

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Spécialité : Constructions métalliques et mixtes

***ETUDE D'UN BATIMENT METALLIQUE A USAGE
MULTIPLE R+10
CONTREVENTE PAR NOYAU CENTRAL ET PALLIES DE STABILITE***

Soutenu par

**KIRAD Hadjer
SEMSAR Amira**

Devant le jury composé de :

Promoteur : **ZAHEF.A**

Président :

Examineur :

Examineur :

Blida, septembre 2020



Remerciements

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études. Spécialement nos chers parents, qui ont toujours prié pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre encadreur Mr ZAHAF AHMED enseignant à l'USDB pour avoir accepté de nous encadrer et de nous avoir guidés pendant toute la durée du travail.

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

Un grand remerciement aussi à l'ensemble des enseignants les travailleurs du département de l'université de Saad Dahlab «BLIDA » .

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire

Dédicace

Je tiens à dédier ce travail d'abord :

Mes très chers parents Djemal et Ouda

*Votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.
Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices
que vous n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.*

Mes chères sœurs

SARA et son mari YUCEF

LAMIA et son mari ZOHRE

Et ma petite sœur LILA

Mes grands trésors

RAMI et HOUSSEM

A la mémoire de mes grands mères Djamila et Bahia

Qui est été toujours dans mon esprit et dans mon cœur.

A mes chères oncles et tantes

Spécialement mon oncle NASSIM et ma tante BADIA et GHANIA

Mon oncle SIDAALI et sa femme IMANE

A tous mes cousines et cousins

Spécialement HORIA, HAYET, AMINA, WALID, RAYEN et MOHAMED

Et pour tout la famille SEMSAR & IEZRI

A mes très chers amis

Spécialement MASSOUDA, SIHEM, HADJER, HOUDA, MOUNIRA et leurs familles

ZAKI, YUCEF, SIDOU, AYMEN, KARIM, MOHAMED.B et sa familles

A ma chère binôme KIREH HADJER

Qui on a partagé tout le travail et la souffrance entre nous

A toute la promotion de Génie civil (master 2) 2020.

Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sur ne croyait pas que je vous ai oublié,

je vous porte toujours dans mon cœur.

SEMSAR AMIRA

Dédicaces

Je tien c'est avec grande plaisir que je dédie modeste travail à :

❖ *Mes très chers parents MOUSSA et YAMINA* ❖

Pour sacrifier leur vie pour l'améliorer ; Vous avez toujours été et restez à mes côtés, me conseillant et me soutenant et me donnant envie de préserver pour un avenir meilleur.

❖ *Mes sœurs SARAH, SAMAR, DOUAA et mon frère YOUNES* ❖

Pour leur soutien et leurs vœux de succès, Je te souhaite le meilleur .

❖ *Mon grand-père défunt [mon idole]* ❖

Pour son amour et son soin au long de sa vie , vous êtes dans mon cœur et vous serez toujours dans mon cœur .

❖ *Ma grande famille en particulier, Ma grand-mère, Mes tantes HAFIDA ,NAIMA, FELLA, YASMINE et mes oncles OMAR, MOHAMED, IBRAHIM, SEDIK ; Et leurs enfants en particulier ma princesse*

NAILA ❖

Pour l'amour, la confiance et le respect que vous m'as toujours donné.

❖ *Mes chers personnes dans ma vie en particulier Tonton ISSA, tonton DOUADI et sa femme* ❖

Pour le soutien moral, l'encouragement que vous m'avez montré.

❖ *Tous mes amis de A à Z et ma chère binôme AMIRA* ❖

Pour les meilleurs moments que nous avants passé ensemble

❖ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, en particulier*

Tonton Djamel et son frère ❖

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

A vous.....

❖ *KIRAD HADJER* ❖ ❖

NOTATION ET SYMBOLES



Notations en majuscules romaines :

A_v	Aire de cisaillement	mm^2
A_{eff}	Section effective d'une pièce (classe4)	cm^2
A_s	Aire d'une section d'acier tendu	cm^2
A'_s	Aire d'une section d'acier comprimé	cm^2
A_r	Armature de répartition	cm^2
A	Section brute d'une pièce	cm^2
	Coefficient d'accélération de zone	Sans unité
A_{sv}	Acier minimal	cm^2
A_{vj}	Aire de joint de bétonnage (aciers de couture)	cm^2
A_h	Acier horizontale	cm^2
A_D	Aire diagonale de l'inteau	cm^2
A_t	Aire Transversales	cm^2
A_l et A'_l	Aire Longitudinales	cm^2
A_c	Aire de Peau (ou en section courante)	cm^2
A_{sx}	Aire perpendiculaires	cm^2
A_{sy}	Aire parallèles	cm^2
A	Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne	Sans unité
$A_a; A_s; A_c$	les aires des sections du profilé, du béton et de l'armature	cm^2
B_{et}	section de béton	cm^2
C_p	Facteur de force horizontale	Sans unité
C	distance du centre de pression et la résultante des forces extérieures à la fibre la plus comprimée.	cm
C_d	Coefficient dynamique	Sans unité
C_r	Coefficient de rugosité	Sans unité
C_e	Coefficient d'exposition	Sans unité
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur	Sans unité
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur	Sans unité
$[C]$	Matrices d'amortissement	
CT	Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage	Sans unité
D	Facteur d'amplification dynamique moyen débord	Sans unité
E		m MPa
	Module d'élasticité longitudinale	
E_{ij}	Module de déformation instantanée à l'âge de j jours	MPa
E_{vj}	Module de déformation différée pour chargement appliqué à l'âge de j jours	MPa
E_{cm}	module d'élasticité sécant du béton.	MPa
ELS	Etat limite de service	

NOTATION ET SYMBOLES

ELU	Etat limite ultime	
F	Force ou action générale	KN
F_{brd}	Résistance de la pression diamétrale	KN
F_p	Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère	KN/ml
	effort de précontrainte dans un boulant	KN
F_T	force de traction.	KN
F_{vsd}	effort de cisaillement des boulons	KN
F_{tsd}	effort de traction des boulons	KN
G	Module d'élasticité transversale	MPa
G_b	Poids propre de béton frais	KN/m ²
G	Charge permanente	KN/m ²
I_c	Moment d'inertie de la section mixte	cm ⁴
I_y	Moment d'inertie de flexion maximal	cm ⁴
I_z	Moment d'inertie de flexion minimal	cm ⁴
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées	cm ⁴
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées	cm ⁴
$I_{a,z}; I_{s,z}; I_{c,z}$	les moments d'inerties des sections du profilé, du béton et de l'armature	cm ⁴
Kt	Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bar Facteur de terrain	Sans unité
k_s	Facteur de forme	Sans unité
L	La portée de la solive	mm
L_x	la plus petite portée du panneau le plus sollicité	cm
L_y	la plus grande portée du panneau le plus sollicité	cm
L_f	Langueur de flambement	m
L_e	Longueur élastique	m
M	Moment sollicitant en général	KN.m
M_{sd}	Moment fléchissant	KN.m
M_{plRd}	Moment résistant plastique	KN.m
M_{brd}	Moment de résistance d'un élément non maintenu latéralement au déversement	KN.m
M_s	Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre	KN.m
M_R	Moment de renversement du aux forces sismique	KN.m
M_0	Moment à la base de la structure	KN.m
$M_{ufictif}$	moment fictif	KN.m
M_a	Moment sur appui	KN.m
M_t	Moment en travée	KN.m
M_u	Moment de calcul ultime	KN.m

NOTATION ET SYMBOLES

M_{ser}	Moment de calcul de service	KN.m
M_0	Moment en travée d'une poutre	KN.m
N	Effort normal, en général	KN
N_u	Effort normal ultime du poteau	KN
N_{cr}	Charge critique élastique	KN
N_{G1}	Poids propre de la structure	KN
N_{G2}	Poids propre de radier	KN
N_{Q1}	Poids de la surcharge d'exploitation de la structure	KN
N_{ser}	Effort normal en service	KN
N_u	Effort normal de service	KN
N_{br}	Nombre de goujons par nervure	Sans unité
P_{rd}	Résistance ultime pour goujons à tete	KN
P	périmètre de la section considéré	cm
Q	Charge d'exploitation	KN/m ²
Q_{ref}	Contrainte à la base sur une bande de 1 m la pression dynamique de référence	MPa N/m ²
R	Coefficient de comportement de la structure	Sans unité
R_{Acier} ou F_a	Force de la section d'acier	KN
$R_{Béton}$ ou F_b	Force dans la section de béton	KN
S	Surface en générale	m ²
	Charge minimale de la neige	KN/m ²
St	Espacement	cm
T	période fondamentale	s
	Effort tranchant	KN
T_u	Effort tranchant ultime	KN
V_{sd}	l'effort tranchant	KN
V_{plRd}	effort tranchant de plastification	KN
V_{ref}	la vitesse de référence du vent	m/s
V_t	résultante des forces sismiques à la base	KN
V	résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente	KN
V_0	Effort tranchant a la base	KN
W_{ply}	Module de résistance plastique	Cm ³
W_p	Poids de l'élément considéré	KN/ml
W_K	fréquence angulaire propre	
$W_{pl.y}$; $W_{pl.z}$	Module de résistance plastique	Cm ³
$W_{el.y}$, $W_{el.z}$	Module de résistance élastique	Cm ³
Z_0	Paramètre de rugosité	m
Z_{min}	hauteur minimale	m



Notations en minuscules romaines :

NOTATION ET SYMBOLES

a	Epaisseur de VOILE	cm
b	Largeur de la semelle	cm
b ₀	Largeur moyenne de la nervure du bac d'acier	cm
d	Diamètre du fut du goujon	mm
	longueur du voile	cm
d	Distance du barycentre de l'armature tendue à la fibre extrême la plus comprimée	cm
	Diamètre du boulon	mm
d'	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée	cm
d ₀	Diamètre du trou	mm
e _{min}	Espacement minimum entre les goujons	mm
e	Epaisseur de la dalle pleine	cm
e ₁	excentricité de la résultante	cm
	Pince longitudinale	mm
e _a	excentricité dus aux effets de second ordre	cm
e ₂	excentricité additionnelle	cm
	Pince transversale	mm
e _{nc}	Excentricité de noyau	cm
f _y	Contrainte limite d'élasticité de l'acier	MPa
f _e	Limite d'élasticité de l'acier	MPa
f _{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours	MPa
f _{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jour	MPa
f _{c28} et f _{t28}	Résistance calculé à 28 jours	MPa
f	La flèche	mm
f _u	Contrainte de rupture d'une pièce	MPa
f _{ub}	Contrainte de rupture d'un boulant	MPa
f _{sk}	limite élastique de l'acier d'armature.	MPa
f _{ck}	résistance en compression du béton.	MPa
f _i	Flèche due aux charges instantanées	mm
f _v	Flèche due aux charges de longue durée	mm
g _p	Poids propre de profilé	kN/ml
g _{bac}	Poids de bac d'acier	kN/m ²
g _{pp}	poids propre de la poutre principale	KN/m
g _{ps}	poids propre de la poutre secondaire	KN/m
g	Accélération de la pesanteur	m/s ²
	Hauteur en général	mm ou cm
h		ou m
	Profondeur de l'ouvrage de la structure	m
i	Rayon de giration d'une section	mm
j	Nombre de jours	Sens unité
k	Coefficient de raideur du sol	Sens unité
k _{LT}	Coefficient de déversement	Sens unité
ky et kz	Coefficients de flambement-flexion	Sens unité
m	Nombre de plans dc cisaillement ou de frottement	Sens unité

NOTATION ET SYMBOLES

n	Coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton	Sens unité
n_b	Nombre des boulons	Sens unité
n_p	Nombre des plans de cisaillement	Sens unité
n_f	Nombre des files	Sens unité
P_1	Entraxe (cas général)	mm
P_2	Entraxe (file intérieure, élément tendu)	mm
p_k	Poids total de la structure	KN
q_{dyn}	Pression dynamique	N/m^2
r	Rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible	%
t	Epaisseur d'une pièce	mm
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre	mm
t_w	Epaisseur d'une âme de poutre	mm
V_K	Effort tranchant d'étage au niveau 'K'	KN
y_{ser}	Distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section	cm
y_c	distance de l'axe neutre au centre de pression.	cm

RESUME

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات عشرة طوابق، ذات تصميم غير منجز، حددنا ولاية الجزائر كموقع له والتي تعد هذه الأخيرة ذات نشاط زلزالي قوي.

و نواة مركزية وقد تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في Xمقاومة البنائة محقق بواسطة نظام تدعيم على شكل ROBOT 2019 و تمت الدراسة الديناميكية وفق برنامج (RPA99version 2003, CCM)الجزائر)

الكلمات المفتاحية: منشأة معدنية، الدراسة الديناميكية، و نواة مركزية،

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (R+10).

Avec un plan fictif nous avons positionné géographiquement ce bâtiment dans la wilaya d'ALGER, cette dernière est considérée comme zone de forte sismicité.

La résistance du bâtiment est assurée par des paliers de contreventement en X et un noyau central béton arme. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version 2003, CCM97), L'étude dynamique a été faite par le logiciel

ROBOT 2019.

Mots clé : structure métallique, étude dynamique, noyau central

Summary

The goal of this work is the study of a metal frame structure (R + 10). With a fictitious plan, we geographically positioned this building in the wilaya of ALGIERS, the latter is considered to be a zone of high seismicity. The strength of the building is ensured by X-shaped bracing bearings and a reinforced concrete central core. The design was made according to the current building regulations (RPA99version 2003, CCM97), The dynamic study was done by the software ROBOT 2019.

Keywords: metallic structure, dynamic study, central core

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau 1. 1: valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés	3
Tableau 1. 2: valeurs nominales de f_y pour le ferrailage	3

CHAPITRE 2: ANALYSES DES DEFERENTS STRUCTUREL

Tableau 2. 1: Charge permanente de plancher courant.....	15
Tableau 2. 2 : Charge permanente de la terrasse inaccessible	15
Tableau 2. 3 : Charges permanentes des murs extérieurs.....	16

CHAPITRE 3: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau 3. 1: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 240	20
Tableau 3. 2 : les vérifications des conditions de la résistance	21
Tableau 3. 3 : calcul de l'axe neutre	22
Tableau 3. 4 : les vérifications de la condition résistance[11].....	22
Tableau 3. 5: Tableau récapitulatif pour les solives de chaque usage.....	22
Tableau 3. 6 : dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE450	23
Tableau 3. 7 : réaction des solives sur la poutre phase initiale.....	23
Tableau 3. 8: les vérifications des conditions de la résistance	24
Tableau 3. 9 : calcule des flèche dus au charge concertai des solives.....	25
Tableau 3. 10 : réactions des solives sur la poutre phase initiale	26
Tableau 3. 11 : calcul de l'axe neutre	26
Tableau 3. 12 : les vérifications des conditions de la résistance	27
Tableau 3. 13 : récapitulatif pour les sommiers de chaque usage	27
Tableau 3. 14 : dimension Caractéristique mécanique du profilé HEA 550.....	28
Tableau 3. 15 : réaction des solives sur la poutre phase initiale.....	29
Tableau 3. 16 : les vérifications des conditions de la résistance	29
Tableau 3. 17 : réaction des solives sur la poutre en phase final.....	30
Tableau 3. 18 :calcul du l'axe neutre	30
Tableau 3. 19 : les vérifications des conditions de la résistance	30
Tableau 3. 20 : dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 400	31
Tableau 3. 21 : Tableau récapitulatif pour les poutres de chaque usage	31
Tableau 3. 22 : caractéristiques géométriques de la poutre PRS intermédiaire	33
Tableau 3. 23: Caractéristique mécanique du PRS d'intermédiaire	33
Tableau 3. 24 : les vérifications des conditions de la résistance	34
Tableau 3. 25 : la valeur de $\tau_{(ba)}$ en fonction de $\bar{\lambda}_w$	34
Tableau 3. 26 :la caractéristique géométrique PRS de rive.....	35
Tableau 3. 27 : Les surfaces reprises.....	38
Tableau 3. 28 :La descente de charges permanentes (poteau central)	39
Tableau 3. 29 :La descente des charges d'exploitation	39
Tableau 3. 30 :les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	40
Tableau 3. 31 : Vérification au flambement de 10eme étage jusqu'à RDC.....	41
Tableau 3. 32 : Vérification au flambement de 10eme étage jusqu'à RDC.....	42
Tableau 3. 33 : La descente de charges permanentes (poteau central)	43

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 4: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau 4. 1: détermination des sollicitations d'un acrotère	46
Tableau 4. 2 : Détermination des efforts normaux, tranchant et moment fléchissant.....	47
Tableau 4. 3 : Calcul de l'élanement	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 4. 4 :calcul de la section d'acier.....	49

CHAPITRE 5: ETUDE CLIMATIQUE

Tableau 5. 1 : les données relatives de site selon le règlement RNV 2013	59
Tableau 5. 2: Valeurs des pressions dynamiques	61
Tableau 5. 3: Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.....	62
Tableau 5. 4: Cpe pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire	64
Tableau 5. 5: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le RDC (V1)	64
Tableau 5. 6: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1er étage (V1).....	65
Tableau 5. 7: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 2ème étage (V1)	65
Tableau 5. 8: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 3ème étage (V1)	65
Tableau 5. 9 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 4ème étage (V1)	65
Tableau 5. 10 : Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 5ème étage (V1)	66
Tableau 5. 11: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 6ème étage (V1)	66
Tableau 5. 12: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 7ème étage (V1)	66
Tableau 5. 13: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 8ème étage (V1)	66
Tableau 5. 14: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 9ème étage (V1)	67
Tableau 5. 15: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 10ème étage (V1)	67
Tableau 5. 16: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V1)	67
Tableau 5. 17: Cpe pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire	69
Tableau 5. 18: Cpe pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire	70
Tableau 5. 19 Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V2).....	71
Tableau 5. 20: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1er étage (V2).....	71
Tableau 5. 21: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 2ème étage (V2)	72
Tableau 5. 22: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 3ème étage (V2)	72
Tableau 5. 23: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 4ème étage (V2)	72
Tableau 5. 24: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 5ème étage (V2)	72
Tableau 5. 25: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 6ème étage (V2)	73
Tableau 5. 26: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 7ème étage (V2)	73
Tableau 5. 27: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 8ème étage (V2)	73
Tableau 5. 28: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 9ème étage (V2)	74
Tableau 5. 29: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 10ème étage (V2)	74
Tableau 5. 30: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la toiture (V2)	74
Tableau 5. 31: Valeurs de coefficient dynamique $C_d[8]$	76
Tableau 5. 32: Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V1).....	77
Tableau 5. 33: Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V2).....	78

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 6: ETUDE DYNAMIQUE SISMIQUE

Tableau 6. 1: résultat de facteur D	81
Tableau 6. 2: valeurs des pénalités p_q	82
Tableau 6. 3: période et facteurs de participation massique du 1 ^{er} modèle	83
Tableau 6. 4: participation massique	84
Tableau 6. 5: participation massique	85
Tableau 6. 6: calcul de l'effort tranchant à la base	86
Tableau 6. 7: vérification au sens X-X	86
Tableau 6. 8: vérification au sens Y-Y	86
Tableau 6. 9: vérification de déplacement inter-étage sur X	86
Tableau 6. 10: vérification de déplacement inter-étage sur y	87
Tableau 6. 11: Vérification de l'effet P- Δ (effet de second ordre)	88

CHAPITRE 7: EXPLOITATION DES RESULTAS

Tableau 7. 1: dimension Caractéristique mécanique du profilé HE360M+IPE360	89
Tableau 7. 2: Facteur d'imperfection α	91
Tableau 7. 3: les cas de vérification de flambement au poteau	92
Tableau 7. 4: calcul des paramètres de X_{LT}	93
Tableau 7. 5: calcul de l'axe neutre	95
Tableau 7. 6: vérification de la flexion	95
Tableau 7. 7: vérification de l'effort tranchant	95
Tableau 7. 8: Vérification de déversement	96
Tableau 7. 9: Les caractéristiques géométriques	97
Tableau 7. 10: calcul pour chaque étage du ferrailage des trumeaux 1 et 2	112
Tableau 7. 11: calcul pour chaque étage du ferrailage des trumeaux 3,4,5 et 6	114
Tableau 7. 12: ferrailage pour chaque étage des trumeaux 1	115
Tableau 7. 13: les éléments résistants finals	116

CHAPITRE 8: ETUDE DES ASSEMBLAGES

Tableau 8. 1: caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE600	118
Tableau 8. 2: caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE240	118
Tableau 8. 3: Disposition constructive des boulons	119
Tableau 8. 4: Disposition constructive des boulons	120
Tableau 8. 5: Caractéristiques géométriques de profilé HEA600	123
Tableau 8. 6: Disposition constructive des boulons	129
Tableau 8. 7: Caractéristique géométriques	131
Tableau 8. 8: Disposition constructive des boulons	137
Tableau 8. 9: Dispositions constructives	139

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 9: ETUDE DE FONDATION

Tableau 9. 1: type de fondation	142
Tableau 9. 2: calcul de la surface nécessaire.....	143
Tableau 9. 3: calcul de S_r	143
Tableau 9. 4 : calcul de q_{sol}	143
Tableau 9. 5: Caractéristiques géométriques du radier.....	145
Tableau 9. 6: calcul de M_R	145
Tableau 9. 7: calcul de N	146
Tableau 9. 8: calcul de M_s	146
Tableau 9. 9: Moment de renversement	148
Tableau 9. 10: Contraintes sous le radier à l'ELU	148
Tableau 9. 11: Vérification des contraintes à l'ELS	149
Tableau 9. 12: calcul de σ	149
Tableau 9. 13: Calcul des moments à l'ELU	151
Tableau 9. 14: Calcul des moments à l'ELS.....	151
Tableau 9. 15: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier	152
Tableau 9. 16: calcul de S_t	152
Tableau 9. 17: Vérification des contraintes à l'ELS	152
Tableau 9. 18: Les nouvelles valeurs des sections d'armature	153
Tableau 9. 19: Vérification des contraintes à l'ELS	153
Tableau 9. 20: Ferrailage des nervures (sens porteur)	154
Tableau 9. 21: Ferrailage des nervures (sens non porteur)	154
Tableau 9. 22: Vérification des contraintes.....	155
Tableau 9. 23: Les nouvelles valeurs des sections d'armature	155
Tableau 9. 24: Les nouvelles valeurs des sections d'armature	155
Tableau 9. 25: Vérification des contraintes.....	156
Tableau 9. 26: calcul de A_s	158
Tableau 9. 27: Vérifications des contraintes du béton et d'acier	159

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure 1. 1: Vue de la façade principale du bâtiment	1
Figure 1. 2: Vue en plan niveau RDC	2
Figure 1. 3: Plan étage courant niveau RDC au 2 ^{ème} étage	5
Figure 1. 4 : Plan étage courant niveau 3 ^{ème} au 10 ^{ème} étage	6

CHAPITRE 2: ANALYSES DES DEFERENTS STRUCTUREL

Figure 2. 1: centre commercial BAB EZZOUAR	7
Figure 2. 2: schéma simple pour construction mixte	9
Figure 2. 3: Représentatif du plancher collaborant	9
Figure 2. 4: composition d'un plancher mixte	11
Figure 2. 5: représentation des goujons	12
Figure 2. 6 : escalier en charpente métallique	12
Figure 2. 7 : représentation des différents types de garde-corps	13
Figure 2. 8 : image représentatif pour les façades	13
Figure 2. 9 : Mur simple et double cloison	16

CHAPITRE 3: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPEAUX

Figure 3. 1 : Plan de coffrage du RDC à 2 ^{ème} étage	17
Figure 3. 2 : Plan de coffrage du 3 ^{ème} au 10 ^{ème} étage	17
Figure 3. 3 : les éléments principaux et secondaires de plancher	19
Figure 3. 4: <i>Schéma des charges appliquées sur les poutres</i>	19
Figure 3. 5 : diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU	20
Figure 3. 6: largeur effective de la zone comprimée	21
Figure 3. 7 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant en phase initiale	24
Figure 3. 8: largeur effective de la zone comprimée	25
Figure 3. 9 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant en phase final	26
Figure 3. 10 : Schéma des charges appliquées sur les poutres	28
Figure 3. 11: les dimensions de la poutre PRS d'intermédiaire	33
Figure 3. 12: les dimensions de la poutre PRS de rive	35
Figure 3. 13 : Répartition des connecteurs sur les demi-Portes	37

CHAPITRE 4: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure 4. 1: le schéma d'un acrotère	45
Figure 4. 2 : <i>les dimensions d'un acrotère</i>	45
Figure 4. 3: diagramme des efforts	47
Figure 4. 4 : Section à considérer pour le calcul	47
Figure 4. 5: Position de l'axe neutre	51

LISTE DES FIGURES

Figure 4. 6 : Escalier en charpente métallique	53
Figure 4. 7 : les éléments constitutifs de l'escalier	53
Figure 4. 8: les charges sur la cornière.....	54
Figure 4. 9 : composition de la marche	54
Figure 4. 10: charges appliqués sur limon.....	55

CHAPITRE 5: ETUDE CLIMATIQUE

Figure 5. 1: Action du vent	60
Figure 5. 2: Légende pour les parois verticales	62
Figure 5. 3: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales	63
Figure 5. 4: Légende pour les toitures plates	63
Figure 5. 5: Valeurs de C_{pe} pour la toiture plate.....	64
Figure 5. 6: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V1	68
Figure 5. 7:Légende pour les parois verticales	69
Figure 5. 8: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales	70
Figure 5. 9: Légende pour les toitures plates	70
Figure 5. 10: Valeurs de C_{pe} pour les toitures plates	71
Figure 5. 11: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V2	75

CHAPITRE 6: ETUDE DYNAMIQUE SISMIQUE

Figure 6. 1: représentation de graphe pour un spectre de réponse	80
Figure 6. 2: le 1er modèle sur robot	83
Figure 6. 3:le 2ème modèle sur robot	84
Figure 6. 4:le 3ème modèle sur Robot.....	85
Figure 6. 5: les Pier (trumeaux) du noyau central	111

CHAPITRE 7: EXPELOITATION DES RESULTAS

Figure 7. 1:le poteau calculer du profilé HE360M+IPE360.....	90
Figure 7. 2: la poutre calculée du profilé HEA600	94
Figure 7. 3:Diagramme Des Moments De La poutre HEA 600 La plus sollicité (1.35G+1.5Q).....	94
Figure 7. 4: diagramme de l'effort tranchant.....	95
Figure 7. 5: les palées de stabilité calculée du profilé HEA500	97

CHAPITRE 8: ETUDE DES ASSEMBLAGES

Figure 8. 1 : Exemples des assemblages boulonnés	117
Figure 8. 2: Exemples des assemblages soudés.....	117
Figure 8. 3: Assemblage poutre-solive [14].....	118
Figure 8. 4: Detail de l'assemblage poutre maîtresse-solive.....	118
Figure 8. 5: Assemblage poteau poutre boulonnée par platine d'extrémité.....	120

LISTE DES FIGURES

Figure 8. 6: Disposition des boulons	121
Figure 8. 7: Détail de calcul de l'effort FM_1 [17]	122
Figure 8. 8: Soudure poutre sur la platine.....	123
Figure 8. 9: Pièce d'appui boulonnée[22].....	126
Figure 8. 10: Pièce d'appui scellée[22]	127
Figure 8. 11: Pièce d'appui chevillée 1 [22]	127
Figure 8. 12: Pièce d'appui cornière [22].....	128
Figure 8. 13: Encrage d'un demi-poteau[22].....	128
Figure 8. 14: Disposition des boulons	130
Figure 8. 15: Soudure poutre sur la platine	131
Figure 8. 16: Surface de compression sous plaque d'assise	135
Figure 8. 17: Disposition des tiges d'encrage	135
Figure 8. 18 : les pieds de poteau HEA600.....	136
Figure 8. 19: Transmissent des efforts de M_{sd}	137
Figure 8. 20: Assemblage poteau-poteau (HEM600-HEM600)	141

CHAPITRE 9: ETUDE DE FONDATION

Figure 9. 1: Contraintes sous le radier	147
Figure 9. 2: diagramme des moments de renversement.....	148
Figure 9. 3: Ferrailage de la dalle du radier	153
Figure 9. 4: Moment fléchissant	158

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERAL

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1	INTRODUCTION	1
1.2	PRESENTATION.....	1
1.2.1	Données géométriques du projet	1
1.2.2	Localisation et données concernant le site	2
1.3	REGLEMENTS TECHNIQUES	2
1.4	LOGICIELS UTILISES.....	2
1.5	PROPRIETE DES MATERIAUX UTILISES.....	3
1.6	MOYEN D'ASSEMBLAGE	4

CHAPITRE 2 : ANALYSES DES DEFERENTS STRUCTUREL

2.1	INTRODUCTION.....	7
2.2	CONCEPTION ARCHITECTURAL.....	7
2.3	CONCEPTION STRUCTURAL	7
2.3.1	Structure horizontale.....	7
2.3.2	Structure verticale	12
2.4	Evaluation des charges et surcharges	14
2.4.1	Introduction	14
2.4.2	Charges permanentes	14
2.4.3	Surcharge d'exploitation	16

CHAPITRE 3 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPEAUX

3.1	LES SOLIVES.....	19
3.1.1	Solive courant (usage commercial)	19
3.2	LES SOMMIERS	23
3.3	LES POUTRES	28
3.3.1	Les poutres principales (usage commerce).....	28
3.3.2	Les poutres secondaires	31
3.3.3	Pré dimensionnement des PRS intermédiaire :.....	32
3.4	CALCUL DES CONNECTEURS.....	36
3.5	LES POTEAUX.....	38
3.5.1	Principe de calcul	38
3.5.2	Le poteau le plus sollicité	38
3.5.3	La Descente des charges	38
3.6	NOYAU CENTRAL	43

INTRODUCTION GENERAL

3.7	DALLE PLEINE	44
3.7.1	Introduction	44
CHAPITRE 4: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES		
4.1	L'ACROTERE	45
4.1.1	Introduction	45
4.1.3	Ferraillage de l'Acrotère	47
4.1.4	Vérifications de la section d'acier selon « BAEL91modifié99 »	49
4.1.5	Vérification de l'effort tranchant	50
4.1.6	Vérification à l'E.L.S	50
4.1.7	Vérification des contraintes	52
4.2	LES ESCALIERS	53
4.2.1	Introduction	53
4.2.2	Pré dimensionnement des escaliers	53
CHAPITRE 5: ETUDE CLIMATIQUE		
5.1	CHARGES CLIMATIQUES	58
5.1.1	L'effet de la neige	58
5.1.2	Effet du vent	58
5.1.2.1	Direction du vent V1	62
5.1.2.2	Action d'ensemble	75
5.1.2.3	Calcul du coefficient de forme	77
CHAPITRE 6: ETUDE DYNAMIQUE SISMIQUE		
6.1	INTRODUCTION	79
6.2	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	79
6.3	ANALYSE SPECTRALE	79
6.3.1	Utilisation des spectres de réponse	79
6.3.2	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	80
6.4	VERIFICATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	83
6.4.1	Modélé 1	83
6.4.2	Modélé 2	84
6.4.3	Modélé 3 (model final)	85
6.5.1	vérification de l'effort tranchant a la base	86
6.5.2	Vérification des déplacements inter étages	86
6.6	VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ (EFFET DE SECOND ORDRE)	87
6.7	CONCLUSION	88

INTRODUCTION GENERAL

CHAPITRE 7: EXPELOITATION DES RESULTAS

7.1. VERIFICATION DES POTEAUX.....	89
7.1.1 Vérification du flambement.....	89
7.1.2. Vérification du déversement.....	93
7.2 .VERIFICATION DES POUTRES	94
7.2.1 Vérification de la flexion.....	94
7.2.2. Vérification de l'effort tranchant.....	95
7.2.3. Vérification De Déversement.....	96
7.3. VERIFICATION DES CONTREVENTEMENTS	96
7.4.VERIFICATION DE ROBT.....	98
7.5. FERRAILLAGE DE NOYAU CENTRAL :	111
7.5.1. Effort de compression a l'ELU.....	111

CHAPITRE 8: ETUDE DES ASSEMBLAGES

8.1. LES ASSEMBLAGES.....	117
8.1.1. Introduction.....	117
8.1.2. ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE.....	118
8.1.3. ASSEMBLAGE POUTRE-POTEAU	120
8.1.4 ASSEMBLAGE ENTRE ELEMENT METALLIQUE ET NOYAU EN BETON ARME.....	126
8.1.5. ASSEMBLAGE DE PIED DE POTEAU.....	132
8.1.6. ASSEMBLAGE POTEAU-POTEAU	136

CHAPITRE 9: ETUDE DE FONDATION

9.1 INTRODUCTION.....	142
9.2 CLASSIFICATION DES FONDATIONS.....	142
9.3 ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE	142
9.3.1 Calcul des fondations	142
9.4 CONCLUSION.....	159

CONCLUSION GENERAL

BIBIOGRAPHIE

INTRODUCTION GENERAL

Le développement que le monde est en train de vivre, nous pousse à innover et aller plus vite dans tous les secteurs et surtout dans le domaine du bâtiment « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

L'Algérie de sa part essaye de s'accommoder avec ce développement en introduisant la charpente métallique dans le secteur du bâtiment vue les bonnes caractéristiques et les multiples avantages qu'elle présente dont on peut citer :

- ⇒ La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées.
- ⇒ La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité
- ⇒ L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.
- ⇒ Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : sa corrodabilité et de sa faible résistance au feu.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université SAAD DAHLAB .BLIDA. sur un projet réel.

Pour cela, ce projet de fin d'étude est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun un objectif différent ;

- ⇒ En premier lieu une bref présentation de la structure, les différents matériaux utilisés aussi que les règlements techniques, Juste après avoir déduit les charges, les surcharges d'exploitation de la structure.
- ⇒ Le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux et les poutres sont présentés dans le chapitre trois alors que le quatrième chapitre comporte le calcul des éléments secondaires.
- ⇒ L'objectif du 5^{ème} chapitre est l'étude du bâtiment sous la neige et le vent.
- ⇒ En plus du calcul statique, nous allons essayer de chercher un bon comportement dynamique de notre structure ce qui fera l'objet de 6^{ème} chapitre on modélise la structure par logiciel ROBOT et on retiendra le bon si non le meilleur modèle qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- ⇒ Le chapitre 7^{ème} porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en charpente métallique. Le calcul des ferraillements des éléments résistants, fondé sur les résultats du logiciel.
- ⇒ le 8^{ème} chapitre traite les différents assemblages des éléments de la structure.
- ⇒ Le 9^{ème} chapitre se basera sur l'étude des fondations, À cause de l'irrégularité en élévation de la structure le choix optimal des fondations a été vraiment discuté afin d'aboutir à une solution.
- ⇒ On a achevé le travail par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail



Chapitre 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 INTRODUCTION

Le travail que nous proposons dans ce projet de fin d'étude est le résultat d'une modification d'un ouvrage (bâtiment) initialement une structure R+6 au l'ossature de l'ouvrage est principalement en béton armé avec des sous-structures et verrières en charpente métallique.

