{rad} = 204205.50 + 9200 = 213405.5 \text{ KN.}$$

$f_s = 1.5$ Coefficient de sécurité.

$\delta = 10 \text{ t/m}^3$: Poids volumique de l'eau.

$Z = 9.0 \text{ m}$: Hauteur d'ancrage du radier.

$$f_s \times \delta \times Z \times s_r = 124200 \text{ KN.}$$

$W \geq f_s \times \delta \times Z \times s_r$ (condition vérifier).

IX.4 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

IX.4.1 Méthode de calcul

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le **BAEL91**.

- Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y sont des coefficients en fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ et ϑ (prend 0 à l'ELS, 0.2 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.75. M_x$, $M_{ty} = 0.75. M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = 0.5. M_x$, $M_{ay} = 0.5. M_y$
- **ELU** : $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{340369.22}{920} = 369.96KN/m^2$
- **ELS** : $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{251549.349}{920} = 273.42KN/m^2$

On a pour le panneau le plus sollicité :

➤ A ELU : $\vartheta = 0$

Tableau IX-1 : calcul des efforts à l'ELU.

l_x	l_y	l_x/l_y	Sens-x				Sens-y			
			μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
6	6	1	0.037	492.78	369.58	246.39	1	492.78	369.58	246.39

➤ A ELS : $\vartheta = 0.2$

Tableau IX-2 : calcul des efforts à l'ELS.

l_x	l_y	l_x/l_y	Sens-x				Sens-y			
			μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
6	6	1	0.037	364.19	273.14	182.09	1	364.19	273.14	182.09

a) **Calcule des sections d'armatures :**

$b = 100cm$; $h = 50cm$; $d = 0.9. h = 45cm$

En appui : $\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$, $A_s = \frac{M_{ua}}{(z \times d \times f_e / \gamma_s)}$

En travée : $\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$, $A_s = \frac{M_{ut}}{(z \times d \times f_e / \gamma_s)}$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28} = 22.66 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}, \gamma_s = 1.15$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_b}), Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha)$$

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\} \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

Le ferrailage à l'ELU :

Tableau IX-3 : ferrailage du radier à l'ELU.

	Sens-x		Sens-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u (Kn.m)$	246.39	369.58	246.39	369.58
μ_b	0.053	0.080	0.053	0.080
α	0.068	0.10	0.068	0.10
$Z(m)$	0.44	0.43	0.44	0.43
$A_s (cm^2/ml)$	35.77	54.91	35.77	54.91
$A_{smin} (cm^2/ml)$	17.25	17.25	17.25	17.25
Choix d'armature	8HA25	12HA25	8HA25	12HA25
$A_{schoix} (cm^2/ml)$	39.27	58.91	39.27	58.91

Le ferrailage à l'ELS :

Tableau IX-4 : ferrailage du radier à l'ELS.

	Sens-x		Sens-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u (Kn.m)$	182.09	273.14	182.09	273.14
μ_b	0.039	0.059	0.039	0.059
α	0.049	0.076	0.049	0.076
$Z(m)$	0.44	0.43	0.44	0.43
$A_s (cm^2/ml)$	26.43	40.58	26.43	40.58
$A_{smin} (cm^2/ml)$	17.25	17.25	17.25	17.25
Choix d'armature	6HA25	10HA25	6HA25	10HA25
$A_{schoix} (cm^2/ml)$	29.45	49.09	29.45	49.09

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4Mpa) = 4Mpa > \tau_u = 2.4Mpa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales :**Espacement :**

D'après le BAEL l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min\{15\phi_t, 40cm, a + 10cm\} = \{37.5cm, 40cm, 45 + 10\}$$

$$S_t \leq 37.5cm \rightarrow S_t = 30cm$$

ϕ_t : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : Le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

IX.4.2 Etude du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

a. Ferrailage du débord :

$$b = 1m, h = 50cm, d = 45cm, l = 0.5m$$

$$q_u = 369.96KN/m^2$$

$$q_{ser} = 273.42KN/m^2$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 46.24KN.m$$

Tableau IX-5 : ferrailage du débord à l'ELU.

M_u	μ_b	α	$Z(m)$	$A_s (cm^2)$
46.24	0.010	0.012	0.447	6.60

- **Calcul a l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 34.17KN.m$$

Tableau IX-6 : ferrailage du débord à l'ELS.

