

UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA

Faculté de technologie

Département de génie civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : charpente métallique

ETUDE D'UN HOTEL (R+14+3 SOUSSOL)

EN CHARPENTE MÉTALLIQUE CONTREVENTÉ

PAR DES NOYAUX EN BÉTON ARMÉ

Soutenu par

BENYOUCEF soumia

MENASRI mounia

Devant le jury composé de :

A. ZAHAF	professeur	USDB de blida	promoteur
M. SI Ahmed	chef de département	USDB de blida	président
O. FERDJANI	professeur	USDB de blida	Examineur

Blida, Septembre 2020



الملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة فندق شبه منحرف معدني 14 طابق

تم تثبيت هذا الهيكل في ولاية الجزائر

تعد هذه الأخيرة ذات نشاط زلزالي قوي، تم تطوير هذا المشروع مرورا بعدة مراحل.

أجرينا مسار الحمل لتصميم أولي العناصر الهيكلية. وتمت الدراسة الديناميكية وفق برنامج Etabs 2017

.ثم تحقيق المركبات للبناء استنادا على قوانين التصميم الحديدي 97 وأخيرا تقوية عناصر الخرسانة المسلحة

كلمات مفتاحية: الإطار المعدني،قوانين التصميم الحديدي، الدراسة الديناميكية

Abstract

The purpose of this work is to study trapezoidal hotel in metal frame

This hotel is located in Algiers, which is classified as highly seismicity zone.

This project is developed by many stapeses, we performed the load path for the preliminary design of structural elements, the dynamic study was made on the software Etabs2017, verification of the elements and assemblies of the structure according to the CCM97 code and finally reinforcement of reinforced concrete elements.

Key words: Metal frame, CCM97, Dynamic study.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un hôtel trapézoïdale en charpente métallique (R+14)

Cet hôtel est implanté dans la wilaya d'Alger, cette dernière est considérée comme zone de forte sismicité.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le prédimensionnement des éléments porteurs, l'étude dynamique a été faite par le logiciel Etabs2017, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM97 et enfin le ferrailage des éléments en béton armé.

Mot clés : Charpente métallique, CCM97, Etude dynamique.

Abstract

The final Project study is to investigate trapezoidal hotel in metal frame, the superstructure is in metal frame and the infrastructure is in concrete.

This hotel is located in Algiers, which is classified as highly seismicity zone.

We performed the load path for the preliminary design of structural elements

For joist and secondary beam, we have IPE400, the load-bearing beam we chose IPE550.

From the DTR we calculated the wind in both directions and we noticed that the effect of the wind on the structure less than that of the earthquake.

By using ETABS 2017 to model the structure, we checked all the conditions of the RPA99 version 2003 (shear force, verification of the condition of the RPA 80% of the horizontal loads taken up by the walls and 20% by the column...) for a model reinforced by X bracing and concrete sails.

for the load-bearing elements we made a small change so that they meet all the conditions concerning the resistance check and the deflection check.

to calculate the assemblies, we used as reference the lesson of master 1 (C.M) to ensure the connection or the continuity of elementary components between them.

the choice and arrangement of the bracing walls is an important factor

to have a good design. for calculation of the central core walls, the reinforcement of the walls will include: vertical steels and horizontal steels. the bending is done in compound bending using the method of moments.

Our structure has 3 basements with a peripheral veil that rises from the foundation level to the level

from the ground floor. we made the most heavily used perimeter wall reinforcement of the basement.

for a fully embedded composite column subjected to axial compression, the simplified method was used.

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.

the foundation we deduce that the total surface of the footings exceeds 50% of the footprint of the building this

which induces the overlap of these soles. This leads us to opt for the base slab as the foundation.

Dédicaces

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux
personnes les plus chères au monde mes chers parents qui m'ont guidé
durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Que dieu les protège
À mes chères sœurs : Marwa et Abir, Et mon Frère Yasser*

À Mes grands-parents

À Toute ma famille

À Mon binôme MOUNIA

À Mes chères amies : NOUR, SALSABILE, DJIHANE

À tous ceux que j'aime.

SOUMIA

Dédicaces

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation ... ma chère mère c'est grâce à votre amour, votre immense affection et vos encouragements, la confiance que vous m'avez accordée ainsi que vos innombrables sacrifices que j'arrive aujourd'hui au terme de ce travail.

A mon frère unique Sofiane, mes meilleurs Abdou, Djihane, Ines, Mounia et Rania.

Mon binôme Soumia et toute sa famille

A vous tous je dédie ce modeste travail

Mounia

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr ZAHAF. A pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

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

Comme nous tenons à remercier tous ceux qui de loin ou près ont contribué à finaliser ce modeste travail.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. Caractéristiques du profilé IPE40	17
Tableau II.2. Caractéristiques du profilé IPE 550	28
Tableau II. 3. Valeurs de réactions R_{ult} & R_{ser}	29
Tableau II.4. Valeurs de réactions R_{ult} & R_{ser}	32
Tableau II.5. Valeurs de réactions R_{ult} & R_{ser}	34
Tableau II.6. Valeurs de réactions R_{ult} & R_{ser}	36
Tableau II.7. La charge permanente (Poteau central)	40
Tableau II.8. La charge d'exploitation	41
Tableau II.12. Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux	42
Tableau. III.1 : les valeurs de coefficient dynamique	46
Tableau. III .2: Les valeurs de q dyn	48
Tableau. .III. .3: Les valeurs de q_j pour les parois verticales	49
Tableau. .III. 4.: Les valeurs de q_j pour la terrasse	50
Tableau. .III. .5 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le RDC	50
Tableau. .III. .6 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 1ere étage	51
Tableau.III.7 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 2 - -ème étage	51
Tableau III. 8 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 3 - -ème étage	51
Tableau III.9: Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 4 - -ème étage	51
Tableau. .III. .10 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 5 - -ème étage	51
Tableau. .III. .11 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 6 - -ème étage	52
Tableau. .III. .12 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 7 - -ème étage	52
Tableau. III. 13 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 8 - -ème étage.	52
Tableau. III. 14 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 9 - -ème étage	52

Tableau. III. 15 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 10-ème étage	52
Tableau.III.16 : les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 11 -ème étage	53
Tableau. III. .17 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 12 -ème étage	53
Tableau. III.18.: Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 13 -ème étage	53
Tableau. .III. .19 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 14 -ème étage	53
Tableau.III.20 : Les valeurs de q_j pour la terrasse ($C_{pi}=-0,5$ et $0,8$)	53
Tableau.III.21 : les valeurs de la force de frottement pour la direction v_1	55
Tableau.III.22 : Les valeurs de la force résultante pour la direction v_1	56
Tableau. .III. 23 : les valeurs de la force résultante pour la direction v_1	56
Tableau. III .24 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales	57
Tableau. III. 25: Les valeurs de c_{pe} pour la terrasse	58
Tableau. .III. .26 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le RDC	59
Tableau. .III. .27 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 1er étage	59
Tableau. .III. .28 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 2em étage	59
Tableau. .III. .29 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 3em étage	59
Tableau. .III. .30 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 4em étage	60
Tableau. .III. .31 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 5em étage	60
Tableau. .III. .32 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 6em étage	60
Tableau. .III. .33 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 7em étage	60
Tableau. .III. .34 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 8em étage	61
Tableau. .III. .35 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 9em étage	61
Tableau. .III. .36 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 10em étage	61
Tableau. .III. .37 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 11em étage	61
Tableau. .III. .38 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 12em étage	62
Tableau. .III. .39 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 13em étage	62
Tableau. .III. .40 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 14em étage	62
Tableau. .II. 41 : Les valeurs de q_j pour la terrasse ($C_{pi}=-0,5$ et $0,8$)	62

Tableau. .III. 42 : les valeurs de la force de frottement pour la direction v2	64
Tableau. III.43 : les valeurs de la force résultante pour la direction V2	65
Tableau. III.44 : les valeurs de la force résultante pour la direction V2	65
Tableau IV. 1 : facteur de qualité	75
Tableau IV .2 : Les périodes et les facteurs de participation massique	77
Tableau IV.3 : Poids total de la structure	78
Tableau IV.4 : Les déplacements résultants sens X	80
Tableau IV.5: Les déplacements résultants sens Y	80
Tableau IV.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X	82
Tableau IV.7 : Tableau IV-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y	82
Tableau V. 1 : Tableau Valeur des efforts internes de la poutre principale.	86
Tableau V. 2 Vérification des efforts de la poutre principale	86
Tableau V.3 : Vérification des efforts de la poutre principale	87
Tableau V.4 : Vérification de la poutre principale au déversement	87
Tableau V. 5 : Valeurs des efforts internes de la poutre secondaire	87
Tableau V. 6 : Vérification des efforts de la poutre secondaire	87
Tableau V. 7 : Vérification des efforts de la poutre secondaire	87
Tableau V.8 : Vérification de la poutre secondaire au déversement	88
Tableau V. 9 : sollicitations sur le poteau HEM900+HEM500	88
Tableau V. 10 : vérification de poteau le plus sollicité au déversement	93
Tableau V. 11 : Tableau Valeur des efforts interne	94
Tableau V. 12 : Tableau Valeurs du flambement	94

Tableau VII.1: Vérification Contraintes limites de cisaillement	125
Tableau VII.2: Choix du ferrailage des voiles	127
Tableau VII.3: Ferrailage des armatures horizontales	127
Tableau VIII .1 : Ferrailage du voile périphérique	134
Tableau VIII. 2: Calcul des contraintes du voile périphérique	136
Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes du voile périphérique	137
Tableau VIII.4 : Vérification de contrainte du voile périphérique (Sens X-X	137
Tableau VIII.5: Choix du ferrailage du voile périphérique	137
Tableau VIII .6 : Caractéristiques du profilé HEM 300	141
Tableau VII.7 : Les vérifications d'application de la méthode simplifiée	145

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1. Diagramme contraintes – déformations ELU	9
Fig. I.2. Diagramme contraintes – déformations	9
Fig.I.3. Diagramme Contraintes – Déformations de l’acier	10
Fig. I.4. Bac d’acier type Hi Bond 55	11
Fig. I.5. Connecteur type goujon soudé	12
Fig. II.1. Schéma statique de la solive	16
Fig. II .2 Schéma de la solive la plus sollicité	16
Fig. II.3. Schéma statique de la solive	22
Fig. II .4. Schéma statique de la poutre	28
Fig. III.1 : Vue en plan présenter la direction V1, V2, V3 et V4	45
Fig. III.2 : Vue en plan présenter la direction 0°, 90°, 180° 270°	46
Fig. III .3. Répartition de la pression dynamique	48
Fig. III .4. - légende pour les parois verticales	49
Fig. III .5. Légende pour toiture plate	50
Fig. III .6. Répartition des pressions q_j sur les parois verticales direction du vent V1	54
Fig. III .7. Légende pour les parois verticales	57
Fig.III.8 : Répartition des pressions C_{pe} sur les parois verticales direction du vent V2	58
Fig. III .9. Légende pour toiture plate.	58
Fig. III .10. Répartition des pressions q_j sur les parois verticales direction du vent V2	63
Fig. IV.1. Structure avec noyau en béton	71

Fig.IV.2 : Structure avec noyau en béton et palées triangulées en X	72
Fig. IV.3 : Ossature métallique contreventée par des voiles en béton	73
Fig. IV.4. Spectre de réponse	76
Fig. V.1. Phénomène du flambement	84
Fig.V.2 Phénomène de déversement	84
Fig.V.3 : Le Poteau composé le plus sollicité	88
Fig. VI.1. ASSEMBLAGE POUTRE- SOLIVE	98
Fig. VI.2. ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE	100
FigVI.3 : Efforts sollicités sur les boulons des boulons	102
Fig. VI.4. ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE SECONDAIRE	105
FigVI.5 : Efforts sollicités sur les boulons des boulons	107
Fig. VI.6. DISPOSITION DE CORDON DE SOUDURE	108
FigVI.7 assemblages contreventement 2UPN300	109
Fig. VI .8 : assemblage pied de poteau	111
Fig. VI.9. Dimensions tiges d'ancrage	114
Fig VII.1: modèle général d'un voile	120
Fig VII.2 : Dispositions des voiles des noyaux centraux	124
Fig. VII.3. Coupe du voile en élévation	124
Fig. VII.4. Dispositions des voiles	128
Fig.VII.5. Schéma de ferrailage de voile v1	128
Fig.VII.6.:. Schéma de ferrailage de voile v2	129
FigVII.7 : Dalle du plancher mixte	129
Fig. VIII .1. Plan de 1 ^{er} sous-sol	131