C'est un projet virtuel, Les modifications apportées sont les suivantes : Au niveau de bâtiment devient R+10 et on a étudiée tout la structure en charpente métallique avec les palées de stabilités et les noyaux centraux en béton armé qui assure la stabilité de la structure.

1.2 PRESENTATION

On a étudié une seul partie de centre, Il s'agit d'un bâtiment (RDC+10) en charpente métallique d'une forme irrégulière en élévation à usage multiple (commerce et bureaux).

1.2.1 Données géométriques du projet

▪ Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....47,2 m
- Hauteur du rez-de-chaussée6,00 m
- Hauteur du 1er, et 2eme étage5,60 m
- Hauteur de 3eme jus 'qua 11eme étage3,60 m



Figure 1. 1: Vue de la façade principale du bâtiment

▪ Dimensions en plan

- Longueur totale.....125,90m
- Largeur totale36,88m

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE



Figure 1. 2: Vue en plan niveau RDC

1.2.2 Localisation et données concernant le site

Le bâtiment est implanté au niveau de la willaya de ALGER ville de BAB EZZOUAR quartier d'affaire dont :

- La contrainte admissible du sol est de 2,5 bars
- Le site est classé dans la zone II
- La zone sismicités III

1.3 REGLEMENTS TECHNIQUES

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- RNV2013 : Règlement neige et vent 2013
- CCM97 : Règles de construction et de calcul des structure en acier
- EC3 : Calcul des structures en acier
- EC4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- CBA93 : Règlement de conception et de calcul des structure en béton arme

1.4 LOGICIELS UTILISES

- ROBOT
- Excel
- Word

1.5 PROPRIETE DES MATERIAUX UTILISES

1.5.1. Acier [1]

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\ 000\ \text{MPa}$.
- Module de cisaillement : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °c
- Masse volumique $\rho = 7850\ \text{kg/m}^3$

Tableau 1. 1: valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	$t \leq 40\ \text{mm}$		$40 < t \leq 100$	
	f_y MPa	f_u MPa	f_y MPa	f_u MPa
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau 1. 2: valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

Ronds lisses	Nuances		F_y (MPa)
	Fe 220	Fe 240	
Barres HA	Fe 400	Fe 500	215
	Fe 400	Fe 500	235
	Fe 400	Fe 500	400
	Fe 400	Fe 500	500

1.5.2. Béton [2]

➤ Résistance à la compression

La résistance à la compression est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes normalisés (16×32) cm² ; pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 j de 25 MPa → $f_{c28}=25\ \text{MPa}$.

➤ Résistance à la traction

La résistance à la traction, notée par f_{tj} , est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Essai par traction directe
- Essai par fendage
- Essai par flexion

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

1.5.3. Coefficient de Poisson

IL représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- $\nu = 0$Béton fissuré à l'ELU
- $\nu = 0.2$Béton non fissuré à l'ELS

➤ Déformation longitudinale du béton

Ce module, connue sous le nom de module d'Young, est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

➤ Module d'élasticité instantanée

$$E_{iv} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ → $E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$

➤ Module d'élasticité différée

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ → $E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$

1.6. MOYEN D'ASSEMBLAGE

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance (HR).
- Boulons ordinaire.
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

Figure 1. 3: Plan étage courant niveau RDC au 2ème étage

Figure 1. 4 : Plan étage courant niveau 3^{ème} au 10^{ème} étage



Chapitre 2

**ANALYSE DES DIFFERENTS
ELEMENTS STRUCTURAUX**

2.1. INTRODUCTION

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

2.2. CONCEPTION ARCHITECTURAL

Notre bâtiment est de forme carrée avec un décrochement en élévation au niveau du 3eme étage et deux terrasses inaccessibles.



Figure 2. 1: centre commercial BAB EZZOUAR

2.3. CONCEPTION STRUCTURAL

2.3.1. Structure horizontale

Elle désigne le plancher, qui constitue la poutraison et la dalle ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, sol), a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux).

Un autre rôle porteur important est celui que les planchers jouent dans la transmission des forces horizontales : ils conduisent aux contreventements verticaux ou au noyau central les force due auvent et aux séismes et agissent ainsi comme contreventements horizontal de la structure porteuse du bâtiment (fonction diaphragme).

Leur fonction protectrice concerne les protections comme le bruit (isolation phonique), le feu (fonction coupe-feu), la chaleur (isolation thermique) et humidité (étanchéité, par-vapeur).

C'est aussi dans la hauteur du plancher que les conduits horizontaux destinées à alimenter le bâtiment et l'étage concerné en fluide et énergie pour les besoins du chauffage, de la ventilation, du sanitaire, de l'électricité et de la télématique.

En fin, c'est le plancher qui délimite optiquement et matériellement les faces horizontales supérieures et inférieures des locaux.

De point de vue de sa construction, un plancher est composé de trois parties :

- Le système porteur, comprenant la poutraison et la dalle.
- La partie supérieure, comprenant isolation, étanchéité, chape et revêtement de sol
- La partie inférieure, comprenant le plafond (faux-plafond ou revêtement de la surface des poutres et de la dalle) et l'espace vide éventuel entre le faux plafond et la poutre.

Les plancher sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment élevé ; il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

Le bâtiment contient trois sorte de planchers un plancher courant, un plancher terrasse accessibles et inaccessibles.

Pour notre cas on va faire une étude comparative avec le plancher mixte de côté et un plancher alvéolée de l'autre.

2.3.1.1. Plancher mixte

- **Introduction**

On appelle un plancher mixte une dalle en béton sur des poutres en acier dont elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

- Le béton qui résiste bien à la compression et mal à la traction
- L'acier qui résiste à la traction et mal à la compression due aux phénomènes d'instabilité (flambement, déversement et voilement).

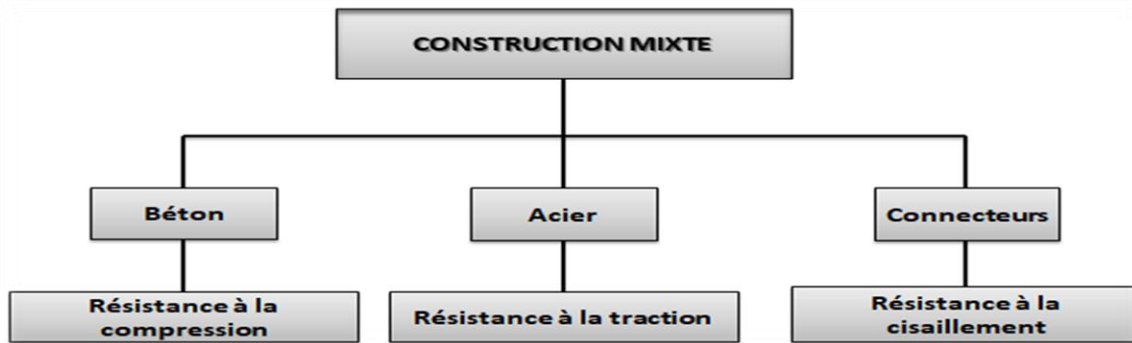


Figure 2. 2: schéma simple pour construction mixte

Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature.

En outre, l'ensemble est facile à poser, surtout lorsque la poutre peut supporter seule le poids propre de la dalle sans étai et que l'on peut coffrer la dalle sur des prédelles ou des bacs nervurés en acier, donc sans coffrage à réaliser sur place.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

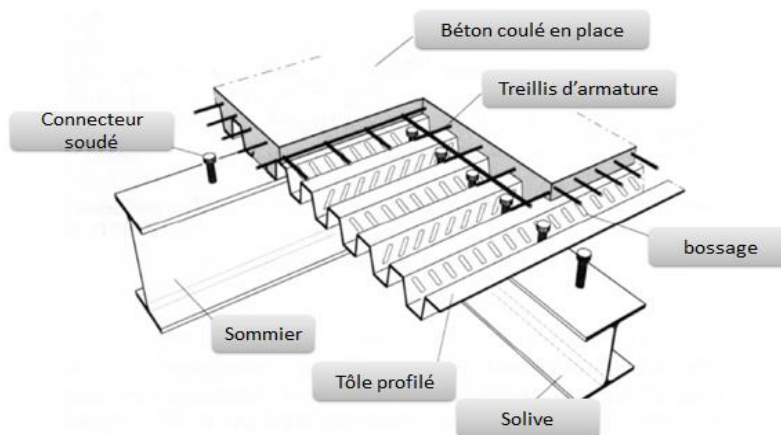


Figure 2. 3: Représentatif du plancher collaborant

Les conditions à vérifier sont :

- **En phase de construction**
 - La résistance en ELU sous poids propre de la poutre, poids propre de la dalle, poids du bac d'acier et de la charge de chantier, en général sans étai.
 - La flèche ELS sous charge permanente, qui représentera la flèche initiale.
- **En phase d'exploitation**
 - La résistance de flexion en ELU sous les charges permanentes et d'exploitation.
 - La résistance en ELU à l'effort tranchant.
 - La résistance en ELU de la liaison acier-béton.
 - Les effets du retrait en ELS.
 - La déformation en ELS sous charge permanentes et d'exploitation, et retrait dans certains cas.

2.3.1.2. Dalle de béton

Épaisseur minimum de la dalle est imposée par les conditions au feu. Elle est généralement comprise entre 100mm et 200mm.

Le rapport de la portée de la dalle et sa hauteur (L/h_d) n'est pas restrictive néanmoins. Les rapports suivants sont les plus utilisés afin de délimiter les flèches

- $L/h_d \leq 35$ pour béton normal
- $L/h_d < 30$ pour béton léger

2.3.1.3. Bac d'acier

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2 m à 7 m avec une épaisseur de dalle variant dans un bâtiment courant de 8 à 30 cm. La largeur maximale des bacs est de 1 m. Les épaisseurs de tôle varient de 0.75 mm à 1.2 mm. Les portées de plancher lui-même peuvent atteindre 18 m, avec épaisseur de plancher de seulement 95 cm, faux plafond, dalle et dalle et faux plancher compris.

Les bacs peuvent être posés et fixés :

- Sur poutre ;
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre. (Dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre les âmes des poutres).
- Lors du coulage du béton, la rive du plancher est bordée par une costière en acier galvanisé, appelée « bande d'arrêt de coulage », de la hauteur du plancher collaborant pour contenir le béton au niveau fini du plancher à réaliser.

Dans des locaux industriels ou tertiaires simples, la sous-face du bac acier simplement galvanisée ou pré-laquée peut rester apparente.

Pour notre cas on a opté pour le TR 35 il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

2.3.1.4. Connexion poutre-dalle

Le fonctionnement de façon monolithique d'un tel plancher n'est possible que si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement. C'est pourquoi, on est obligé de disposer des éléments de liaison appelés connecteurs, du type goujons Nelson, connecteurs robinson, équerres, plats, crochets, etc.

Ces connecteurs ont pour rôles :

- De recevoir de la part de la poutre métallique un effort de cisaillement qu'il transmet au béton pas butée ; cet effort correspond à l'effort de glissement, c'est-à-dire à la variation de compression du béton due à la flexion.
- D'empêcher un soulèvement du béton, cet effort de soulèvement est donner par L'EC4 comme n'étant pas inférieur à 10% de sa résistance ultime au glissement

Pour notre cas on a opté pour des goujons Nelson (Goujon d'ancrage/connecteur).

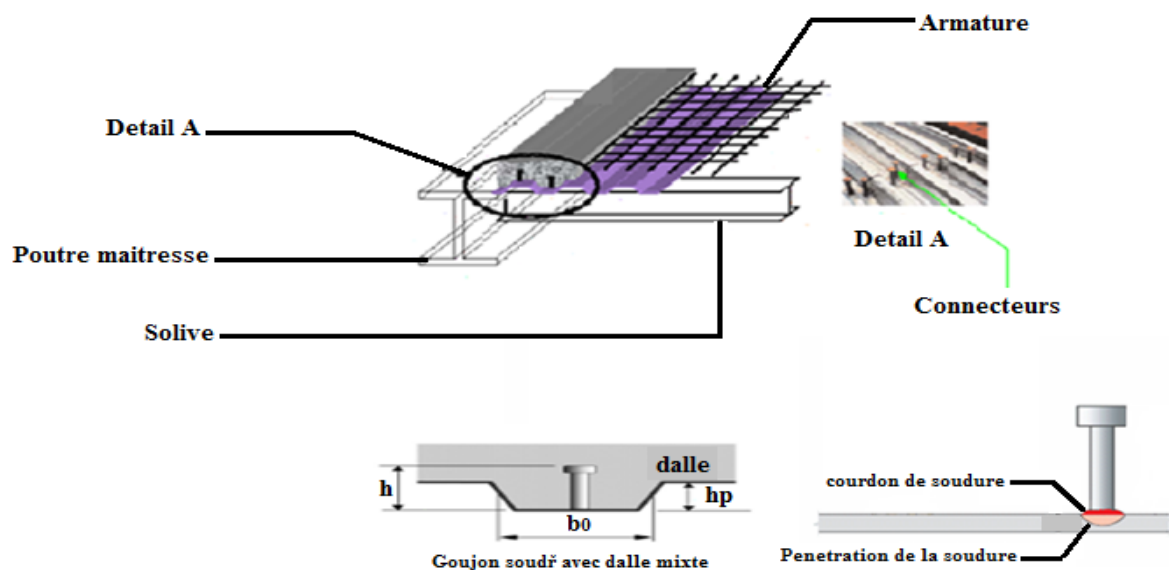


Figure 2. 4: composition d'un plancher mixte

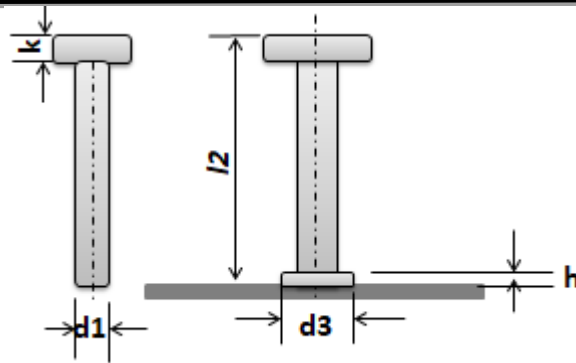


Figure 2. 5: représentation des goujons

2.3.2. Structure verticale

2.3.2.1. Système de stabilités

La structure est composée de deux parties :

- Une ossature contreventée par palées triangulées en X.
- Une ossature métallique contreventée par un noyau en béton.

2.3.2.2. Les escaliers [21]

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.



Figure 2. 6: escalier en charpente métallique

2.3.2.3. Les garde-corps métallique

L'acier peut être utilisé dans différentes parties d'un garde-corps :

- La main courante.
- Les montants, qui peuvent être constitués :
 - D'un plat épais soudé sur platine.
 - De deux plats moisés.
 - De tubes ronds ou carrés.

- L'appui précaire ou remplissage du garde-corps, qui peut être constitué d'une tôle d'acier perforée pleine ou de métal déployé.
- Les lisses intermédiaires de protection qui peuvent être constituées de carrés ou de ronds pleins, de tiges ou de câbles tendus en inox.

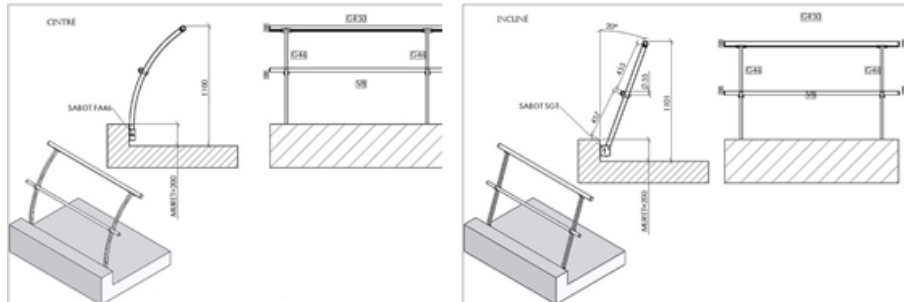


Figure 2. 7:représentation des différents types de garde-corps

2.3.2.4. Les façades

En façade, l'acier remplit de multiples fonctions : ossature secondaire d'éléments vitrés ou opaques, remplissage, bardage....la grande variété des produits d'habillage ou de vêtire et des produits en acier disponibles pour les façades a permis le développement d'enveloppes métalliques dans les programmes les plus divers : bâtiment industriels, immeubles de bureaux, équipements publics, immeubles de logements....cette variété tient à la diversité des formes aspects et dimensions liées aux mondes de fabrication mais aussi à la gamme des finitions possible.



Figure 2. 8: image représentatif pour les façades

2.3.2.5. Local d'ascenseurs

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie

2.3.2.6. La structure à des noyaux centraux

Le noyau central doit être capable de soutenir l'intégralité de la charge de l'immeuble. En effet, quatre poutres partant de chaque angle du noyau sont disposées à chaque étage et servent à supporter le plancher de l'étage.

Ces poutres sont généralement en partie métalliques et sont entourées d'une épaisse couche de béton. Elles s'affinent progressivement du noyau à la façade : c'est à dire qu'elles sont épaisses en contact avec le noyau et plus fines à l'extrémité du noyau. Elles ont généralement une épaisseur d'environ un mètre et demi en contact avec le noyau et mesurent moins d'un demi-mètre à leur extrémité. Les poutres sont dissimulées par les faux plafonds qui sont plus épais que les poutres pour bien les dissimuler. Afin d'obtenir un ensemble au maximum rigide et solide, ces poutres sont elles-mêmes reliées à d'autres poutres qui longent la façade verticalement et qui font office de murs pour lutter contre la force du vent.

2.4. Evaluation des charges et surcharges[3]

2.4.1. Introduction

N'importe quelle structure est sollicitée à différents type de charge (permanent, d'exploitation). Dans ce chapitre on va définir leurs valeurs à l'aide du document technique

2.4.2. Charges permanentes

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

2.4.2.1. Plancher courant [3]

L'épaisseur de la dalle pour le plancher courant est de 15 cm.

Tableau 2. 1: Charge permanente de plancher courant

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Cloison	/	0,1	1
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Faux plafond	/	/	0,2
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier TR 35	/	/	0,10
Lit de sable	18	0,03	0,54
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
			$\Sigma G = 6,63$

2.4.2.2. Plancher terrasse inaccessible [3]

Tableau 2. 2: Charge permanente de la terrasse inaccessible

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Etanchéité multi couche	/	0,02	0,12
Etanchéité par graillons routes	18	0,04	0,72
Faux plafond	/	/	0,2
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,10
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Isolation thermique polystyrène	4	0,04	0,17
Ecran par vapeur	/	/	0,06
Béton en forme de pente 1%	/	/	2,2
			$\Sigma G = 7,52$

2.4.2.3. Maçonnerie

Le but principal de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qui ont une influence directe sur notre structure.

- Murs extérieurs (Simple et double cloison)

Tableau 2. 3: Charges permanentes des murs extérieurs

<i>N</i>	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
<i>Total</i>				2,52



Figure 2. 9: Mur simple et double cloison

2.4.3. Surcharge d'exploitation [3]

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique [4].

- Plancher terrasse accessible1 kN/m².
- Plancher terrasse inaccessible1,5kN/m².
- Plancher courant (usage bureau).....2,5kN/m².
- Plancher courant (usage commerce).....5kN/m².
- Escalier2.5kN/m².



Chapitre 3

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Figure 3. 1: Plan de coffrage du RDC à 2^{ème} étage

Figure 3. 2: Plan de coffrage du 3^{ème} au 10^{ème} étage

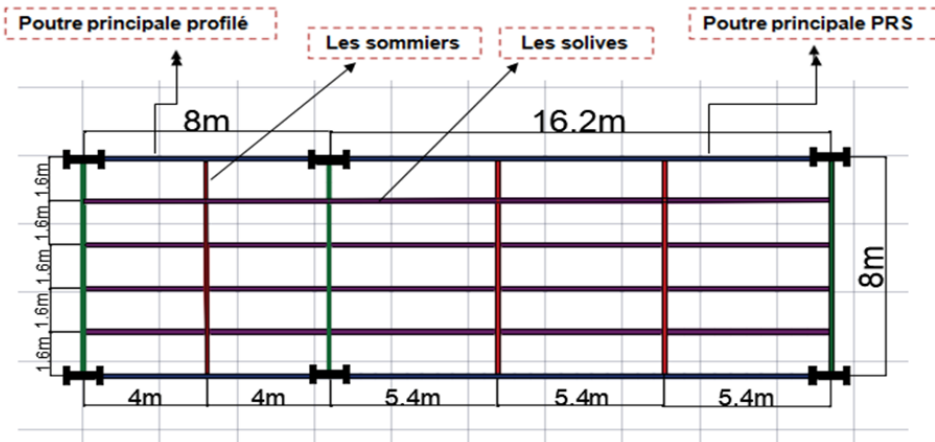


Figure 3. 3: les éléments principaux et secondaires de plancher

3.1. LES SOLIVES [5]

Les solives sont généralement en IPE ou IPN, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation.

Elles se trouvent entre le plancher et la poutre, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

➤ On opte pour une distance de $L = 1,6m$.

La solive la plus sollicitée a une portée égale à $L = 5,4m$ et un espacement de $1,6m$.

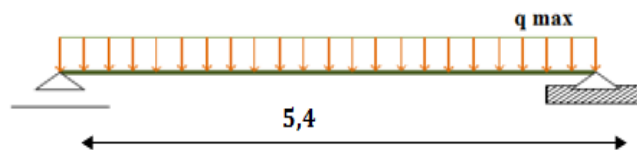


Figure 3. 4: Schéma des charges appliquées sur les poutres

3.1.1 Solive courant (usage commercial)

L (solive) = 5,4m.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$0,216 \leq h \leq 0,360$$

Tableau 3. 1: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 240

profile	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	i _y (mm)
IPE 240	30,7	3910	240	120	9,8	6,2	3692	283,6	366,6	99,7

• *Phase de construction*

Charge et combinaisons de charge

- Poids propre du profilé 0,307kN/ml
- Poids propre du béton frais (15cm).....3,75 kN/m²
- Poids du bac d'acier.....0,10kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m

Combinaisons des charges (L'entraxe entre les solives est de 1,6m)

ELU : $q_u = 10,53 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = 7,67 \text{ KN/ml}$

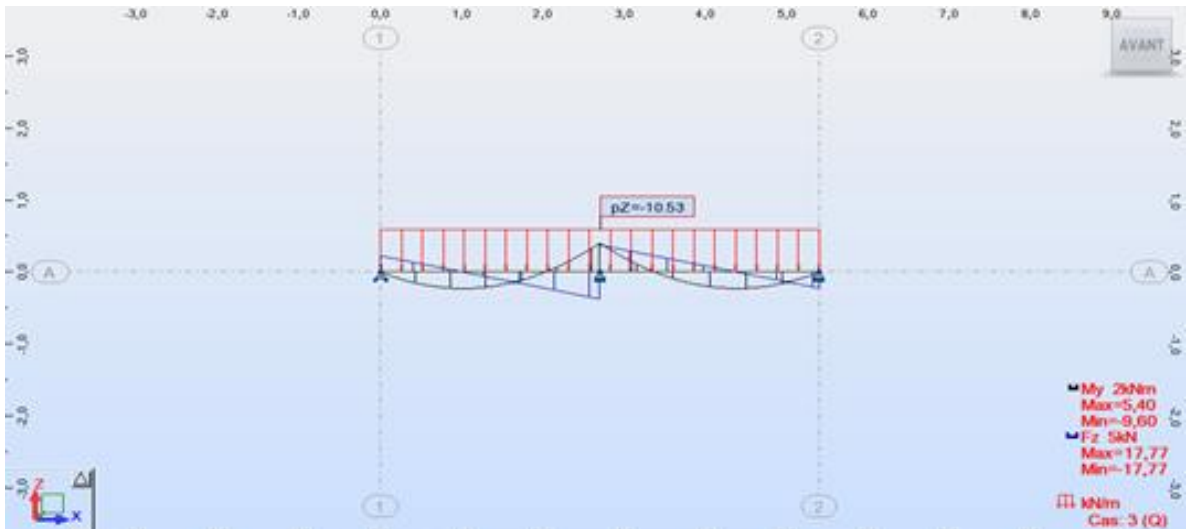


Figure 3. 5: diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU

Tableau 3. 2: les vérifications des conditions de la résistance

A. Vérification de la flexion	$M_{sd} \leq M_{plrd}$	$M_{sd} = 9,6 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 100.82 \text{ kN.m}$ (avec un étaieiment)	<i>vérifier</i>
B. Vérification de l'effort tranchant	$V_{sd} \leq V_{plrd}$	$V_{sd} = 17,77 \text{ kN} < V_{plrd} = 303.69 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
C. Vérification d'interaction	$V_{sd} < 0,5 V_{plrd}$	$V_{sd} = 17,77 \text{ kN} < 0,5 V_{plrd} = 151.85 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
D. Vérification du déversement	$M_{sd} \leq M_{brd}$	$M_{sd} = 9,6 \text{ kNm} < M_{brd} = 33,91 \text{ kNm}$	<i>vérifier</i>
E. Vérification de la rigidité	$f_1^{max} \leq \bar{f}$	$f_1^{max} = 0,65 \text{ mm} < \bar{f} = 21.6 \text{ mm}$	<i>vérifier</i>

- *Phase final*

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$.b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, b \right\} = \inf \left\{ 1,35 \text{ m}, 1,6 \text{ m} \right\} \Rightarrow b_{eff} = 1,35 \text{ m}$$

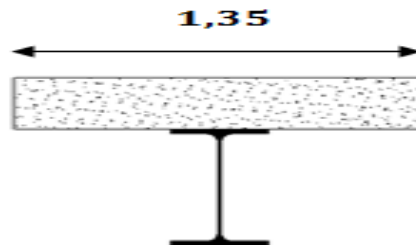


Figure 3. 6: largeur effective de la zone comprimée

Charge et combinaisons de charge

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- $G_{poutre} = 0,307 \text{ kN/ml}$
- $G = 6,63 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 5 \text{ kN/m}^2$

L'entre axe des solives 1,6m

ELU: $q_u = 26,74 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_{ser} = 18,92 \text{ KN/ml}$

A. Position de l'axe neutre plastique

Tableau 3. 3: calcul de l'axe neutre

$R_{\text{béton}}$	R_{acier}
$\frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b$	$0,95 \times A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$
$R_{\text{béton}}=2199,4 \text{ kN}$	$R_{\text{acier}}=1021,48 \text{ kN}$
$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton	

Tableau 3. 4: les vérifications de la condition résistance[11]

A. Vérification de la flexion	$M_{sd} \leq M_{plrd}$	$M_{sd}=73,45 \text{ kNm} < M_{plrd}=245.3 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
B. Vérification de l'effort tranchant	$V_{sd} \leq V_{plrd}$	$V_{sd} = 72,2 \text{ kN} < V_{plrd} = 303.69 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
C. Vérification d'interaction	$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$	$V_{sd}=72,2 \text{ kN} < 0,5V_{plrd}=151.84 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
D. Vérification du déversement	$M_{sd} \leq M_{brd}$	$M_{sd}=9,6 \text{ kNm} < M_{brd}=33,91 \text{ kNm}$	<i>vérifier</i>
E. Vérification de la rigidité	$f_{tot}^{max} \leq \bar{f}$ $f_{tot}=f_1^{max}+f_2^{max}$	$f_{tot} = 3,5 \text{ mm} < \bar{f} = 21,6 \text{ mm}$	<i>vérifier</i>

Synthèse pour les autres usages

Tableau 3. 5: Tableau récapitulatif pour les solives de chaque usage

Usage	solive
Terrasse inaccessible	IPE 200
Bureau	IPE 200
Commerce	IPE 240
Terrasse accessible	IPE 240

3.2 LES SOMMIERS[5]

Lsommier= 8m

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$0,32 \leq h \leq 0,53$$

Tableau 3. 6: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE450

Profilé	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)
IPE 450	77,6	9880	450	190	14,6	9,4	33740	1676	1702	184,8	41,2

Phase de construction

- Poids propre du profilé 0,776kN/ml
- Poids propre du béton frais (15cm).....3,75 kN/m²
- Poids du bac d'acier.....0,10kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

- Combinaisons des charges

b_{poutre}=0,19 m

ELU : q_u = 2,25 KN/ml

ELS :q_{ser} = 1,65 KN/ml

A. Réactions des solives

$$R_{solive} = \left(\frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} \right) \times 2$$

Tableau 3. 7: réaction des solives sur la poutre phase initiale

Réaction	Longueur (m)	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)	R _u (kN)	R _s (kN)
R1	2,7	10,53	7,67	28,43	20,71
R2	2,7	10,53	7,67	28,43	20,71
R3	2,7	10,53	7,67	28,43	20,71
R4	2,7	10,53	7,67	28,43	20,71

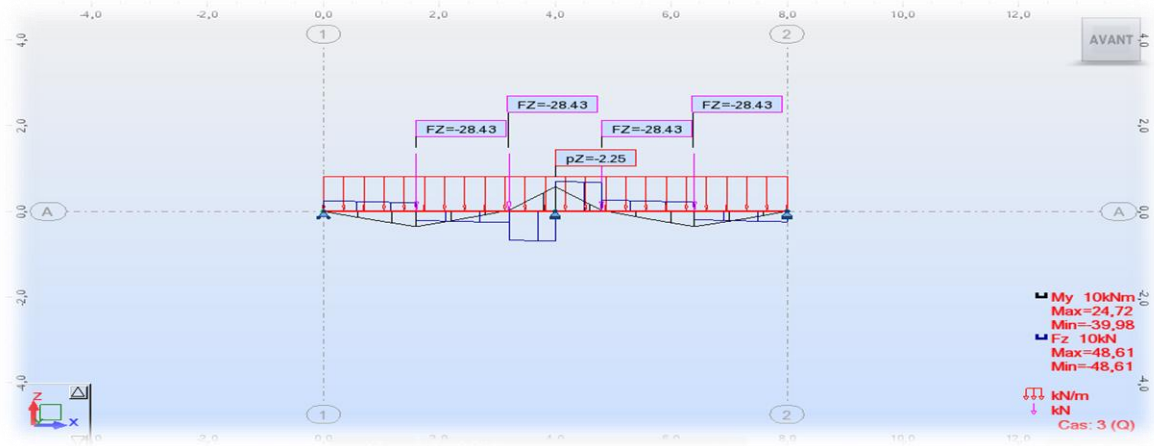


Figure 3. 7: diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant en phase initiale

Tableau 3. 8: les vérifications des conditions de la résistance

A. Vérification de la flexion	$M_{sd} \leq M_{plrd}$	$M_{sd} = 39,98 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 468,05 \text{ kN.m}$	<i>vérifier</i>
B. Vérification de l'effort tranchant	$V_{sd} \leq V_{plrd}$	$V_{sd} = 48,61 \text{ kN} = 47,95 < V_{plrd} = 806,95 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
C. Vérification d'interaction	$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$	$V_{sd} = 48,61 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 403,47 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
D. Vérification du déversement	$M_{sd} \leq M_{brd}$	La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4, néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autres, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.	
E. Vérification de la rigidité	$f_{tot}^{max} \leq \bar{f}$ $f_1 = f_1^{max} + f_x$	$f_1^{max} = 0,078 + 8,47 = 8,55 \text{ mm} < \bar{f} = 16 \text{ mm}$	<i>vérifier</i>

- $$f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{48 \times E \times I}$$

Tableau 3. 9: calcul de des flèche dus au charge concertai des solives

X[mm]	Rx[N]	L[mm]	E[N/mm ²]	I[mm ⁴]	fx
800	20710	4000	210000	33740000	2,3
2400	20710				6,17
$\sum f_{x_i}$					8,47

Phase final

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, b \right\} = \inf \left\{ 5,4 \text{ m}, 2 \text{ m} \right\} \quad b_{eff} = 2 \text{ m}$$

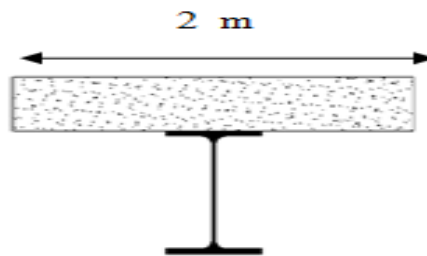


Figure 3. 8: largeur effective de la zone comprimée

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale sont :

- $G_{poutre} = 0,776 \text{ kN/ml}$
- $G = 6,63 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 5 \text{ kN/m}^2$

Combinaisons des charges

$$b_{poutre} = 0,19 \text{ m}$$

ELU : $q_u = 4,17 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = 2,98 \text{ KN/ml}$

A. Réactions des solives

$$R_{solive} = \left(\frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} \right) \times 2$$

Tableau 3. 10 : réactions des solives sur la poutre phase initiale

Réaction	Longueur (m)	q_u (kN/ml)	q_s (kN/ml)	R_u (kN)	R_s (kN)
R1	5,4	26,74	18,92	144,45	102,17
R2	5,4	26,74	18,92	144,45	102,17
R3	5,4	26,74	18,92	144,45	102,17
R4	5,4	26,74	18,92	144,45	102,17