M_s	μ_b	α	$Z(m)$	$A_s (cm^2)$
34.17	0.0074	0.096	0.43	5.07

b. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min}$$

Tel que :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 7.76 cm^2$$

$$A_s = \max(A_{s \min}, A_{s \text{ult}}, A_{s \text{ser}}) = 7.76 cm^2$$

Choix des barres du débord : 6HA14 ($A_s = 9.23 cm^2$)

IX.5 Calcul du voile périphérique**IX.5.1 Introduction**

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le **R.P.A 99 (art-10-12)** [2], le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- l'épaisseur ≥ 15 cm.
- les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le voile pourra être considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés, encastré en pied et articulé en tête.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q=1,5$ KN/m².
- γ : poids volumique de la terre $\gamma=17$ KN/ m.
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$.
- K_a : coefficient de poussée des terres $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$

$$K_a' = K_a n / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = \operatorname{tg}^2(27.5^\circ) = 0.271$$

IX.5.2 Le dimensionnement

D'après le **RPA.99** [2] ; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm. On adopte 50cm

IX.5.2.1 Calcul des charges

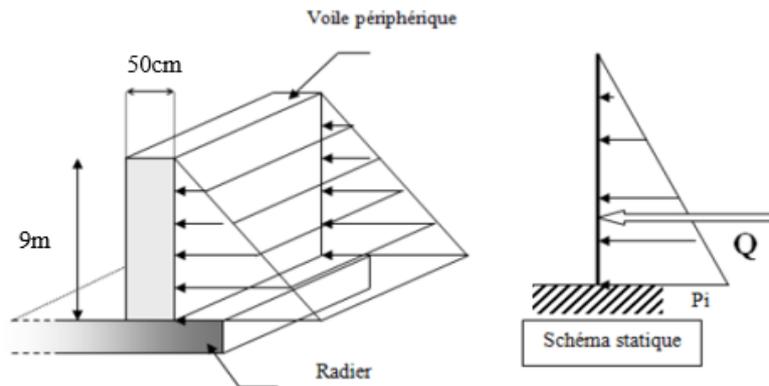


Figure IX-2 : Evaluation des charges.

a. Poussée des terres

$$p_1 = k_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$

Avec :

p_1 : Poussée de la terre.

γ : Poids spécifique des terres.

H : hauteur du voile.

$$p_1 = 0.271 \times 1.7 \times \frac{9^2}{2} = 18.65 \text{ t/ml.}$$

b. poussée supplémentaire due à la surcharge

$$p_2 = K'_a \cdot \Phi \cdot h = 0.271 \times 0.15 \times 9 = 0.365 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K' A \cdot \phi$, et la résultante P2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c. La charge pondérée

$$Q = 1.35 p_1 + 1.5 p_2 = (1.35 \times 18.65) + (1.5 \times 0.365) = 25.725 \text{ t/ml.}$$

IX.5.2.2 Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$l_x = 6m$$

$$l_y = 6m$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{6}{6} = 1 > 0.4$$

La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Avec :

$$\alpha = 1 ; v = 0(ELU)$$

$$\mu_x = 0.037$$

$$\mu_y = 1$$

Donc :

$$M_{ox} = 0.037 \times 25.725 \times 6^2 = 34.26 \text{ t/ml}$$

$$M_{oy} = 1 \times 34.26 = 34.26 \text{ t/ml}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0.75M_{ox} = 25.65 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 25.65 \text{ t/ml}$$

Sens-x :

$$M_{tx} = 25.65 \text{ t.m} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 0.9h = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{25.65}{100 \cdot 45^2 \cdot 22.66} = 0.0022$$

$$\alpha = 1.202(1 - \sqrt{1 - 2.055\mu}) = 0.027$$

$$Z = d(1 - 0.416\alpha) = 0.22 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \cdot \sigma_s} = 33.50 \text{ cm}^2$$

Sens-y :

$$M_{ty} = 25.65t.m ; h = 50cm ; d = 0.9h = 45cm$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.0022$$

$$\alpha = 1.202(1 - \sqrt{1 - 2.055\mu}) = 0.027$$

$$Z = d(1 - 0.416\alpha) = 0.22m$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z \cdot \sigma_s} = 33.50cm^2$$

IX.5.2.3 Condition de non fragilité

Sens-y : d'après **RPA99 [2]** :

$$A_{y \min} = 0.10\% \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 50 = 5cm^2$$

Et d'après **BAEL91[5]** : $A_{y \min} = 8h_0 = 4cm^2$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{A_{calculée}, A_{\min RPA99}, A_{\min BAEL91}\}$

$$A_{adoptée} = 33.50cm^2$$

On prend : 8T25 $\rightarrow A = 39.27cm^2$, espacement $S_t = 12.5cm^2$

Sens-x :

$$A_{x \min RPA} = 5cm^2$$

$$A_{x \min BAEL} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 4 \left(\frac{3 - 1}{4} \right) = 4cm^2$$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{A_{calculée}, A_{\min RPA99}, A_{\min BAEL91}\}$

$$A_{adoptée} = 33.50cm^2$$

On prend : 8T25 $\rightarrow A = 39.27cm^2$, espacement $S_t = 12.5cm^2$

IX.5.3 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{max} = q \times \frac{l_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 51.45t$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{51.45 \times 10^4}{100 \times 45 \times 10^2} = 1.14Mpa$$