Fig.VIII.2 Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	133
Fig. VIII.4 : Exemples de poteaux mixtes	183
Fig. VIII.5 : Sections transversale de poteau entièrement enrobé	140
Fig. VIII.6 : Schéma de poteau mixte	146

Notations et symboles

A_v	Aire de cisaillement
A_{eff}	Section effective d'une pièce (classe4)
A_s	Aire d'une section d'acier tendu
A'_s	Aire d'une section d'acier comprimé
A_r	Armature de répartition
A	Section brute d'une pièce
A_h	Acier horizontale
A_t	Armatures Transversales
A_l et A'_l	Armatures Longitudinales
A_c	Armatures de Peau (ou en section courante)
A_{sx}	Armatures perpendiculaires
A_{sy}	Armatures parallèles
A	Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne
$A_a ; A_s ; A_c$	les aires des sections du profilé, du béton et de l'armature
B_{et}	section de béton
C_p	Facteur de force horizontale
C	distance du centre de pression et la résultante des forces extérieures à la fibre la plus comprimée.
C_d	Coefficient dynamique
C_r	Coefficient de rugosité
C_e	Coefficient d'exposition
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure
$[C]$	Matrices d'amortissement
CT	Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage
D	Facteur d'amplification dynamique

E	Module d'élasticité longitudinale
E _{ij}	Module de déformation instantanée l'âge de j jours
E _{vj}	Module de déformation différée pour chargement appliqué à l'âge de j jours
E _{cm}	module d'élasticité sécant du béton.
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
F	Force ou action générale
F _{brd}	Résistance de la pression diamétrale
F _p	Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère effort de précontrainte dans un boulant
F _T	force de traction.
F _{vsd}	effort de cisaillement des boulons
F _{tsd}	effort de traction des boulons
G	Module d'élasticité transversale
G _b	Poids propre de béton frais
G	Charge permanente
I _c	Moment d'inertie de la section mixte
I _y	Moment d'inertie de flexion maximal
I _z	Moment d'inertie de flexion minimal
I _{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées
I _{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées
I _{a,z} ; I _{s,z} ; I _{c,z}	les moments d'inerties des sections du profilé, du béton et de l'armature
K _t	Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bar Facteur de terrain
k _s	Facteur de forme
L	La portée de la solive
L _x	la plus petite portée du panneau le plus sollicité
L _y	la plus grande portée du panneau le plus sollicité

Lf	Langueur de flambement
Le	Longueur élastique
M	Moment sollicitant en général
Msd	Moment fléchissant
MplRd	Moment résistant plastique
Mbrd	Moment de résistance d'un élément non maintenu latéralement au déversement
Ms	Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre
MR	Moment de renversement du aux forces sismique
M0	Moment à la base de la structure Mufictif moment fictif
Ma	Moment sur appui
Mt	Moment en travée
Mu	Moment de calcul ultime
Mser	Moment de calcul de service
M0	Moment en travée d'une poutre
N	Effort normal, en général
Nu	Effort normal ultime du poteau
Ncr	Charge critique élastique
NG1	Poids propre de la structure
NG2	Poids propre de radier
NQ1	Poids de la surcharge d'exploitation de la structure
Nser	Effort normal en service
Nu	Effort normal de service
Nbr	Nombre de goujons par nervure

Prd	Résistance ultime pour goujons à tête
P	périmètre de la section considéré
Q	Charge d'exploitation Contrainte à la base sur une bande de 1m
Qref	la pression dynamique de référence
R	Coefficient de comportement de la structure
S	Surface en générale
T	période fondamentale
Tu	Effort tranchant ultime
Vsd	l'effort tranchant
VplRd	effort tranchant de plastification
Vref	la vitesse de référence du vent
Vt	résultants des forces sismiques à la base
V	résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente
V0	Effort tranchant a la base
Wply	Module de résistance plastique
Wp	Poids de l'élément considéré
WK	fréquence angulaire propre
Wpl.y ; Wpl.z	Module de résistance plastique
Wel.y , Wel.z	Module de résistance élastique
Z0	Paramètre de rugosité
Zmin	hauteur minimale
e	Epaisseur de voile
b	Largeur de la semelle

b0	Largeur moyenne de la nervure du bac d'acier
d	Distance du barycentre de l'armature tendue à la fibre extrême la plus comprimée
	Diamètre du boulon
d0	Diamètre du trou
emin	Espacement minimum entre les goujons
e	Epaisseur de la dalle pleine
e1	excentricité de la résultante Pince longitudinale
ea	excentricité dus aux effets de second ordre
e2	excentricité additionnelle Pince transversale
fy	Contrainte limite d'élasticité de l'acier
fe	Limite d'élasticité de l'acier
f tj	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
fcj	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jour
fc28 et ft28	Résistance calculé à 28 jours
f	La flèche
fu	Contrainte de rupture d'une pièce
fub	Contrainte de rupture d'un boulant
fsk	limite élastique de l'acier d'armature.
fck	résistance en compression du béton.
fi	Flèche due aux charges instantanées
fv	Flèche due aux charges de longue durée
gp	Poids propre de profilé
g bac	Poids de bac d'acier

g_{pp}	poids propre de la poutre principale
g_{ps}	poids propre de la poutre secondaire
g	Accélération de la pesanteur
h	Hauteur en général
i	Rayon de giration d'une section
j	Nombre de jours
k	Coefficient de raideur du sol
k_{LT}	Coefficient de déversement
k_y et k_z	Coefficients de flambement-flexion
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	Coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton
nb	Nombre des boulons
np	Nombre des plans de cisaillement
nf	Nombre des files
P_1	Entraxe (cas général)
P_2	Entraxe (file intérieure, élément tendu)
p_k	Poids total de la structure
q_{dyn}	Pression dynamique
r	Rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible
t	Epaisseur d'une pièce
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre
t_w	Epaisseur d'une âme de poutre
V_K	Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

α	Coefficient de dilatation Jeu de boulon
β_w	Facteur de corrélation (soudure)
β	Angle de déphasage Coefficient de pondération
$\beta_{M.y} ; \beta_{M.z}$	facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion
$\beta_{M.LT}$	facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ	Elancement
λ_{LT}	Élancement de déversement
$\mu_y ; \mu_z$	les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z
$\mu_y ; \mu_z$	les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z
ν	Coefficient de Poisson
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
ζ	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d
ρ_b	Masse volumique de béton
σ_s	Contrainte de l'acier
σ_{sol}	Contrainte de sol
Φ	Diamètre d'armature
χ	Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement

Table de matière

Introduction générale	1
 Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Introduction	2
I.2. Conception de l'ouvrage	3
I .3 Système structurale de la tour	7
I.4 Caractéristiques des matériaux	7
 Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments principaux	
II.1 Introduction	13
II.2 Les planchers	13
II.3Prédimensionnement des éléments principaux	15
II.3.1 Pré dimensionnement des solives	15
II.3.2 Pré dimensionnement des poutres porteuses	28
II.3.3 Pré dimensionnement des poteaux	39
Conclusion	43
 Chapitre III : Etude de neige et vent	
III.1 Introduction	44
III.2Nature de la structure	44
III.3 Hypothèses de calcul	45
II.4 Calcul de la pression due au vent	46
II.5 Force de frottement	55
II.6 Action de la neige sur la construction	66
Conclusion	66

Chapitre IV : : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction	67
IV.2 Etude sismique	67
IV.2 .1Résultat de l'analyse dynamique	76
IV.3 Vérification de l'effort tranchant a la base	78
Conclusion	83

Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature

V.1 Introduction	84
V.2 Vérification de la poutre principale	85
V .3 Vérification de la poutre secondaire	87
V.4 Vérification des poteaux	88
V.5 Vérification de système de contreventement	95
Conclusion	96

Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

VI.1 introduction	97
VI.2Assemblages poutre- solive	98
VI.3 Assemblage poteau-poutre principale	100
VI.4 Assemblage poteau-poutre secondaire	105
VI.5 Assemblage contreventement	109
VI.6 pieds de poteau	111
VI.7 assemblages poteau-poteau	115
Conclusion	120

Chapitre VII : Ferrailage des éléments en béton

VII.1 introduction	121
VII.2 Ferrailage des voiles	121
VII.3 Ferrailage de la dalle plancher mixte	129
Conclusion	130

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII .1 introduction	131
VIII.2 Etude de voile périphérique	131
VIII.3 Les poteaux mixte	138
Conclusion	146

Chapitre X : Etude des fondations

X.1. Généralités sur les fondations	147
X.1.2 choix de type de fondations	148

Conclusion

Introduction générale

Pour importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de Réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un hôtel en charpente métallique. Il se situe à Alger et plus exactement Beb Ezzouar.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master

On se base sur le plan de travail suivant :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Chapitre II : prédimensionnement des éléments principaux

Chapitre III : Etude du vent et neige

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

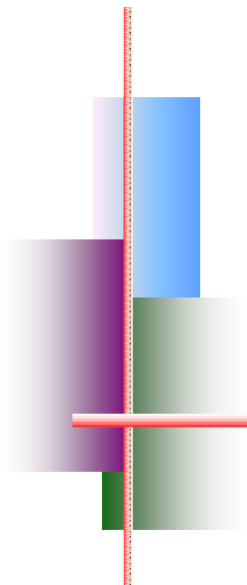
Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature

Chapitre VI : Calcul et vérification des assemblages

Chapitre VII : Ferrailage des éléments en béton

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Chapitre X : Etude des fondations



Chapitre I



**PRESENTATION
DE
L'OUVRAGE**

I.1 INTRODUCTION

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et à étudier un Hôtel forme trapézoïdale (R+14 + 3 Sous-sol) en charpente métallique. Dont la superstructure en CM et l'infrastructure en béton.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

A- Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est implanté à Bab Ezzouar dans la wilaya d'Alger, classer en zone sismique III (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien RPA99 2003.

B- Classification selon RPA99 ver.03

- Cette structure est classée dans le groupe 1B
- Altitude =15 m
- La contrainte admissible du sol est de 2,5Bar (à moins 10m) proposée par radier général

I.2 CONCEPTION DE L'OUVRAGE

a) Conception Architecturale

Cet ouvrage est constitué de :

- 1^{er} sous-sol utilisé comme : salle des fêtes, salon de coiffure
- 2eme, 3eme sous-sol utilisés comme : locaux de réserve, stockage
- RDC est destiné pour : cuisine, restaurant, réception et piscine
- 1^{er} étage : salon de thé, cuisine et restauration avec terrasse
- 2eme étage : salle polyvalente, réception, hall, salle de réunion
- De 3eme au 14eme étages : chambre d'hôtel

b) Description d'ouvrage

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

b.1) Dimension en élévation

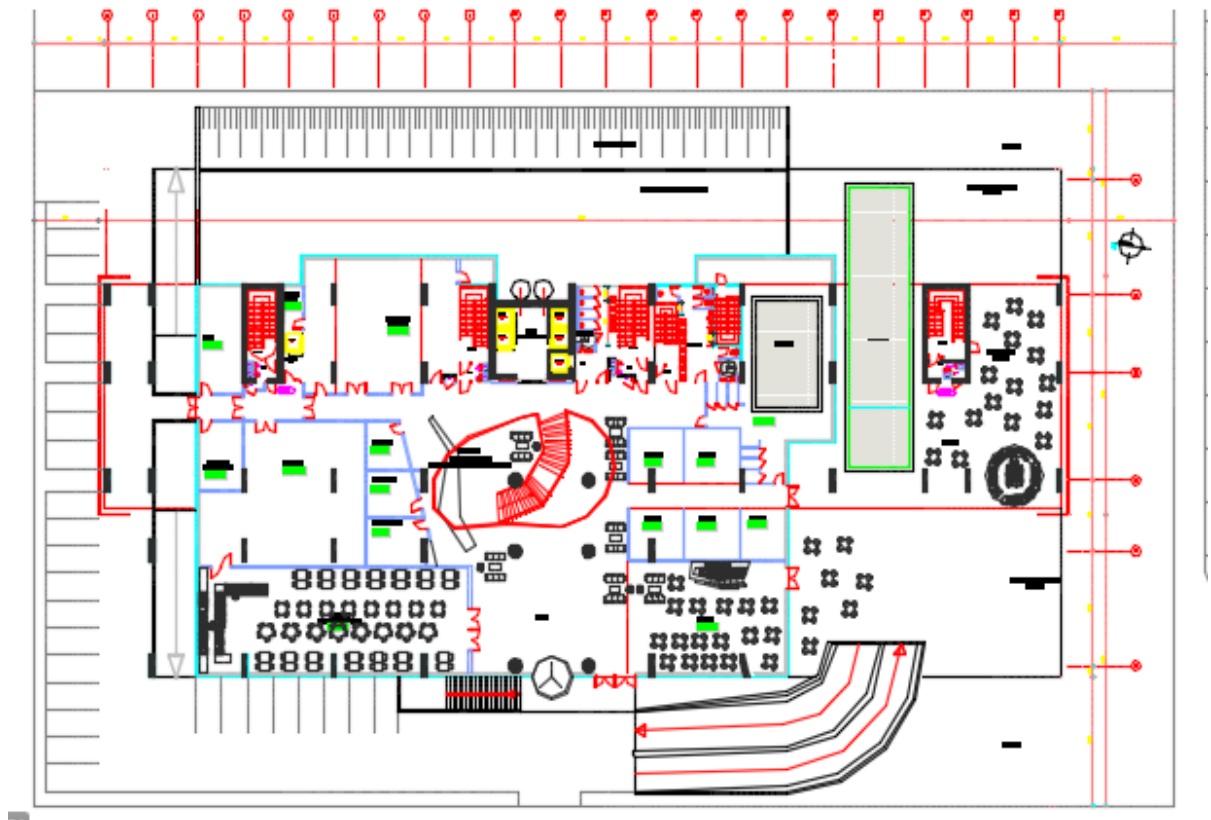
- Hauteur de RDC4,6m
- Hauteur 1^{er} étage.....3,7m
- Hauteur 2eme étage.....3,7m