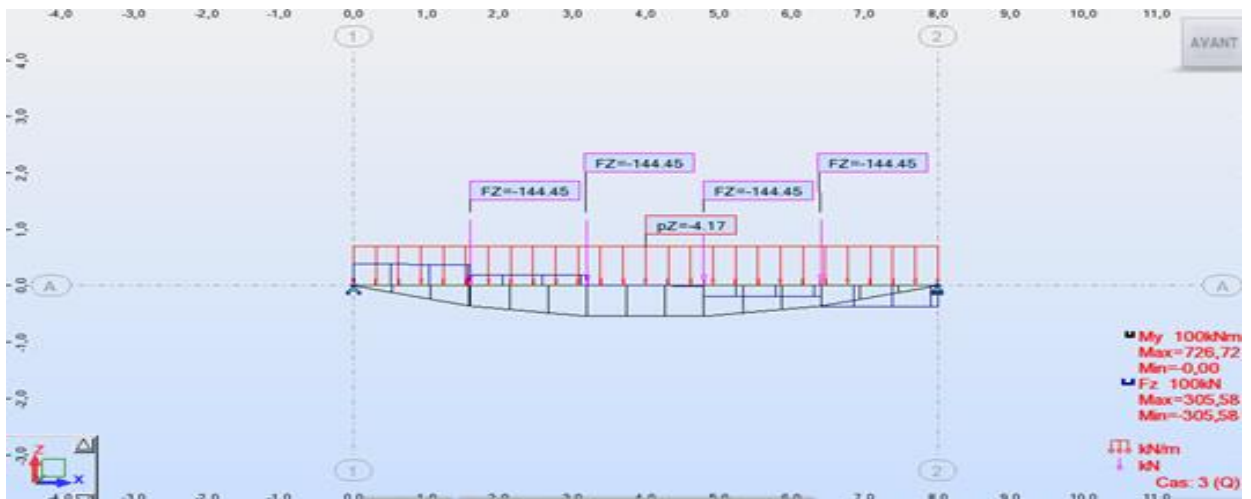


Figure 3. 9 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant en phase final

Tableau 3. 11: calcul de l'axe neutre

$R_{\text{béton}}$	R_{acier}
$\frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b$	$0,95 \times A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$
$R_{\text{beton}} = 3258,83 \text{ kN}$	$R_{\text{acier}} = 2581,15 \text{ kN}$
$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$ Axe neutre se trouve dans ladalle de béton	

Tableau 3. 12: les vérifications des conditions de la résistance

A. Vérification de la flexion	$M_{sd} \leq M_{plrd}$	$M_{sd} = 726,72 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 850.38 \text{ kN.m}$	<i>vérifier</i>
B. Vérification de l'effort tranchant	$V_{sd} \leq V_{prd}$	$V_{sd} = 305.58 \text{ kN} < V_{prd} = 806.95 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
C. Vérification d'interaction	$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$	$V_{sd} = 305.58 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 403,48$	<i>vérifier</i>
D. Vérification du déversement	$M_{sd} \leq M_{brd}$	La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4, néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autres, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.	
E. Vérification de la rigidité	$f_2^{max} \leq \bar{f}$ $f_2^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c}$	$f_2^{max} = 25,7 \text{ mm} < \bar{f} = 32 \text{ mm}$	<i>vérifier</i>

Synthèse pour les autres usages

Tableau 3. 13: récapitulatif pour les sommiers de chaque usage

Usage	Les sommiers
Terrasse inaccessible	IPE 400
Bureau	IPE400
Commerce	IPE 450
Terrasse accessible	IPE 450

3.3 LES POUTRES[5]

Exemple de calcul 1

3.3.1 Les poutres principales (usage commerce)

$$L_{\text{poutre}} = 8\text{m}$$

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$0,32 \leq h \leq 0,53$$

Tableau 3. 14: dimension Caractéristique mécanique du profilé HEA 550

Profilé	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ⁴) ×10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)
HEA 500	155	19750	490	300	23	12	86970	10370	3949	20,98	7,24

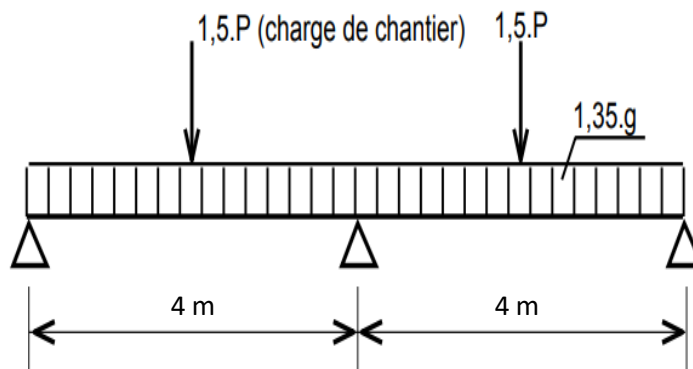


Figure 3. 10: Schéma des charges appliquées sur les poutres

Phase de construction

- Poids propre du profilé 1,55kN/ml
- Poids propre du béton frais (15cm).....3,75 kN/m²
- Poids du bac d'acier.....0,10kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

A. Combinaisons des charges

$$b_{\text{poutre}} = 0,3 \text{ m}$$

ELU : $q_u = 3,98 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_{\text{ser}} = 2,93 \text{ KN/ml}$

B. Réactions de sommiers

$$R_{\text{sommiers}} = \left(\frac{q_{\text{sommiers}} \times L_{\text{sommiers}}}{2} \right) \times 2$$

Tableau 3. 15: réaction des solives sur la poutre phase initiale

Réaction	Longueur (m)	q_u (kN/ml)	q_s (kN/ml)	R_u (kN)	R_s (kN)
R	4	12,45	9,07	49,8	36,28

Tableau 3. 16: les vérifications des conditions de la résistance

A. Vérification de la flexion	$M_{sd} \leq M_{plrd}$ $M_{sd} = M_q + M_R$	$M_{sd} = 57,76 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 1085,98 \text{ kN.m}$ (Avec un étaielement)	<i>vérifier</i>
B. Vérification de l'effort tranchant	$V_{sd} \leq V_{plrd}$ $V_{sd} = \left(\frac{q_u \times l}{2} \right) + \frac{R}{2}$	$V_{sd} = 28,96 \text{ KN.m} < V_{plrd} = 1185,70 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
C. Vérification d'interaction	$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$	$V_{sd} = 28,96 \text{ KN.m} < 0,5V_{plrd} = 592,85 \text{ kN}$	<i>vérifier</i>
D. Vérification du déversement	$M_{sd} \leq M_{brd}$	$M_{sd} = 53,86 \text{ KN.m} < M_{brd} = 1064,25 \text{ kNm}$	<i>vérifier</i>
E. Vérification de la rigidité	$f_1^{max} \leq \bar{f}$	$f_1^{max} = 0,053 \text{ m} < \bar{f} = 16 \text{ mm}$	<i>vérifier</i>

Phase final

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, b \right\} = \inf \left\{ \frac{2}{4} m, b_{eff} = 2 m \right\}$$

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- $G_{\text{poutre}} = 1,55 \text{ kN/ml}$
- $G = 6,63 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 5 \text{ kN/m}^2$

Combinaisons des charges

$b_{\text{poutre}} = 0,3 \text{ m}$

ELU : $q_u = 7,03 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{ser} = 5,04 \text{ kN/ml}$

$$R_{solive} = \left(\frac{q_{sommier} \times L_{sommier}}{2} \right) \times 2$$

Tableau 3. 17: réaction des solives sur la poutre en phase final

Réaction	Longueur (m)	q_u (kN/ml)	q_s (kN/ml)	R_u (kN)	R_s (kN)
R	8	57,1	40,42	456,8	323,36

Tableau 3. 18:calcul du l'axe neutre

$R_{béton}$	R_{acier}
$\frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b$	$0,95 \times A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$
$R_{beton} = 3258,33 \text{ kN}$	$R_{acier} = 5159,69 \text{ kN}$
$R_{béton} < R_{acier}$	
$R_w = A_{aa} \times \frac{f_y}{\gamma_a}$	$R_w = 1465,2 \text{ kN}$
$R_{ame} < R_{beton}$ Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé	

Tableau 3. 19: les vérifications des conditions de la résistance

A. Vérification de la flexion	$M_{sd} \leq M_{plrd}$ $M_{plrd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \times \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right)$	$M_{sd} = 969,84 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 1565,52 \text{ kN.m}$	vérifier
B. Vérification de l'effort tranchant	$V_{sd} \leq V_{plrd}$ $V_{sd} = \left(\frac{q_u \times l}{2} \right) + \frac{R}{2}$	$V_{sd} = 256,52 \text{ KN.m} < V_{plrd} = 1185,70 \text{ kN}$	vérifier
C. Vérification d'interaction	$V_{sd} < 0,5 V_{plrd}$	$V_{sd} = 256,52 \text{ KN.m} < 0,5 V_{plrd} = 592,85 \text{ kN}$	vérifier
D. Vérification du déversement	$M_{sd} \leq M_{brd}$	Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la poutre est maintenue par les solives, qui sont maintenus par le béton dur.	
E. Vérification de la rigidité	$f_2^{max} \leq \bar{f}$	$f_2^{max} = 6,92 \text{ mm} < \bar{f} = 32 \text{ mm}$	vérifier

Exemple de calcul 2

3.3.2 Les poutres secondaires

L=8 m (usage bureaux)

Dans ce 2eme exemple on apprendre le même profiles de sommiers le **IPE 400** ,tous les parties sont vérifié .

Tableau 3. 20: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 400

Profilé	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ⁴) ×10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)
IPE400	66,3	8450	400	180	13,5	8,6	23130	1318	1307	165,5	39,5

➤ Synthèse pour les autres usages

Tableau 3. 21: Tableau récapitulatif pour les poutres de chaque usage

usage	Poutre principale	Poutre secondaire
Terrasse inaccessible	HEA 450	IPE 400
Bureau	HEA 450	IPE 400
Commerce	HEA 500	IPE 450
Terrasse accessible	HEA 500	IPE 450

La poutre la plus sollicitée a une longueur $L= 16,2$ m, c'est une longueur assez importante donc on va directement opter pour un PRS (Profilé Reconstitué Soudé).

Exemple de calcul 3

3.3.3 Pré dimensionnement des PRS intermédiaire [9]

Plancher courant (usage commercial)

Il existe deux méthodes pour le pré-dimensionnement des poutres PRS :

- a. Méthode A
- b. Méthode B

On va faire le pré-dimensionnement en utilisant la méthode A

- Poids du PRS :

$$g_p = 0,4 \sqrt[3]{\left(\frac{M_{app}}{f_y}\right)^2}$$

Calcul de M_{app} : $G_{cor}= 6,63\text{KN/m}^2$ et $Q_t=5\text{KN/m}^2$

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35(6,63) + 1,5(5)) \times 8 = 131,61 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = (6,63 + 5) \times 8 = 93,1$

$$M_q = \frac{q_u l^2}{8} = 4317,46 \text{ KN.m}^2$$

Les charges concentrées (les sommiers) :

- $q_u = \frac{\sum R_u^{solvée}}{l} + q_u^{sommier} = \frac{144,45 \times 4}{8} + 4,17 = 76,4 \text{ KN/m}$
- $R_u = \left(\frac{q_u l}{2}\right) \times 2 = \left(\frac{76,4 \times 8}{2}\right) \times 2 = 611,2 \text{ KN}$

$$M_R = \frac{PL}{3} = 3300,48 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{app} = M_q + M_R = 7617,94 \text{ KN.m}^2$$

$$g_p = 0,4 \sqrt[3]{\left(\frac{7617,94 \cdot 10^4}{2750}\right)^2} = 366,21 \text{ Kg/m}$$

Tableau 3. 22: caractéristiques géométriques de la poutre PRS intermédiaire

Hauteur de profilé	Largeur-de semelle b_f	Hauteur-de l'âme d	Epaisseur de l'âme t_w	Epaisseur-de-la semelle
$H = \sqrt[3]{220 \cdot \left(\frac{M^*}{f_y}\right)} - 15$	$\left(\frac{1}{3}h; \frac{1}{5}h\right)$	$0,99 h \div 0,98 h$	$\sup \left\{ \begin{array}{l} 7 + 3h = 12,1 \\ 0,006 d = 10,08 \end{array} \right.$	$\frac{M_{app} \times \frac{h}{2} - \frac{d^3 \cdot t_w}{12}}{2 \cdot b_f \left(\frac{h+d}{4}\right)^2}$
$h = 172 \text{ cm}$	$b_f = 42 \text{ cm}$	$d = 168 \text{ cm}$	$t_w = 15$	$t_f = 35 \text{ mm}$

Calcul de M^* :

$$M^* = M_{app} + M_{gp}$$

$$M_{app} = 7617,94 \text{ KN.m}^2 \text{ et } M_{gp} = \frac{1,35 gl^2}{8} = 162,18 \text{ KN.m}^2$$

Alors : $M^* = 7780,12 \text{ KN.m}^2$

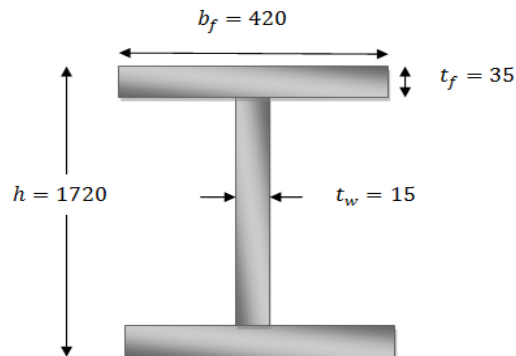


Figure 3. 11: les dimensions de la poutre PRS d'intermédiaire

Tableau 3. 23: Caractéristique mécanique du PRS d'intermédiaire

PRS	g_{PRS}	W_{pl}	A_{vz}	I_y
PRS	4,22	$3,08 \cdot 10^7$	$2,475 \cdot 10^4$	$2,65 \cdot 10^{10}$

Tableau 3. 24: les vérifications des conditions de la résistance

A. Vérification de la flexion	$M_{sd} \leq M_{plrd}$	$M_{sd} = 7804,84 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 8470 \text{ KN.m}$	<i>vérifier</i>
B. Vérification de l'effort tranchant	$V_{sd} \leq V_{plrd}$	$V_{sd} = 1723,4 \text{ KN} < V_{plrd} = 3929,6 \text{ KN}$	<i>vérifier</i>
C. Vérification d'interaction	$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$	$V_{sd} = 1723,4 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 1964,8 \text{ KN}$	<i>vérifier</i>
D. Vérification de la flèche	$f_{tot}^{max} \leq \bar{f}$	$f_{tot}^{max} = 15,75 \text{ mm} \leq \bar{f} = 64 \text{ mm}$	<i>vérifier</i>

Vérification de stabilité

$$\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon \frac{1650}{15} > 63,48 \rightarrow \text{il y a le risque de voilement.}$$

$$V_{brd} = d \times t_w \times \frac{\tau_{ba}}{\gamma_m}$$

Tableau 3. 25: la valeur de τ_{ba} en fonction de $\bar{\lambda}_w$

k_τ	$\bar{\lambda}_w$	$\tau_{ba}(M_{pa})$
radais	$\frac{d/t_w}{37,4 \varepsilon \sqrt{K_\tau}}$	$\bar{\lambda}_w > 0,2$
		$\frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \times \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$
5,34	1,38	103,55

✓ $V_{sd} = 1723,4 \text{ KN} < V_{brd} = 2329,88 \text{ KN}$ *vérifier*

Pré dimensionnement de raidisseur

$$\begin{cases} (b_r)_{min} \geq \frac{d}{30} + 40 = 95 \text{ mm} \\ (b_r)_{max} \geq \frac{b_f - t_w}{2} = 202,5 \text{ mm} \end{cases} \quad (b_r)_{choix} = 150 \text{ mm}$$

$$e_r \geq \frac{1}{15} b_r = \frac{150}{15} = 10 \text{ mm}$$

$$A_r = 2 \times e_r \times b_r + t_w (15 \varepsilon \times t_w + e_r) = 7830 \text{ mm}^2$$

$$I_{r/y} = 2 \left[e_r \times \frac{b_r^3}{12} + b_r \times e_r \left(\frac{b_r}{2} + \frac{t_w}{2} \right)^2 \right] + \frac{t_w^3 (15 \varepsilon \times t_w)}{12} = 3,91 \cdot 10^7$$

	g_{PRS}	W_{pl}	A_{vz}	I_y
PRS	2,89	$1,54 \cdot 10^7$	$1,95 \cdot 10^4$	$1,05 \cdot 10^{10}$

Tableau 3. 26:la caractéristique géométrique PRS de rive

$$i_r = \sqrt{\frac{I_{r/y}}{A_r}} = 70,67$$

$$\bar{\lambda}_r = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon} = 0,189 < 0,2 \text{ pas de flambement}$$

2.3.3. Pré-dimensionnement des poutres reconstituées soudés rive

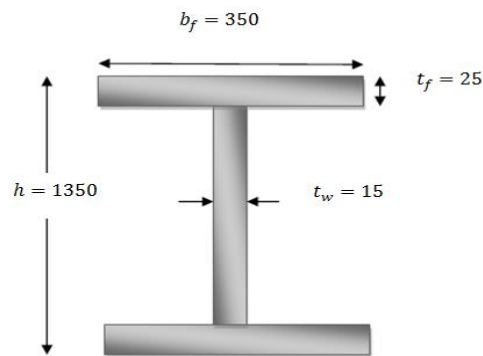


Figure 3. 12: les dimensions de la poutre PRS de rive

3.4 CALCUL DES CONNECTEURS[5]

(de poutre HEA 500)

Type goujon : hauteur : h = 95 mm ; diamètre : d = 19 mm

• Détermination de P_{rd}

$$P_{rd} = K_t \text{ Inf} \begin{cases} 0,29 \cdot \alpha \cdot 2^2 \frac{\sqrt{f_{CK} E_C}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton} \\ & \text{qui entour le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_c : module de Young de béton.....30,5 KN/mm²

f_u : résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = f\left(\frac{h}{d}\right) \Rightarrow \left(\frac{95}{19}\right) = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \cdot 10^3}}{1,25} \cdot 10^3 = 73,13 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \cdot 1,25} \cdot 10^{-3} = 72.6 \text{KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow p_{rd} = 72.6 \text{KN}$$

• Influence du sens du bac d'acier

(K_t) : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \frac{88.5}{35} \left[\frac{95}{35} - 1 \right] = 2.145$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nr Nombre de goujon par Nervure} = 1 \text{ ou max } 2 \\ \text{Notre cas Nr}=2. \\ \text{hp} = 35 \text{ mm } \text{ h}=95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ \text{b}_o = \text{Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier (Kt) doit être inférieur à 1 donc :

$$p_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement) } K_t = 2.145 > 1 \text{ on prend } 1 \Rightarrow p_{rd} = 72.6 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L**

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (3258,33; 1465,2) \quad R_L = 1465,2 \text{ KN}$$

• **Nombre des connecteurs :**

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1465,2}{72,6} = 20,18 \approx 20 \text{ goujons}$$

$$\Rightarrow N_{br} = 20$$

Soit $N = 20$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire **40** connecteurs sur la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} \geq 5x d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{8000}{39} = 205,13 \approx 205 \text{ mm} \Rightarrow esp = 200 \text{ mm}$$

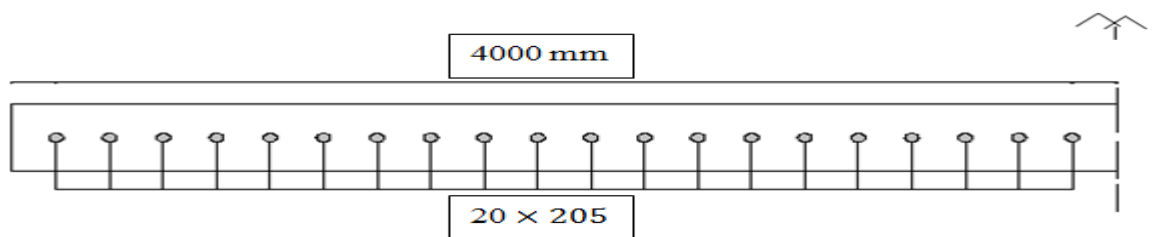


Figure 3. 13: Répartition des connecteurs sur les demi-Portes

3.5 LES POTEAUX[1]

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales Transmissent par les plancher. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la Compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA HEB** ou **HEM**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en Compression axial (flambement simple) suivant l’Eurocode 3 Partie1-1.

3.5.1 Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en calculons les trois types de poteau (d’angle, central, rive).

3.5.2 Le poteau le plus sollicité

La surface qui revient au poteau le plus sollicité est :

- ✓ $S(\text{usage bureaux})= 8 \times 8=64\text{m}^2$
- ✓ $S(\text{usage commercial})= 8 \times 8= 64\text{m}^2$

3.5.3 La Descente des charges

- *Charges permanentes*

$$G=G_{(terr,co)} \times S_1 + g_{pp} \times S_2 + g_{ps} \times S_3$$

Avec : $G_{(terr,co)}$: charge de plancher terrasse ou courant

g_{pp} : poids propre de la poutre principale g_{ps} : poids propre de la poutre secondaire

Tableau 3. 27: Les surfaces reprises

S_1	surface reprise par le plancher	$S_1=64\text{m}^2$
S_2	surface reprise par la poutre principale	$S_2=8\text{m}^2$
S_3	surface reprise par la poutre secondaire	$S_3=8\text{m}^2$

$$G_{terr}=7,52\text{KN/m}^2 ; G_{co}=6,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Usage bureaux } g_{pp(HEA 450)} = 1,4 \text{ KN/m} ; g_{ps(IPE400)} = 0,663\text{KN/m}$$

$$\text{Usage commercial } g_{pp(HEA 500)} = 1,55 \text{ KN/m} ; g_{ps(IPE450)} = 0,776\text{KN/m}$$

$$G_{t(terr)} = 7.52 \times 64 + 1.4 \times 8 + 0.663 \times 8 = \mathbf{497.78 \text{ KN}}$$

$$G_{t(co, bureau)} = 6.63 \times 64 + 1.4 \times 8 + 0.663 \times 8 = \mathbf{440.82 \text{ KN}}$$

$$G_{t(co,commercial)} = 6.63 \times 64 + 1.55 \times 8 + 0.776 \times 8 = \mathbf{442.93 \text{ KN}}$$

Tableau 3. 28:La descente de charges permanentes (poteau central)

Niveau	Charge permanente G (KN)
10	497,78
9	938,60
8	1379,42
7	1820,24
6	2261,06
5	2701,88
4	3142,70
3	3583,52
2	4026,45
1	4469,38
RDC	4912,31

Charge d'exploitation Q [3]

D'après la loi de dégression

Tableau 3. 29:La descente des charges d'exploitation

Niveau	surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)	Σ surcharge (KN)
T	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0 = 1$	64
10	Q ₁	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1 = 3,5$	224
9	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 5,75$	368
8	Q ₃	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 7,75$	496
7	Q ₄	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) = 9,5$	608
6	Q ₅	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 11$	704
5	Q ₆	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 12,25$	784
4	Q ₇	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,70(Q_1 + \dots + Q_7) = 13,25$	848
3	Q ₈	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_8) = 14$	896
2	Q ₉	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,60(Q_1 + \dots + Q_9) = 16$	1024
1	Q ₁₀	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,55(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 17,5$	1120
RDC	Q ₁₁	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0,5(Q_1 + \dots + Q_{11}) = 18,5$	1184

Exemple de calcul

- Niveau 10 usage bureau

Charge permanente : 497,78KN

Surcharge d'exploitation : 224 KN

Nsd=1.35Gt+1.5Q=1008 ,00 KN

Nsd<Ncrd

$$A > \frac{Nsd \times \gamma_{m0}}{F_y} = 3.65 \text{ cm}^2 \text{ On choisit un HEB 140}$$

Tableau 3. 30:les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (Cm ²)	Profilé
10	1008 ,00	36,65	HEB140
09	1819,11	66,15	HEB200
08	2606,22	94,77	HEB240
07	3369,32	122,52	HEB280
06	4108,43	149,40	HEB320
05	4823,54	175 ,40	HEB360
04	5514,65	200,53	HEB450
03	6181,75	224,79	HEB500
02	6971,71	253,52	HEB400+IPE400
01	7713,66	280,50	HEB450+IPE450
RDC	8407,62	305 ,73	HEB450+IPE450

- Vérification du flambement

Il faut vérifier que : $N \leq \chi \frac{\beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec : $\beta A = 1$ Classe 1

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{-0,5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

$$\varphi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]; \quad \bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0,5}$$

CHAPITRE 3: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$$\beta_A = 1 ; \lambda_1 = 93,9\varepsilon ; \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5} = 1$$

Tableau 3. 31: Vérification au flambement de 10eme étage jusqu'à RDC

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
profilé	HEB 140	HE B20 0	HE B24 0	HE B28 0	HE B32 0	HE B36 0	HE B45 0	HE B50 0	HEB400+I PE400	HEB450+IP E450	HEB450+IP E450
α_y	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.21	0.21	0.34	0.34	0.34
α_z	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.34	0.34	0.49	0.49	0.49
λ_y	30.35	42.1 5	17.4 5	14.8 6	13.0 2	11.6 4	9.38	8.49	66.62	59.56	63.82
λ_z	100.5 5	71.0 0	59.2 1	50.7 7	47.5 5	48.0 6	49.1 1	49.5 2	109.51	212.32	227.49
$\bar{\lambda}_y$	0.351	0.48 7	0.20 2	0.16 6	0.15 1	0.13 5	0.10 9	0.09 8	0.771	0.689	0.738
$\bar{\lambda}_z$	1.163	0.82 1	0.68 5	0.58 8	0.55 0	0.56 2	0.56 8	0.57 3	1.268	2.458	2.633
φ_y	0.587	0.66 7	0.52 0	0.50 8	0.50 3	0.49 8	0.49 6	0.49 4	0.894	0.820	0.864
φ_z	1.412	0.98 9	0.85 3	0.76 8	0.73 7	0.74 7	0.72 4	0.72 8	1.566	4.074	4.562
χ_y	0.945	0.89 0	1.00 0	1.01 0	1.01 7	1.02 3	1.02 0	1.02 2	0.742	0.790	0.761
χ_z	0.451	0.64 9	0.73 5	0.79 2	0.81 4	0.80 7	0.85 2	0.84 9	0.402	0.136	0.121
χ_{\min}	0.451	0.64 9	0.73 5	0.79 2	0.81 4	0.80 7	0.85 2	0.84 9	0.402	0.136	0.121
N_{sd} (KN)	1008. 00	181 9.11	260 6.22	336 9.32	410 8.43	482 3.54	551 4.65	618 1.75	6971.71	7713.66	8407.62
N_{brd} (KN)	533.3 1	139 3.89	214 2.53	286 1.89	361 0.70	400 7.97	510 7.74	555 6.71	3120.83	1184.83	1054.15

CHAPITRE 3: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Pour toutes les niveaux les poteaux sont instables donc en augmente la section de profilé et on révérifie le flambement.

Tableau 3. 32: Vérification au flambement de 10eme étage jusqu'à RDC

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
profilé	HEM 160	HE M20 0	HE M24 0	HE M24 0	HE M24 0	HE M28 0	HE M30 0	HE M34 0	HEM360+I PE360	HEM360+IP E360	HEM400+IP E400
α_y	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.21	0.21	0.21	0.21
α_z	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.34	0.34	0.34	0.34
λ_y	24.82	20	15.9 3	15.9 3	15.9 3	14.0 3	12.8 8	11.5 8	35.87	35.87	34.89
λ_z	84.51	68.3 1	56.3 4	56.3 4	56.3 4	48.6 5	45.0 0	45.5 7	219.26	219.26	229.81
$\bar{\lambda}_y$	0.287	0.23 1	0.18 4	0.18 4	0.18 4	0.16 2	0.14 9	0.13 4	0.415	0.415	0.403
$\bar{\lambda}_z$	0.978	0.79 1	0.65 2	0.65 2	0.65 2	0.56 3	0.52 1	0.52 7	2.538	2.538	2.662
φ_y	0.556	0.53 2	0.51 4	0.51 4	0.51 4	0.50 7	0.50 2	0.50 2	1.044	1.044	1.04
φ_z	1.169	0.95 8	0.82 3	0.82 3	0.82 3	0.74 7	0.83 9	0.69 4	3.16	3.16	3.56
χ_y	0.969	0.98 9	1.00 6	1.00 6	1.00 6	1.01 2	1.01 8	1.01 4	1.997	1.997	2.001
χ_z	0.553	0.66 7	0.75 5	0.75 5	0.75 5	0.80 8	0.66 8	0.87 3	0.983	0.983	0.893
χ_{\min}	0.553	0.66 7	0.75 5	0.75 5	0.75 5	0.80 8	0.66 8	0.87 3	0.983	0.983	0.893
N_{sd} (KN)	1008. 00	181 9.11	260 6.22	336 9.32	410 8.43	482 3.54	551 4.65	618 1.75	6971.71	7713.66	8407.62
N_{brd} (KN)	1476. 65	240 8.37	414 4.2	414 4.2	414 4.2	533 7.24	556 7.95	758 1.57	8634.18	8634.18	10075.94

- Choix des profilés :

Tableau 3. 33: Tableau de choix finale des profiles

Niveau	Profilé
10	HEM160
09	HEM200
08	HEM240
07	HEM240
06	HEM240
05	HEM280
04	HEM300
03	HEM340
02	HEM360+IPE360
01	HEM360+IPE360
RDC	HEM400+IPE400

3.6 NOYAU CENTRAL [6]

A cause de la complexité de calcul on va dimensionner le noyau central comme étant un voile selon les règles cités dans l’RPA99 version 2003 ; et ça pour avoir juste une idée sur l’épaisseur initiale du noyau central adopté dans l’étude qui suit.

D’après l’RPA99 version 2003, l’épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l’étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

$$\text{On a : } h_e = 6 \text{ m} \Rightarrow a > \frac{h_e}{20} = 30 \text{ cm}$$

On prend : $a = 50 \text{ cm}$ (vue que la hauteur de bâtiment est très importante en a choisir initialement de prendre l’épaisseur de noyau égale à 50 cm).

D’après l’RPA99 version 2003 : $a_{\min} = 15\text{cm}$

$$a = 50\text{cm} > a_{\min} = 15\text{cm} \quad \textit{vérifier}$$

3.7 DALLE PLEINE

3.7.1 Introduction

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

➤ **Résistance au feu**

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu.

Alors : **$e = 11\text{cm}$**

➤ **Isolation phonique**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de **$e = 16\text{ cm}$** .

➤ **Résistance à la flexion**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

l_x : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ayant une portée l_x égale à **8 m**

On aura donc : $\frac{8}{50} \leq e \leq \frac{8}{40}$

$16\text{cm} \leq e \leq 20\text{ cm}$ donc **$e = 20\text{ cm}$**



Chapitre 4

**CALCULE DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

4. 1. L'ACROTÈRE

4.1. 1. Introduction[20]

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

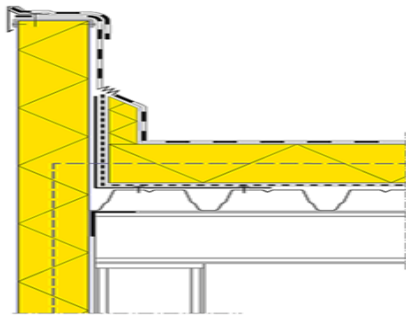


Figure 4. 1: le schéma d'un acrotère

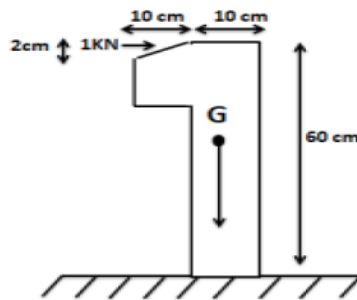


Figure 4. 2 : les dimensions d'un acrotère

4.1.2. Principe de calcul

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

Son poids propre W_p ; Un moment dû à la force horizontale

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

$$F = \text{Max } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

- **Détermination des sollicitations**

Tableau 4. 1: détermination des sollicitations d'un acrotère

<p align="center">Charges permanentes</p>	<p align="center">➤ Surface de l'acrotère</p> $S = \left[(0,60 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069m^2$ <p align="center">➤ Poids propre de l'acrotère</p> $G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$ <p align="center">➤ Revêtement en ciment (P : périmètre de la section de l'acrotère)</p> $P = 0,6 + 0,1 + (0,6 - 0,1) + 0,1 + 0,08 + 0,2 = 1,58 \text{ m}$ $G_r = 20 \times 0,02 \times P = 0,0632 \text{ KN/ml}$ $G_t = 2,36 \text{ KN/ml}$
<p align="center">Force horizontale d'origine sismique agissent sur l'acrotère</p>	$F_p = 4.A.C_p.W_p$ <p align="center">Selon Le RPA 99 version 2003</p> <p align="center">A = 0,30 (tableau 4.1) CP = 0,8 (tableau 6.1)</p> $W_p = 2,36 \text{ kN/ml}$ $F_p = 2,27 \text{ kN/ml}$
<p align="center">Charge d'exploitation</p>	$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$ $Q = \text{Max} (1,5Q ; F_p) = \text{Max} (1,5 ; 2,27)$ $Q = 2,27 \text{ kN/ml}$

CHAPITRE 4: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,36 \text{ kN/ml}$ et $Q=2,27 \text{ KN/ml}$

- **Détermination des efforts**

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur

Tableau 4. 2: Détermination des efforts normaux, tranchant et moment fléchissant

ELU	$N_u = 1,35.G$	N_u	3,19 kN
		M_u	2,04 kN
ELS	$M_u = 1,5. F_p.h$	T_u	3,41kN
		N_u	2,36kN
	$T_u = 1,5.F_p$	M_u	1,4 kN
		T_u	2,27kN

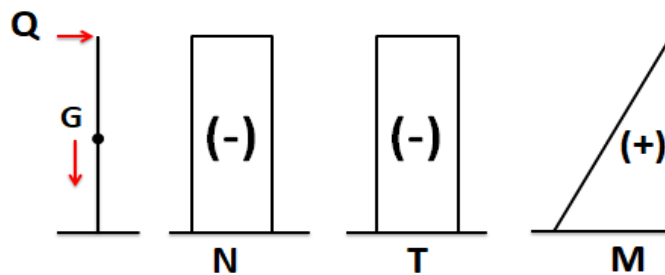


Figure 4. 3: diagramme des efforts

4.1.3. Ferrailage de l'Acrotère[annexes 2]

$h=60\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $F_{bu}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=3\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $d=0,9h=0,09\text{m}$.