$$\tau_{ulim} = 0.07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0.07 \cdot 40 / 1.5 = 1.86Mpa$$

$$\tau_u < \tau_{ulim} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Notre parcours universitaire de formation d'ingénieur était très riche en matière d'information techniques et théoriques, Cette étude a fait à notre sens de recherches et du savoir-faire ainsi que l'assimilation des différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis à savoir ROBOT 2020 et de la réglementation régissant les principes de conception et de calcul dans le domaine du bâtiment, d'où le calcul de ce dernier doit se faire en prenant en considération le séisme comme l'un des plus dangereux effets vu que notre ouvrage étudié se situe à la wilaya d'Alger classée comme zone de forte sismicité.

Notre but était de faire la conception d'une tour en charpente métallique avec le système diagrid à usage d'habitation.

Ce dernier doit être stable, car on prend en compte l'effet du séisme sur la structure sur cette optique on a étudié le pré-dimensionnement et vérification des éléments principaux, Ainsi que l'infrastructure. On aboutit à des conclusions qui représentent en réalité des observations et des constatations déduites des différents chapitres de ce mémoire :

- On a approfondi à nos connaissances en matière d'application de certaines méthodes et règlements tels que : Eurocode3 ; 4 et 8 ; RPA99 ; RNVA...etc.
- notre tour est classée comme construction lourde, l'effet du vent sur cette structure est négligeable devant celui du séisme.
- Le système diagrid ne nécessite généralement pas de noyau car le cisaillement latéral peut être supporté par les diagonales à la périphérie du bâtiment.
- L'efficacité structurelle du système diagrid permet également d'éviter les colonnes intérieures et d'angle, permettant ainsi une flexibilité significative avec le plan d'étage.
- Vu le poids de la superstructure, le type de fondation adopté est un radier général. Ceci a procuré à l'infrastructure une résistance et une stabilité satisfaisantes.

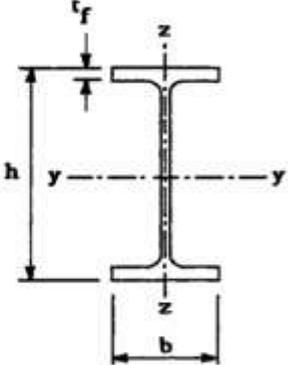
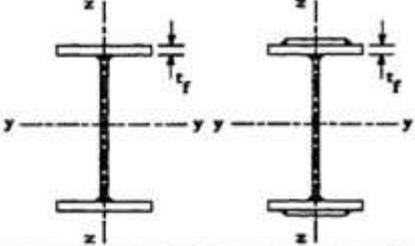
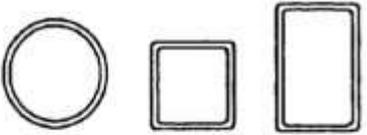
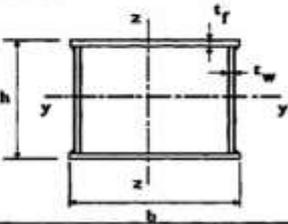
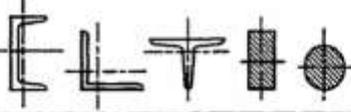
Enfin, on souhaite que notre étude ne s'arrête pas à ce stade-là, et que le système diagrid se développe dans le domaine de recherche, et il servira certainement comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

RFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] Le règlement de calcul des structures en acier Eurocode 3 EN 1993.
- [2] Règle de calcul construction mixte acier-béton Eurocode 4 EN 1994 ;
- [3] CCM 97 : règle de calcul des constructions en acier.
- [4] FEMA450
- [5] RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- [6] RPA99v2003, Règles Parasismiques Algériennes, D.T.R.-B.C.-2.48, 2003.
- [7] BAEL91, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 », 1999
- [8] DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [9] Règles pour le calcul des fondations superficielles. DTU 13.12
- [10] Règle de calcul des structures pour leur résistance au séisme Eurocode 8 EN 1998.
- [11] DIAGRID STRUCTURES SYSTEMS CONNECTIONS DETAILS.
- [12] Cours charpente métallique , **Mr MENNADI**. (4^{ème} année).