- Hauteur du 3eme au 14eme étage.....3m
- Hauteur du 2eme et 3eme sous-sol.....2,8m
- Hauteur du 1^{er} sous-sol.....3,7m
- Hauteur Totale.....48m

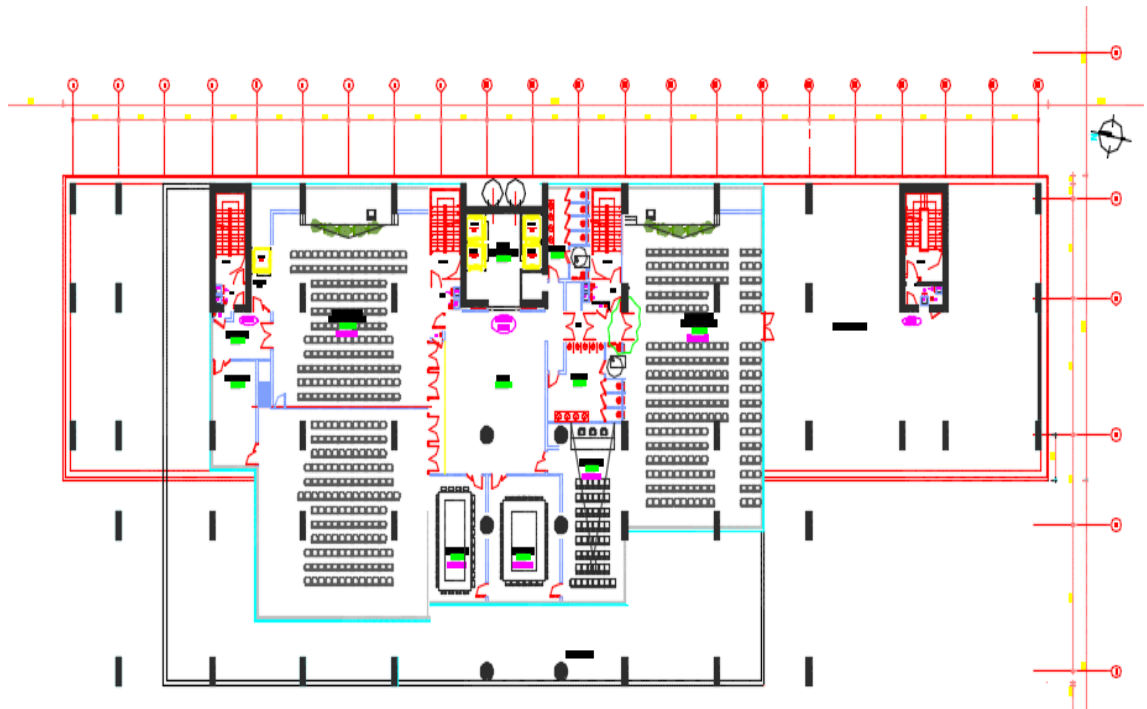
b.2) Dimension en plan

- Longueur Totale.....92 m
- Largeur Totale.....45,6 m

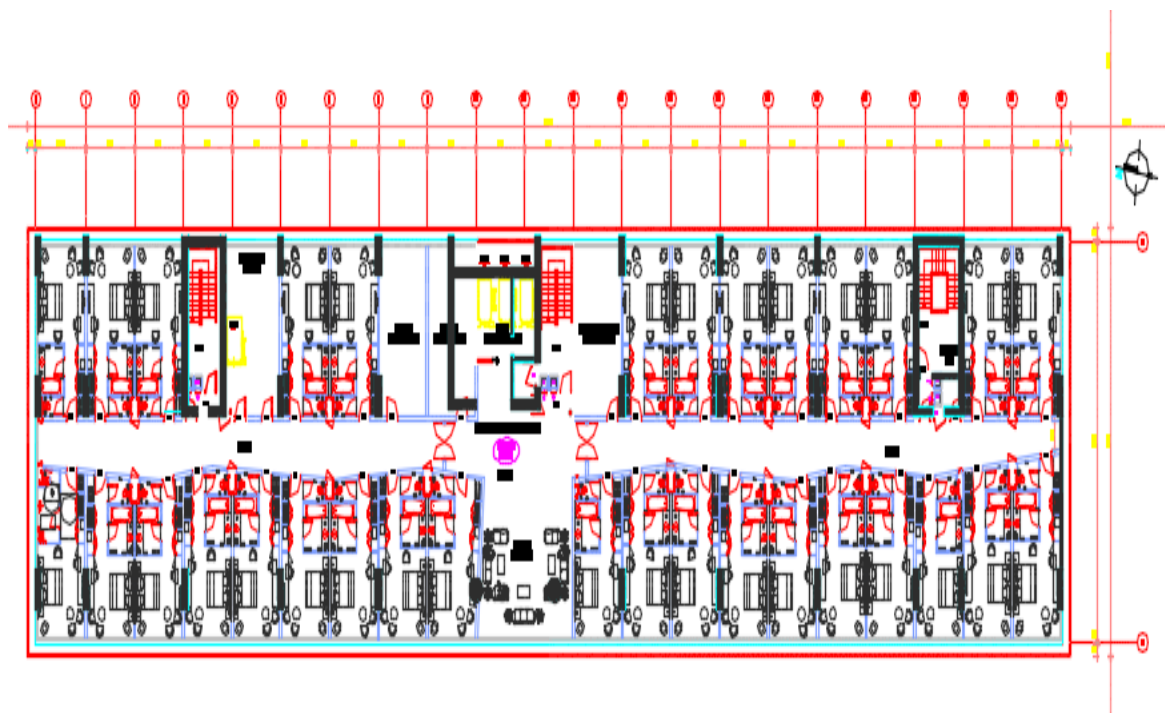
- **Les plans d'architectures :**



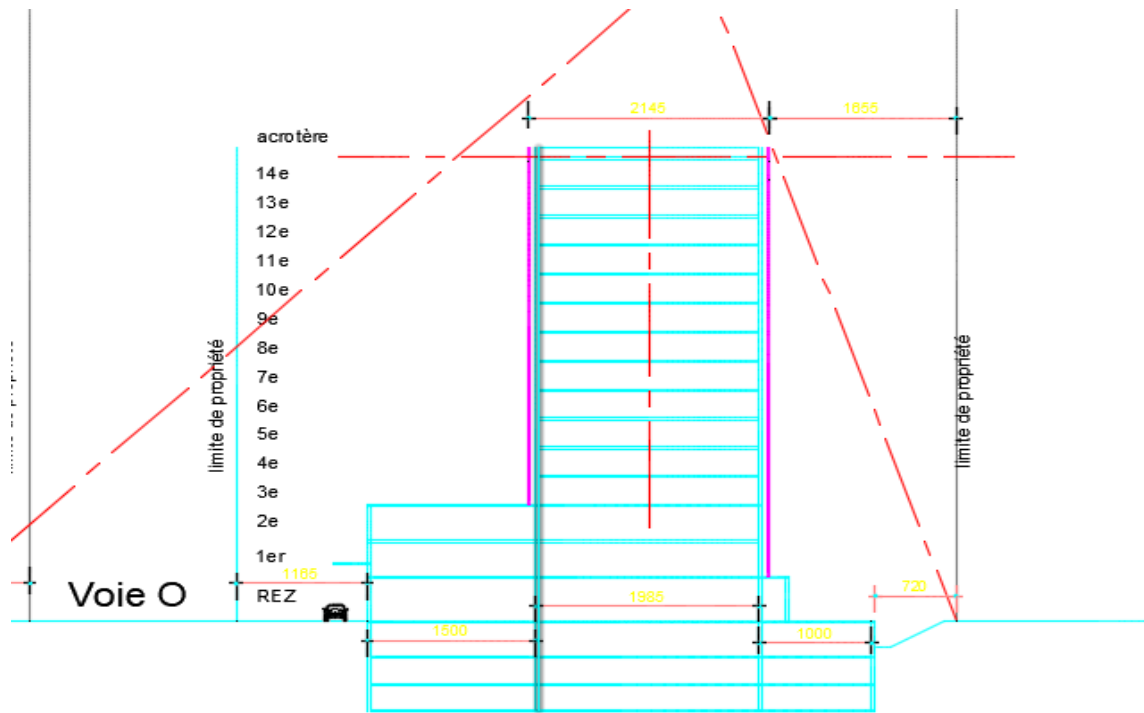
PLAN RDC



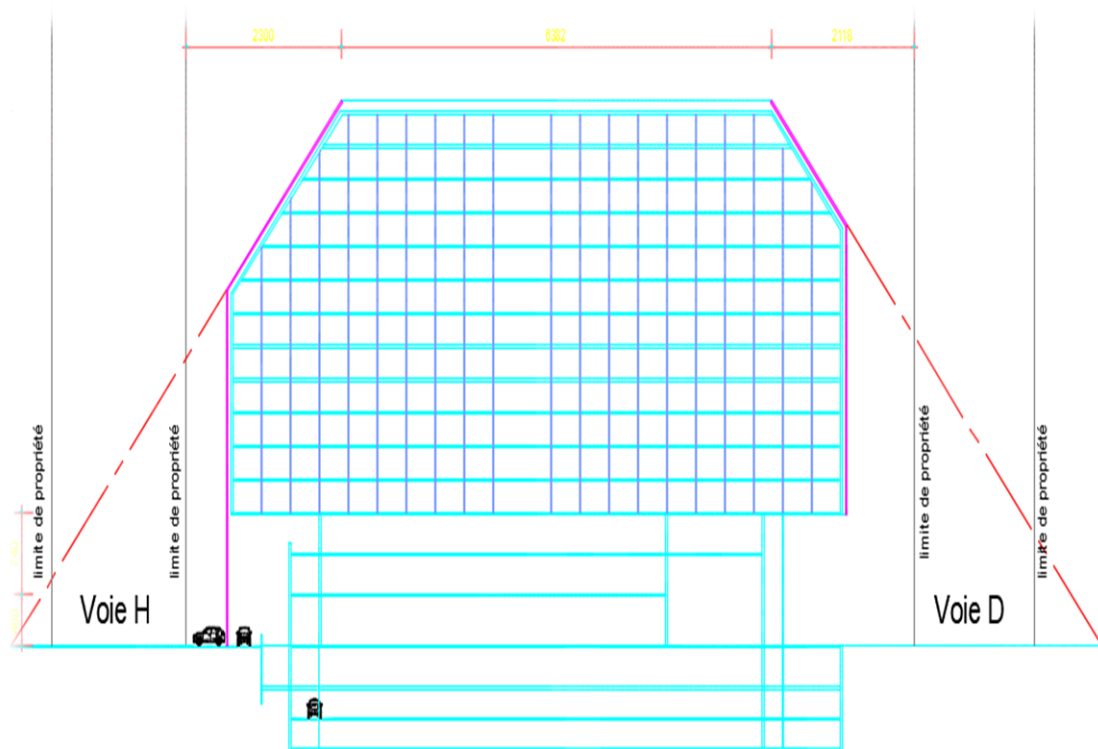
PLAN 1 er et 2eme étage



Plan des étages (3 -ème ...14 -ème étage)



Coupe transversale



Coupe longitudinale

I.3 Système structurel de la Tour

I.3.1 Type de Structure

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poutres et de poteaux (portiques en charpente métallique) ainsi que d'un noyau en béton armé. La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques. En revanche les charges horizontales sont reprises conjointement par les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEA, poutres en IPE et contreventé par des palées triangulées.
- **Plancher** : Plancher mixte avec dalle collaborant coulée sur un bac d'acier TN40. Et une pente faible 1% pour l'écoulement des eaux pluviales pour le plancher terrasse.
- **Escalier** : Nous avons un seul type d'escalier (escalier droit constitué d'un palier de repos et de deux volées).
- **Acrotère** : la terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 80,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.
- **L'assemblage** : L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires ainsi que des soudures.
- **Contreventement** : Le contreventement de la tour est assuré initialement par un noyau central en béton armé de forme carrée et des palées de stabilités

I -4 – Caractéristiques des matériaux

I.4.1 Béton

On appelle béton ; le matériau constitué par le mélange dans les proportions convenables de : ciment, granulats et l'eau. La composition du béton et pour un béton sera déterminée selon la granulométrie des agrégats utilisés.