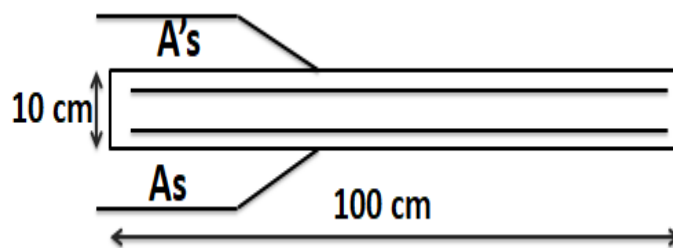


Figure 4. 4: Section à considérer pour le calcul

Calcul de l'excentricité

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,04}{3,19} = 0,64\text{m}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max (2\text{cm} ; 0,24\text{cm}) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{l_f^2 3(2+\alpha\Phi)}{10^4 h}$$

$$l_f = 2 l_0 = 2 (0,6) l_f = \mathbf{1,2 \text{ m}}$$
 (consoles)

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{2,04}{1,5 \times 1,4} \right) = 0,29$$

D'où : $e_2 = \mathbf{0,0019\text{m}}$ et $e_{tot} = \mathbf{0,662\text{m}}$

Avec :

e_1 : excentricité de la résultante.

e_a : excentricité dus aux effet de seconde ordre.

e_2 : excentricité additionnelle.

Φ : rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée,

$\Phi = 2$ en générale.

❖ **Remarque**

On va majore N_u ; M_u ; telle que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du seconde ordre en introduisant l'excentricité totale.

• **La sollicitation corrigée**

$N_u = \mathbf{3,19\text{KN}}$

$M_u = N_u \times e_{tot} = 3,19 \times 0,662$

$M_u = \mathbf{2,11 \text{ KN.m}}$

• **Calcul ψ_1 :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b x h x f_{bu}} = \frac{3,19 \cdot 10^3}{1000 \times 100 \times 14,17} \dots \dots \dots \Rightarrow \psi_1 = 0,0023 < 0,81 \text{ domaine I}$$

$$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow \xi < \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \psi_1}}{4 \left(3 + \sqrt{9 - 12 \psi_1} \right)} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,0023)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,0023)})} = \mathbf{0,1666}$$

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 0,1$$

$$e_{nc} = 0,017m$$

$$e_{tot} = 0,662m > e_{nc} = 0,017m \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée.}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{fictif} .

- **Calcul du moment fictif « $M_{ufictif}$ » :**

$$M_{ufictif} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 3,19 \left(0,662 + 0,9(0,1) - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_{ufictif} = 2,24 \text{KN.m}$$

- **Calcul des armatures à l'ELU**

$$d = 0,9h = 9 \text{cm} ; F_{bu} = 14,17 \text{MPa} ;$$

Tableau 4. 3: calcul de la section d'acier

$\mu = 0,019$	$\alpha = 0,024$	$Z = 89,3 \text{mm}$	$A_{sf} = 72,12 \text{ mm}^2$	$A_{s2} = 62,95 \text{ mm}^2$
---------------	------------------	----------------------	-------------------------------	-------------------------------

4.1.4. Vérifications de la section d'acier selon « BAEI91 modifié 99 »

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par le BAEI 91 :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; f_e = 400 \text{MPa} ; b = 100 \text{cm} ; d = 9 \text{cm}$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{cm}^2 ; 1,09 \text{cm}^2 \right\} \Rightarrow A_s^{\min} = 1,09 \text{cm}^2$$

$$A_{s2} = 0,63 \text{cm}^2 < A_s^{\min} = 1,09 \text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **4T8=2,01cm²**

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{cm}$$

4.1.4.1. Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,50 \text{cm}^2$$

$$3T6 = 0,85 \text{cm}^2$$

On choisit

Avec un espacement $S_t = \frac{100 - 6}{4} = \frac{94}{4} = 23,5\text{cm}$ **St=20cm**

4.1.5 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,41 \cdot 10^3}{1000 \times 90} \Rightarrow \tau_u = 0,038 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,038 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \text{ Vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

4.1.6. Vérification à l'E.L.S

Il faut vérifiée que : $\sigma_{bc} \text{ max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,4}{2,36} = 0,593\text{m}$$

- Vérification de : $\frac{h}{6} < e_{ser}$
- $\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017\text{m} < e_{ser} = 0,593\text{m} \Rightarrow$ section partiellement comprimé

Position de l'axe neutre :

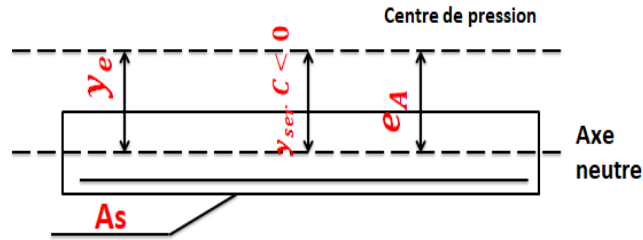


Figure 4. 5: Position de l'axe neutre

C : distance du centre de pression et la résultante des forces extérieures à la fibre la plus comprimée.

y_e : distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser} = -54,3 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c \text{ et } e_a = e_0 + (d - h/2)$$

En écrivant le bilan des forces appliquées à la section, et on montre que y_c est la solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 90(c-d) \frac{A_s}{b} + 90(d-c) \frac{A_s}{b} = -8734,58 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 90(c+d)^2 \frac{A_s}{b} - 90(d-c)^2 \frac{A_s}{b} = -313408,35 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -4991071451 < 0$$

$$\varphi = \text{Arccos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right)$$

$$a = \sqrt[3]{\frac{-P}{3}} ; Z_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) ; Z_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) ; Z_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3} \right)$$

$\varphi(rad)$	a (cm)	Z ₁ (cm)	Z ₂ (cm)	Z ₃ (cm)
3,070	107,92	56,17	-107,89	51,51

On choisit parmi les trois solutions z₁ ; z₂ ; z₃ celle qui donne 0 ≤ y_{ser} ≤ d

$y_{1ser}=z_1+c=56,17-54,3$	$y_{1ser}=1,87cm$	$y_{ser}=1,87cm$
$y_{2ser}=z_2+c=-107,89-54,3$	$y_{2ser}=-162,19cm$	
$y_{3ser}=z_3+c=51,51-54,3$	$y_{3ser}=-2,79cm$	

4.1.7. Vérification des contraintes

Le moment d'inertie de la section homogène réduit est :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = \frac{100}{3} (1,87)^3 + 15 \left[2,01 (7 - 1,87)^2 \right]; n = 15 \text{ et } I = 1011,43 \text{ cm}^4$$

$A'_s =$ Contrainte du béton

$$\sigma_{bcmax} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \times z \right) \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

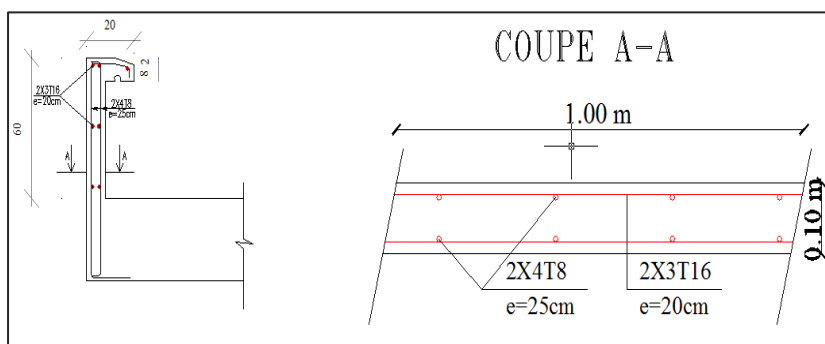
$$\sigma_{bcmax} = 2,45MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ Vérifiée}$$

• Contraintes de l'acier

$$\sigma_{stmax} = n \times \left(\frac{N_{ser}}{I} \times z \right) \times (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max \left((f_e/2); 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) \right) = 176MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 100,85MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Vérifiée}$$



4.2 LES ESCALIERS

4.2.1 Introduction [21]

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers



Figure 4. 6: Escalier en charpente métallique

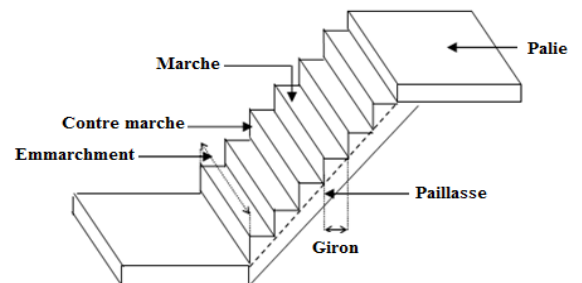


Figure 4. 7 :les éléments constitutifs de l'escalier

4.2.2. Pré dimensionnement des escaliers[7]

➤ Les escaliers sont en charpente métallique

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

$$59\text{cm} = (g + 2h) = 66\text{cm} \quad (5.1)$$

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage $h_e = 3.6\text{m}$

Girong=**30cm**

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

$14.5\text{ cm} = h = 18\text{cm}$

Pour **h=18cm** on a 10 marches pour le 1er volée et 11 pour le 2eme volée

La longueur de la ligne de la foulée sera :

$$L = g(n-1) = 30(10-1)$$

$$L=270\text{cm}=2.7\text{m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{10.18}{272} = 0.66 \rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L = l \cdot \frac{180}{\sin \alpha} = 3,24$$

Dimensionnement des éléments porteurs

$$\text{Volée : } G=125 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Palier : } G=293 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q=150\text{kg/m}^2$$

▪ Cornière de marche :

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

$$q = (G+Q) g = (125+150) \times 0.3$$

$$g = 30\text{cm} \quad q = 82.5 \text{ kg/ml}$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant :

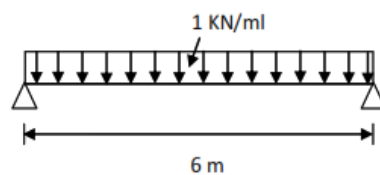


Figure 4. 8: les charges sur la cornière

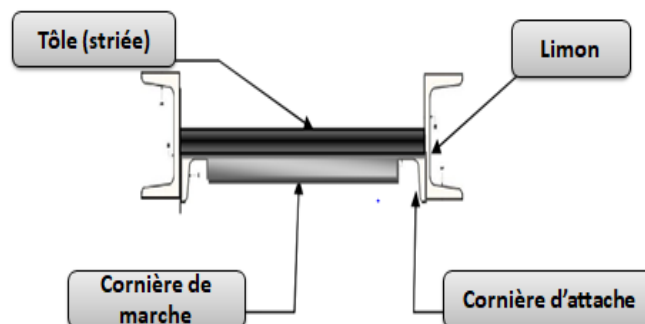


Figure 4. 9: composition de la marche

$$f^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$I_y = \frac{5.0,82.120^3.250}{384.2,1.10^6} = 2,2 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L 40x40x4

$$I_y = 4.47 \text{ cm}^4 \text{ P} = 2.42 \text{ kg/ml}$$

Vérification

$$\sigma_f < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 1.35G + 1.5Q = 1.35 [(125 \times 0.3) + 2.42] + 1.5 (150 \times 0.3) = 1,08 \text{ KN/ml}$$

$$W = \frac{I}{V} = 1.55 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{q.l^2}{8W} = \frac{1,08.120^2}{8 \cdot 1,55} = 12,54 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ KN/cm}^2 \text{ vérifié}$$

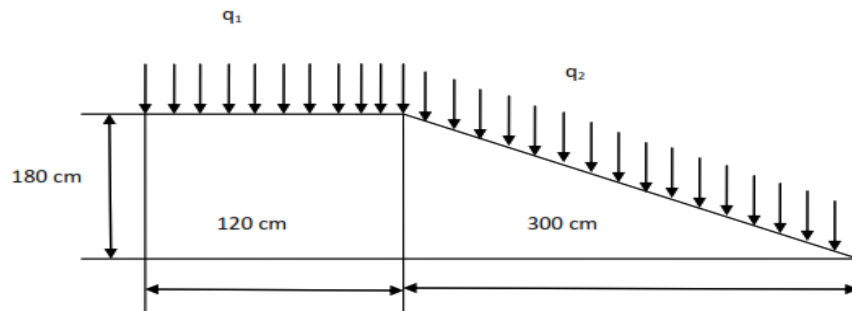


Figure 4. 10: charges appliqués sur limon

Limon UPN (poutre)

$$q_1 = \frac{1,6}{2} (125 + 150) q_1 = 2,20 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,6}{2} (293 + 150) q_2 = 3,54 \text{ KN/ml}$$

On vérifie selon le critère de la flèche (L= 270 cm ; P= 354.4kg/ml)

$$I_y \geq \frac{5.3,54.270^3.250}{384.2,1.10^6} = 108,13 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé UPN 100

$$I_y = 206 \text{ cm}^4$$

$$q_1 = \frac{1,6}{2}(1,35 \cdot 125 + 1,5 \cdot 150)q_1 = 3,15 \text{KN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,6}{2}(1,35 \cdot 293 + 1,5 \cdot 150)q_2 = 4,96 \text{KN/ml}$$

La charge équivalente :

L1=300 cm ; L2=120 cm

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{q \cdot l^2}{8W} = \frac{1,08 \cdot 120^2}{8 \cdot 1,55} = 12,54 \text{KN/cm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{KN/cm}^2 \text{Vérfié}$$

La condition de résistance :

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{q \cdot l^2}{8W} = \frac{3,66 \cdot 270^2}{8 \cdot 41,9} = 7,97 \text{KN/cm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{KN/cm}^2 \text{Vérfié}$$



Chapitre 5

ETUDE CLIMATIQUE

5.1. CHARGES CLIMATIQUES [8]

5.1.1 L'effet de la neige [8]

5.1.1.1 Introduction :

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement [1] 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 30 m.

5.1.1.2 Calcul des charges de la neige :

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

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

Le bâtiment étudié est située à Alger, qui correspond à la zone B Selon la classification de [1].

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 :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} \quad (\S 4.2. [1])$$

Application: $S_k = 0,112 \text{ kN/m}^2$

$$\mu = 0,8$$

$$S = 0,0896 \text{ kN/m}^2$$

5.1.2 Effet du vent [8]

5.1.2.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela une étude approfondie doit être élaboré pour la détermination des différentes actions dues au détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade .Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 vent et ceci dans toutes les directions possibles.

CHAPITRE 5: ETUDE CLIMATIQUE

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**, Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la **m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

▪ *Données relatives de site [8]*

Tableau 5. 1 : les données relatives de site selon le règlement RNV 2013

Catégorie du terrain	(Tableau 2.4. RNV2013)	I
Site plat Ct	(Tableau 2.5. RNV2013)	1
Zone du vent	(ANNEXE.1. RNV2013)	I
Qréf [daN/m²]	(Tableau 2.2. RNV2013)	37,5
Facteur de terrain KT	(Tableau 2.4. RNV2013)	0,17
Paramètre de rugosité Z0[m]		0,01
Hauteur minimale Zmin[m]		1
Coefficient ε		0,44
la vitesse de référence du vent Vréf [m/s]	(ANNEXE 1. RNV2013)	25

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction **V2** du vent : parallèle à la façade principale.

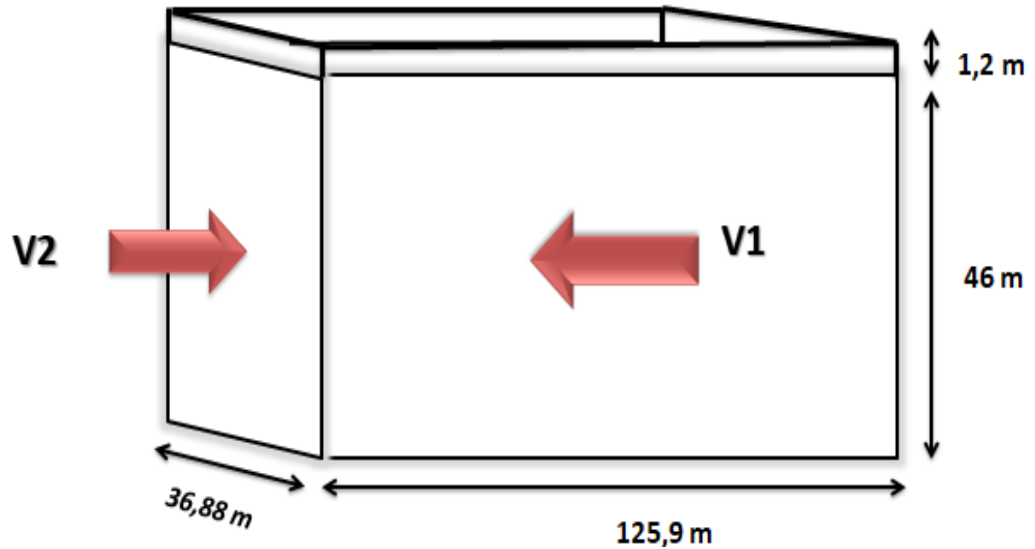


Figure 5. 1: Action du vent

▪ *Pression dynamique de pointe*

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

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times c_e(z_e) \quad [N/m^2]$$

$$q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

c_e : coefficient d'exposition au vent

Détermination du coefficient d'exposition $c_e(z_e)$ [8]

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

$$c_e(z_e) = C_{r2}(z) \times C_{t^2}(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad \left. \begin{array}{l} \text{§2.4.2. RNV2013)} \\ \text{(Cf. § 2.4.4. RNV2013)} \\ \text{(Cf. §2.4.5. RNV2013)} \\ \text{(Cf. §2.4.6. RNV2013)} \end{array} \right\}$$

c_r : Coefficient de rugosité
 c_t : Coefficient de topographie
 $I_v(z)$: Intensité de la turbulence
 Z (en m) : hauteur considéré
 $c_t = 1$ pour $\phi < 0.05$ (site plat) (§2.4.5. RNV2013)
 $c_r(z) = k_t \times \ln(Z/Z_0)$ pour $Z_{min} < Z < 200$ m (§2.4.4. RNV2013)

$$I(z) = \frac{1}{c_t \times \ln \frac{Z}{Z_0}} \text{ pour } Z > Z_{min} \text{ (§2.4.6. RNV2013)}$$

Tableau 5. 2: Valeurs des pressions dynamiques

Niveau	H (m)	Z (m)	Cr	Ct	Ce	IV	qP (daN/m ²)
RDC	6,00	3,00	0,970	1	2,093	,175	78,49
1 ^{er} étage	5,6	8,6	1,149	1	2,687	,148	100,76
2 ^{eme} étage	5,6	14,2	1,233	1	2,989	,138	112,09
3 ^{eme} étage	3,6	17,8	1,272	1	3,136	,134	117,6
4 ^{eme} étage	3,6	21,4	1,304	1	3,248	,130	121,8
5 ^{eme} étage	3,6	25,00	1,330	1	3,354	,128	125,78
6 ^{eme} étage	3,6	28,6	1,353	1	3,445	,126	129,19
7 ^{eme} étage	3,6	32,2	1,373	1	3,521	,124	132,04
8 ^{eme} étage	3,6	35,8	1,391	1	3,587	,122	134,51
9 ^{eme} étage	3,6	39,4	1,407	1	3,643	,120	136,61
10 ^{eme} étage	3,6	43	1,422	1	3,706	,119	138,98

▪ **Calcul de la pression due auvent**

a- **Détermination de la pression aérodynamique**

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

$$w_{(Z_j)} = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2] \quad (\S 2.5.2. RNV2013)$$

▪ **Détermination de coefficient de pression**

1- **Calcul des coefficients de pressions extérieures**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \quad (\S 5.1. RNV2013)$$

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

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

S est la surface chargée de la paroi considérée Alors **$C_{pe} = C_{pe.10}$**

5.1.2.1. Direction du vent V1

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; $b = 125,9$ m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ;

$$d = 36,88 \text{ m.}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [125,9; 92] \qquad e = 92\text{m}$$

$d < e$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante:

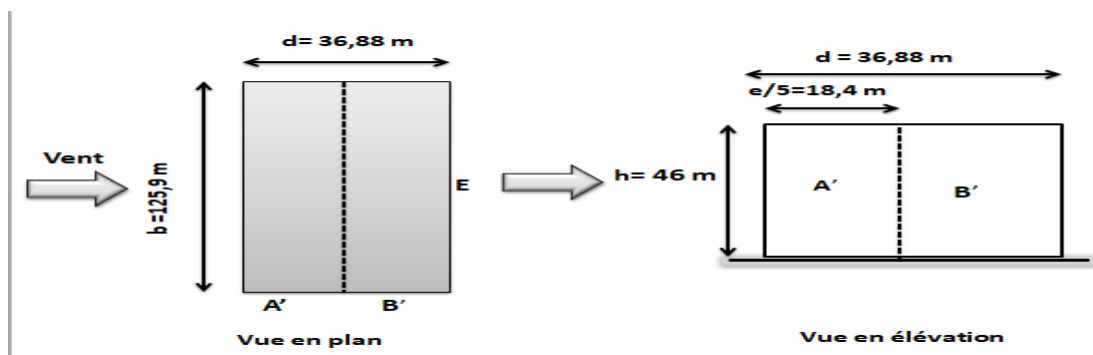


Figure 5. 2: Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 125,9 \times 46 = 5791,4 \text{ m}^2 \geq 10\text{m}^2$. Selon la formule (§5.1. RNV2013) [2] donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a

Tableau 5. 3: C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

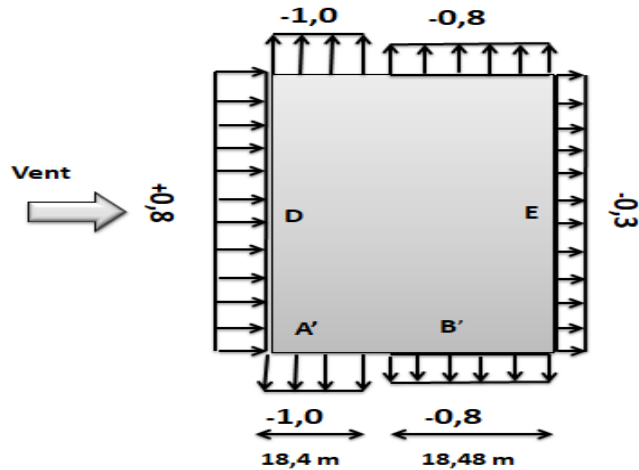


Figure 5. 3: Valeurs de Cpe pour les parois verticales

Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p = 1,2$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) [2] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [111,5; 92] = 92 \text{ m}$$

b: Dimension du côté perpendiculaire au vent

$$d = 36,88 \text{ m}$$

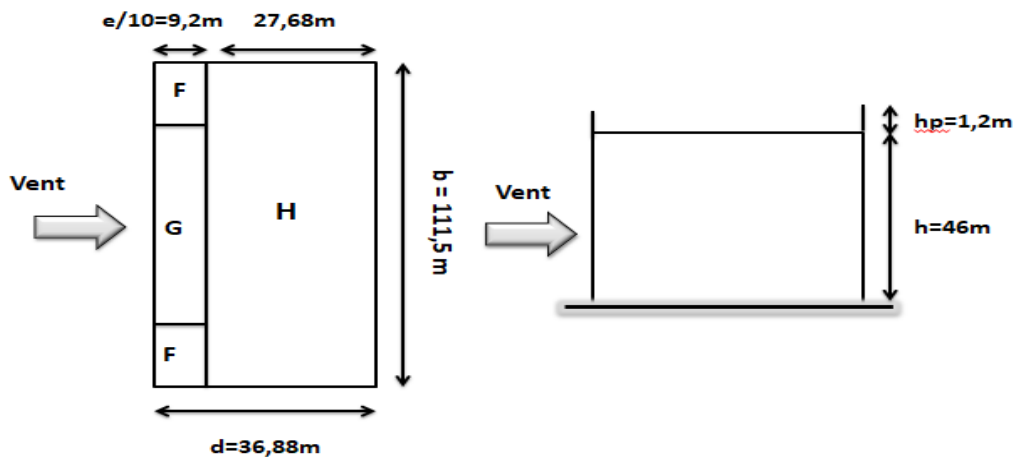


Figure 5. 4: Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Dans notre cas $h_p/h = 1,2/46 = 0,026=0.025$

Tableau 5. 4: Cpe pour les toitures plates d'un bâtiment à base rectangulaire

F	G	H
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1,6	-1,1	-0,7

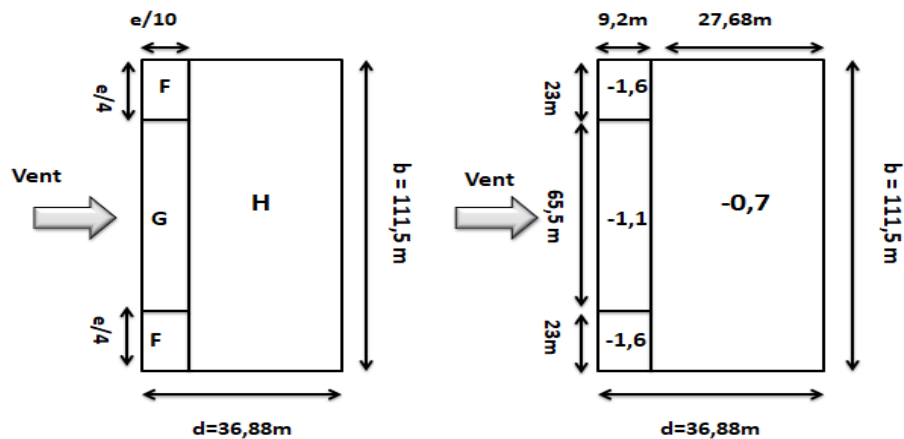


Figure 5. 5: Valeurs de Cpe pour la toiture plate

▪ Coefficient de pression intérieure Cpi

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

$h/d > 1$ Cpi1= 0,35 et Cpi2= -0,5

Les valeurs des pressions qj sont données dans le tableau suivant

RDC +6,00 m

Tableau 5. 5: Valeurs des pressions W(zj) sur le RDC (V1)

Zone	(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m ²)	W(zj)2 (daN/m ²)
A'	78,49	-1	0,35	-0,5	-105,96	-39,25
B'	78,49	-0,8	0,35	-0,5	-90,26	-23,55
D	78,49	+0,8	0,35	-0,5	35,32	102,04
E	78,49	-0,3	0,35	-0,5	-51,02	15,70

(R+1) +5,6 m

Tableau 5. 6: Valeurs des pressions W(zj) sur le 1er étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	100,76	-1	0,35	-0,5	-136,03	-50,38
B'	100,76	-0,8	0,35	-0,5	-115,87	-30,23
D	100,76	+0,8	0,35	-0,5	45,34	130,99
E	100,76	-0,3	0,35	-0,5	-65,50	20,15

(R+2) +5.6m

Tableau 5. 7: Valeurs des pressions W(zj) sur le 2ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	112,09	-1	0,35	-0,5	-151,32	-56,05
B'	112,09	-0,8	0,35	-0,5	-128,90	-33,63
D	112,09	+0,8	0,35	-0,5	50,44	145,72
E	112,09	-0,3	0,35	-0,5	-72,86	22,42

(R+3) +3.6m

Tableau 5. 8: Valeurs des pressions W(zj) sur le 3ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	117,6	-1	0,35	-0,5	-158,76	-58,8
B'	117,6	-0,8	0,35	-0,5	-135,24	-35,28
D	117,6	+0,8	0,35	-0,5	52,92	152,88
E	117,6	-0,3	0,35	-0,5	-76,44	23,52

(R+4) +3.6m

Tableau 5. 9: Valeurs des pressions W(zj) sur le 4ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	121,8	-1	0,35	-0,5	-164,43	-60,90
B'	121,8	-0,8	0,35	-0,5	-140,07	-36,54
D	121,8	+0,8	0,35	-0,5	54,81	158,34
E	121,8	-0,3	0,35	-0,5	-79,17	24,36

(R+5) +3.6m

Tableau 5. 10: Valeurs des pressions W(zj) sur le 5ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	125,78	-1	0,35	-0,5	-169,80	-62,89
B'	125,78	-0,8	0,35	-0,5	-144,65	-37,73
D	125,78	+0,8	0,35	-0,5	56,60	163,51
E	125,78	-0,3	0,35	-0,5	-81,76	25,16

(R+6) +3.6m

Tableau 5. 11: Valeurs des pressions W(zj) sur le 6ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	129,19	-1	0,35	-0,5	-174,41	-64,60
B'	129,19	-0,8	0,35	-0,5	-148,57	-38,76
D	129,19	+0,8	0,35	-0,5	58,14	167,95
E	129,19	-0,3	0,35	-0,5	-83,98	25,83

(R+7) +3.6m

Tableau 5. 12: Valeurs des pressions W(zj) sur le 7ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	132,04	-1	0,35	-0,5	-178,25	-66,02
B'	132,04	-0,8	0,35	-0,5	-151,85	-39,61
D	132,04	+0,8	0,35	-0,5	59,42	171,65
E	132,04	-0,3	0,35	-0,5	-85,83	26,41

(R+8) +3.6m

Tableau 5. 13: Valeurs des pressions W(zj) sur le 8ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	134,51	-1	0,35	-0,5	-181,59	-67,26
B'	134,51	-0,8	0,35	-0,5	-154,69	-40,35
D	134,51	+0,8	0,35	-0,5	60,53	174,86
E	134,51	-0,3	0,35	-0,5	-87,43	26,90

(R+9) +3.6m

Tableau 5. 14: Valeurs des pressions W(zj) sur le 9ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	136,61	-1	0,35	-0,5	-184,42	-160,31
B'	136,61	-0,8	0,35	-0,5	-157,10	-40,98
D	136,61	+0,8	0,35	-0,5	61,48	177,59
E	136,61	-0,3	0,35	-0,5	-88,80	27,32

(R+10) +3.6m

Tableau 5. 15: Valeurs des pressions W(zj) sur le 10ème étage (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A'	138,98	-1	0,35	-0,5	-187,62	-69,49
B'	138,98	-0,8	0,35	-0,5	-159,83	-41,69
D	138,98	+0,8	0,35	-0,5	62,54	180,67
E	138,98	-0,3	0,35	-0,5	-90,34	27,80

Toiture

Tableau 5. 16: Valeurs des pressions W(zj) sur la toiture (V1)

Zone	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
F	138,98	-1,6	0,35	-0,5	-271,01	-152,88
G	138,98	-1,1	0,35	-0,5	-201,52	-83,39
H	138,98	-0,7	0,35	-0,5	-145,93	-27,80

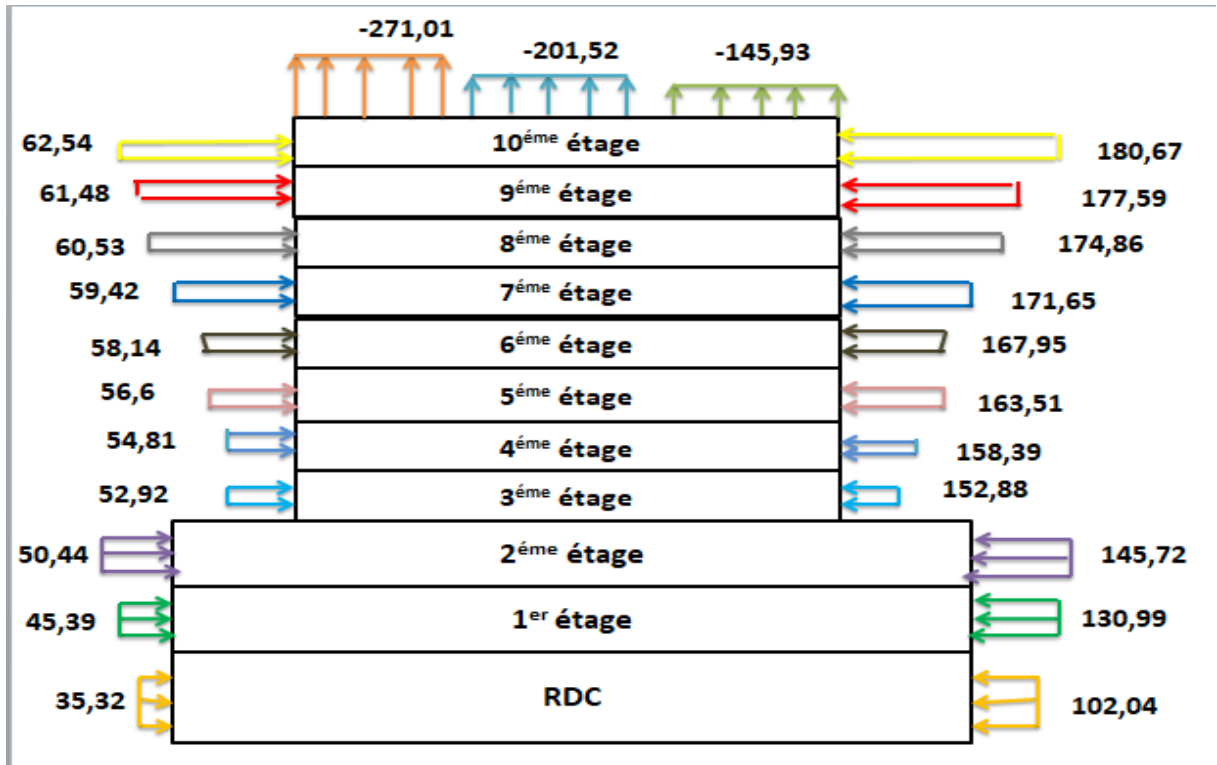


Figure 5. 6: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V1

5.1.2.2.Direction V2 du vent

On suit les mêmes étapes que pour la direction V1

Coefficient de pression extérieure C_{pe}

a. Parois verticales

$$b = 36.88 \text{ m} ; d = 125.9 \text{ m} ; e = \min [b ; 2h] = \min [36,88; 92] \quad e = 36.88 \text{ m}$$

$d > e \Rightarrow$ La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante.