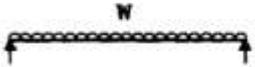
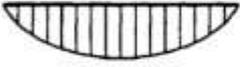
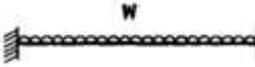
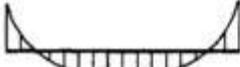
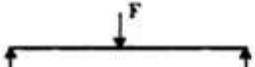
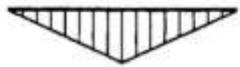
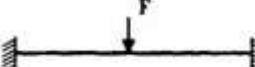
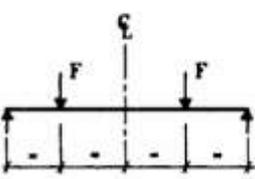
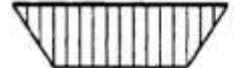
ANNEXES

ANNEXE

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

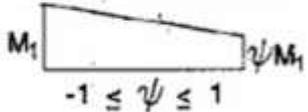
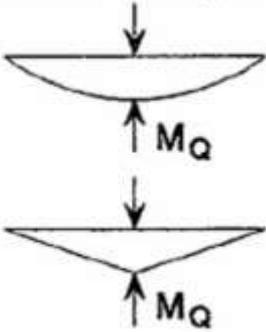
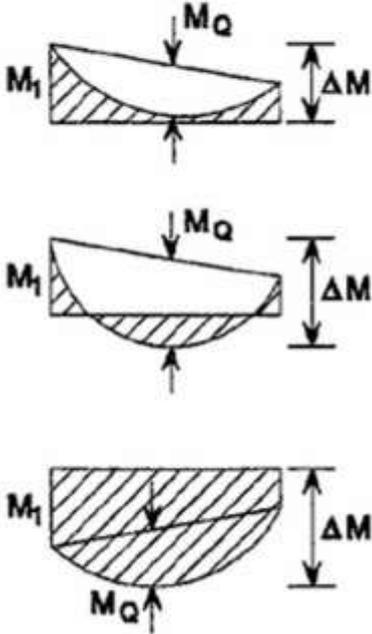
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE

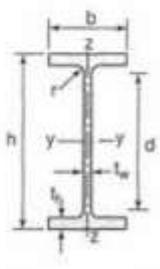
<p>Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales</p>					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

ANNEXE

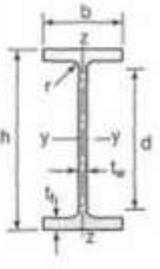
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

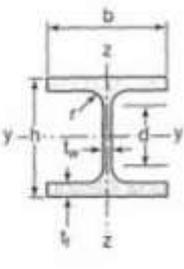
ANNEXE

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

ANNEXE

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

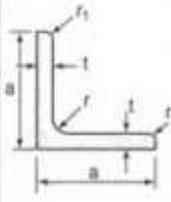
ANNEXE

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,6	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

ANNEXE

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
	HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
	HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
	HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
	HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
	HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
	HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
	HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
	HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
	HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
	HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
	HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
	HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
	HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
	HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
	HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,85	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

ANNEXE

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.												
CORNIERES À AILES ÉGALES		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
							Axe yy = Axe zz						
		a	a	e	r	r ₁	P	A	d	$I_x = I_y$	$I_y/d_x = I_y/d_y$	$i_x = i_y$	
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$	
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59		
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75		
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74		
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72		
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90		
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90		
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89		
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88		
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06		
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05		
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04		
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22		
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21		
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20		
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19		
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38		
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37		
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35		
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35		
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34		
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54		
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54		
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51		
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50		
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49		
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48		
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66		

ANNEXE

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	Axe yy = Axe zz											
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _y /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z	
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

**CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)**

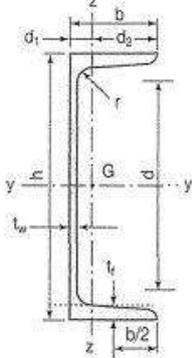
ANNEXE

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
	UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

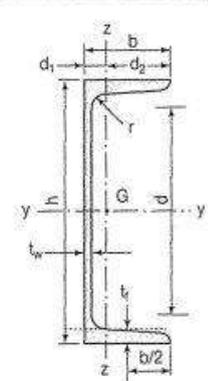
ANNEXE

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (suite)												
	Caractéristiques de calcul											Moment d'inertie de torsion
	Profils	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
	UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
	UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
	UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24	
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30	

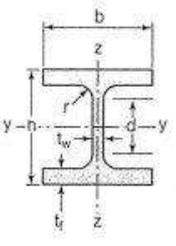
ANNEXE

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN									Inclinaison des ailes : $h \leq 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$			
	Dimensions								Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
	Profils	h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

ANNEXE

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210											
UPN (suite)	 <div style="margin-left: 20px;"> Inclinaison des ailes : h ≤ 300 : 8 % h > 300 : 5 % </div>											
	Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	J	
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴		
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16	
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81	
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15	
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68	
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39	
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55	
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90	
	UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70		
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50		
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00		
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40		

ANNEXE

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEB		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

ANNEXE

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEB (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
	HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	62,9	3,06	81,0	27,6	13,84
	HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
	HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
	HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
	HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
	HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
	HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
	HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
	HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
	HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
	HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
	HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
	HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
	HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
	HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
	HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
	HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
	HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
	HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
	HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	

ANNEXE

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33