I.4.1.1 Résistance caractéristique à la compression

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

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours :

$$f_{c\ 28} = 25\ \text{MPa}$$

- ✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

I.4.1.2 Résistance caractéristique à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais et désignée par f_{t28} . On peut citer :

- ✓ Traction directe
- ✓ Traction par fendage
- ✓ Traction par flexion

I.4.1.3 Coefficient de Poisson

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

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

I.4.1.4 Module de déformation longitudinale

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

- Module de déformation instantanée $E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Module de déformation différée..... $E_{d28} = 108188,656 \text{ MPa}$

I.4.1.5 Les états limites ultimes ELU

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- ✓ Equilibre statique
- ✓ Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments
- ✓ Stabilité de forme

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

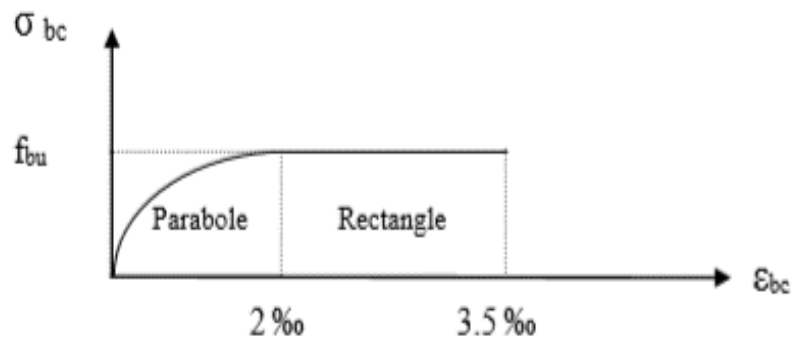


Figure.I.1 Diagramme contraintes – déformations Elu.

I.4.1.6 Les états limites de service ELS

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

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

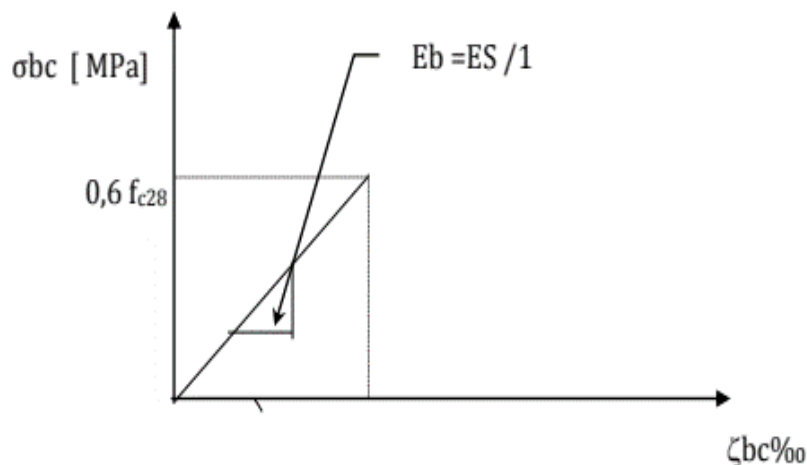


Figure. I .2 : Diagramme contraintes – déformations ELS.

I.4.2 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

I.4.2.1 Acier de béton

- Ronds lisses (R.L) : Fe E 355.
- Haute adhérence (H.A) : FeE400.
- Treillis soudée (T.S) : TLE52, $\varnothing = 6$ mm pour les Dalles.

I.4.2.2 Acier de Charpente métallique

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique Sont les suivantes :

- | | |
|--|---------------------------------|
| ✓ Module d'élasticité longitudinale | $E = 2.1 \text{ E5 Mpa}$ |
| ✓ Coefficient de poisson | $\nu = 0.3$ |
| ✓ Module d'élasticité transversale | $G = 8.1 \text{ E4 Mpa}$ |
| ✓ Coefficient de dilatation linéaire : | 11 E-6 |
| ✓ Masse volumique | $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$ |

Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :

- L'ossature métallique feE510/S355 : $f_y = 275 \text{ Mpa}$
- Boulons ordinaires
- Boulons à haute résistance classe 4.6 8.8 10.9

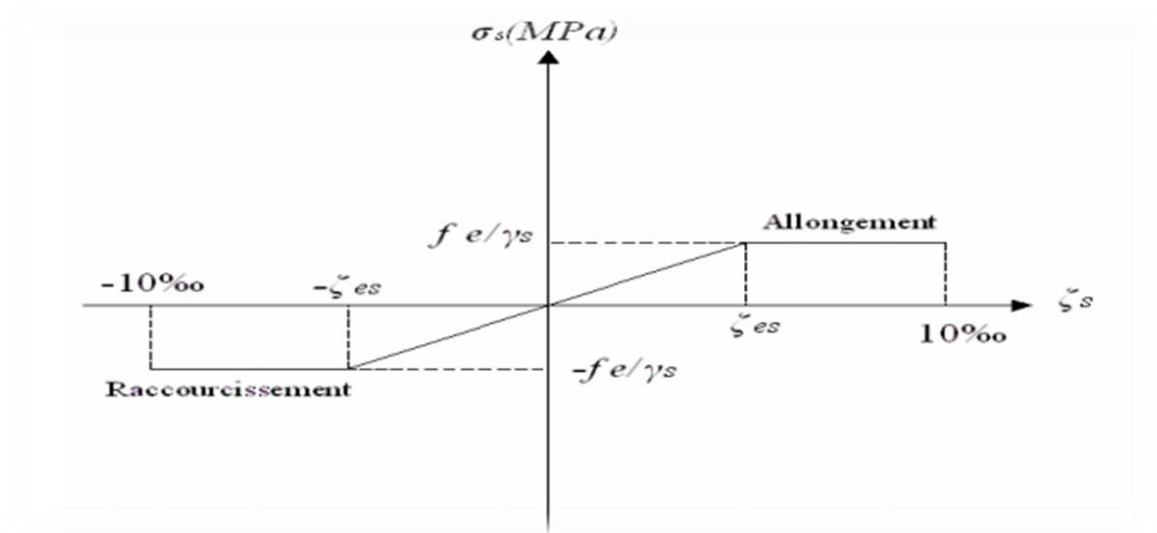


Figure.I.3 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'acier.

I.4.2.3 Bac d'acier

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

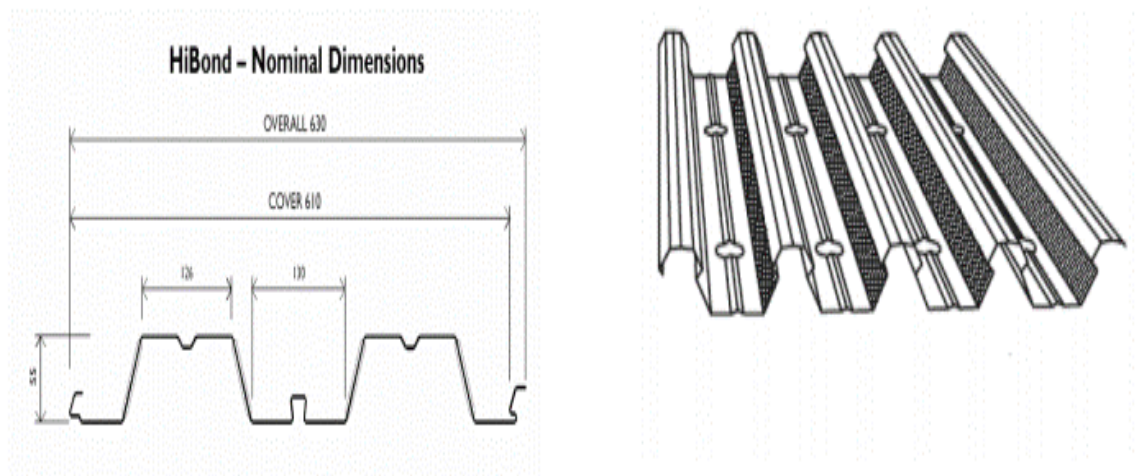


Figure.I.4: Bac d'acier type Hi Bond 55.

I.4.2.4 Les connecteurs

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

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués. Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur **$h=95\text{mm}$** et de diamètre **$d=19\text{mm}$** , qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous)

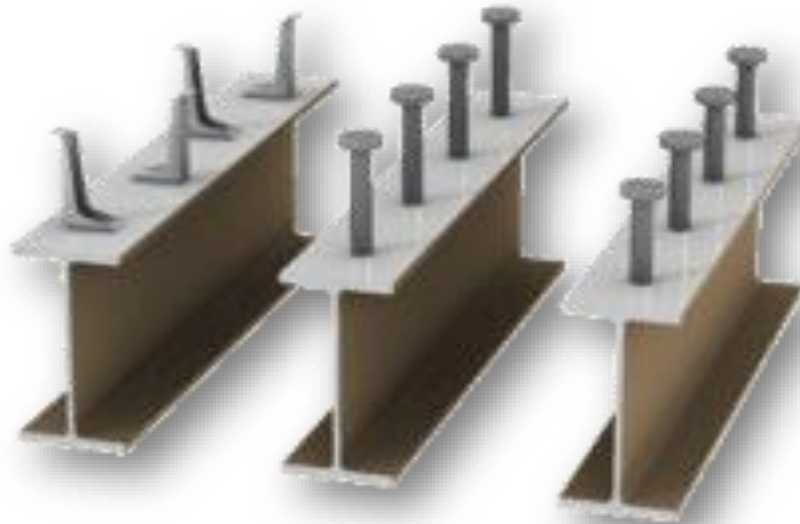
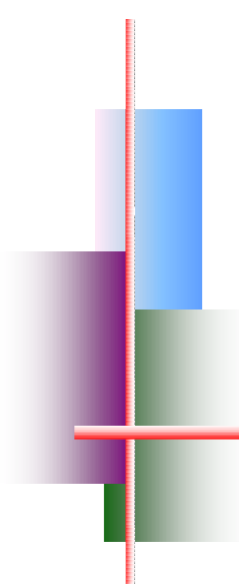
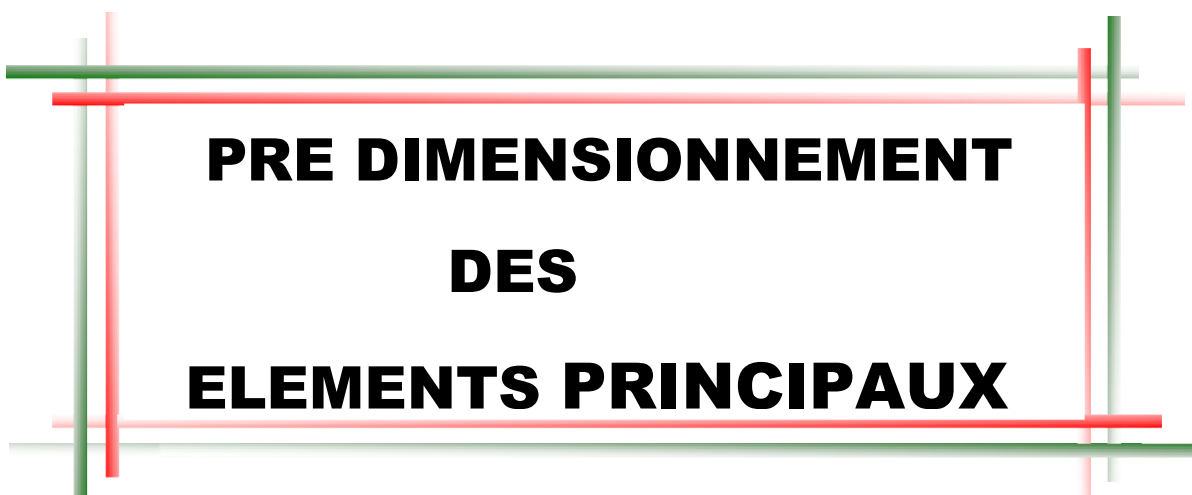


Figure.I.5 : Connecteur type goujon soudé.