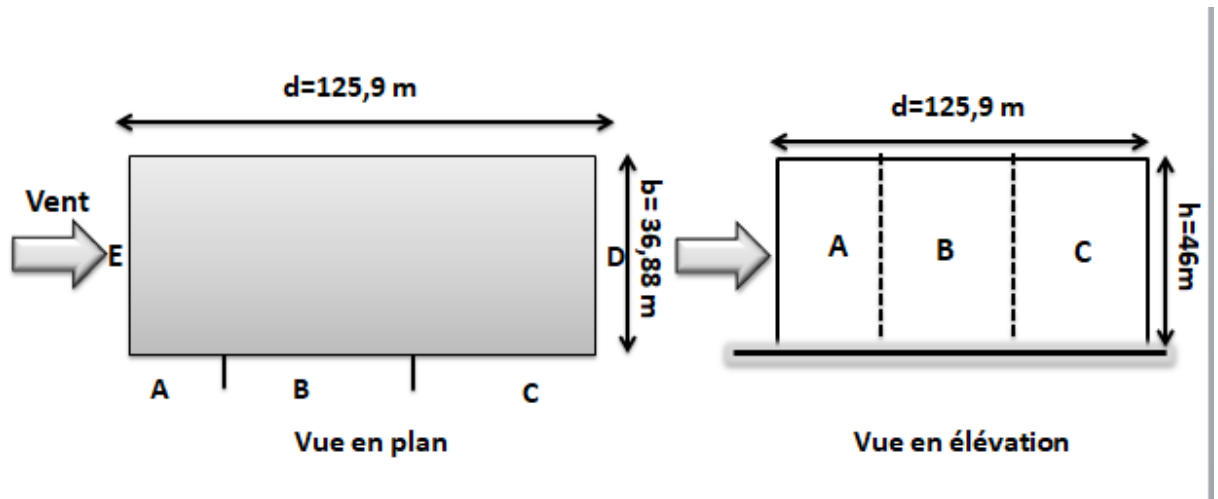


Figure 5. 7:Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 36,88 \times 46 = 1696,48 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$. Selon la formule (5.1. RNV2013) [2] donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$

-D'après le tableau (5.1. RNV2013) on a

Tableau 5. 17: C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

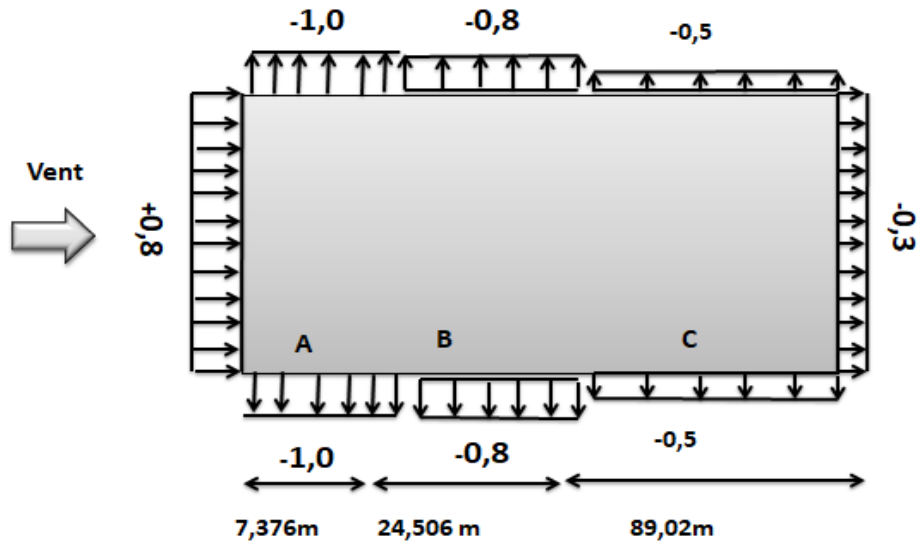


Figure 5. 8: Valeurs de Cpe pour les parois verticales

La Terrasse

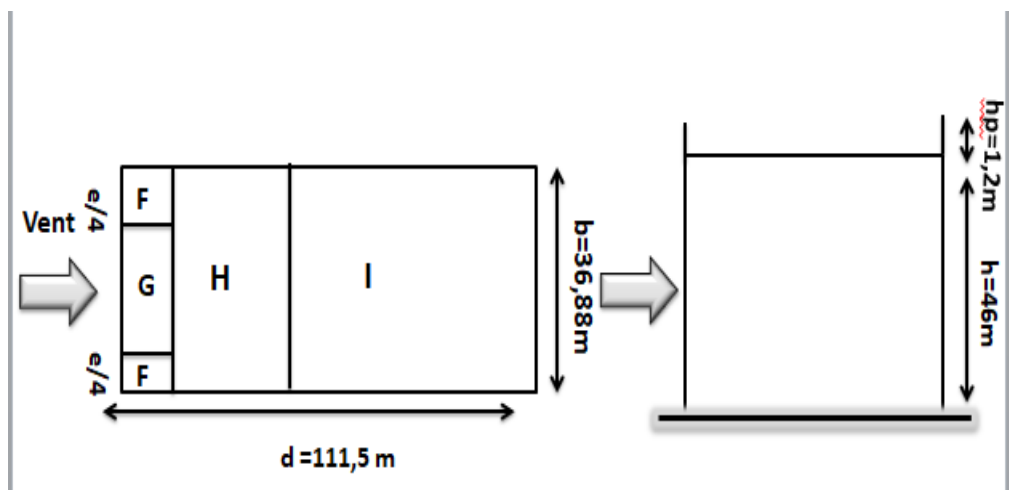


Figure 5. 9: Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a

Dans notre cas $hp/h = 1,2/46 = 0,026=0.025$

Tableau 5. 18: Cpe pour les toitures plates des bâtiments à base rectangulaire

F	G	H	I
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1,6	-1,1	-0,7	+ -0,2

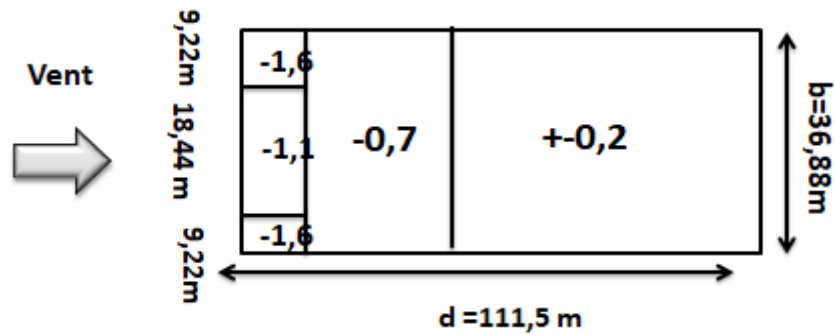


Figure 5. 10: Valeurs de Cpe pour les toitures plates

Coefficient de pression intérieure Cpi

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

$0.25 < h/d < 1$ Par interpolation linéaire entre les valeurs $h/d = 0.25$ et $h/d = 1$ on trouve :
 $C_{pi1} = 0.35$ et $C_{pi2} = -0.4$

Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sont données dans le tableau suivant

RDC +6,00 m

Tableau 5. 19 Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V2)

Zone	daN/m ²	Cpe	Cpi1	Cpi2	(zj)1 (daN/m ²)	(zj)2 (daN/m ²)
A	78,49	-1	0,35	-0.4	-105,96	-47,09
B	78,49	-0,8	0,35	-0.4	-90,26	-31,40
C	78,49	-0,5	0,35	-0.4	-66,72	-7,85
D	78,49	-0,8	0,35	-0.4	35,32	94,19
E	78,49	-0,3	0,35	-0.4	-51,02	7,85

(R+1) +5,6 m

Tableau 5. 20: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1er étage (V2)

Zone	daN/m ²	Cpe	Cpi1	Cpi2	(zj)1 (daN/m ²)	(zj)2 (daN/m ²)
A	100,76	-1	0,35	-0.4	-136,03	-60,46
B	100,76	-0,8	0,35	-0.4	-115,87	-40,30
C	100,76	-0,5	0,35	-0.4	-85,65	-10,08
D	100,76	-0,8	0,35	-0.4	45,34	120,91
E	100,76	-0,3	0,35	-0.4	-65,49	10,08

(R+2) +5,6 m

Tableau 5. 21: Valeurs des pressions W(zj) sur le 2ème étage (V2)

Zone	(daN/m²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	V(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A	112,09	-1	0,35	-0.4	-136,03	-60,46
B	112,09	-0,8	0,35	-0.4	-115,87	-40,30
C	112,09	-0,5	0,35	-0.4	-85,65	-10,08
D	112,09	-0,8	0,35	-0.4	45,34	120,91
E	12,09	-0,3	0,35	-0.4	-65,49	10,08

(R+3) +3.6 m

Tableau 5. 22: Valeurs des pressions W(zj) sur le 3ème étage (V2)

Zone	daN/m²	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	(zj)1 (daN/m²)	V(zj)2 (daN/m²)
A	117,6	-1	0,35	-0.4	-158,76	-70,56
B	117,6	-0,8	0,35	-0.4	-135,24	-47,04
C	117,6	-0,5	0,35	-0.4	-99,96	-11,76
D	117,6	-0,8	0,35	-0.4	52,92	141,12
E	117,6	-0,3	0,35	-0.4	-76,44	11,76

(R+4) +3.6 m

Tableau 5. 23: Valeurs des pressions W(zj) sur le 4ème étage (V2)

Zone	daN/m²	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	(zj)1 (daN/m²)	V(zj)2 (daN/m²)
A	121,8	-1	0,35	-0.4	-164,44	-73,09
B	121,8	-0,8	0,35	-0.4	-140,08	-48,72
C	121,8	-0,5	0,35	-0.4	-103,54	-12,18
D	121,8	-0,8	0,35	-0.4	54,81	146,17
E	121,8	-0,3	0,35	-0.4	-79,18	12,18

(R+5) +3.6 m

Tableau 5. 24: Valeurs des pressions W(zj) sur le 5ème étage (V2)

Zone	daN/m²	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	V(zj)1 (daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
A	125,78	-1	0,35	-0.4	-169,80	-75,47
B	125,78	-0,8	0,35	-0.4	-144,65	-50,31
C	125,78	-0,5	0,35	-0.4	-106,91	-12,58
D	125,78	-0,8	0,35	-0.4	56,60	150,94
E	25,78	-0,3	0,35	-0.4	-81,75	12,58

(R+6) +3.6 m

Tableau 5. 25: Valeurs des pressions W(zj) sur le 6ème étage (V2)

Zone	daN/m ²	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	(zj)1 (daN/m ²)	/(zj)2 (daN/m ²)
A	129,19	-1	0,35	-0.4	-174,41	-77,51
B	129,19	-0,8	0,35	-0.4	-148,57	-51,68
C	129,19	-0,5	0,35	-0.4	-109,81	-12,92
D	129,19	-0,8	0,35	-0.4	58,14	155,03
E	29,19	-0,3	0,35	-0.4	-83,97	12,92

(R+7) +3.6 m

Tableau 5. 26: Valeurs des pressions W(zj) sur le 7ème étage (V2)

Zone	daN/m ²	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	(zj)1 (daN/m ²)	/(zj)2 (daN/m ²)
A	132,04	-1	0,35	-0.4	-178,25	-79,23
B	132,04	-0,8	0,35	-0.4	-151,85	-52,82
C	132,04	-0,5	0,35	-0.4	-112,23	-13,20
D	132,04	-0,8	0,35	-0.4	59,42	158,45
E	32,04	-0,3	0,35	-0.4	-85,83	13,20

(R+8) +3.6 m

Tableau 5. 27: Valeurs des pressions W(zj) sur le 8ème étage (V2)

Zone	daN/m ²	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	(zj)1 (daN/m ²)	/(zj)2 (daN/m ²)
A	134,51	-1	0,35	-0.4	-181,59	-80,71
B	134,51	-0,8	0,35	-0.4	-154,69	-53,80
C	134,51	-0,5	0,35	-0.4	-114,33	-13,45
D	134,51	-0,8	0,35	-0.4	60,53	161,41
E	34,51	-0,3	0,35	-0.4	-87,43	13,45

(R+9) +3.6 m

Tableau 5. 28: Valeurs des pressions W(zj) sur le 9ème étage (V2)

Zone	daN/m²	Cpe	Cpi1	Cpi2	(zj)1 (daN/m²)	/(zj)2 (daN/m²)
A	136,61	-1	0,35	-0.4	-184,42	-81,97
B	136,61	-0,8	0,35	-0.4	-157,10	-54,64
C	136,61	-0,5	0,35	-0.4	-116,11	-13,66
D	136,61	-0,8	0,35	-0.4	61,47	163,93
E	36,61	-0,3	0,35	-0.4	-88,80	13,66

(R+10) +3.6 m

Tableau 5. 29: Valeurs des pressions W(zj) sur le 10ème étage (V2)

Zone	daN/m²	Cpe	Cpi1	Cpi2	(zj)1 (daN/m²)	/(zj)2 (daN/m²)
A	138,98	-1	0,35	-0.4	-187,62	-83,39
B	138,98	-0,8	0,35	-0.4	-159,83	-55,59
C	138,98	-0,5	0,35	-0.4	-118,13	-13,90
D	138,98	-0,8	0,35	-0.4	62,54	166,78
E	38,98	-0,3	0,35	-0.4	-90,34	13,90

Toiture

Tableau 5. 30: Valeurs des pressions W(zj) sur la toiture (V2)

Zo ne	Cd	qp (daN/m²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	W(zj)1(daN/m²)	W(zj)2 (daN/m²)
F	0,87	63,031	-1,53	-0,5	0,8	-64,922	-146,862
G	0,87	63,031	-1,03	-0,5	0,8	-33,406	-115,347
H	0,87	63,031	-0,7	-0,5	0,8	-12,606	-94,546
I	0,87	63,031	-0,2	-0,5	0,8	+18,909	-63,031
	0,87	63,031	+0,2	-0,5	0,8	-44,122	-37,819

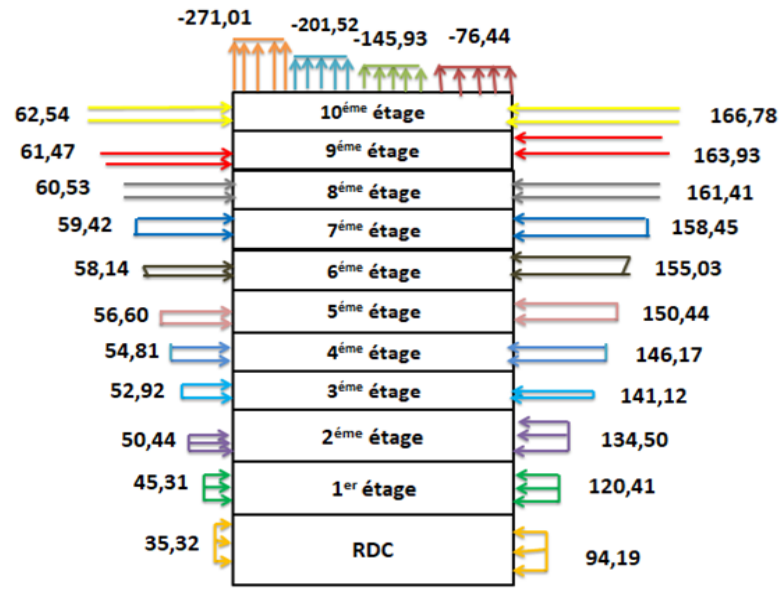


Figure 5. 11: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V2

5.1.2.2. Action d'ensemble [8]

- *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 directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} [N] \quad (\S 2.6.1. RNV2013)$$

C_d : Coefficient dynamique

C_f : Coefficient de force

A_{ref} : Surface élémentaire

1- Calcul du coefficient dynamique C_d

- *Direction VI*

$$b = 36.88 \text{ m et } h = 46 \text{ m}$$

- *Direction V2*

$$b = 36.88 \text{ m et } h = 46 \text{ m}$$

Tableau 5. 31: Valeurs de coefficient dynamique Cd[8]

Paramètres	formules	Résultats V1	Résultats V2
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z_{eq}) = 300 \left(\frac{z}{200} \right)^\varepsilon$	105m	105m
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{h+b}{L_i(z_{eq})} \right)^{0.63}}$	1.64	0,552
$n_{1x}[HZ]$	$\frac{0,5}{\sqrt{f}}$	0.737	0.737
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	0.05	0,05
$V_m(z_{eq}) [m/s]$	$V_m = C_t(z_e) \times C_r(z_e) \times V_{réf}$	33,675	33,675
$N_x[HZ]$	$N_x = \frac{n_{1x} \times l_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	2,298	2,298
R_n	$R_n = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 1.02 \times N_x)^{5/3}}$	0,076	0,076
η	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{l_i(z_{eq})} > 0$	12,67	3,71 > 0
	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{l_i(z_{eq})} > 0$	4,63	4,63 > 0
R_{HB}	$R_b = \frac{1}{n_b} - \left(\frac{1}{2n_b} \right) \times (1 - e^{-2n_b})$	0,04	0,135
	$R_h = \frac{1}{n_h} - \left(\frac{1}{2n_h} \right) \times (1 - e^{-2n_h})$	0,108	0,108
R^2	$R^2 = \left(\frac{\pi^2}{2 \times \delta} \right) \times R_n \times R_h \times R_b$	0,032	0,109
$V[HZ]$	$V = n_{1x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0,08$	0.58	0,992
g	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}$ $+ \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} > 3$	3.60	3,74
$I_v(z_{eq})$	$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}}$	0.126	0.126
C_d	$C_d = \frac{1 + 2g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_{eq})}$	1,15	0,94

5.1.2.3. Calcul du coefficient de forme[8]

- $C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda$ (§4.1. RNV2013)
- $C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda$ (§4.1. RNV2013)

$C_{f,0}$: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

ψ_λ : Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif λ_e

➤ **Direction V1**

- $C_{f,0} = 1.3$ (Figure 4.4 §4.2. [1])
 - $\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2 [1])
 $\max(0,7*125,9/36,88 ; 70) = 70$
 - Pour $\varphi = 1$ et $\psi_\lambda = 0,92$ (§4.1.1 [1])
- $C_f = 1.3 * 0.92 = 1.47$

➤ **Direction V2**

- $C_{f,0} = 2.1$ (Figure 4.4 §4.2. [1])
 - $\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2 [1])
 $= \max(0,7*125,9/36,88 ; 70) = 70$
 - Pour $\varphi = 1$ et $\psi_\lambda = 0,92$ (§4.1.1 [1])
- $C_f = 2.1 \times 0.92 = 1.932$

Calcul de la surface élémentaire Aréf [Aréf = l × h (Rectangle)]

▪ **Direction V1**

(La face de toiture considérée rectangulaire)

Tableau 5. 32: Valeurs de la force exercée par le vent Fw sur (V1)

Niveau	H (m)	L (m)	Cd	Cf	qp(daN/m ²)	Aréf (m ²)	Fw(daN)
RDC	6,00	125,9	1,15	1,47	78,49	755,4	100232,02
1^{er} étage	5,60	125,9	1,15	1,47	100,76	705,04	120092,83
2^{eme} étage	5,60	125,9	1,15	1,47	112,09	705,04	133596,72
3^{eme} étage	3,60	111,5	1,15	1,47	117,6	401,4	79799,44
4^{eme} étage	3,60	111,5	1,15	1,47	121,8	401,4	82649,42
5^{eme} étage	3,60	111,5	1,15	1,47	125,78	401,4	85350,12
6^{eme} étage	3,60	111,5	1,15	1,47	129,19	401,4	87664,04
7^{eme} étage	3,60	111,5	1,15	1,47	132,04	401,4	89597,95
8^{eme} étage	3,60	111,5	1,15	1,47	134,51	401,4	91274,01
9^{eme} étage	3,60	111,5	1,15	1,47	136,61	401,4	92699,00
10^{eme} étage	3,60	111,5	1,15	1,47	138,98	401,4	94307,20

▪ Direction V2

Tableau 5. 33: Valeurs de la force exercée par le vent Fw sur (V2)

Niveau	H (m)	L (m)	Cd	Cf	qp(daN/m ²)	Aréf (m ²)	Fw(daN)
RDC	6,00	36,88	0,94	1,932	78,49	221,280	31542,163
1^{er} étage	5,60	36,88	0,94	1,932	100,76	206,528	37792,19
2^{eme} étage	5,60	36,88	0,94	1,932	112,09	206,528	42041,75
3^{eme} étage	3,60	36,88	0,94	1,932	117,6	132,768	28355,40
4^{eme} étage	3,60	36,88	0,94	1,932	121,8	132,768	29368,09
5^{eme} étage	3,60	36,88	0,94	1,932	125,78	132,768	30327,74
6^{eme} étage	3,60	36,88	0,94	1,932	129,19	132,768	31149,95
7^{eme} étage	3,60	36,88	0,94	1,932	132,04	132,768	31837,13
8^{eme} étage	3,60	36,88	0,94	1,932	134,51	132,768	32432,67
9^{eme} étage	3,60	36,88	0,94	1,932	136,61	132,768	32939,04
10^{eme} étage	3,60	36,88	0,94	1,932	138,98	132,768	33510,48



Chapitre 6

ETUDE DYNAMIQUE SISMIQUE

6.1 INTRODUCTION

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

6.2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL[7] [10]

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

➤ La méthode statique équivalente

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les 30 m et la surface des ouvertures de plancher elle dépasse les 15%

Donc on opte pour la méthode model spectrale.

➤ La méthode modale spectrale

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

6.3. ANALYSE SPECTRALE[7]

6.3.1.Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélélogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse**

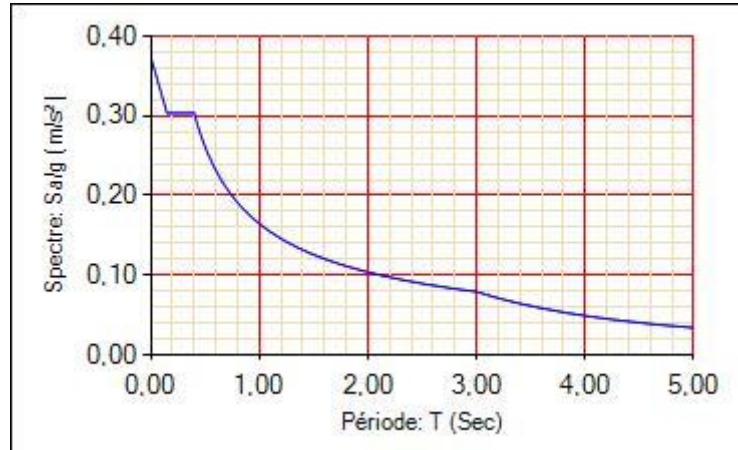


Figure 6. 1: représentation de graphe pour un spectre de réponse

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par EROUCODE 3est relative à la résultante des forces sismiques.

Si $V_i < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0,8V/V_i$.

6.3.2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : **1B** (bâtiment recevant du publique et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes (usage de bureaux et commerciaux) Dépasse 30m.
- Zone sismique : **III (wilaya d'ALGER)**

B: facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

Catégorie S2 $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec} \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- $C_T=0,05$: Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- $h_N = 46 \text{ m}$
- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$T = 1,3 \left(C_T \times h_N^{3/4} \right) = 0,05 \times 46^{3/4} = 1,15 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad T = 1,15 \text{ s}$$

$$\begin{cases} Dx = 125,9m \\ Dy = 36,88m \end{cases} \begin{cases} T_x = 0,09 \times \frac{46}{\sqrt{125,9}} = 0,37 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{46}{\sqrt{36,88}} = 0,68 \text{ s} \end{cases}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \longrightarrow \quad \eta = 1$$

Tableau 6. 1: résultat de facteur D

Direction	
Dx	2,5
Dy	1,75

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5\eta \\ T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 1 = 2,5 \text{ s} \\ D_y = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.4}{0.68}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,75 \text{ s} \end{array} \right.$$

➤ **R : coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment dépasse les 10 niveaux ou 30 m (R+10, h= 46 m).et le contreventement est assuré par des portiques autostables ductiles on a choisi un coefficient de comportement (R= 6) car les caractéristiques de la structure sont conforme au paragraphe 8.2 de RPA99/2003. **—————> R= 6**

➤ **Q : facteur de qualité**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{—————>} \quad Q = 1,2$$

Tableau 6. 2: valeurs des pénalités pq

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,20$$

$$Q//yy = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,2$$

➤ **W : poids de la structure**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

$W = 210275,76 \text{ KN}$ D'après logiciels **ROBOT**

6.4.VERIFICATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE [10]

6.4.1.Modelél

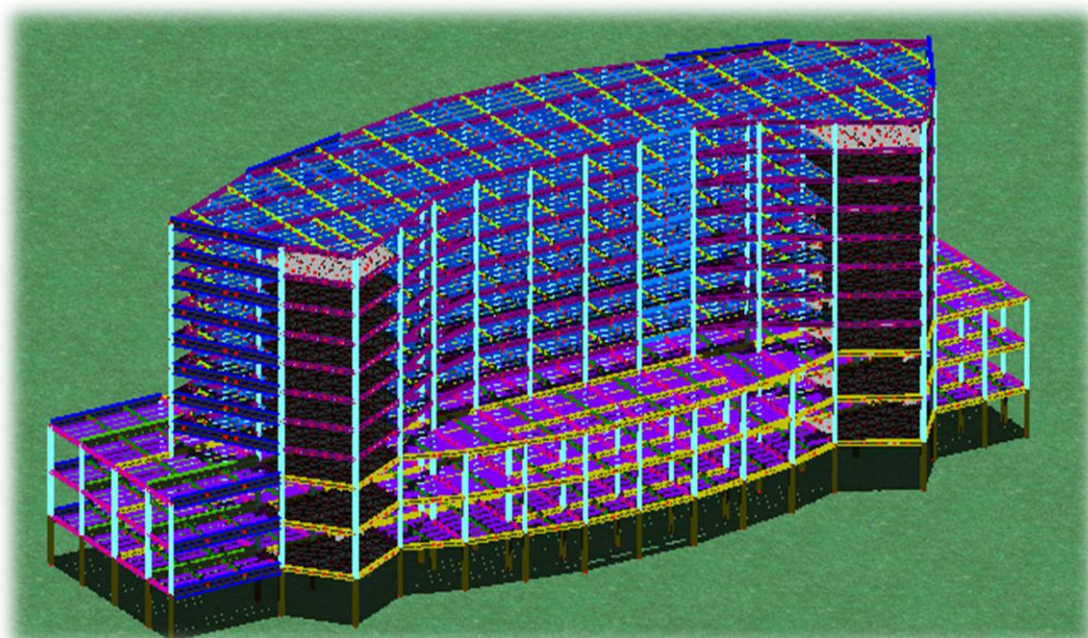


Figure 6. 2: le 1er modèle sur robot

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 6. 3: période et facteurs de participation massique du 1 er modèle

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	1,11	0,90	1,61	64,47	0,0	1,61	64,47	0,0
4/ 2	1,30	0,77	62,17	67,97	0,0	60,56	3,50	0,0
4/ 3	1,49	0,67	70,71	70,21	0,0	8,53	2,24	0,0
4/ 4	3,84	0,26	70,92	87,87	0,0	0,21	17,66	0,0
4/ 5	4,54	0,22	75,17	90,05	0,0	4,25	2,18	0,0
4/ 6	5,38	0,19	91,21	90,12	0,0	16,04	0,07	0,0
4/ 7	7,72	0,13	91,21	95,23	0,0	0,01	5,11	0,0
4/ 8	8,31	0,12	91,65	95,25	0,0	0,43	0,03	0,0
4/ 9	11,14	0,09	96,66	95,25	0,0	5,01	0,00	0,0
4/ 10	11,80	0,08	96,67	97,86	0,0	0,01	2,60	0,0

Interprétations :

Après avoir vérifié Les résultats dynamique (période et la participation massique) on a déduit que ça ne vérifie pas les exigences prescrit par le RPA donc Nous remarquons que la structure est très souple on va opter pour la solution qui a été proposé par l'architecte, un noyau central à cause de la symétrie du bâtiment.

Pour cela le coefficient de comportement va changer d'après le tableau (4.3) dans [6]

Ossature métallique contreventé par noyau en béton armé \longrightarrow **R= 4**

6.4.2. Modelé 2

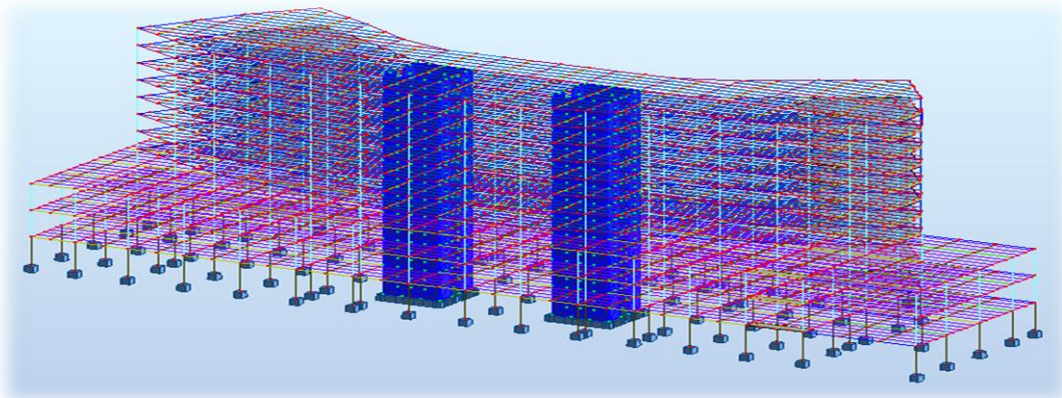


Figure 6. 3: le 2ème modèle sur robot

Tableau 6. 4: participation massique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
6/ 1	0,40	2,48	2,02	0,06	0,00	2,02	0,06	0,00
6/ 2	0,60	1,68	2,02	70,02	0,00	0,00	69,96	0,00
6/ 3	1,15	0,87	66,55	70,02	0,00	64,53	0,00	0,00
6/ 4	1,31	0,76	67,29	70,10	0,00	0,75	0,07	0,00
6/ 5	1,84	0,54	67,29	70,10	0,55	0,00	0,00	0,55
6/ 6	2,17	0,46	67,29	70,10	4,03	0,00	0,00	3,49
6/ 7	2,20	0,45	67,29	70,10	4,04	0,00	0,00	0,01
6/ 8	2,20	0,45	67,29	70,10	4,11	0,00	0,00	0,06
6/ 9	2,21	0,45	67,29	70,10	4,11	0,00	0,00	0,00
6/ 10	2,21	0,45	67,29	70,10	4,11	0,00	0,00	0,01
6/ 11	2,28	0,44	67,29	70,14	8,56	0,00	0,04	4,44
6/ 12	2,29	0,44	67,29	86,64	8,56	0,00	16,49	0,01
6/ 13	2,31	0,43	67,29	86,66	8,65	0,00	0,02	0,09
6/ 14	2,31	0,43	67,29	86,66	9,79	0,00	0,00	1,14
6/ 15	2,32	0,43	67,29	86,66	11,16	0,00	0,00	1,36
6/ 16	2,48	0,40	67,29	86,66	11,80	0,00	0,00	0,64
6/ 17	2,48	0,40	67,29	86,66	12,27	0,00	0,00	0,48
6/ 18	2,55	0,39	67,29	86,66	12,52	0,00	0,00	0,25
6/ 19	2,55	0,39	67,29	86,66	12,86	0,00	0,00	0,34
6/ 20	2,58	0,39	67,29	86,66	12,91	0,00	0,00	0,06

6.4.2.1 Période et participation du model 2

➤ **Résultat obtenu :**

- 1^{er} mode une rotation
- 2^{ème} mode une translation suivant X-X
- 3^{ème} mode une translation suivant y-y
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 10^{ème} mode
- La période = 2,48 > T=1,15 invérifiée

Interprétations :

Après avoir vérifié Les résultats dynamique on a déduit que ça ne vérifie pas les exigences prescrit par le RPA99 révision 2003 donc on va opter un d'autre solution, on ajute des pallies de stabilité en X ou en V pour rigidifier la structure.

6.4.3.Model 3 (model final)

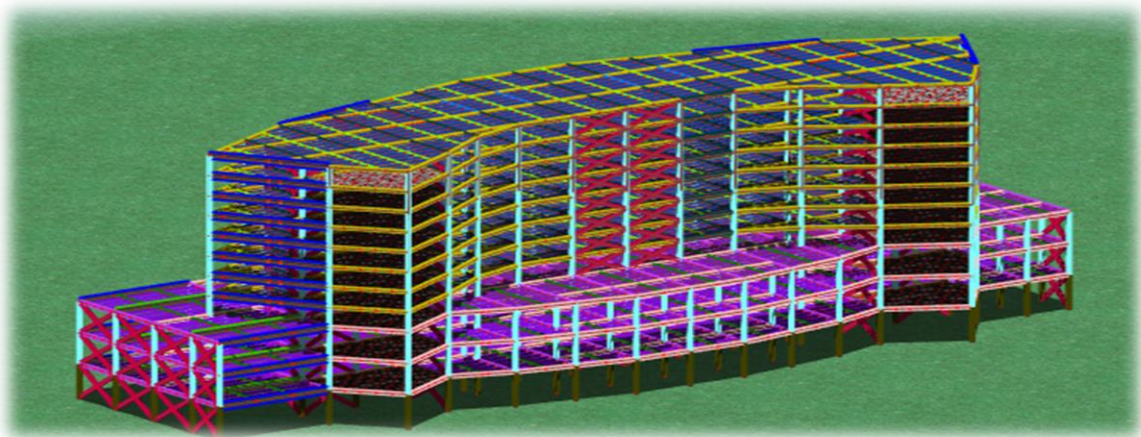


Figure 6. 4:le 3ème modèle sur Robot

6.5.Période et participation du model

Tableau 6. 5: participation massique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	1,11	0,90	1,61	64,47	0,0	1,61	64,47	0,0
4/ 2	1,30	0,77	62,17	67,97	0,0	60,56	3,50	0,0
4/ 3	1,49	0,67	70,71	70,21	0,0	8,53	2,24	0,0
4/ 4	3,84	0,26	70,92	87,87	0,0	0,21	17,66	0,0
4/ 5	4,54	0,22	75,17	90,05	0,0	4,25	2,18	0,0
4/ 6	5,38	0,19	91,21	90,12	0,0	16,04	0,07	0,0
4/ 7	7,72	0,13	91,21	95,23	0,0	0,01	5,11	0,0
4/ 8	8,31	0,12	91,65	95,25	0,0	0,43	0,03	0,0
4/ 9	11,14	0,09	96,66	95,25	0,0	5,01	0,00	0,0
4/ 10	11,80	0,08	96,67	97,86	0,0	0,01	2,60	0,0

Résultat obtenu :

- 1^{er} mode une translation suivant x-x
- 2^{eme} mode une translation suivant y-y
- 3^{eme} mode une rotation
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 5^{eme} mode
- La période **T=0,90 < T=1,15 vérifiée**

6.5.1. Vérification de l'effort tranchant a la base

$W = 230819,13 \text{ KN}$ D'après logiciels **ROBOT**

Tableau 6. 6:calcul de l'effort tranchant à la base

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,3	2,5	1,20	4	230819,13	51934,30	41547,44
y-y	0,3	1,75	1,20	4	230819,13	36354,01	29083,21

$V_t < 0,8V ; V_t = \sqrt{F_y^2 + F_x^2}$

Combinaison E_x

Tableau 6. 7: vérification au sens X-X

F_x (KN)	F_y (KN)	V_t (KN)	$0.8 V_x$ (KN)	$V_t > 0.8 V$
42033,47	8995,45	48985,24	41547,44	<i>vérifiée</i>

Combinaison E_y

Tableau 6. 8:vérification au sens Y-Y

F_x (KN)	F_y (KN)	V_t (KN)	$0.8V_y$ (KN)	$V_t > 0.8 V$
8974,39	39509,80	40516,22	29083,21	<i>vérifiée</i>

6.5.2. Vérification des déplacements inter étages

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Suivant **X** :

Tableau 6. 9: vérification de déplacement inter-étage sur X

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
7/ 1	0,8	0,3	0,8	0,3
7/ 2	2,2	0,8	1,3	0,5
7/ 3	3,9	1,4	1,7	0,6
7/ 4	5,2	2,0	1,3	0,6
7/ 5	6,6	2,8	1,4	0,7
7/ 6	8,0	3,5	1,4	0,7
7/ 7	9,4	4,2	1,4	0,7
7/ 8	10,9	4,9	1,4	0,7
7/ 9	12,3	5,6	1,4	0,7
7/ 10	13,6	6,2	1,3	0,6
7/ 11	14,1	5,9	0,5	-0,3

Suivant Y :

Tableau 6. 10: vérification de déplacement inter-étage sur y

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,2	1,1	0,2	1,1
8/ 2	0,6	2,8	0,4	1,7
8/ 3	1,2	4,9	0,5	2,1
8/ 4	1,6	6,6	0,4	1,7
8/ 5	2,0	8,3	0,4	1,8
8/ 6	2,4	10,1	0,4	1,8
8/ 7	2,8	11,9	0,4	1,8
8/ 8	3,2	13,6	0,4	1,7
8/ 9	3,6	15,3	0,4	1,6
8/ 10	4,0	16,8	0,4	1,6
8/ 11	3,5	18,2	-0,5	1,4

➤ **Conclusion :**

Les déplacements latéraux inter étage sont inférieurs à la limite imposée par RPA99version 2003 (inf à 3.6 cm) vérifier

6.6.VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ (EFFET DE SECOND ORDRE) [7]

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

Tableau 6. 11: Vérification de l'effet P-Δ (effet de second ordre)

<i>Niveaux</i>	<i>P (KN)</i>	<i>V_x (KN)</i>	<i>V_y (KN)</i>	<i>ΔK_x (cm)</i>	<i>ΔK_y (cm)</i>	<i>H_k (cm)</i>	<i>θ_x</i>	<i>θ_y</i>	<i>θ ≤ 0,1</i>
11	227659,67	21016,36	19685,98	0,5	1,4	360	0,015	0,045	<i>vérifiée</i>
10	196826,05	20144,88	18785,32	1,3	1,6	360	0,035	0,047	<i>vérifiée</i>
9	167377,15	18704,46	17307,60	1,4	1,6	360	0,035	0,043	<i>vérifiée</i>
8	140206,91	17079,64	15682,00	1,4	1,7	360	0,032	0,042	<i>vérifiée</i>
7	122283,02	15902,95	14572,33	1,4	1,8	360	0,030	0,042	<i>vérifiée</i>
6	104393,41	14565,12	13409,60	1,4	1,8	360	0,028	0,039	<i>vérifiée</i>
5	86506,69	13067,52	12135,35	1,4	1,8	360	0,026	0,036	<i>vérifiée</i>
4	68620,87	11375,50	10643,40	1,3	1,7	360	0,022	0,030	<i>vérifiée</i>
3	50734,00	9362,96	8844,14	1,7	2,1	560	0,016	0,022	<i>vérifiée</i>
2	32806,87	6835,41	6572,13	1,3	1,7	560	0,011	0,015	<i>vérifiée</i>
1	14917,58	3625,17	3566,50	0,8	1,1	600	0,005	0,008	<i>vérifiée</i>

6.7. CONCLUSION

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- ✓ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8 \cdot V_{MSE}$), avec l'ajustement par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- ✓ Vérifier le déplacement inter-étage.
- ✓ Vérifier l'effet P-Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.

☞ les conditions de stabilités sont *vérifiée*



Chapitre 7

EXPELOITATION DES RESULTAS

7.1. VERIFICATION DES POTEAUX

Le pré-dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement et après étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et en compression axiale.

7.1.1 Vérification du flambement [9]

➤ **Procédure de calcul**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sd,y}}{W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sd,z}}{W_{el,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{section de classe 3}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Poteaux 2^{ème} étage (**HE360M+IPE360**)

Hauteur d'étage 5,6m

Tableau 7. 1: dimension Caractéristique mécanique du profilé HE360M+IPE360

Profilé	A <i>mm</i> ²	<i>I_y</i> <i>mm</i> ⁴	<i>I_z</i> <i>mm</i> ⁴	<i>W_{el,y}</i> <i>mm</i> ³	<i>W_{el,z}</i> <i>mm</i> ³	<i>i_y</i> <i>mm</i>	<i>i_z</i> <i>mm</i>
HE360M+IPE360	3915	85910450	5526092,7	4349896,2	1649018,9	148,1	118,
0	4	0	1	0	6	3	8

$$\text{Plan y-y : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \right)$$

$$\text{Plan z-z : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon}$$

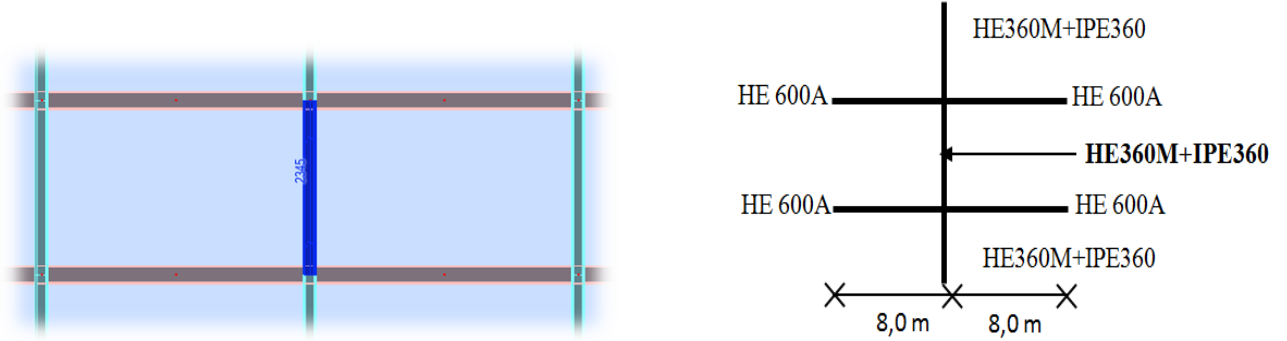


Figure 7. 1:le poteau calculer du profilé HE360M+IPE360

$$\text{Plan y-y ; } K_C = K_{C2} = \frac{I_y}{h} = \frac{859104500}{5,6 \times 10^3} = 153411,52$$

$$K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{859104500}{3,6 \times 10^3} = 238640,14$$

$$K_{P11} = K_{P21} = K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_{y(HE600A)}}{L_{(HE600A)}} = \frac{141200 \times 10^4}{4 \times 10^3} = 353000$$

$$\rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,847 \\ \eta_2 = 0,815 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,863 \rightarrow L_{fy} = 4832,8 \text{ mm}$$

$$\text{Plan z-z ; } K_C = K_{C2} = \frac{I_z}{h} = \frac{552609212,71}{5,6 \times 10^3} = 98680,22$$

$$K_{C1} = \frac{I_z}{h} = \frac{552609212,71}{3,6 \times 10^3} = 153502,56$$

$$K_{P11} = K_{P21} = K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_{z(HE600A)}}{L_{(HE600A)}} = \frac{11270 \times 10^4}{8 \times 10^3} = 14087,5$$

$$\rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,899 \\ \eta_2 = 0,985 \end{cases} ; \frac{L_{fz}}{L_0} = 1 \rightarrow L_{fz} = L_0 = 5600 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{4832,8/148,13}{93,9,0,92} = 0,37 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{5600/118,8}{93,9,0,92} = 0,54 \end{cases} \quad \text{Risque de flambement en plan z-z et y-y } (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h_{(HE360M+IPE360)}}{b_{(HE360M+IPE360)}} = \frac{395}{524,5} = 0,75 < 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 40 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Tableau 7. 2: Facteur d'imperfection α

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_y = 0,34 \quad \text{Et} \quad \alpha_z = 0,49$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,60 \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,73 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y ; } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,51 + \sqrt{0,51^2 - 0,17^2}} = 0,93 \\ \text{Plan z - z ; } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,29^2}} = 0,82 \end{cases} \quad \chi_{min} = 0,82$$

Tableau 7. 3: les cas de vérification de flambement au poteau

Cas 1	$N_{sd}^{MAX} \rightarrow M_{y.sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$ - $N_{sd}^{max} = 4292,79 \text{ (KN)}$ - $M_y^{corr} = 6,29 \text{ (KNM)}$ - $M_z^{Corr} = -21,99 \text{ (KNM)}$	$K_Y = 1,01 \leq 1.5$ $\mu_Y = -0.017$ $\psi = \frac{M_Y^{min}}{M_Y^{max}} = -\frac{5,36}{9,26} = -0.85$ $\beta_{MY} = 2,39$
		$K_Z = 0.99 \leq 1.5$ $\mu_Z = 0.050$ $\psi = \frac{M_Z^{min}}{M_Z^{max}} = -\frac{21,05}{21,99} = -0.96$ $\beta_{MZ} = 2,47$
$\frac{4292,79 \times 10^3}{0.82 \times \frac{39154 \times 275}{1.1}} + \frac{1,01 \times 6,29 \times 10^6}{4349896.20 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{0,99 \times -21,99 \times 10^6}{1649018.96 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1}} = 0.52 \leq 1 \text{ vérifier}$		
Cas 2	$M_{y.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$ - $M_y^{max} = 80,52 \text{ (KNM)}$ - $N_{sd}^{corr} = 1820,86 \text{ (KN)}$ - $M_z^{Corr} = -29,61 \text{ (KNM)}$	$K_Y = 1 \leq 1.5$ $\mu_Y = -0.052$ $\psi = \frac{M_Y^{min}}{M_Y^{max}} = \frac{3,56}{80,52} = 0,045$ $\beta_{MY} = 1,77$
		$K_Z = 1 \leq 1.5$ $\mu_Z = 0.047$ $\psi = \frac{M_Z^{min}}{M_Z^{max}} = \frac{-1,52}{-29,51} = 0,052$ $\beta_{MZ} = 1,76$
$\frac{1820,86 \times 10^3}{0.82 \times \frac{39154 \times 275}{1.1}} + \frac{1 \times 80,52 \times 10^6}{4349896.20 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1 \times -29,61 \times 10^6}{1649018.96 \times \frac{275}{1.1}} = 0.22 \leq 1 \text{ vérifier}$		
Cas 3	$M_{z.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{y.sd}^{corr}$ - $M_z^{max} = 73,57 \text{ (KNM)}$ - $N_{sd}^{corr} = 3230,31 \text{ (KN)}$ - $M_y^{Corr} = -23,54 \text{ (KNM)}$	$K_Y = 1,01 \leq 1.5$ $\mu_Y = 0.083$ $\psi = \frac{M_Y^{min}}{M_Y^{max}} = \frac{-0,67}{-23,54} = 0,028$ $\beta_{MY} = 1,78$
		$K_Z = 1,02 \leq 1.5$ $\mu_Z = 0.074$ $\psi = \frac{M_Z^{min}}{M_Z^{max}} = \frac{4,51}{73,57} = 0,061$ $\beta_{MZ} = 1,76$
$\frac{3230,31 \times 10^3}{0.82 \times \frac{39154 \times 275}{1.1}} + \frac{1,01 \times -23,54 \times 10^6}{4349896.20 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1,02 \times 73,57 \times 10^6}{1649018.96 \times \frac{275}{1.1}} = 0.56 \leq 1 \text{ C.vérifie}$		

7.1.2. Vérification du déversement [9]

Les éléments à section transversale pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{el.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \text{ (classe 3) (CCM 97,5.52)}$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y} \quad \text{mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_Z \times \beta_{M.LT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,90$$

Où :

$\beta_{M.LT}$ est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M.LT} = 2,39$$

$$\mu_{LT} = 0,050 \leq 0,90 \text{ (OK)}$$

$$K_{LT} = 1,01 > 1 \text{ donc prend } K_{LT} = 1$$

▪ Calcul de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

Tableau 7. 4: calcul des paramètres de X_LT

C_1	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{Lt}$	α_{LT}	Φ_{LT}
1,132	42,52	0,49	0,21	0,65

Donc: $\chi_{LT} = 0,767 < 1$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec $K_z \leq 1,5$ $K_z = 1,10$ →

$$\frac{4292,79 \times 10^3}{0,82 \times \frac{39154 \times 275}{1,1}} + \frac{1,01 \times 6,29 \times 10^6}{0,767 \times 4349896,20 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,01 \times -21,99 \times 10^6}{1649018,96 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,54 \leq 1 \quad \text{C.vérifier}$$

7.2 .VERIFICATION DES POUTRES

Exemple de calcul **POUTRE HEA 600**

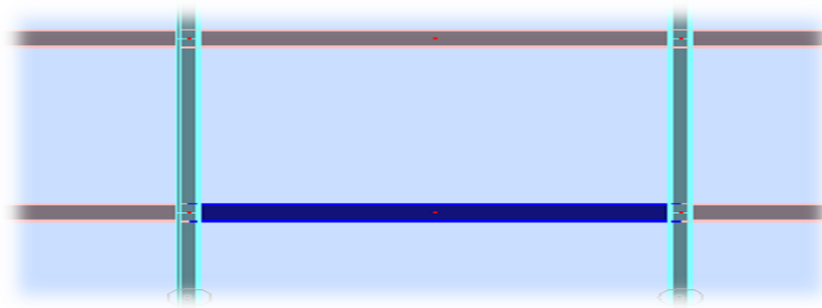


Figure 7. 2: la poutre calculée du profilé HEA600

7.2.1 Vérification de la flexion [9]

- $M_{sd} < M_{pl,rd} = R_a \frac{h_a}{2} + R_b \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right)$
- $R_w = A_w \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$
- $M_{sd} = \max |M_{Max}; M_{Min}| = \max |228,15 ; -239,21|$

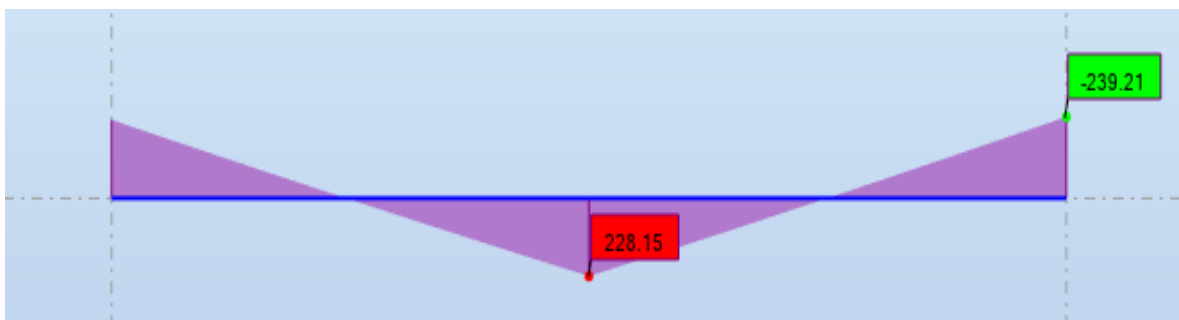


Figure 7. 3: Diagramme Des Moments De La poutre HEA 600 La plus sollicité (1.35G+1.5Q)

Tableau 7. 5: calcul de l'axe neutre

$R_b(KN)$	$R_a(KN)$	$R_b < R_a$	R_w	$R_b > R_w$
2622	5919,925	A. N dans la semelle ou l'ame	849,06	A. N dans la semelle sup

Tableau 7. 6: vérification de la flexion

HEA600	$M_{sd}(KNM)$	$M_{pl,rd}(KNM)$	$r = \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}}$	$M_{sd} < M_{c,rd}$
Barre 1584	239.21	982,,53	0,24	Vérifiée

7.2.2. Vérification de l'effort tranchant

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

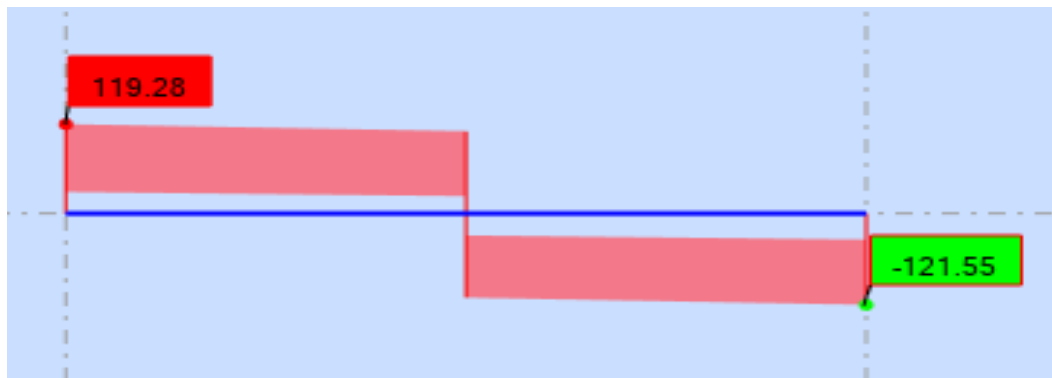


Figure 7. 4: diagramme de l'effort tranchant

Tableau 7. 7: vérification de l'effort tranchant

HEA 600	$V_{sd}(KN)$	$A_v(mm^2)$	$V_{pl,rd}(KN)$	$r = \frac{V_{sd}}{V_{pl,rd}}$	$V_{sd} < V_{pl,rd}$
Barre 1584	119,28	9325	1480,54	0.08	Vérifiée

7.2.3. Vérification De Déversement

○ $M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m}$

Tableau 7. 8:Vérification de déversement

HEA 600	$M_{sd}(KNM)$	λ_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,rd}(KNM)$	$r = \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}}$	$M_{sd} < M_{c,rd}$
Barre 1584	239.21	32,03	0,586	0,961	1285,34	0,19	Vérifiée

→Pprofilé *vérifié*

7.3. VERIFICATION DES CONTREVENTEMENTS [14]

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

a. Compression simple (EC3.art.5.5.1.1. (1))

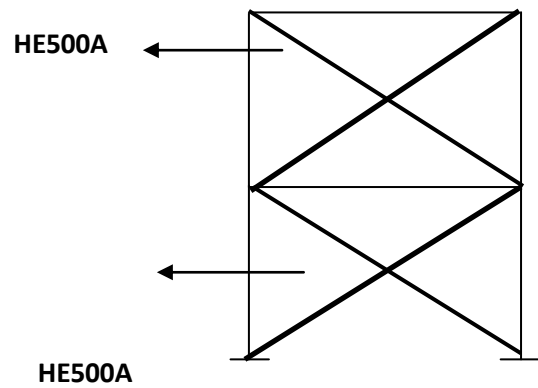
$N_{sd} \leq N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1}$

b. Traction simple (EC3.art.5.4.3.(1))

$N_{sd} \leq N_{PLRD} = A \times f_y / \gamma_{m0}$

Vérifications à la compression simple

$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd}^{com} = 219.78 \text{ kN} \\ N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1} \text{ L} = 5,6 \text{ m} \end{array} \right.$



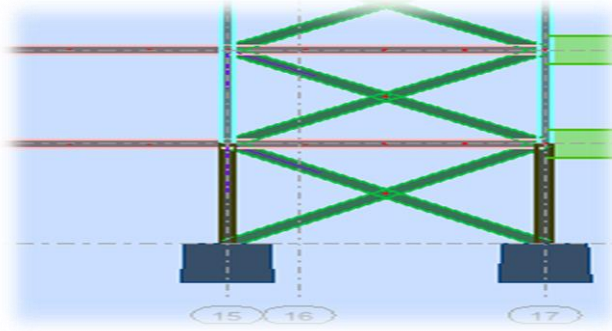


Figure 7. 5: les palées de stabilité calculée du profilé HEA500

Tableau 7. 9: Les caractéristiques géométriques

Profile	A mm ²	I _y mm ⁴	I _z mm ⁴	W _{pl.y} mm ³	W _{pl.z} mm ³	i _y mm	i _z mm
HE360M+IPE36	1975	86974800	10367100	3948860.0	1058510.00	209,8	72,4
0	4	0	0	0		3	5

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = 5600/209,83 = 26,68 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,31 \\ \lambda_z = 5600/72,45 = 77,3 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,89 \end{array} \right.$$

▪ On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

▪ **Remarque**

Pour les sections en I la courbe de flambement est " a":

$$\bar{\lambda}_y = 0,89 \Rightarrow \chi = 0,97$$

Donc:

$$N_{sd} = 219.78kN \leq N_R = 0,97 \times 1 \times 19754 \times 275 / 1,1 = 4790,03 kN \quad \text{C. vérifier}$$

• **Vérifications à la Traction simple**

$$N_{sd} = 219.78kN \leq N_{PLRD} = 19754 \times 275 / 1 = 5432,35kN \quad \text{C. vérifier}$$

NB : pour éviter le travail répétitif on a paramétré le logiciel **ROBOT** pour qu'il puisse calculer et vérifier les éléments selon [14].

7.4.VERIFICATION DE ROBT

La combinaison la plus défavorable a ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

VERIFICATION DE ROBT

La combinaison la plus défavorable a ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: **958 Poutre_958**

POINT: **1**

COORDONNEE: **x =**

0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 5 elu (1+2)*1.35+3*1.50*

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235000000.00$ Pa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

h=600.0 mm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=220.0 mm

Ay=9430.00 mm²

Az=8378.00 mm²

Ax=15598.00 mm²

tw=12.0 mm

Iy=920835000.00 mm⁴

Iz=33873400.00 mm⁴

Ix=1661200.00 mm⁴

tf=19.0 mm

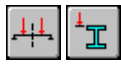
Wply=3512400.00 mm³

Wplz=485650.00 mm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.00 kN	My,Ed = -266.33 kN*m	Mz,Ed = 0.05 kN*m	Vy,Ed = 0.04 kN
Nc,Rd = 3665.53 kN	My,Ed,max = -266.33 kN*m		Mz,Ed,max = 0.05 kN*m
	Vy,T,Rd = 1279.36 kN		
Nb,Rd = 3665.53 kN	My,c,Rd = 825.41 kN*m	Mz,c,Rd = 114.13 kN*m	Vz,Ed = 156.29 kN
	MN,y,Rd = 825.41 kN*m		MN,z,Rd = 114.13 kN*m
	Vz,T,Rd = 1136.66 kN		
	Mb,Rd = 465.82 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 659.30 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.54
Lcr,low=8.000 m	Lam_LT = 1.12	fi,LT = 1.26	XLT,mod = 0.56

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(fy/(\text{sqrt}(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(fy/(\text{sqrt}(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) =$$

$0.57 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm}$ $< u_y \text{ max} = L/200.00 = 4.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00

$u_z = 0.2 \text{ cm}$ $< u_z \text{ max} = L/200.00 = 4.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2314 Poteau_2314

POINT: 7

COORDONNEE: x =

1.00 L = 6.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 elu (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275000000.00 \text{ Pa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEM 400 IPE 400

h=432.0 mm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=564.0 mm	Ay=28829.10 mm ²	Az=15878.00 mm ²	Ax=41024.00 mm ²
tw=21.0 mm	Iy=1054368200.00 mm ⁴	Iz=695776936.84 mm ⁴	Ix=17467635.00 mm ⁴
tf=40.0 mm	Wely=4881334.26 mm ³	Welz=1895011.57 mm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 5535.44 kN	My,Ed = 1.84 kN*m	Mz,Ed = -5.93 kN*m	Vy,Ed = 2.06 kN
Nc,Rd = 11281.60 kN	My,Ed,max = 1.84 kN*m		Mz,Ed,max = 6.45 kN*m
	Vy,T,Rd = 4577.23 kN		
Nb,Rd = 9314.89 kN	My,c,Rd = 1342.37 kN*m		Mz,c,Rd = 521.13 kN*m
	Vz,Ed = 0.46 kN		
			Vz,T,Rd = 2520.97 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section =

3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.000 m	Lam_y = 0.43
Lcr,y = 6.000 m	Xy = 0.91
Lamy = 37.43	kyy = 0.99



en z:

Lz = 6.000 m	Lam_z = 0.53
Lcr,z = 6.000 m	Xz = 0.83
Lamz = 46.07	kyz = 0.99

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.50 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(fy/(\text{sqrt}(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(fy/(\text{sqrt}(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_y = 37.43 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_z = 46.07 < \lambda_{z,max} = 210.00$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 4320 Poutre_4320

POINT: 4

COORDONNEE: x =

0.50 L = 2.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 elu (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275000000.00$ Pa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

$h=200.0$ mm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=100.0$ mm $A_y=1957.60$ mm² $A_z=1399.60$ mm² $A_x=2848.00$ mm²
 $tw=5.6$ mm $I_y=19431700.00$ mm⁴ $I_z=1423700.00$ mm⁴ $I_x=70200.00$ mm⁴
 $tf=8.5$ mm $W_{ply}=220640.00$ mm³ $W_{plz}=44610.00$ mm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = 25.99$ kN*m
 $M_{y,pl,Rd} = 60.68$ kN*m
 $M_{y,c,Rd} = 60.68$ kN*m
 $M_{b,Rd} = 27.17$ kN*m

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 33.15$ kN*m Courbe,LT - $X_{LT} = 0.44$
 $L_{cr,upp}=4.000$ m $L_{am_LT} = 1.35$ $f_{i,LT} = 1.53$ $X_{LT,mod} = 0.45$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.43 < 1.00$ (6.2.5.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.96 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00

$u_z = 0.8 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 813 Poutre_813

POINT: 1

COORDONNEE: x =

0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 elu (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275000000.00 \text{ Pa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: rive

$h = 1350.0 \text{ mm}$

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

$b = 350.0 \text{ mm}$

$A_y = 17500.00 \text{ mm}^2$

$A_z = 19500.00 \text{ mm}^2$

$A_x = 37000.00 \text{ mm}^2$

$t_w = 15.0 \text{ mm}$

$I_y = 10428020833.33 \text{ mm}^4$

$I_z = 179011458.33$

mm ⁴	I _x =4933575.62 mm ⁴	
tf=25.0 mm	W _{ply} =17931250.00 mm ³	W _{plz} =1604375.00
mm ³		
	W _{ply,eff} =17068126.75 mm ³	W _{plz,eff} =0.00 mm ³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{,Ed} = 0.00 kN	M _{y,Ed} = -857.27 kN*m	M _{z,Ed} = 0.01 kN*m	V _{y,Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 10175.00 kN	M _{y,Ed,max} = -857.27 kN*m		M _{z,Ed,max} = -0.49
kN*m	V _{y,T,Rd} = 2773.07 kN		
N _{b,Rd} = 10175.00 kN	M _{y,c,Rd} = 4693.73 kN*m		M _{z,c,Rd} = 441.20
kN*m	V _{z,Ed} = 314.08 kN		
	M _{N,y,Rd} = 4693.73 kN*m		M _{N,z,Rd} = 441.20
kN*m	V _{z,T,Rd} = 3092.41 kN		
	M _{b,Rd} = 1566.03 kN*m		T _{t,Ed} = -0.16 kN*m
			Classe de la section =

2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M _{cr} = 2090.22 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.33
L _{cr,low} =16.200 m	L _{am_LT} = 1.50	f _{i,LT} = 1.87	XLT,mod = 0.33

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:		 en z:	
	k _{yy} = 1.00		k _{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{t,y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max} / M_{b,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L / 200.00 = 8.1 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00

$$u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L / 200.00 = 8.1 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 812 Poutre_812

POINT: 7

COORDONNEE: x =

0.33 L = 5.400 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 elu (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

CHAPITRE 7: EXPELOITATION DES RESULTAS

ACIER E28 $f_y = 275000000.00$ Pa



PARAMETRES DE LA SECTION: intr

$h=1720.0$ mm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=420.0$ mm	$A_y=29400.00$ mm ²	$A_z=24750.00$ mm ²	$A_x=54150.00$ mm ²
$tw=15.0$ mm	$I_y=26486461250.00$ mm ⁴		$I_z=432644062.50$ mm ⁴
	$I_x=13220121.60$ mm ⁴		
$tf=35.0$ mm	$W_{ply}=34978875.00$ mm ³		$W_{plz}=3179812.50$ mm ³
	$W_{ply,eff}=31731332.38$ mm ³		$W_{plz,eff}=0.00$ mm ³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.04$ kN	$M_{y,Ed} = 1243.27$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.02$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.02$ kN
$N_{c,Rd} = 14891.25$ kN	$M_{y,Ed,max} = 1339.81$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 0.18$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 4666.07$ kN		
$N_{b,Rd} = 14891.25$ kN	$M_{y,c,Rd} = 8726.12$ kN*m		$M_{z,c,Rd} = 874.45$ kN*m
	$V_{z,Ed} = 383.51$ kN		
	$M_{N,y,Rd} = 8726.12$ kN*m		$M_{N,z,Rd} = 874.45$ kN*m
	$V_{z,T,Rd} = 3928.94$ kN		
	$M_{b,Rd} = 4299.27$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.06$ kN*m
			Classe de la section =
			2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 6881.12$ kN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.47$
$L_{cr,upp}=16.200$ m	$Lam_{LT} = 1.13$	$f_{i,LT} = 1.36$	$XLT,mod = 0.49$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 8.1 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00

$$u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 8.1 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 6 els (1+2+3)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE:6819

POINT:1

COORDONNEE: x =

0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif:5 elu (1+2)*1.35+3*1.50*

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235000000.00$ Pa



PARAMETRES DE LA SECTION: cv2

h=490.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=300.0 mm	Ay=15074.00 mm ²	Az=7472.00 mm ²	Ax=19754.00 mm ²
tw=12.0 mm	Iy=869748000.00 mm ⁴	Iz=103671000.00 mm ⁴	Ix=3102700.00 mm ⁴
tf=23.0 mm	Wply=3948860.00 mm ³	Wplz=1058510.00 mm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 514.03 kN	My,Ed = -40.37 kN*m	Mz,Ed = 0.03 kN*m	Vy,Ed = 0.43 kN
Nc,Rd = 4642.19 kN	My,Ed,max = -40.37 kN*m		Mz,Ed,max = -2.08 kN*m
	Vy,T,Rd = 2044.43 kN		
Nb,Rd = 3591.36 kN	My,c,Rd = 927.98 kN*m	Mz,c,Rd = 248.75 kN*m	Vz,Ed = 19.25 kN
	MN,y,Rd = 927.98 kN*m		MN,z,Rd = 248.75 kN*m
	Vz,T,Rd = 1013.58 kN		
			Tt,Ed = 0.02 kN*m
			Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 4.883 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 4.883 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 23.27$$

$$\lambda_{m,y} = 0.25$$

$$X_y = 0.99$$

$$k_{zy} = 0.52$$



en z:

$$L_z = 4.883 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 4.883 \text{ m}$$

$$L_{amz} = 67.40$$

$$\lambda_{m,z} = 0.72$$

$$X_z = 0.77$$

$$k_{zz} = 0.76$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 23.27 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

$$\lambda_{m,z} = 67.40 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

----- **Profilcorrect !!!** -----

7.5. FERRAILLAGE DE NOYAU CENTRAL [11]

Suivant la méthode des contrainte, Le calcul ce fait par l'effort normal et moment fléchissant de la combinaison la plus défavorable (qui donnée A_{smax}) on calcul les paramètres suivant :

- $\sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{M}{2}$; avec $S = e \times L_{voile}$
- $\sigma_c = \frac{N}{S} + \frac{M}{2}$; on doit verifier que $\sigma_c < 0,85 \times \frac{f_{c28}}{1,15}$
- $L_T = \frac{(\sigma_t \times L)}{(\sigma_t + \sigma_c)}$
- $A_s = \frac{F_V}{F_e}$; avec $F_V = \frac{\sigma_t \times L_T \times b}{2}$ et $F_e = 500 \text{ Mpa}$
- $A_{s(min)} = 0,20\%$ de la section horizontale du béton tendu ($L_T \times e$).