Chapitre II



**PRE DIMENSIONNEMENT
DES
ELEMENTS PRINCIPAUX**

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des Éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le prédimensionnement des éléments sont déterminés.

II.2. LES PLANCHERS

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte

II.2.1 : METHODE DE CALCUL

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a. Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

b. Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

II.2.2 ESTIMATION DES CHARGES DES PLANCHER

❖ Plancher terrasse

a. Plancher terrasse inaccessible

1. Actions permanentes

Protection en gravillon	0,80 KN/m^2
Etanchéité multicouches.....	0,10 KN/m^2
Forme de pente (e=10cm).....	2,20 KN/m^2
Isolation thermique	0,16 KN/m^2
Dalle en béton armé (e=15cm).....	3,75 KN/m^2
Bac d'acier (HB 55)	0,15 KN/m^2
Faux plafond.....	0,10 KN/m^2
Enduit plâtre.....	0,20 KN/m^2
Couche par vapeur.....	0,10 KN/m^2
Couche de papier kraft	0,01 KN/m^2

Total :

$G = 7.57 \text{KN/m}^2$

2. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible

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

❖ Plancher courant

3. Actions permanentes

Dalle de Sol.....	0,54 KN/m^2
Mortier de pose.....	0,40 KN/m^2
Lit de sable.....	0,36 KN/m^2
Dalle en béton armé (15cm)	3,75 KN/m^2
Enduit plâtre.....	0,20 KN/m^2
Bac d'acier (HB 55)	0,15 KN/m^2

Faux plafond.....0,10 KN/m^2

Cloisons de séparation 1 KN/m^2

Total:

$$G = 6.50 \text{ KN/m}^2$$

4. Charges d'exploitation

L'hôtel étudié à usage Bureau, donc la surcharge d'exploitation égale a

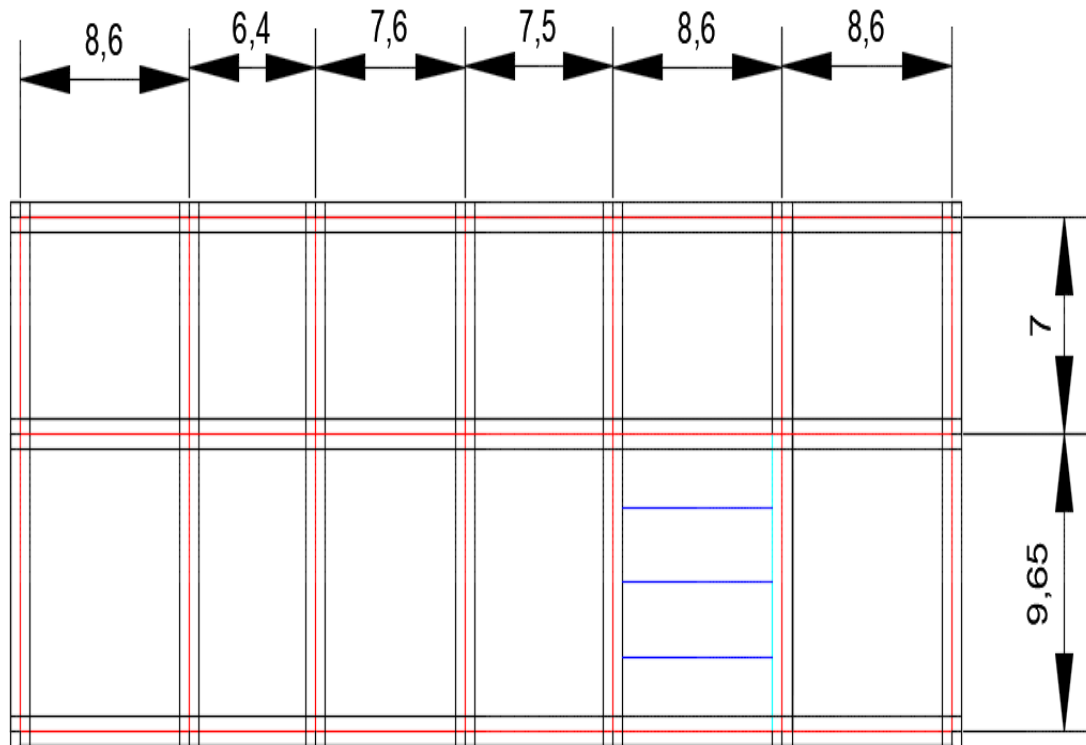
$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

II.3- Pré dimensionnement des éléments principaux

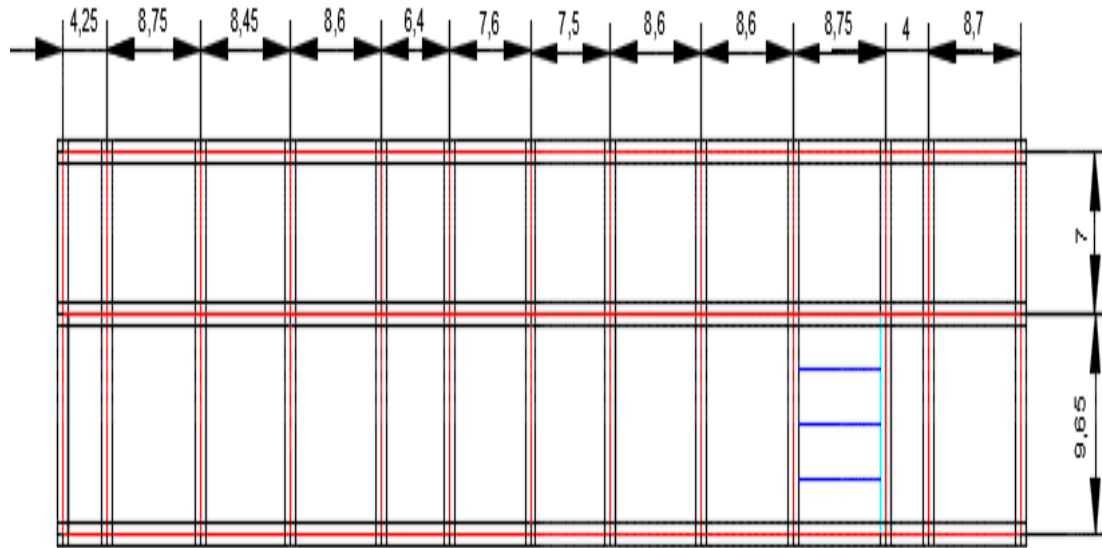
II .3 .1– Les solives

Les solives sont généralement des profilés en **IPE**, **IPN**, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de plancher utilisé.

Il est d'usage que le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive, tel que la solive la plus sollicitée a une portée de **9,65m** et un espacement de **2,41m**



Plancher terrasse



Plancher courant

❖ A - TERRASSE INACCESSIBLE

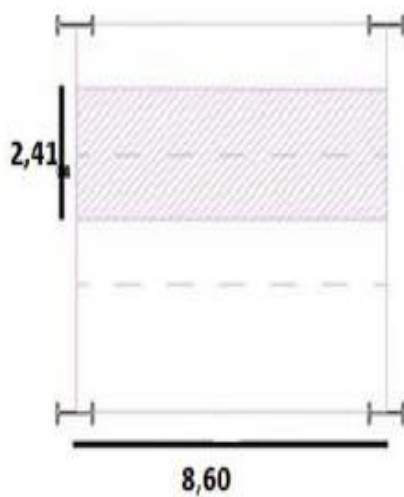


Figure. II .1 Schéma de la solive la plus sollicitée.

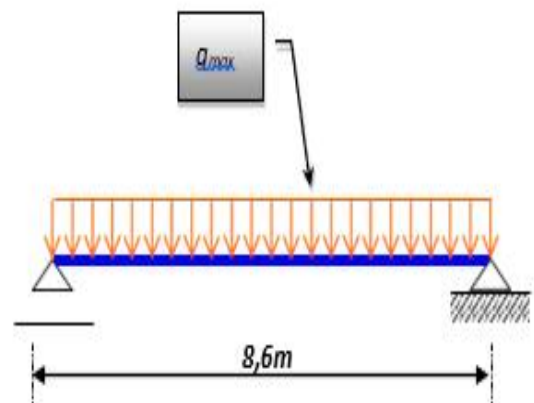


Figure. II.2. Schéma statique de la solive.

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15}$$

$$\frac{8600}{25} < H < \frac{8600}{15}$$



$$344 < H < 573,73$$

On choisit un **IPE 400 classe 1** qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau II.1. Caractéristiques du profilé IPE400

	Poids	Section	Dimensions(mm)			Caractéristiques					
	GKg/m	A cm ²	h	B	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z	W _{ply} cm ³	I _y	I _z
IPE 400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,6	23130	1318	1307	165,5	39,5

Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du profilé..... $g_p = 0,663$

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75$

Poids du bac d'acier..... $g_{\text{bac}} = 0,15 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

1). Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 2,41 m.

- E.L U :

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 G_b + 1,5 \times Q) \times 2,41$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 2,41 + 0,663] + 1,5 \times 0,75 \times 2,41 \quad \Rightarrow \quad q_u = 16,29 \text{ KN/ml.}$$

- E.L S :

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_b + g_{\text{bac}} + Q) \times 2,41$$

$$q_{\text{ser}} = 0,663 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 2,41 \quad \Rightarrow \quad q_{\text{ser}} = 11,87 \text{ KN/ml.}$$

2) Vérifications

a) Vérification de la flexion

Le moment fléchissant MSD dans la section transversale de classe I et II doit Satisfaire à

La condition suivante : $M_{sd} < M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{16,29 \times 8,6^2}{8} = 150,60 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{1307 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 326,75 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 150,60 \text{ kn.m} < m_{plrd} = 326,75 \text{ kn.m}$ c'est vérifié.