L'épaisseur des voiles :

- P1, P2

RDC → 10 éme etage ; e = 25 cm

- P3, P4, P5 et P6

RDC → 10 éme etage ; e = 25 cm

Avec:

$$L_{P1} = L_{P2} = 8\text{m} \quad ; \quad L_{P3} = L_{P4} = L_{P5} = L_{P6} = 3\text{ m}$$

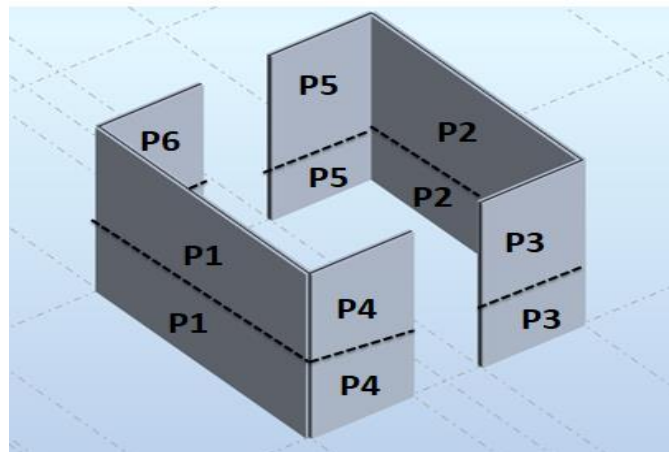


Figure 6. 5: les Pier (trumeaux) du noyau central

7.5.1. Effort de compression a l'ELU

L'effort limite ultime $N_{u,lim}$ est donné par les formules suivantes :

$$N_{u,lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$B_r = l_w \times [a - 2(cm)], \quad \lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \alpha = \frac{0,65}{1+0,2 \times (\frac{\lambda}{30})^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = \frac{0,65}{(\frac{50}{\lambda})^2} & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 80 \end{cases}$$

- l_w : longueur du mur
- a : épaisseur du mur
- l_f : longueur de flambement

Pour RDC :

$$B_r = 230000 \text{ mm}^2 ; \quad \lambda = \frac{(6000 \times 0,8) \times \sqrt{12}}{250} = 66.51 \quad \text{Et } \alpha = 0.339$$

$$N_{u,lim} = 7084.83 \text{ kN}$$

$$N_{u,RDC} = 3442.01 \text{ kN} < N_{u,lim} = 7084.83 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifié}$$

7.5.1.1. Ferrailage vertical

- Pier 1 et 2 :

Tableau 7. 10: calcule pour chaque étage du ferrailage des trumeaux 1 et 2

NIV	combinaison	N (kN)	M (kN.m)	σ (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As (cm ²)
1	G+Q+Ey Max	3720,46	3057,80	0,71	3,01	6,47	11,48	32,35	32,35
	0,8G-Ey Min	-11672,58	-4039,30	-4,32	-7,35	2,96	-31,97	14,8	
	0,8G+EY Min	198,25	-41,02	0,11	0,08	3,38	0,93	16,9	
2	G+Q+Ey Max	2230,47	2319,03	0,25	1,98	7,12	4,45	35,6	52,68
	0,8G-Ey Min	-10035,50	-3393,60	-3,35	-3,75	-6,29	52,68	-31,45	
	0,8G+EY Min	151,93	-217,07	0,16	-0,01	0,27	0,11	1,35	
3	G+Q+Ey Max	2271,84	1321,74	0,64	1,63	5,75	9,2	28,75	28,75
	0,8G-Ey Min	-8540,16	-2535,54	-3,75	-6,29	2,99	-28,03	14,95	
	0,8G+EY Min	210,23	-202,40	0,18	0,03	1,11	0,5	5,55	
4	G+Q+Ey Max	2218,55	1196,62	0,66	1,56	5,62	9,27	28,1	28,1

CHAPITRE 7: EXPELOITATION DES RESULTAS

	0,8G-Ey Min	-7571,00	-1885,82	-3,08	-4,49	3,25	-25,03	16,25	
	0,8G+EY Min	135,79	-101,58	0,11	0,03	1,76	0,48	8,8	
5	G+Q+Ey Max	1636,33	1014,35	0,44	1,20	5,86	6,45	29,3	29,3
	0,8G-Ey Min	-6240,10	-1474,02	-2,57	-3,67	3,29	-21,14	16,45	
	0,8G+EY Min	117,66	99,25	0,02	0,10	6,53	0,33	32,65	
6	G+Q+Ey Max	962,36	813	0,18	0,79	6,53	2,94	32,65	32,65
	0,8G-Ey Min	-4962,62	-1137,33	-2,05	-2,91	3,31	-0,41	16,55	
	0,8G+EY Min	81,07	-109,39	0,08	0,00	0,05	0,01	0,25	
7	G+Q+Ey Max	427,21	677,74	-0,04	0,47	0,64	-0,06	3,2	16,55
	0,8G-Ey Min	-3811,82	-880,51	-1,58	-2,24	3,31	-13,07	16,55	
	0,8G+EY Min	47,11	-120,21	0,07	-0,02	1,91	0,33	9,55	
8	G+Q+Ey Max	9,75	596,30	-0,22	0,23	3,91	-2,15	19,55	19,55
	0,8G-Ey Min	-2771,52	-676,62	-1,13	-1,64	3,27	-9,24	16,35	
	0,8G+EY Min	21,52	-135,00	0,06	-0,04	3,15	0,47	15,75	
9	G+Q+Ey Max	-7,66	-338,99	0,12	-0,13	4,12	1,24	20,6	20,6
	0,8G-Ey Min	-1846,36	-503,01	-0,73	-1,11	3,18	-5,80	15,9	
	0,8G+EY Min	6,76	-150,53	0,06	-0,05	3,76	0,56	18,80	
10	G+Q+Ey Max	0,55	-185,60	0,07	-0,07	4,02	0,7	20,1	20,1
	0,8G-Ey Min	-1078,37	-317,36	-0,42	-0,66	3,12	-3,28	15,6	
	0,8G+EY Min	5,90	-150,74	0,06	-0,05	3,79	0,57	18,95	
11	G+Q+Ey Max	51,65	-302,57	0,14	-0,9	3,09	1,08	15,45	21,55
	0,8G-Ey Min	-553,12	-77,34	-0,25	-0,31	3,58	-2,24	17,9	
	0,8G+EY Min	-10,07	-171,77	0,06	-0,07	4,31	0,64	21,55	

Pier 3 ,4,5,6 et :

Tableau 7. 11:: calcule pour chaque étage du ferrailage des trumeaux 3,4,5 et 6

NIV	combinaison	N (kN)	M (kN.m)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt (m)	As (cm²)	As min (cm²)	As (cm²)
1	G+Q+Ex Max	2310,20	733,82	1,12	5,04	2,45	6,86	12,25	12,25
	G+Q+Ex Min	54 ,07	115,07	-0,23	0,38	1,15	-0,53	5,75	
	0.8G+Ex Max	3072,27	793,08	1,98	6,21	2,27	8,98	11,35	
2	G+Q+Ex Max	1923,51	-45,10	2,68	2,44	1,43	7,65	7,15	7,15
	G+Q+Ex Min	33,46	139,05	-0,33	0,42	1,32	-0,28	6,6	
	0.8G+Ex Max	197,40	122,11	-0,06	0,59	0,29	-0,02	1,45	
3	G+Q+Ex Max	1286,46	-69,50	1,90	1,53	1,34	5,09	6,7	6,70
	G+Q+Ex Min	28,67	68,45	-0,14	0,22	1,19	-0,33	5,95	
	0.8G+Ex Max	849,14	437,60	-0,03	2,30	0,04	-0,0024	0,2	
4	G+Q+Ex Max	441,12	471,86	-0,67	1,85	0,80	-1,07	4	7,90
	G+Q+Ex Min	-21,83	193,56	-0,55	0,49	1,58	-1,74	7,9	
	0.8G+Ex Max	963,38	571,06	-0 ,27	2,77	0,27	-0,15	1,35	
5	G+Q+Ex Max	372,50	143,57	0,11	0,88	2,66	0,59	13,3	13,30
	G+Q+Ex Min	7,94	259,17	-0,68	0,70	1,48	-2,01	7,4	
	0.8G+Ex Max	56,51	297,85	-0,72	0,87	1,36	-1,96	6 ,8	
6	G+Q+Ex Max	200,90	34,80	0,18	0,36	2,02	0,73	10,1	10,10
	G+Q+Ex Min	14,47	7,99	0	0,04	0,14	0	0,7	
	0.8G+Ex Max	24,15	275,93	-0,70	0,77	1,43	-2,002	7,15	
7	G+Q+Ex Max	76,99	-10,37	0,13	0,08	1 ,43	0,29	7,15	10,60
	G+Q+Ex Min	-79,35	95,43	-0,36	0,15	1,10	-0,80	5,5	
	0.8G+Ex Max	7,46	239,52	-0,63	-0,65	2,12	-2,68	10,6	
8	G+Q+Ex Max	0,54	-25,47	0,07	-0,07	1,48	0,21	7,4	13,70
	G+Q+Ex Min	-140,29	58,06	-0,34	-0,03	2,74	-1,86	13,7	
	0.8G+Ex Max	-14,73	191,65	-0,53	0,49	1,56	-1,66	7,8	
9	G+Q+Ex Max	-9,53	-78,02	0,2	-0,23	1,59	0,64	7,95	13,15

	G+Q+Ex Min	-169,21	112,68	-0 ;53	0,07	2,63	-1,39	13,15	
	0.8G+Ex Max	-15,48	194,15	-0 ,54	0,5	1,56	2,79	7 ,8	
10	G+Q+Ex Max	5,97	-132,57	+0 ,34	-0,32	1,46	1,00	7,3	13,51
	G+Q+Ex Min	-161,71	60,70	-0,38	-0,05	2,63	-2,01	13,51	
	0.8G+Ex Max	-16,19	157,55	-0,40	0,	1,42	-1,14	7,1	
11	G+Q+Ex Max	75,43	66,89	-0,08	0,28	0,65	0,10	3,25	9,45
	G+Q+Ex Min	-61,58	117,94	0,23	0,23	1,89	0,43	9,45	
	0.8G+Ex Max	-8,98	127,41	0,33	0,33	1,55	1,02	7,75	

Choix des armatures

Tableau 7. 12: ferrailage pour chaque étage des trumeaux 1

Etage	Choix					As choix (cm ²)
	L/10		L/10			
RDC »10	2*(11T12)	2*(16T12)	2*(9T12)	2*(16T12)	2*(11T12)	61,02
	St = 10cm	St = 20cm	St = 30cm	St = 20cm	St = 10cm	

7.3.1.1.Ferrailage horizontal :

Pour RDC Pier 1 et 2 :

$$A_H = \frac{2}{3} \times A_V$$

A_V : Section d'acier vertical du bond la plus armée

$$A_V = 61,02 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \frac{2}{3} \times 61,02 = 40,68 \text{ cm}^2$$

On a choisi les armatures horizontales de T12 avec espacement de 25 cm pour tous les étages
8T12

NB : les Pier 3,4,5 et 6 ont été calculé et vérifier et sont pris avec du T12 St=25cm

Synthèse finale des éléments de la structure

Tableau 7. 13: les éléments résistant finals

	Centre		Bureau
Les solives	IPE 240		IPE200
Les sommiers	IPE 450		IPE 400
Les poutres secondaires	IPE 600		IPE 500
Les poutres principales	HEA 600		HEA 500
Les contreventements Sens X-X	HEA 500		HEA500
Les contreventements Sens X-X	HEA 360		HEA360
Les poteaux	RDC	HEM 400+IPE 400	HEM360+IPE360 (3émé étage au 6émé étage)
		HEM 600	
	1 ^{er} étage et 2 ^{émé} étage	HEM360+IPE360	HEM320+IPE 320 (7émé étage au 10émé étage)
		HEM 600	



Chapitre 8

ETUDE DES ASSEMBLAGES

8.1. LES ASSEMBLAGES

8.1.1. Introduction

Les moyens d'assemblage tels que les soudures ou les boulons permettent de relier entre elles les pièces élémentaires, de formes diverses, constituant une charpente métallique. Les assemblages représentent ainsi une composante essentielle de toute structure et méritent de ce fait une attention particulière. Ils concernent des éléments structuraux – poteaux, poutres, diagonales de contreventement.

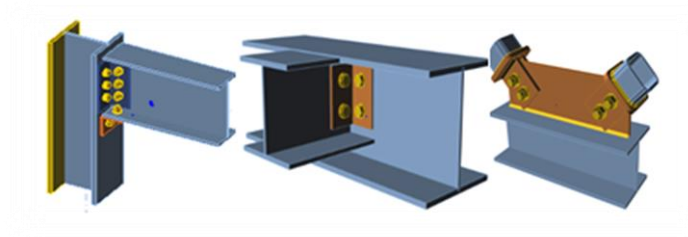


Figure 8. 1 : Exemples des assemblages boulonnés

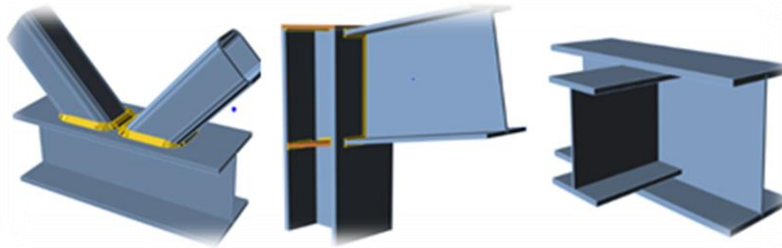


Figure 8. 2: Exemples des assemblages soudés

Dans ce chapitre, cinq (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poteau-poteau
- Noyau central-poutre
- Pied de poteau

8.1.2. ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE [1]

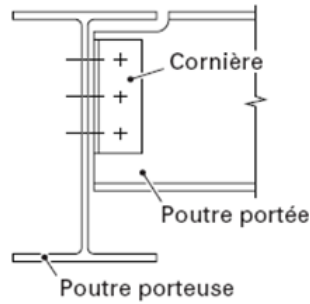


Figure 8. 3: Assemblage poutre-solive [14]

a) Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Tableau 8. 1: caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE600

Poutre	H[mm]	b[mm]	t _f [mm]	t _w [mm]	A[cm ²]
IPE 600	600	220	19	12	156

Tableau 8. 2: caractéristiques géométriques de profilé poutre IPE240

Poutre	H[mm]	b[mm]	t _f [mm]	t _w [mm]	A[cm ²]
IPE 240	240	120	9,8	6,2	39,1

L'effort tranchant $V_{sd} = 96,11 \text{ KN}$

a) Dimensionnement de l'assemblage

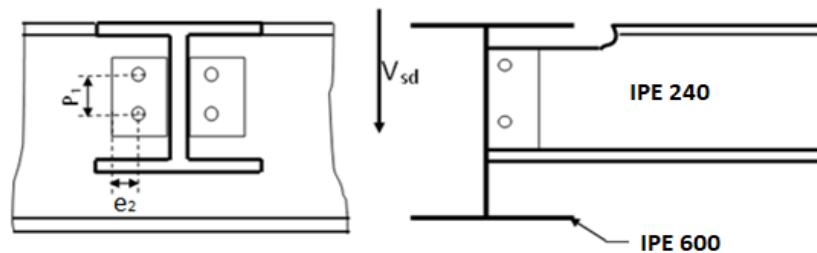


Figure 8. 4: Detail de l'assemblage poutre maîtresse-solive

Le choix des boulons :

On choisit 4 boulons de diamètre de 16 mm (M16) de classe 4.6

$$M16 \Rightarrow d = 16\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm} \quad t = t_{\text{poutre}} = 19\text{mm}$$

Tableau 8. 3: Disposition constructive des boulons

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{ mm})$	$28.8\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{ mm}$	$e_1 = 60\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 168\text{ mm}$	$p_1 = 75\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$36\text{mm} \leq e_2 \leq 228\text{mm}$	$e_2 = 30\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$72\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$	$p_2 = 40\text{mm}$

b) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_{\text{vrd}} > V_{\text{sd}}$

$$F_{\text{vrd}} = 0,6 f_{\text{ub}} \cdot A_s / \gamma_{\text{Mb}}$$

$$f_{\text{ub}} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction : **$A_s = 157 \text{ mm}^2$**

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{\text{Mb}} = 1,25$

$$F_{\text{vrd}} = 0.6 \times 400 \times \frac{157}{1.25} = 30,14 \text{ KN}$$

Les boulons travaillent au double cisaillement ; donc :

$$F_{\text{vrd}} = n \times F_{\text{vrd}} = 4 \times 30,14 = 120,56 \text{ KN} > F_{\text{v,sd}} = 96,11 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

c) Vérification de la pression diamétrale :

(tableau 6.5.3 : résistance de calcul des boulons)

On a une cornières **75x75x8**

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot dt / \gamma_{\text{Mb}}$$

$d = 16\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm} ; t = 8\text{mm} ; \gamma_{\text{Mb}} = 1,25 ; f_u = 430 \text{ N/mm}^2 ; e_1 = 30 \text{ mm} ;$

$p_1 = 60 \text{ mm}$

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_U}, 1\right) = \min(0.55; 0.86; 0.93; 1) = 0.55$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.55 \times 430 \times 16 \times \frac{8}{1.25} = 60,54 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{4} = 24,3 \text{ KN} < F_{brd} = 60,54 \text{ KN} \quad \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

8.1.3. ASSEMBLAGE POUTRE-POTEAU [1]

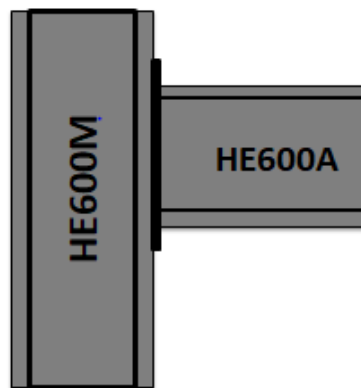


Figure 8. 5: Assemblage poteau poutre boulonnée par platine d'extrémité

Le choix des boulons

On choisit **8boulons** de diamètre de **27mm(M27)** de classe **HR.10.9**

$$M27 \Rightarrow d = 27\text{mm} \quad d_0 = 30\text{mm};$$

Tableau 8. 4:Disposition constructive des boulons

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$36 \leq e_1 \leq 480 \text{ mm}$	$e_1 = 100\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$66 \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$	$p_1 = 200\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$45 \leq e_2 \leq 480 \text{ mm}$	$e_2 = 100\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$90 \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$	$p_2 = 200\text{mm}$

choisit une platine de $(400 \times 800 \times 30)\text{mm}$

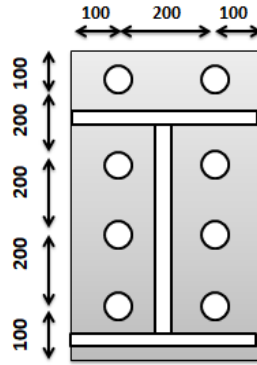


Figure 8. 6: Disposition des boulons

a) Vérification de la résistance :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction et cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{MSult}} ; k_s=1 ; \gamma_{MSult}=1,25 ; \mu=0,3$$

$$F_{tsd} = F_{M1} \text{ Avec } F_{tsd} : \text{effort de traction}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} \text{ Avec } F_{vsd} : \text{effort de cisaillement}$$

$$F_p = 0,7 F_{ub} A_s \text{ Avec } F_p : \text{précontrainte}$$

$$n_b : \text{Nombre des boulons } n_b = 8$$

$$n_f : \text{Nombre des files } n_f = 2$$

$$n_p : \text{Nombre des plans de cisaillement } n_p = 1$$

Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **ROBOT**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par

➤ Un moment fléchissant : $M_{sd} = -161,89 \text{KN.m}$

➤ Un effort tranchant : $V_{sd} = 125,74 \text{KN}$

❖ **Remarque :**

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction

Dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

➤ **Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons**

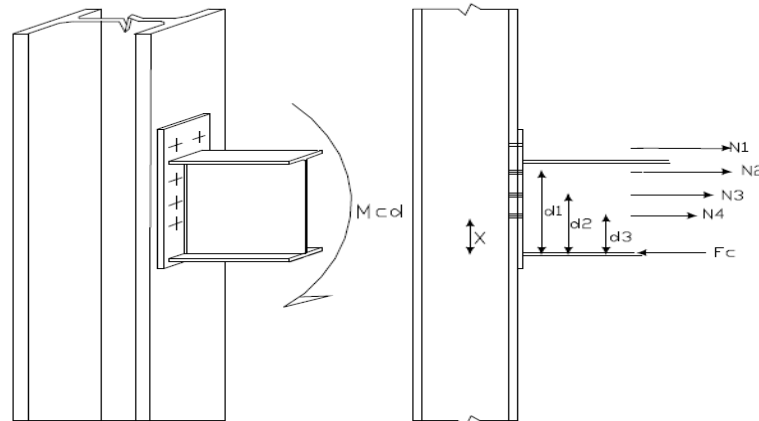


Figure 8. 7: Détail de calcul de l'effort F_{M1} [17]

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

➤ Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \cdot \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 25 \sqrt{\frac{300}{13}} = 120,1\text{mm}$$

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} d_{max}}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 675,5\text{mm} \quad d_2 = 475,5\text{mm} \quad d_3 = 275,5\text{mm} \quad d_4 = 87,5\text{mm}$$

$$\cdot \sum d_i^2 = 765904,59\text{mm}^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 142,78\text{KN}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$\text{Boulons M27} \Rightarrow A_s = 459\text{mm}^2$$

$$F_p = 321,3\text{KN}$$

$$F_{\text{vsd}} = \frac{V_{\text{sd}}}{n_p \cdot nb} = 62,87\text{KN}$$

$$F_{\text{sRd}} = 142,78\text{KN}$$

$$F_{\text{vsd}} = 62,87\text{KN} \leq F_{\text{sRd}} = 142,78\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la soudure**

Les suppositions :

- On suppose que le moment M est repris uniquement par les cordons de soudure 1 et 2 ;
- On suppose que l'effort V est repris par le cordon de soudure 3 ;

$$CM = M/W \perp \text{ a l'axe long du c.s}$$

$$\Rightarrow \text{les cordons frontal } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_m \\ \tau_{\perp M} \end{array} \right. = \frac{CM}{\sqrt{2}} = \frac{M}{W\sqrt{2}}$$

$$CV = \frac{V}{2l_3 a} \lll \text{ a l'axe long du cs} \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_v \\ \tau_{\perp v} \end{array} \right. = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{\lll v} \\ \tau_{\perp v} \end{array} \right. = \frac{V}{2l_3 a}$$

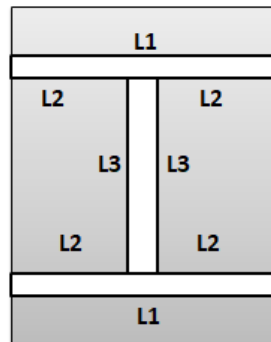


Figure 8. 8: Soudure poutre sur la platine

Tableau 8. 5:Caractéristiques géométriques de profilé HEA600

h[mm]	t _f [mm]	l ₁ [mm]	l ₂ [mm]	l ₃ [mm]	γ_{MW}	B _w	a[mm]	f _t [MPa]	Nuance
590	25	300	143,5	540	1,25	0.8	8	430	S275

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

Application numérique

$$V = 125,74 \text{ KN};$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 540 \times 8 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1516,72 \text{ KN}$$

$$V < V_{adm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification du moment :**

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_S \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h};$$

$$I_S = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \cdot l_2 \cdot a \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

Application numérique :

$$M = -161,89 \text{ KNm};$$

$$I_S = 693,35 \times 10^6 \text{ mm}^4;$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 693,35 \times 10^6 \times 430}{0,8 \times 1,25 \times 590} = 714,64 \text{ KNm};$$

$$M < M_{adm} \Rightarrow M = 161,89 < M_{adm} = 714,64 \text{ KNm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue : [15] (chap2.les assemblages)**

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

t_w : épaisseur d'âme de poteau = 21mm

b_{eff} : entraxe · rangées · boulons = 195,2mm

$$F_{t,Rd} = 275 \times 21 \times \frac{195,2}{1,25} = 901,83 \text{KN}$$

$$F_{t,Rd} = 901,83 \text{KN}$$

Avec:
$$F_t = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 620 \text{mm} \quad t_f = 40 \text{mm}$$

Donc:

$$F_t = \frac{114,2689}{0,190 - 0,01}$$

$$F_t = 634,82 \text{KN}$$

$$F_t < F_{t,Rd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Résistance de l'âme de poteau en compression**

Il faut vérifier que :

$$F_c \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \gamma_{M0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

Donc:

$$\sigma_n = 410,83 \text{MPa}$$

$$b_{eff} = 25 + 2 \times 40 + 5(15 + 27) = 315,00 \text{mm}$$

$$F_{c,Rd} = 275 \times 21 \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{410,83}{275} \right) \times \frac{315,00}{1} = 915,09 \text{KN}$$

$$F_c < F_{c.Rd} = 915,09 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **Résistance de l'amé de poteau au cisaillement**

$$V_R = 0,85 \times f_y \times t_{wc} \times \frac{h}{\gamma_{m0}}$$

$$V_R = 3043.425 \text{ KN} > F_V = 915.09 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

8.1.4 ASSEMBLAGE ENTRE ELEMENT METALLIQUE ET NOYAU EN BETON ARME

8.1.4.1. Introduction [22]

Lorsque la structure porteuse comporte des éléments en béton armé (noyau central) ; il arrive fréquemment que les poutres métallique (sommiers ou solives) doivent s'y appuyer. Il existe différents moyens de fixations pour réaliser ces appuis, qu'il est possible de classer en fonction de l'importance de efforts verticaux à transmettre.

8.1.4.1.1. Les moyens de fixations

a) Pièce D'appui boulonnée

On fixe une pièce d'appui de la poutre au moyen de boulons ou tiges filetées traversant le mur de part en part. Les trous permettant le passage des boulons sont soit forés ; soit coffrés au moyens de gains.

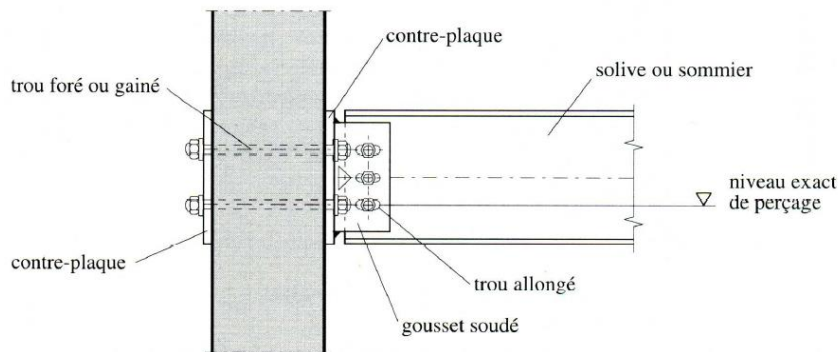


Figure 8. 9:Pièce d'appuis boulonnée[22]

b) Pièce d'appui scellée

Cette fixation ; est constituée d'une plaque relativement épaisse sur laquelle sont des ancrages tels que goujons ou tiges filetées cette plaque est clouée à l'intérieur du coffrage, le scellement entant réalise lors du bétonnage du mur le soudage du gousset d'attache de la poutre s'effectue à l'emplacement exact après décoffrage du mur.

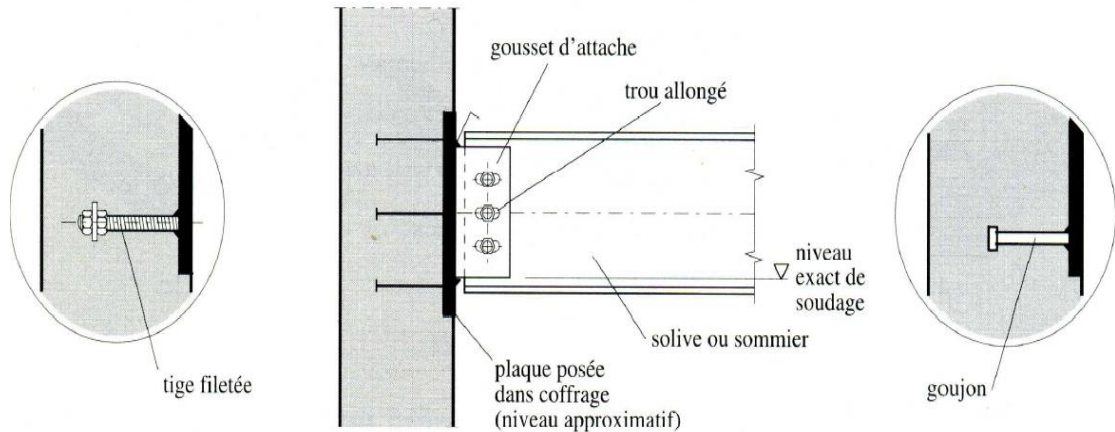


Figure 8. 10: Pièce d'appui scellée[22]

c) Pièce d'appuis chevillée

Dans ce type d'appui, la plaque est fixée au moyen de chevillées scellées dans le béton

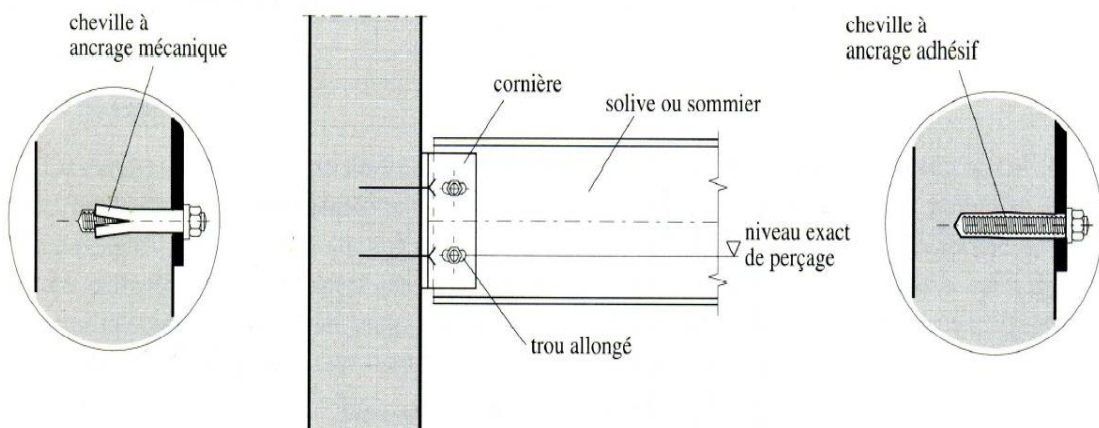


Figure 8. 11: Pièce d'appuis chevillée 1 [22]

c).Cornière d'appui

On réalise un petit support à partir d'un tronçon de cornière le mur en béton au moyen de chevilles à ancrage mécanique le boulonnage de la poutre sur ce support nécessite des trous allongés dans la cornière ou dans la poutre.

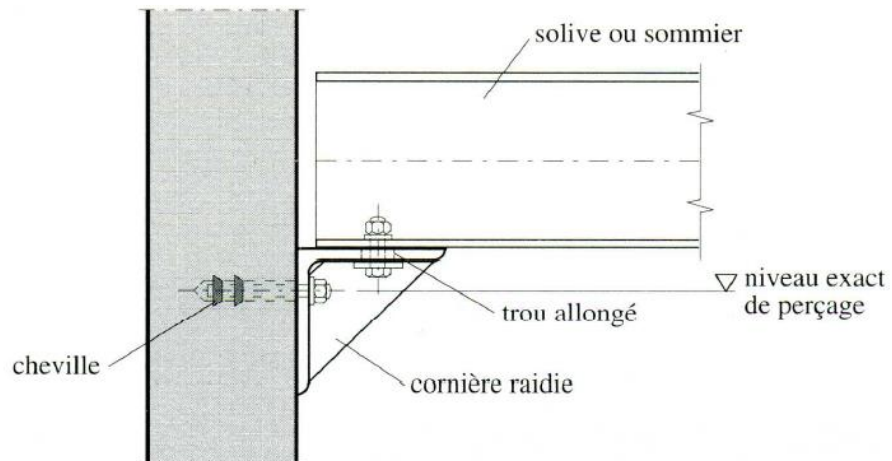


Figure 8. 12: Pièce d'appuis cornière [22]

d) Enclage d'un profilé

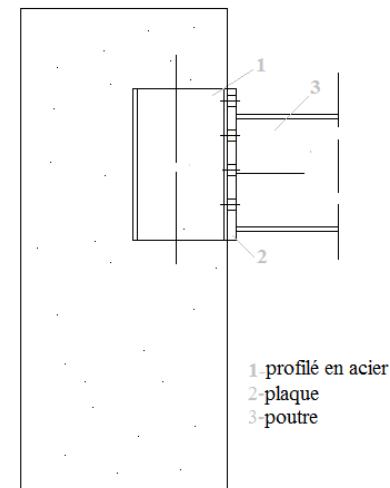


Figure 8. 13: Enclage d'un demi-poteau[22]

Cette méthode de fixation concerne d'encrer un profilé en acier dans le voile de béton armé ensuite ; on doit fixer la poutre à l'aide des boulons .qui lier la plaque en platine et le poteau.la poutre doit être soudé sur la plaque

Choix de la méthode de calculs

L'interaction entre le béton et les profilé en acier c'est un problème pratique ; Dans notre cas on a choisir la méthode d'encrage d'un profilé en acier.

❖ **Remarque :**

Les étapes de calculs dans ce cas est le même que l'assemblage poteau-poutre

Le choix des boulons :

On choisit **8boulons** de diamètre de **27mm(M27)** de classe **HR.10.9**

M27 ⇒ $d = 27\text{mm}$ $d_0 = 30\text{mm}$;

➤ **Disposition constructive des boulons**

Tableau 8. 6:Disposition constructive des boulons

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t,150\text{mm})$	$36 \leq e_1 \leq 480 \text{ mm}$	$e_1 = 100\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t,200\text{mm})$	$66 \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$	$p_1=200\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t,150\text{mm})$	$45 \leq e_2 \leq 480 \text{ mm}$	$e_2= 100\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t,200\text{mm})$	$90 \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$	$p_2=200\text{mm}$

choisit une platine de $(400 \times 800 \times 30)$ mm

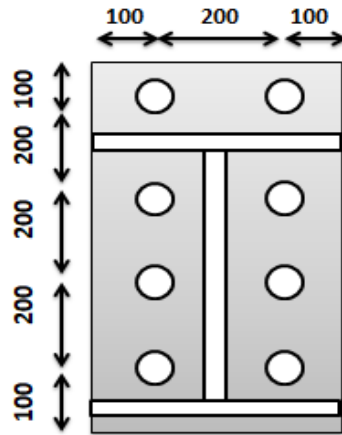


Figure 8. 14: Disposition des boulons

Données du calcul

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **ROBOT**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

-Un moment fléchissant : $M_{sd} = -301,24\text{N.m}$

-Un effort tranchant : $V_{sd} = 182,86\text{KN}$

➤ **Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons**

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

-Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \cdot \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 25 \sqrt{\frac{300}{13}} = 120,1\text{mm}$$

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} d_{\max}}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 675,5\text{mm}, d_2 = 475,5\text{mm}, d_3 = 275,5\text{mm}, d_4 = 87,5\text{mm}$$

$$\cdot \sum d_i^2 = 765904,59\text{mm}^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 132,84\text{KN}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

Boulons M27 $\Rightarrow A_s = 459\text{mm}^2$

$F_p = 321,3\text{KN}$

$F_{\text{vsd}} = \frac{V_{\text{sd}}}{n_p \cdot n_b} = 91,43\text{KN}$

$F_{\text{sRd}} = 132.84\text{KN}$

➤ $F_{\text{vsd}} = 91.43\text{KN} \leq F_{\text{sRd}} = 132,84\text{KN} \Rightarrow$ condition vérifiée :

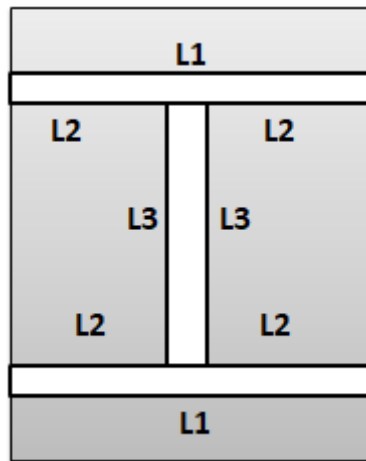


Figure 8. 15:Soudure poutre sur la platine

➤ Vérification de la soudure

Tableau 8. 7: Caractéristique géométriques

h[mm]	t _f [mm]	l ₁ [mm]	l ₂ [mm]	l ₃ [mm]	γ_{MW}	B _w	a[mm]	f _u [MPA]	Nuance
590	25	300	143,5	540	1,25	0.8	8	430	S275

➤ Vérification de l'effort tranchant

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$V \leq V_{\text{adm}} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

Application numérique

$$V = 182.86 \text{KN}$$

$$V_{\text{adm}} = \frac{\sqrt{2} \times 540 \times 8 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1516,72 \text{KN}$$

$$V < V_{\text{adm}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification du moment

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$M \leq M_{\text{adm}} = \frac{\sqrt{2} \times I_S \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{\text{MW}} \times h};$$

$$I_S = 2 \cdot a \cdot I_1 \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \cdot I_2 \cdot a \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

Application numérique

$$M = -301.24 \text{KNm}$$

$$I_S = 693,35 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$M_{\text{adm}} = \frac{\sqrt{2} \times 693,35 \times 10^6 \times 430}{0,8 \times 1,25 \times 590} = 714,64 \text{KNm};$$

$$M < M_{\text{adm}} \Rightarrow M = 301,24 < M_{\text{adm}} = 714,64 \text{KNm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

8.1.5. ASSEMBLAGE DE PIED DE POTEAU[1]

8.1.5.1. Introduction

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastés. Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyées dans le béton.

➤ **Plaque d'assise**

La plaque d'assise s'agit d'assurer la répartition des efforts de compression du poteau sur un air d'appuis à condition que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

Le poteau HEA600 :

$$N_{sd} = 2722.36 \text{KN}$$

Poteau sous-sol : effort de soulèvement est nul.

Dosage de ciment : 350 KN/m³

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{b \times h} < f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

Avec :

f_j : Résistance de la liaison (mortier-béton)

β_j : Coefficient relatif à la liaison, qui peut être pris égal à $\frac{2}{3}$

k_j : Facteur de concentration ; peut être pris égal à 1.

f_{cd} : Résistance à la compression de béton

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd} = \beta_j \times k_j \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 11,11 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$ab \geq \frac{2722,36 \times 10^3}{11,11} = 25036,91 \text{ mm}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{2722,36} = 521,77 \text{ mm}$$

Soit une plaque d'assise de section $60 \times 60 \text{ cm}^2$

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{b_p \cdot h_p} < \overline{\sigma}_c$$

➤ **Calcul de la section portante :**

Le moment résistant par unité de longueur de la charnière dans la plaque d'assise :

$$m_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6\gamma_{M0}}$$

Il faut vérifier que :

$$m_{Rd} \geq \frac{N_{Sd}}{ab} \times \frac{u^2}{2} = \frac{2722,36}{600 \times 600} \times \frac{55^2}{2} = 11437,69 \text{ N}$$

$$t = \sqrt{\frac{6m_{Rd}\gamma_{M0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 11437.69 \times 1.1}{275}} = 16,56 \text{ mm}$$

Soit $t=20\text{mm}$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_j\gamma_{M0}}} = 20 \sqrt{\frac{275}{3 \times 11,11 \times 1.1}} = 68.46 \text{ mm}$$

On prend : $c=70 \text{ mm}$

La section portante de la plaque d'assise sous l'effort de compression :

$$A_{\text{eff}} = 2 \times (b + 2c)(c + 55 + t_f) + (h - 2t_f - 2c)(2c + t_w)$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A_{\text{eff}}} = \frac{2722.36}{211250} = 12.88 > 11,11 \text{ Mpa}$$

La surface portante est insuffisante .Il faut donc augmenter cette surface,

- soit augmenter l'épaisseur t seulement
- soit en augmenter la section de la plaque d'assise

On prend :

$$t = 40 \text{ mm}$$

$$c = 40 \sqrt{\frac{275}{3 \times 11,11 \times 1,1}} = 109.56 \text{ mm}$$

On prend : $c=110 \text{ mm}$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A_{\text{eff}}} = \frac{2722.36}{292370} = 9.30 < 11,11 \text{ Mpa}$$

Donc la plaque d'assise $60 \times 60 \text{ cm}^2$ suffisante pour le poteau HEA600

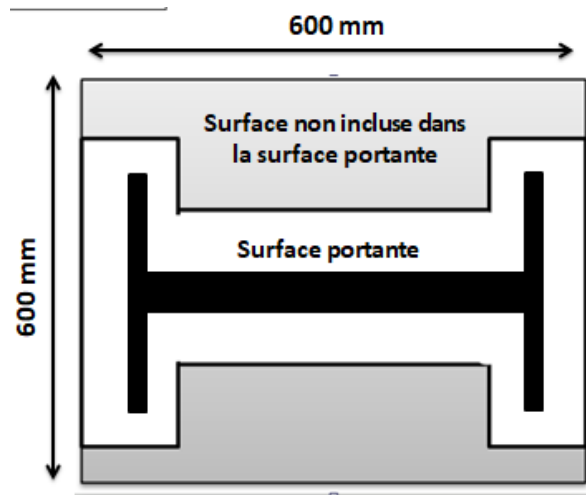


Figure 8. 16: Surface de compression sous plaque d'assise

➤ **Les tiges d'encrage**

Elles peuvent être droites mais elles sont en général recourbées à leur extrémité, ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de la charpente lors du montage de la structure.

Disposition des tiges d'ancrage

On disposera 2 tiges d'encrage comme il est montré dans la figure suivante

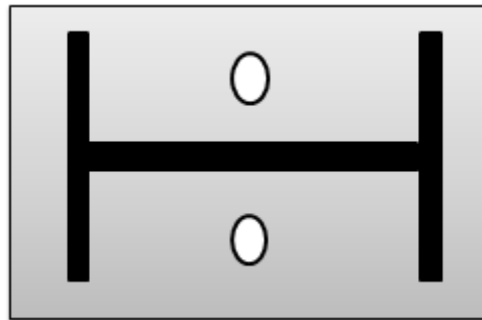


Figure 8. 17: Disposition des tiges d'encrage

Dans notre cas on choisit les tiges d'encrage droit de diamètre : $\phi = 27\text{mm}$

Car l'effort de traction est nul.

Langueur d'ancrage

$$\phi = 27\text{mm}$$

$$l_1 = 20\phi = 540\text{mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 54\text{mm}$$

$$r = 3\phi = 81\text{mm}$$

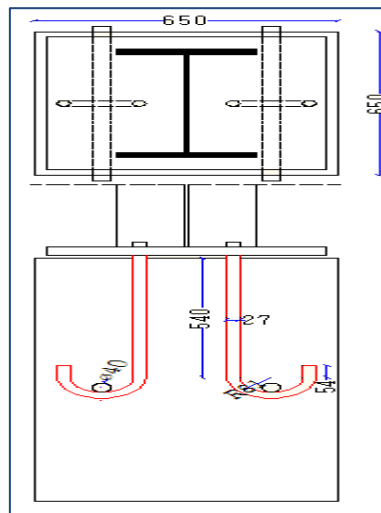


Figure 8. 18 :les pieds de poteau HEA600

8.1.6. ASSEMBLAGE POTEAU-POTEAU[9]

Dans ce type d'assemblage en propose de méthode de calcul :

- a) Assemblage poteau-poteau par couvre-joint ;
- b) Assemblage poteau-poteau par platine.

8.1.6. Assemblage poteau-poteau par couvre joint

Assemblage de poteau central : (HEM600-HEM600)

Données de calcul:

$$\begin{cases} M_{sd} = 120.31 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 86. \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Assemblage des semelles par couvre-joint :

Les données :

bls.HR10.9 ; Coefficient de frottement $\mu = 0.3$, $k_s=1$ (trous nominaux) $\gamma_{MS} = 1.25$;

HR10.9 $\Rightarrow f_{ub} = 1000\text{MPa}$

➤ Le choix des boulons

On choisit 12boulons, 20mm de diamètre

(M20) de classe. HR 10.9

M20 $\Rightarrow d = 20\text{mm}$ $d_0 = 22\text{mm}$

Tableau 8. 8:Disposition constructive des boulons

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t,150\text{mm})$	$26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}$	$e_1 = 30\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t,200\text{mm})$	$48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$	$p_1 = 60\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t,150\text{mm})$	$33\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}$	$e_2 = 50\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t,200\text{mm})$	$66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$	$p_2 = 100\text{mm}$

Valeur de l'effort normal dans la semelle (dû à M_{sd})

$$N_M = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} = \frac{120.31}{(620 - 40)} = 207.43\text{KN}$$

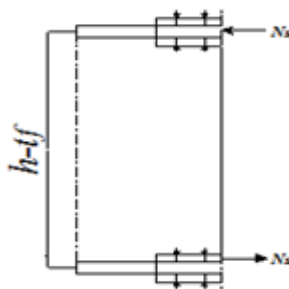


Figure 8. 19: Transmissent des efforts de Msd

a) Résistance des boulons des semelles:

La résistance au cisaillement d'un boulon HR Ø20 cisailé dans la partie non filetée est donnée par :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{MB}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98 \text{KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_M}{n_b \times n_p} = \frac{207,43}{12 \times 2} = 8,65 \text{KN} < F_{v,Rd} = 98 \text{KN} \text{ Condition vérifié}$$

b) Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale:

La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par : $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{3 \times 22}; \frac{60}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = 0,45$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,45 \times 430 \times 22 \times 40}{1,25} = 340,56 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = 8,65 \text{KN} < F_{b,Rd} = 340,56 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

c) Vérification de la section nette :

Les plats sont soumis à l'effort de traction l'effort ; donc on doit vérifier que :

$$N_{netRd} \geq \frac{N}{2} = \frac{207,43}{2} = 103,72 \text{ KN}$$

$$A_{brute} = 40 \times 305 = 12200 \text{ mm}^2$$

$$A_{nett} = 12200 - 2 \times 22 \times 40 = 10440 \text{ mm}^2$$

$$N_{netRd} = \frac{A_{nett} \times f_u}{\gamma_{mo}} = \frac{10440 \times 430}{1} = 4489,2 \text{ KN} > 103,72 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ Assemblage des âmes par couvre-joint :

Le choix des boulons

On choisit 8 boulons, 20 mm de diamètre (M20) de classe HR.10.9

$$M20 \Rightarrow d = 20\text{mm} \quad d_0 = 22\text{mm}$$

Tableau 8. 9: Dispositions constructives

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}$	$e_1 = 50 \text{ mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$	$p_1 = 70 \text{ mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$33\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}$	$e_2 = 37 \text{ mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$	$p_2 = 60\text{mm}$

On choisit une platine de (310*630*20) mm

a) Résistance au cisaillement d'un couvre joint d'âme

Il faut vérifier que : $\frac{V_{sd}}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}}$

$$V_{plrd} = \frac{149.7 \times 10^2 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 2160.73 \text{ KN} > \frac{57.27}{2} = 28.62 \text{ KN} \text{ Condition vérifié}$$

b) Calcul des sollicitations dans les boulons :

L'excentricité de l'effort de cisaillement v par rapport au centre de gravité du groupe de boulon attachant une moitié de couvre-joint d'âme crée un moment d'excentricité M_{sd} qui vaut :

$$M_{sd} = V_{sd} e$$

$$\text{Avec : } e = 50 + \frac{70}{2} = 85\text{mm}$$

D'où :

$$M_0 = V.e = 57.24 \times 0,085 = 4,86\text{KN.m}$$

- Repérage des boulons :

$$x_i = 30\text{mm}$$

$$y_i = 35\text{mm}$$

$$r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2} = 46,09\text{mm}$$

$$\sum r_i^2 = 4 \times (46,09)^2 = 8497,15\text{mm}^2$$

- La valeur de l'effort qui sollicite chaque boulon

$$V_{i1} = \frac{M_0 \times r_i}{\sum r_i} = \frac{4,86 \times 46,09}{8497,15} = 26.36\text{KN}$$

$$V_{i2} = \frac{V_0}{4} = \frac{57.24}{4} = 14.31\text{KN}$$

- Le boulon le plus sollicité :

$$\theta = \tan^{-1} \frac{35}{30} = 49,39^\circ$$

- Composante horizontale V_3 :

$$V_{31X} = \sin \theta \times V_{31} = \sin 49,39 \times 26.36 = 20.01\text{KN}$$

$$V_{32} = 20.01\text{KN}$$

$$V_{3X} = 14.31 + 20.01 = 34.32\text{KN}$$

- Composante verticale V_3 :

$$V_{3Y} = \cos \theta \times V_{31} = \cos 49,39 \times 26.36 = 19.13\text{KN}$$

La résultante :

$$V_3 = \sqrt{(V_{3X}^2 + V_{3Y}^2)} = \sqrt{34.32^2 + 19.13^2} = 39.30\text{KN}$$

c) Résistance au cisailent des boulons de l'âme

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{MB}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98\text{KN} > F_{tsd} = \frac{39.3}{2} = 19.65\text{KN}$$

Condition vérifié

d) Vérification de la pression diamétrale

$$F_{bRd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{MS} \Rightarrow f_u = 430 \text{MPa} \quad d = 20 \text{mm} \quad t = 40 \text{mm}$$

$$\gamma_{ms} = 1,25 \quad \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0,75$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow F_{bRd} = 516,00 \text{KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{39,30}{2} = 19,65 \text{KN}$$

$$\Rightarrow F_{vsd} = 19,65 \text{KN} < F_{bRd} = 515,00 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

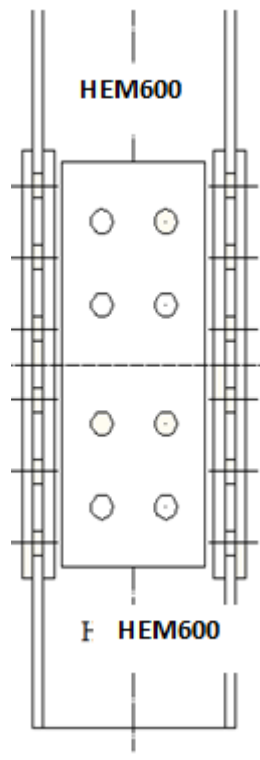


Figure 8. 20: Assemblage poteau-poteau (HEM600-HEM600)



Chapitre 9

ETUDE DE FONDATION

9.1 INTRODUCTION

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

9.2 CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Il existe plusieurs types de fondations

Tableau 9. 1: type de fondation

Fondations superficielles			Fondations profondes	
Semelles isolées.	Semelles filantes.	Radier général	Fondations sur puits (semi profondes)	Fondations sur pieux (profondes)

9.3 ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2,5bar** pour une profondeur de **3m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

- Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui vérifie.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

9.3.1 Calcul des fondations

Concernant notre structure on choisit de faire radier à cause des grandes dimensions de son noyau central « 8 m sur 8 m » et les charges importantes appliquées, on aurait pu mettre un radier partiel sous le terrain d'assise du noyau central et le reste c'est des semelles filantes mais on a préféré la solution du radier général pour éviter le problème de deux types de fondation dans le même ouvrage.

Radier général

9.3.1.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

9.3.1.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que:

Tableau 9. 2: calcul de la surface nécessaire

$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$	$\begin{cases} N = 433817,1 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars} \end{cases}$	$S_{\text{nec}} \geq 1735,27 \text{ m}^2$
--	---	---	---

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 1735,27\text{m}^2 < S_b=4646,51\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement D de 1m pour plus de sécurité.

Tableau 9. 3:calcul de Sr

$S_r = S_b + D \times P$	Sr : Surface du radier.
4646,51+ 1 x 325,74	S_b : Surface totale du bâtiment.
Sr = 4972,25m²	P : Périmètre du bâtiment

Réaction de sol

Tableau 9. 4 : calcul de qsol

$q_{\text{sol}} = \frac{N}{S_r}$	$\begin{cases} N = 433817,1 \text{ KN} \\ S_r = 4972,25\text{m}^2 \end{cases}$	$q_{\text{sol}} = 87,25\text{KN/m}^2$
----------------------------------	--	---------------------------------------

9.3.1.3 Pré dimensionnement de radier

a) La dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a-1 Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 8 \text{ m} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend **h = 35cm**

b) Les nervures:

b-1 Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{800}{10} \Rightarrow b \geq \mathbf{80 \text{ cm}}$$

On opte pour **b = 85cm**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L_e : Longueur élastique.

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 3,216 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.

b: Largeur de la semelle (b= 85cm).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

Dans notre $K = 4\text{Kg/cm}^3$ (un sol de densité moyenne)

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq 136\text{cm} \Rightarrow h = 140 \text{ cm}$$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 35\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $h_N = 140 \text{ cm}$; $b = 85\text{cm}$

9.3.1.4 Caractéristiques géométriques du radier

Tableau 9. 5: Caractéristiques géométriques du radier

Position du centre de gravité	Moments d'inertie
$x_G = 62,086 \text{ m}$	$I_{xx} = 62058,35\text{m}^4$
$y_G = 22,12 \text{ m}$	$I_{yy} = 15700,27\text{m}^4$

9.3.1.5 Les vérifications nécessaires

- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est due aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 ($\frac{M_s}{M_R} > 1,5$)

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

Tableau 9.6: calcul de MR

	Sens x-x	Sens y-y
$M_0(\text{KN.m})$	2674992,99	2053772,39
$V_0(\text{KN})$	24699,77	19679,00KN
$h \text{ (m)}$	3	3
$M_R(\text{KN.m})$	2823191,61	2171846,40

Avec: $N_G = N_{G1} + N_{G2}$

Tableau 9. 7: calcul de N

N = N_G + N_Q		
N_G = N_{G1} + N_{G2}		N_Q = N_{Q1}
N_{G1} = 165524,46KN	N _{G2} = pb.S.h N _{G2} = 37291,87KN	N _{Q1} = 9067,73KN
N = 256197,46KN		

Tableau 9. 8: calcul de Ms

Ms = N. X_G	N = 256197,46KN	Ms=16004655,33 KN.m
Ms = N. Y_G		Ms = 5667087,82KN.m

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,6 > 1,5 \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 2,61 > 1,5 \text{ vérifié}$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

9.3.1.6 Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

À l'ELS:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{1310472,79}{4972,25} = 263,56 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 263,56 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 \text{ vérifié}$$

À l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{\text{rev}}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{\text{rev}}}{I_{xx}} Y_G$$

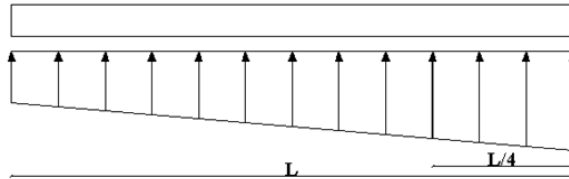


Figure 9. 1: Contraintes sous le radier

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{\text{sol}}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{\text{sol}}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 252707,63 \text{ KN}$$

a) Vérification au renversement

On doit être vérifié la condition suivant :

$$M_r \times 1,5 \leq M_s$$

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

CHAPITRE 9: ETUDE DE FONDATION

M_s : Moment de stabilité sous l'effet du poids propre.(ELS)

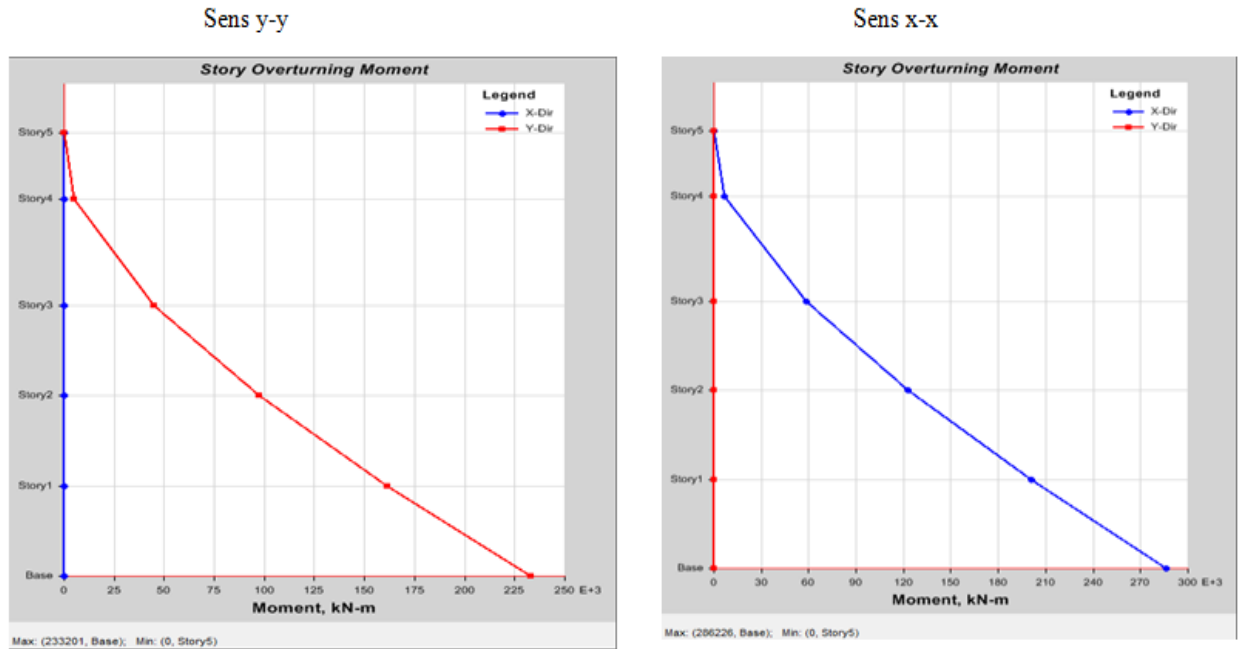


Figure 9. 2: diagramme des moments de renversement

Tableau 9. 9: Moment de renversement

Sens x-x	$M_x = 264992,99 \text{KN.m}$
Sens y-y	$M_y = 893772,39 \text{KN.m}$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau 9. 10: Contraintes sous le radier à l'ELU

Contrainte	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	224,36	110,58	195,91
Sens y-y	358,96	98,00	292,97
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_{2\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol}$

À l'ELS :

$$N_{ser} = 171930,79 \text{ kN} \quad ; \quad S = 4972,25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau 9. 11: Vérification des contraintes à l'ELS

Contrainte	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	199,39	135,55	183,43
Sens y-y	315,99	18,96	241,73
Vérification	$\sigma_{1max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol}$

❖ **Remarque :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' _ yy') donc pas de risque de soulèvement

• **Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

Tableau 9. 12: calcul de σ

ELU	$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 292,97 \text{ kN/m}^2$
ELS	$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 241,73 \text{ kN/m}^2$

9.3.1.6 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier

a .1. Détermination des efforts

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour

une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive**

Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$

$M_{ty}=0,85M_y$

Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).

$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (appui intermédiaire).

- **Panneau intermédiaire**

Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$

$M_{ty}=0,75M_y$

Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

a .2. Valeur de la pression sous radier

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \times 1m = 292,97kN/m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1\text{ m} = 241,73\text{ kN/m}$$

a.3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU(v=0)

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow 0,4 < \frac{8}{8} = 1 \leq 1,00$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 9. 13: Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	0,0384	0,9545	292,97	720,01	612,01	584,16	467,33	360,01

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 9. 14: Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	0,0457	0,9694	241,73	707,01	600,95	582,56	495,17	353,51

a.5. Calcul du ferrailage

a.5.1. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I).

CHAPITRE 9: ETUDE DE FONDATION

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=35\text{cm}$

$d=0,9h=31,5\text{cm}$

Tableau 9. 15: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	Mu (kNm)	μ	α	Z (cm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	612,01	0,137	0,185	29,17	60,29	8T32	64,34	12,5
	y-y	467,33	0,104	0,137	29,77	45,11	10T25	49,04	10
Appui	x-x	360,01	0,081	0,105	30,17	34,3	12T20	37,7	10
	y-y								

Espacement:

Tableau 9. 16: calcul de St

Sens x-x	$S_t = \frac{100}{8} = 12,50\text{cm} < 33\text{cm}$	S_t=15cm
Sens y-y	$S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$	

a .6. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80\text{cm}^2 < A_s^{\text{adopté}} \quad \text{vérifié}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 9. 17: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	600,95	84 ,67	15	305,61	201,63	Non
	y-y	495,17	69,76	15	350,08	201,63	Non
Appuis	x-x	353,51	49,80	15	313,67	201,63	Non
	y-y						

CHAPITRE 9: ETUDE DE FONDATION

Les contraintes dans les aciers et dans le béton ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature et l'épaisseur du radier en prend $h = 50\text{cm}$

Tableau 9. 18: Les nouvelles valeurs des sections d'armature

	Sens	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	41,16	10T20	49,04	12,5
	y-y	31,02	8T25	39,27	12,5
Appui	x-x	23,67	8T20	25,13	12,5
	y-y				

- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 9. 19: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	600,95	12,14	15	189,27	201,63	Oui
	y-y	495,17	10,89	15	182,60	201,63	Oui
Appuis	x-x	353,51	7,56	15	168,32	201,63	Oui
	y-y						

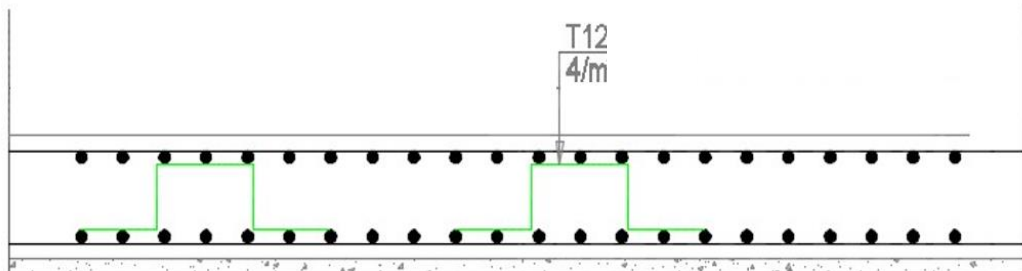


Figure 9. 3: Ferrailage de la dalle du radier

b. Ferrailage des nervures

b .1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire(**BAEL91 modifier 99**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b=85\text{cm} ; h=140\text{cm} ; d=126\text{cm}$

- **Sens porteur (x-x) :**

$L=8 \text{ m} ; P = 225,91\text{kN/ml}$

Tableau 9. 20: Ferrailage des nervures (sens porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1536,18	0,101	0,133	119,3	37,01	8T25	39,27
Appuis	903,64	0,06	0,077	122,12	21,26	8T20	25,13

Sens non porteur (y-y) :

$L= 5,6 \text{ m} ; P = 225,91\text{kN/ml}$

Tableau 9. 21: Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	752,69	0,049	0,063	122,82	17,61	12T14	18,47
Appuis	442,764	0,029	0,037	124,14	10,25	8T16	14,07

b.3. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 12,93 \text{cm}^2 < A_s^{\text{adopté}} \text{ Vérifié}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 9. 22: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	611,19	9,07	15	297,87	201,63	Non
	y-y	589,55	10,55	15	449,92	201,63	Non
Appuis	x-x	359,52	5,33	15	175,21	201,63	Oui
	y-y	346,79	6,21	15	264,65	201,63	Non

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature ou l'épaisseur du nervure en prend **h = 120cm**

- **Sens porteur (x-x)**

Tableau 9. 23: Les nouvelles valeurs des sections d'armature

	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	17,93	10T20	31,40
Appuis	10,40	14T16	28,13

- **Sens non porteur (y-y)**

Tableau 9. 24: Les nouvelles valeurs des sections d'armature

	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	23,64	6T20	18,85
Appuis	10,03	8T16	16,07

- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 9. 25: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	611,19	5,24	15	178,83	201,63	Oui
	y-y	589,55	5,29	15	192,61	201,63	Oui
Appuis	x-x	359,52	3,83	15	175,49	201,63	Oui
	y-y	346,79	3,95	15	198,64	201,63	Oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{292,97 \times 8}{2} = 1171,88\text{kN}$

$$\tau_u = \frac{1171,88 \cdot 10^3}{850 \times 1260} = 1,094\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \text{verifie}$$

4. Armatures transversales

- BAEL 91 modifié 99 [14]

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,55\text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t\right) = 35,00\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 63\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 3,5\text{cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u= 0,23\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=85\text{cm}$; $d=126\text{cm}$

On trouve :

$S_t= 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$

$S_t= 63\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 4,09\text{cm}^2$$

On prend : 8T10 = 6,28cm²

c. Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a 5cm² / m pour les armatures de peau

$$\text{On opte } 6\text{T14} = 6,26 \text{ cm}^2$$

d. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=1m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

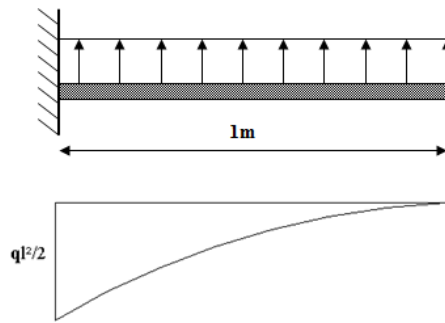


Figure 9. 4: Moment fléchissant

1. Calcul de ferrailage

$q_u=292,97$ kN/ml , $b=100$ cm , $h=50$ cm , $f_{c28}=25$ MPa , $\sigma_{bc}=14,17$ MPa.

Tableau 9. 26: calcul de A_s

$M_u = \frac{q_u l^2}{2}$	$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}}$	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$Z = d(1 - 0,4\alpha)$	$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$
9375,04 KN.m	0,059	0,076	114,68	6,17

On adopte: 8T12=9,05cm²

On opte $S_t=10$ cm

2. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26\text{cm}^2 \leq A_r \leq 4,52\text{cm}^2$$

On adopt 4T10=3,14cm² , $S_t=14$ cm

3. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2 > 3,14\text{cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

On adopte : 8T10 = 6,28cm², S_t=12,5cm

4. Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{\text{ser}}=241,73\text{kN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}l^2}{2} = 7735,36\text{kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{F_e}{2}; 110\sqrt{\eta F_{ij}}\right)\right) = 201,63\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau 9. 27: Vérifications des contraintes du béton et d'acier

M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s(MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérification
7735,36	15,30	11,42	15	192,11	201,63	Non

9.4 CONCLUSION

Dans notre cas la vérification à ELS nous a obligés a augmenté la section de béton de se faite le coté économique n'a pas été pris en considération.

CONCLUSION GENERAL

L'objectif de notre projet intitulé « **Etude d'un centre commercial en charpente métallique contreventé par noyau central et pannes de stabilité** » était d'élaborer une conception conforme aux normes imposées par l'ensemble des règlements utilisés en Algérie (CCM97, RNV99, RPA99v2003, BAEL 99,...), tout en tenant compte du critère de l'économie. Ce travail nous a permis de calculer, d'interpréter et de gérer les différents problèmes et difficultés rencontrés dans cette étude. Cela nous a permis d'évaluer, à chercher les solutions possibles. Durant l'analyse de la structure modélisée par *Robot Structural Analysis 2019* nous avons relevé les points suivants :

- ⇒ Avant d'entamer son étude, l'ingénieur doit avoir un modèle structurel initial. Ce modèle est obtenu en passant par une étape préliminaire dite Pré-dimensionnement. Ces dimensions peuvent être changées après l'étude dynamique.
- ⇒ Nous cherchions pour trouver une bonne rigidité d'une construction avec un nombre réduit et bien disposé des contreventements et une solution plus économique.
- ⇒ La jonction du poteau avec les fondations se fait par des tiges d'encrage et se calcule comme un pied de poteau encasté.
- ⇒ Vu la résistance et la légèreté et la longueur qu'elle peut atteindre la poutre en PRS, on la choisit au lieu d'un profilé en HEA.
- ⇒ Dans notre étude, nous voulions aboutir à un système contreventé par un noyau central et des pannes de stabilité.
- ⇒ L'épaisseur de noyau central se fait progressivement dans l'étude dynamique, nous avons commencé la modélisation avec un épaisseur de 20cm puis on augmente à chaque fois de 5cm jusqu'à arriver à 50 cm qui est l'épaisseur retenue dans notre étude.
- ⇒ La disposition des ouvertures selon la conception architecturale a posé un problème de torsion dont le 1^{ème} mode et on a été contraint de la modifier.
- ⇒ La comparaison entre la résultante des forces sismiques et la résultante des efforts du vent nous a permis de conclure que l'effet du séisme est prédominant.
- ⇒ Pour les fondations, Concernant notre structure on a choisi de faire un radier général à cause des grandes dimensions des deux noyaux centraux qui satisfont la résistance et la rigidité imposées par les règlements en vigueur.

Nous espérons avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter. La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants dans différents niveaux.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Les **CCM97**, Règlement de conception et de calcul des structures en acier.
- [2] : Le **BAEL91**, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [3] : **D.T.R 2.2, 88**, Charges permanentes et charges d'exploitation, CGS 1988.
- [4] : **EC4**, Conception et dimensionnement des structures mixtes acier- béton, partie 1-1, règles
- [5] : Cours Construction métallique et mixte **Mr.SETHI**.
- [6] : Le **RPA 99**, D.T.R. B.C. 2.48, Règles parasismiques Algériennes, **version 2003**.
- [7] : Calcul des ouvrages en béton armé, **Mr DERBEL**
- [8] : **DTR.C 2-4.7**, Règlement Neige et Vent, **R.N.V1999..**
- [9] : Cours charpente métallique I, (Master1), **Mr MENADI**.
- [10] : Analyse et Dimensionnement d'un Bâtiment Selon les RPA 99 Version 2003.**Mr TALEB**
- [11]: Dimensionnement des voiles **Mr TALEB et ELDJOUZI**
- [12] : Calcul des structures métalliques selon l'Euro code 3, **Jean Morel**.
- [13] : **EC2**, Calcul des structures en béton et document d'application nationale, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [14] : **EC3**, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [15] : Recherche Google poutre mixte acier-béton
- [16] : cours de béton armé II **M.MEGENI**
- [17] : Recherche Google assemblage poutre-poteau
- [18] : construction métallique acier-béton (calcul des poteaux mixtes), Jean-Marie Aribert
- [19] : **C.B.A.93**, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- [20] : Recherche Google acrotère en charpente métallique
- [21] : Recherche Google escalier en charpente métallique
- [22]:Traité de génie civil volume11 : charpente métallique **Manfred Hirt, Michel Crisinel**