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}}$$

$$R = 47\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < v_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f \quad A_v = 4273,1 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 4273,1}{\sqrt{3} \times 1,1} = 616,77 \text{ kn.}$$

$$V_{sd} = \frac{16,29 \times 8600}{2} = 70,05 \text{ kn}$$

$V_{sd} = 70,05 < V_{plrd} = 616,77 \text{ Nk.n}$ c'est vérifié

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 308,39 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment Fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c) Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E I_Y} < f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times 11,87 \times 8600^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 17,40 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{8600}{250} = 34,4 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ c'est vérifiée

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}}$$

$$R = 51\%$$

d) Vérification de déversement

On doit vérifier que : $m_{sd} < m_{brd} = \chi_{LT} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \beta_w$

✓ Application numérique

$$\lambda_{LT} = \frac{8600/39,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{8600/39,5}{400/13,5}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 92,051$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,98 > 0,4$ Il y a un risque de déversement

$$\phi_{LT} = 1,06$$

$$\chi_{LT} = 0,67 < 1 \dots \dots \dots OK$$

$$M_{brd} = \frac{0,67 \times 1019 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 1 = 173,01 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 150,60 \text{ kn.m} < m_{brd} = 173,01 \text{ kn.m}$ C'est vérifié

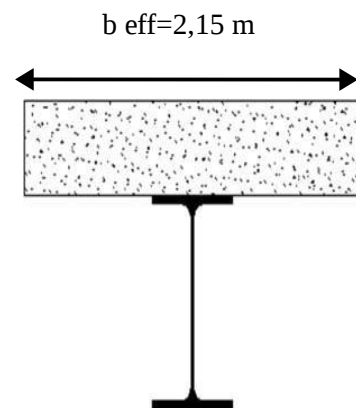
🚦 PHASE FINALE

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 :

$$b_{eff} = \begin{cases} \frac{2L_0}{8} \\ b \end{cases}$$

L_0 : la longueur libre

b : entraxe entre les poutres



Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,663 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_t = 7,57 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

1) Combinaison des charges

La combinaison la plus défavorable est :

E.L U :

$$q_u = 1,35[(G_t \times 2,41) + g_p] + 1,5 \times Q \times 2,41$$

$$q_u = 1,35[(7,57 \times 2,41) + 0,663] + 1,5 \times 1 \times 2,41 \Rightarrow q_u = 29,13 \text{ KN/ml.}$$

E.L S:

$$q_{ser} = g_p + (G_t + Q) \times 2,41$$

$$q_{ser} = 0,663 + (7,57 + 1) \times 2,41 \Rightarrow q_{ser} = 21.32 \text{ KN/ml.}$$

2) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 2150 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 2910,56 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 8450) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 2207,56 \text{ kn}$$

R Béton > R AcierAxe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte

3) Vérifications :

a) Vérification de la flexion

$$\text{Il faut que : } M_{sd} < M_{pl,Rd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - \frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right]$$

Le moment appliqué

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{29,13 \times 8,6^2}{8} = 269,31 \text{ kn.ml}$$

$$M_{plrd} = 2207,56 \left[200 + (95 + 55) - 0,75 \times \frac{95}{2} \right] 10^{-3} = 694 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 269,31 \text{ kn.ml} < m_{plrd} = 694 \text{ kn.m} \quad \text{..... c'est vérifié.}$$

$$R = \frac{msd}{mplrd}$$

$$R = 40\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f \quad A_v = 4273,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 4273,1}{\sqrt{3} \times 1,1} = 616,77 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = \frac{29,13 \times 8,6}{2} = 125,26 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 125,26 < V_{plrd} = 616,77 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 308,38 \text{ kn} \dots\dots\dots$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment Fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c) Vérification de la rigidité

$$\text{Il faut vérifiée que : } f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E I_C} < f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 21,32 \times 8600^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 7,203 \times 10^7} = 10,04 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{8600}{250} = 34,4 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

$$F_{tot} = 10,04 + 17,40 = 27,44 \text{ mm}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}}$$

$$R = 80\%$$

d) Vérification du déversement

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

B - Plancher courant :

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15}$$

$$\frac{8750}{25} < H < \frac{8750}{15}$$

✓ On choisit un IPE400

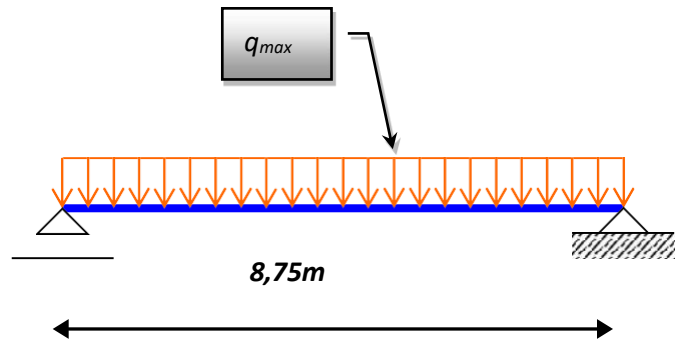


Figure. II.3. Schéma statique de la solive.

✚ Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.....gp = 0,663 KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....Gb = 3,75 KN/m²
- Poids du bac d'acier.....g bac = 0,15 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 0.75 KN/m²

1) Combinaisons des charges

L'entraxe entre les solives est de 2,41 m.

E.L U

$$Q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_b + 1,5 \times Q) \times 2,41$$

$$Q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 2,41 + 0,663] + 1,5 \times 0,75 \times 2,41 \longrightarrow q_u = 16,29 \text{ KN/ml.}$$

E.L S

$$Q_{\text{ser}} = g_p + (G_b + g + Q) \times 2,41$$

$$Q_{\text{ser}} = 0,663 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 2,41 \longrightarrow q_{\text{ser}} = 11,87 \text{ KN/ml.}$$

2) Vérifications

a) Vérification de la flexion

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{16,29 \times 8,75^2}{8} = 155,90 \text{ kn.ml}$$

$$M_{plrd} = \frac{1307 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 326,75 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 155,90 \text{ kn.ml} < m_{plrd} = 326,75 \text{ kn.m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}}$$

$$R = 48\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).T_f \quad A_v = 4273,1 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 4273,1}{\sqrt{3} \times 1,1} = 616,77 \text{ kn.}$$

$$V_{sd} = \frac{16,29 \times 8,75}{2} = 71,27 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 71,27 < V_{plrd} = 616,77 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 308,39 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment}$$

Fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c) Vérification de la rigidité

$$\text{Il faut vérifier que : } f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E I_y} < f_{\text{adm}}$$

$$f = \frac{5 \times 11,87 \times 8750^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 18,66 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{8750}{250} = 35 \text{ mm}$$

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

d) Vérification de déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{8750/39,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{8750/39,5}{400/13,5}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 149,68$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,72 > 0,4 \dots\dots\dots \text{Il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,87$$

$$X_{LT} = 0,7 < 1 \dots\dots\dots OK$$

$$M_{brd} = \frac{0,7 \times 1307 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 228,72 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 150,60 \text{ kn.m} < m_{brd} = 228,72 \text{ kn.m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

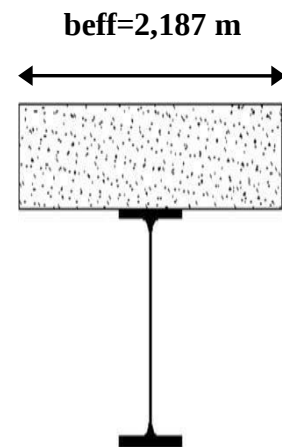
🚦 PHASE FINALE

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 longueur

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

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,663 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente..... $G_t = 6,50 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}$



1) Combinaison des charges

E.L U :

La combinaison la plus défavorable est :

$$q_u = 1,35[(G_t \times 2) + g_p] + 1,5 \times Q \times 2,41$$

$$q_u = 1,35[(6,50 \times 2,41) + 0,663] + 1,5 \times 2,5 \times 2,41 \Rightarrow q_u = 31,08 \text{ KN/ml.}$$

E.L S:

$$q_{ser} = g_p + (G_t + Q) \times 2,41$$

$$Q_{ser} = 0,663 + (6,50 + 2,5) \times 2,41 \Rightarrow q_{ser} = 22,35 \text{ KN/ml.}$$

2) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 2187,5 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 2961,33 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 8450) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 2207,56 \text{ KN.}$$

$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton
donc le moment résistant plastique développé par la section mixte.

3) Vérifications

a) Vérification de la flexion

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{31,08 \times 8,75^2}{8} = 297,44 \text{ kn.ml}$$

$$M_{plrd} = 2207,56 \left[200 + (95 + 55) - 0,75 \times \frac{95}{2} \right] 10^{-3} = 694 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 297,44 \text{ kn.ml} < M_{plrd} = 694 \text{ kn.m} \quad \text{..... c'est vérifié.}$$

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}}$$

$$R = 43\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} < v_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 4273,1}{\sqrt{3} \times 1,1} = 616,77 \text{ kn .}$$

$$V_{sd} = \frac{31,08 \times 8,75}{2} = 135,98 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 135,98 \text{ kn} < V_{plrd} = 616,77 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 308,38 \text{ kn} \dots\dots$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment Fléchissant.

c) Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E I C} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times 22,35 \times 8750^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 72,18 \times 10^7} = 11,25 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{8750}{250} = 35 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

$$F_{tot} = 11,25 + 18,66 = 29,92 \text{ mm}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}}$$

$$R = 86\%$$

d) Vérification du déversement

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur

+ Calcul des connecteurs

▪ Plancher courant :

$$\text{Type goujon : } \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur : } h = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre : } d = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$$

a) Détermination de Prd

$$P_{Rd} = k_T \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \alpha d^2 \sqrt{\frac{f_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \\ 0,8 F_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \end{array} \right.$$

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

Avec :

H p = 55 mm, h c=95 mm, b o = 75 mm (Nr Nombre de goujon par Nervure = 1 ou max 2)

Dans notre cas Nr =1 & K_t =0,69

Prd = 50,38 KN

b) Détermination de RL

RL = Inf (R Béton ; R Acier) = Inf (2961,65 KN ; 2207,56 KN)

RL=2207,56KN

c) Nombre des connecteurs

$$N \text{ connecteur} = \frac{RL}{PRD} = \frac{2207,56}{50,38} = 43,81$$

✓ On prend **44** connecteurs pour **la demi-portée**.

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

$$E_{\min} = \frac{l}{n-1} = 100,58 \text{ mm}$$

➤ Donc on prend 88 connecteurs pour toute la portée de la solive.

On opte un espacement de **101 mm**.

II .3.2 LES POUTRES PORTEUSES :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui doivent reprendre essentiellement des Efforts de flexion.

❖ A- TERRASSE INACCESSIBLE

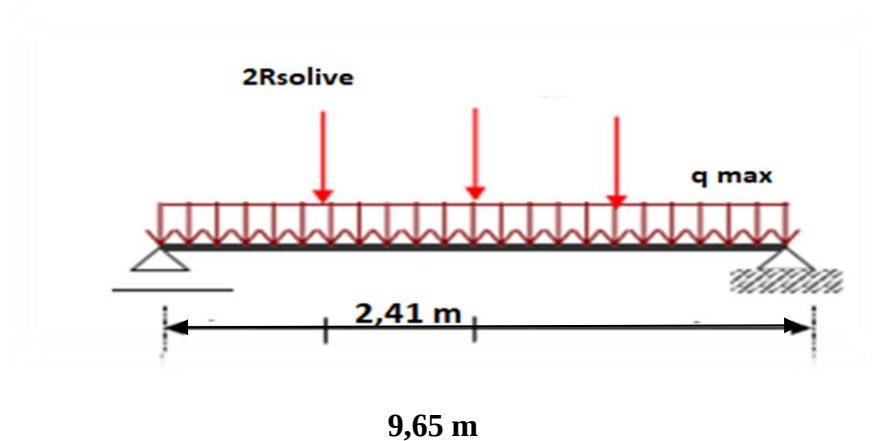


Figure. II.4. Schéma statique de la poutre.

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15}$$

$$\frac{9650}{25} < H < \frac{9650}{15} \implies 385,6 < H < 642,66$$

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

On choisit un IPE 550 classe 1 qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau II.2. Caractéristiques du profilé IPE 550

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	GKg/m	A cm ²	H	b mm	tw mm	tf mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	iy cm	iz cm
IPE 550	106	134	550	210	17,2	11,1	67120	2668	2787	223,5	44,5

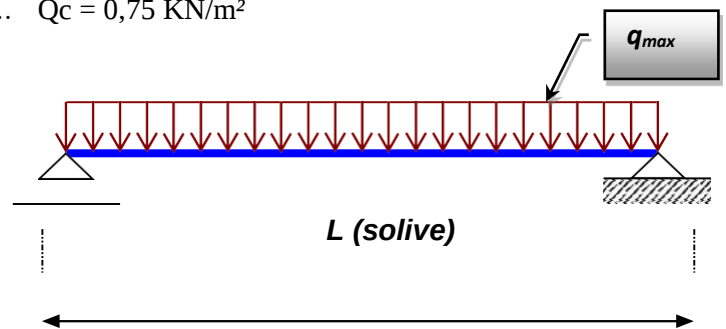
Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont : [7]

- Poids propre du profilé..... $G_p = 1,06 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Calcul des réactions des solives :

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_{\text{solive}} \times l_{\text{solive}}}{2}$$



On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

Tableau II. 3.les réactions des solives

Réaction	Longueur(m)	R ult (KN)	R ser(KN)
R1	8.6	70.04kn/m	51.041kn/m
R2	8,6	70.04kn/m	51.041kn/m
R3	8.6	70.04kn/m	51.04kn/m
R'1	8.6	70.04kn/m	51.04kn/m
R'2	8.6	70.04kn/m	51.04kn/m
R'3	8.6	70.04kn/m	41.041kn/m

1. Combinaisons des charges

E.L U :

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 0,15 + 1,06] + 1,5 \times 0,75 \times 0,15 \Rightarrow q_u = 2.389 \text{ KN/ml.}$$

E.L S :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times 0,2$$

$$q_{ser} = 1,06 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,15 \Rightarrow q_{ser} = 1.76 \text{ KN/ml.}$$

2. Vérifications :

a) Vérification de la flexion :

Le moment fléchissant MSD dans la section transversale de classe I et II doit Satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,183 \times 9,65^2}{8} + \frac{70,047 \times 9,65}{2} = 363,40 \text{ kn.ml}$$

$$M_{plrd} = \frac{2787 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 696,75 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 363,40 \text{ kn.ml} < m_{plrd} = 696,75 \text{ kn.m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}}$$

$$R = 52\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f \Rightarrow A_v = 7192,52 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 7192,52}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1038,15 \text{ kn.}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = 116,60 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 116,60 < V_{plrd} = 1038,15 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 519,07 \text{ kn} \dots\dots\dots$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment Fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

c) Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_R + F_q < f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times 1,60 \times 9650^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 67120 \times 10^4} = 1,42 \text{ mm}$$

$$f = \frac{19 \times 51,041 \times 9650^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 67120 \times 10^4} = 16,2 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{9650}{250} = 38,56 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 17,51 < f_{adm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}}$$

$$R = 46\%$$

d) Vérification de déversement

On doit vérifier que : $m_{sd} < m_{brd} = x_{lt} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \beta_w$

$$\lambda_{LT} = \frac{4825/44,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{4825/44,5}{550/17,2}\right)^2\right]^{0,25}} = 82,67$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,88 > 0,4 \dots\dots\dots \text{Il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{\bar{\lambda}} = 0,95$$

$$X_{LT} = 0,74 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$M_{brd} = \frac{0,67 \times 2787 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 520,26 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 371,68 \text{ kn.m} < m_{brd} = 520,26 \text{ kn.m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

❖ Phase finale :

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 longueurs :

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) Travaillant ensemble Les charges de la phase finale sont :

. Poids propre du profilé $g_p = 1,06 \text{ KN/m}$.

. Charge permanente $G = 7,57 \text{ KN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

➤ Calcul des réactions des solives

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.4. Valeurs de réactions R_{ult} & R_{ser}

Reaction	longueur(m)	$R_{ult}(KN)$	$R_{SER}(KN)$
R1	8.6	125.27kn	91.68kn
R2	8.6	125.27kn	91.68kn
R3	8.6	125.27kn	91.68kn
R'1	8.6	125.2Kn	91.68kn
R'2	8.6	125.27kn	91.68kn
R'3	8.6	125.27kn	91.68kn

❖ **Combinaisons des charges : (charge sur la semelle sup de la poutre)****. E.L U**

$$Q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_t + 1,5 \times Q) \times b_s$$

$$Q_u = 1,35 \times 1,06 + (1,35 \times 7,57 + 1,5 \times 1) \times 0,15 \Rightarrow q_u = 3,19 \text{ KN/ml.}$$

. E. L S

$$Q_{ser} = (G_t + Q) \times 0,21 + g_p$$

$$q_{ser} = 1,06 + (6,50 + 1) \times 0,15 \Rightarrow q_{ser} = 2,35 \text{ KN/ml.}$$

2) Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 2412,5 \times 95 = 3265,9 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} = 3265,9 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 13400 = 3500,75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 3500,75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$R_w = 0,95 \times A_{\text{âme}} \times f_y$$

$$R_w = 1495,17 \text{ kn}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est : $m_{plrd} = R_a \times \frac{h}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$

$$M_{plrd} = 1237,25 \text{ KN.m}$$

3) Vérifications

a) Vérification de la flexion

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{3,19 \times 9,65^2}{8} + \frac{125,27 \times 9,65}{2} = 640,85 \text{ kn.ml}$$

$$M_{sd} = 640,85 \text{ kn .ml} < m_{plrd} = 1237,25 \text{ kn .m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}}$$

$$R = 52\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 7192,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1038,15 \text{ kn .}$$

$$V_{sd} = \frac{3,19 \times 9,65}{2} + \frac{125,27 \times 3 \times 2}{2} = 391,20 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 391,20 < V_{plrd} = 1038,15 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 519,08 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{Pas d'interaction}$$

c) Vérification de la rigidité

$$\text{Il faut vérifiée que : } f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} < f_{adm}$$

$$f_q = \frac{5 \times 2,35 \times 9650^4}{384 \times 2,110^5 \times 187,6 \times 10^7} = 0,67 \text{ mm}$$

$$f_R = \frac{19 \times 91,68 \times 9650^4}{384 \times 2,110^5 \times 187,6 \times 10^7} = 10,26 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{9650}{250} = 38,56 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 10,89 < f_{adm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

$$F_{tot} = 10,93 + 17,51 = 28,44 \text{ mm}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}}$$

$$R = 74\%$$

d) Vérification du déversement

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

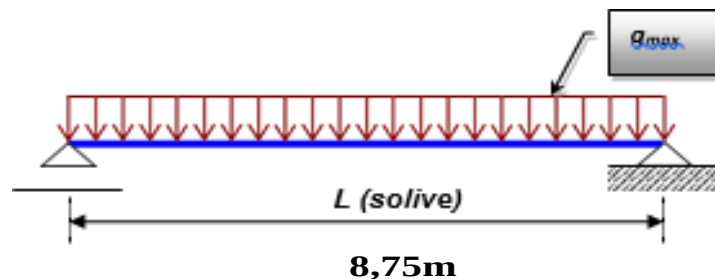
❖ B- Plancher courant

✚ Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 1,06 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g_{\text{bac}} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

1. Calcul des réactions des solives



On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5. Valeurs de réactions R_{ult} & R_{ser}

Reaction	longeur(m)	Rult(KN)	RSER(KN)
R1	8.75	71.27kn/m	51.93 kn/m
R2	8.75	71.27kn/m	51.93 kn/m
R3	8.75	71.27kn/m	51.93 kn/m
R'1	8.75	71.27kn/m	51.93 kn/m
R'2	8.75	71.27kn/m	51.93 kn/m
R'3	8.75	71.27kn/m	51.93 kn/m

1) Combinaisons des charges

E.L U : $q_u = 2,389 \text{ KN/ml}$.

E.L S : $q_{ser} = 1,76 \text{ KN/ml}$.

2) Vérifications :

a) Vérification de la flexion

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,389 \times 9,65^2}{8} + \frac{2 \times 71,27 \times 9,65}{2} = 371,68 \text{ kn.ml}$$

$$M_{plrd} = \frac{2787 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 696,75 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 363,40 \text{ kn.ml} < m_{plrd} = 696,75 \text{ kn.m}$ c'est vérifié.

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}} \quad \boxed{R = 53\%}$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 7192,52}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1038,15 \text{ kn.}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = 225,34 \text{ kn}$$

$V_{sd} = 116,60 < V_{plrd} = 1038,15 \text{ Nk.n}$ c'est vérifiée

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} = 519,07 \text{ kn}$ Pas d'interaction

c) Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_R + F_q < f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times 1,76 \times 9650^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 67120 \times 10^4} = 1,42 \text{ mm}$$

$$f = \frac{19 \times 51,93 \times 9650^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 67120 \times 10^4} = 16,38 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{9650}{250} = 38,56 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 17,79 < f_{adm}$ c'est vérifiée

$$R = \frac{f_{\max}}{f_{adm}} \quad \boxed{R = 47\%}$$

d) Vérification de déversement :

Application numérique :

$$\lambda_{LT} = \frac{4825/44,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{4825/44,5}{550/17,2}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 82,67$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,88 > 0,4$ il y a un risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,95$$

$$X_{LT} = 0,74 < 1 \dots \dots \dots OK$$

$$M_{brd} = \frac{0,67 \times 2787 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 520,26 \text{ n.m}$$

$M_{sd} = 371,68 \text{ kn.m} < M_{brd} = 520,26 \text{ kn.m}$ C'est vérifié

 Phase finale

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 :

1) Calcul des réactions des solives

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6. Valeurs de réactions R_{ult} & R_{ser}

Reaction	Longueur (m)	R ult(KN)	R SER(KN)
R1	8.75	135.97 kn	97.78 kn
R2	8.75	135.97 kn	97.78 kn
R3	8.75	135.97 kn	97.78 kn
R'1	8.75	135.97 kn	97.78 kn
R'2	8.75	135.97 kn	97.78 kn
R'3	8.75	135.97 kn	97.78 kn

1) Combinaison des charges :

$$E.L\ U : \quad q_u = 3,31 \text{ KN/ml.}$$

$$E.L\ S : \quad q_{ser} = 2,39 \text{ KN/ml}$$

2) Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 2412,5 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 3265,9 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 13400) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 3500,75 \text{ kn}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$R_w = 0,95 \times A_{\text{âme}} \times f_y$$

$$R_w = 1495,17 \text{ Kn}$$

$$R_b > R_w$$

axe neutre se trouve dans la semelle supérieure, donc le moment résistant plastique développé par

$$\text{la section mixte est :} \quad m_{plrd} = R_a \times \frac{h}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{plrd} = 1237,25 \text{ KN.m}$$

3) Vérifications :
a) Vérification de la flexion [1]

Il faut que : $M_{sd} < M_{plRd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{3,31 \times 9,65^2}{8} + \frac{135,97 \times 9,65}{2} = 693,83 \text{ kn.ml}$$

$$M_{sd} = 693,83 \text{ kn .ml} < m_{plrd} = 1237,25 \text{ kn .m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}}$$

$$R = 56\%$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 7192,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1038,15 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = \frac{3,31 \times 9,65}{2} + \frac{135,97 \times 3 \times 2}{2} = 423,91 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 423,91 < V_{plrd} = 1038,15 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

c) Vérification de la rigidité

$$f_q = \frac{5 \times 2,35 \times 9650^4}{384 \times 2,110^5 \times 187,6 \times 10^7} = 0,68 \text{ mm}$$

$$f_R = \frac{19 \times 97,78 \times 9650^4}{384 \times 2,110^5 \times 187,6 \times 10^7} = 10,92 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{9650}{250} = 38,56 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 11,59 < f_{adm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

$$F_{tot} = 11,59 + 17,79 = 29,40 \text{ mm}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}}$$

$$R = 77\%$$

d) Vérification du déversement

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur

II.3. LES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion et résister au flambement. Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEM.

❖ La descente des charges

1) CHARGE PERMENENTE

▪ Poteau central

Pour terrasse

- $S = (8,6/2 \times 8,6/2) + (7/2 \times 9,65/2) = 71,59 \text{ m}$
- Poutre principal = $1,06 \times 9,65 = 10,229 \text{ kn}$
- Solive = $4 \times 0,663 \times 8,6 = 19,64 \text{ kn}$
- $7,57 \times 71,59 = 541,94 \text{ kn}$

Pour étage courant

- $6,50 \times 71,59 = 465,335 \text{ kn}$ (14 éme étage)

Pour étage courant

- $6,50 \times 72,22 = 469,43 \text{ Kn}$ (13ème étage jusqu'au rdc)
- $S = \frac{8,6}{2} \times \frac{8,75}{2} + \frac{7}{2} \times \frac{9,65}{2} = 72,22 \text{ m}$
- Poids de terrasse = $10,229 + 19,64 + 541,94 = 571,809 \text{ kn}$
- Poids d'étage courant = $10,229 + 19,64 + 465,335 = 495,204 \text{ kn}$ (14ème étage)
- Poids d'étage courant = $10,229 + 19,64 + 469,43 = 499,30 \text{ kn}$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

Tableau II .7. La charge permanente (Poteau central)

Niveau	Surface (m²)	Charge
Terrasse	71,59	571,809
14 ^{émé}	71,59	1067,013
13	72,22	1566,313
12	72,22	2065,613
11	72,22	2564,913
10	72,22	3064,213
9	72,22	3563,513
8	72,22	4062,813
7	72,22	4562,113
6	72,22	5061,413
5	72,22	5560,713
4	72,22	6060,013
3	72,22	6559,313
2	70,97	7020,618
1	70,97	7481,918
RDC	70,97	7943,218
1 ^{er} s.sol	75,03	8404,518
2 ^{eme} s sol	75,03	8865,818
3 ^{eme} s sol	75,03	9327,118

2) Charge d'exploitation

On a

$Q=1\text{Kn}/\text{m}^2$ Plancher terrasse

$Q= 2,5\text{kn}/\text{m}^2$ plancher courant

Tableau II.8. La charge d'exploitation

	Surcharge	Σ Surcharge	Poteaux centraux
Terrasse	Q0	$\Sigma 0=Q0=1$	71,59
14 ^{ème}	Q1	$Q1 \Sigma 1=Q0+Q1=3.5$	250,565
13	Q2	$\Sigma 2=Q0+0,9(Q1+Q2)=5.5$	397,21
12	Q3	$Q3 \Sigma 3=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3)=7$	505,54
11	Q4	$\Sigma 4=Q0+0,7(Q1+Q2+Q3+Q4)=8$	577,76
10	Q5	$\Sigma 5=Q0+0,6(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)=8.5$	613,87
9	Q6	$\Sigma 6=Q0+0,5(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)=8.5$	613,87
8	Q7	$\Sigma 7=Q0+0,5(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)=9.75$	704,145
7	Q8	$\Sigma 8=Q0+0,5(Q1+..... +Q8)=11$	794,42
6	Q9	$\Sigma 9=Q0+0,5(Q1+..... +Q9)=12,25$	884,695
5	Q10	$\Sigma 10=Q0+0,5(Q1+..... +Q10)=13,5$	974,97
4	Q11	$\Sigma 11=Q0+0,5(Q1+..... +Q11)=14,75$	1065,245
3	Q12	$\Sigma 12=Q0+0,5(Q1+..... +Q12)=16$	1155,52
2	Q13	$\Sigma 13=Q0+0,5(Q1+..... +Q13)=17,25$	1224,23
1	Q14	$\Sigma 14=Q0+0,5(Q1+..... +Q14)=18,5$	1312,54
RDC	Q15	$\Sigma 15=Q0+0,5(Q1+..... +Q15)=19,75$	1401,66
1 ^{er} s.sol	Q16	$\Sigma 16=Q0+0,5(Q1+..... +Q16)=21$	1575,63
2 s sol	Q17	$\Sigma 17=Q0+0,5(Q1+..... +Q17)=12,25$	1669,42
3s sol	Q18	$\Sigma 18=Q0+0,5(Q1+..... +Q18)=23,5$	1763,21

3) Pré dimensionnement des poteaux : [1]

▪ Poteau central

a.1) Poteau terrasse

$$N = 1.35G + 1.5Q = 571.809 \times 1,35 + 1,5 \times 71,59$$

$$N = 879,33 \text{ kn}$$

On suppose un poteau d'élancement max $\lambda = 70 \Rightarrow K = 1,302$

$$A \geq \frac{k \times N}{f_y} = \frac{1,302 \times 879,33}{275}$$

$$A \geq 4117,6 \text{ mm}^2 \longrightarrow A \geq 41,63 \text{ Cm}^2$$

Tableau III.9. Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux (Poteau central)

Niveau	Nsd (kn)	A(cm ²)	Profilé
Terrasse	879,33	41,63	2HEM200
14 ^{ème}	1756,7	83,17	2HEM200
13	2640,97	125,03	2HEM200
12	3467,77	164,18	2HEM200
11	4240,41	200,76	2HEM200
10	4958,87	234,78	2HEM240
9	5623,17	266,23	2HEM240
8	6422,89	304,09	2HEM240
7	7222,61	341,95	2HEM280
6	8022,33	379,82	2HEM280
5	8822,04	417,68	2HEM280
4	9621,76	455,54	2HEM280
3	10421,48	493,41	2HEM300
2	11178,05	529,22	2HEM300
1	11964,01	566,44	2HEM300
RDC	12751,2	603,71	2HEM320

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pré dimensionner la poutre, la solive et le poteau afin de pouvoir modéliser.

Les dimensions retenues pour les éléments étudiés dans ce chapitre sont résumées dans les tableaux suivants :

a) Les Poutres secondaires et les solives : (plancher terrasse)

Les poutres secondaires et les solives (plancher terrasse)							
Profilé	Phase de construction				Phase finale		
IPE 400	M _{sd} (KNm)	V _{sd} (KN)	f max (mm)	M _{plRd} (KNm)	M _{sd} (KNm)	V _{sd} (KN)	f max (mm)
	150,60	70,05	17,40	326,75	269,31	125,26	27,44
R=51%				R=80%			

Les poutres secondaires et les solives (plancher courant)							
Profilé	Phase de construction				Phase finale		
IPE 400	M _{sd} (KNm)	V _{sd} (KN)	f max (mm)	M _{plRd} (KNm)	M _{sd} (KNm)	V _{sd} (KN)	f max (mm)
	155,90	71,27	18,66	326,75	297,44	135,98	29,92
R=54%				R=86%			

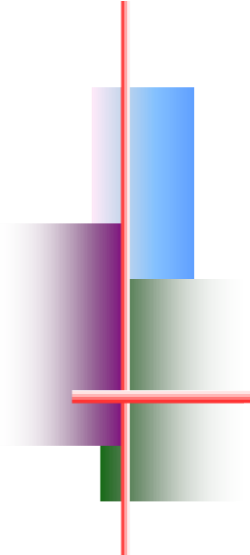
b) Les poutres principales :

Les poutres principales (plancher terrasse)							
Profilé	Phase de construction				Phase finale		
IPE 550	M _{sd} (KNm)	V _{sd} (KN)	f max (mm)	M _{plRd} (KNm)	M _{sd} (KNm)	V _{sd} (KN)	f max (mm)
	363,40	116,60	17,51	696,75	640,85	391,20	28,44
R=46%				R=74%			

Les poutres principales (plancher courant)							
Profilé	Phase de construction				Phase finale		
IPE 550	M _{sd} (KNm)	V _{sd} (KN)	f max (mm)	M _{plRd} (KNm)	M _{sd} (KNm)	V _{sd} (KN)	f max (mm)
	371,68	225,34	17,79	696,75	693,83	423,91	29,40
R=53%				R=77%			

c) Les poteaux :

Niveau	Poteau central
11-12-13-14	HEM200
8-9-10	HEM240
4-5-6-7	HEM280
1-2-3-	2HEM300
RDC	2HEM320



Chapitre III



ETUDE DE VENT

III. 1- Introduction

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère.

L'objet de cette partie de l'étude est l'évaluation des sollicitations d'ensembles engendrés par l'action du vent, ainsi le calcul est conduit conformément au règlement algérien NV2013

Dans le calcul, la structure sera assimilée à une console encastrée dans le sol et sera soumise à une pression le long de sa hauteur. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure.

III.2 Nature de la Structure

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1.2$.
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d > 1.2$.

Notations :

C_t : Coefficient de topographie.

Q_{ref} : la pression dynamique de référence

V_{ref} : la vitesse de référence du vent

K_T : Facteur de terrain

Z₀ : Paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

ζ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

C_r : Coefficient de rugosité

C_d : Coefficient dynamique

C_e : Coefficient d'exposition

P_{dyn} : pression dynamique

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

III.3- Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

Données relatives au site

- Site plat : $C_t(Z) = 1$ (Tab 2.5) [2].
- Zone I (Alger) : $Q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tab 2.3).[2]
- Terrain catégorie III $K_t = 0.215$, $Z_0 = 0.3\text{m}$, $Z_{\text{min}} = 5\text{m}$, $\varepsilon = 0.61$
- Catégorie I de construction (bâtiment à usage de bureau) **Art1.1.3 et 1.1.**



Figure III.1 : Vue en plan présenter la direction V1, V2, V3 et V4.

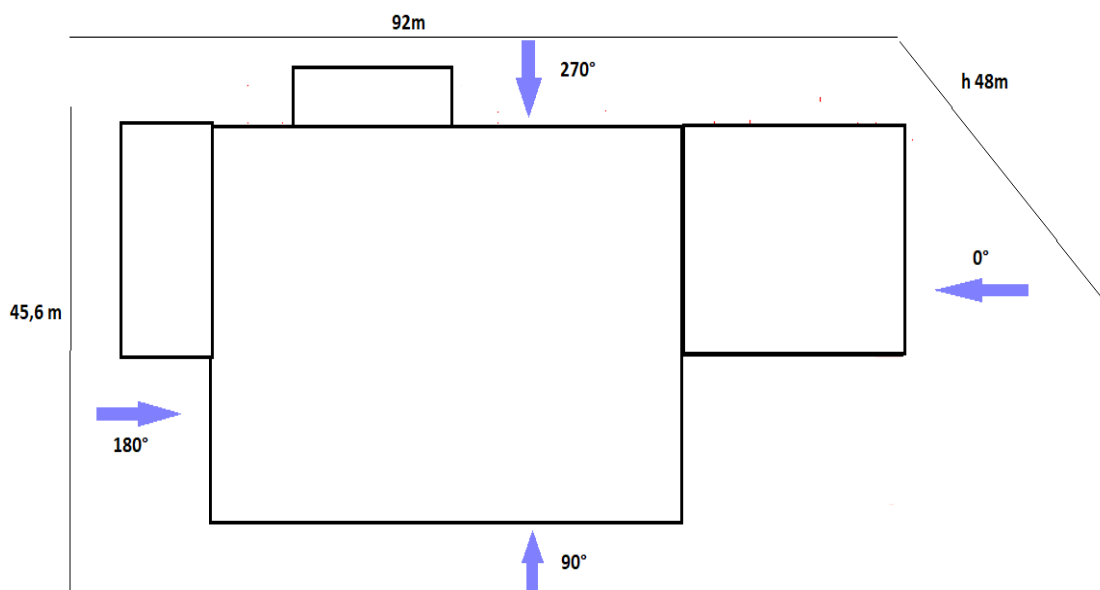


Figure III.2 : Vue en plan présenter la direction 0°, 90°, 180° 270°.

IV.4-Calcul de la pression due au vent

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

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

C_e : coefficient d'exposition au vent.

III. 4.1 Calcul de coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite Corrélation des pressions exercées sur les parois.

C_d est donné en fonction de :

- b (m) : qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction .
- h (m) : qui désigne la hauteur total de la construction.

(Valeurs de C_d pour les structures mixte)

Tab III .1 les valeurs de coefficient dynamique

Directions du vent	Les dimensions	Coefficient dynamique c_d
V1	H=48 m ; b=92 m	0,92
V2	H=48m ; b=45,6	0,95

➤ Donc pour tous les deux cas, la structure est peu sensible aux excitations

III. 4.2 Calcul de la pression dynamique :

La formule générale est :

$$Q_p(Z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_j) \dots\dots\dots [\text{Structure permanente}] \text{ (Formule 2.12)}$$

La structure est de hauteur totale **h= 48m > 10m** et avec plancher intermédiaire ce qui fait

Qu'il Ya lieu de considérer la structure comme étant constitué de **n** éléments de surface et de hauteurs égales à la hauteur d'étage avec **n** est le nombre de niveau de la Construction

La pression dynamique sera calculée :

- à la mi-hauteur de chaque étage pour ce qui concerne la paroi verticale.
- à la hauteur totale **h= 48m**
- Pour la toiture. On a : **C_d = 0.92** pour la direction **V1**.
C_d = 0.95 pour la direction **V2**.

III.4.3 Calcul de ce(Z) :

Donc pour les deux cas C_d, la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, donc le coefficient d'exposition au vent sera calculé par la formule suivante :

$$C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

III. 4.4 Coefficient de rugosité :

Il est donné par la formule suivante

- $C_r(Z) = K_t \times \ln(Z/Z_0) \dots\dots\dots$ pour $Z_{\min} < Z < 200\text{m}$ (2.15)
- $C_r(Z) = K_t \times \ln(Z_{\min} / Z_0) \dots\dots\dots$ pour $Z < Z_{\min}$

Tab III.2 : les valeurs de q dyn

Niveau	h (m)	Z (m)	K _t	Z ₀	C _r	C _t	C _e	q _{ref} (N/m ²)	q _P (N/m ²)
RDC	4,6	2,3	0.215	0.3	0.6	1	1.26	375	472.5
1er étg	3,7	6	0.215	0.3	0.64	1	1.37	375	513.7
2em étg	3,7	9,7	0.215	0.3	0.74	1	1.66	375	622.5
3em étg	3	12.7	0.215	0.3	0.805	1	1.84	375	690,00
4em étg	3	15.7	0.215	0.3	0.85	1	2	375	750.00
5em étg	3	18.7	0.215	0.3	0.89	1	2.13	375	798.75
6em étg	3	21.7	0.215	0.3	0.92	1	2.23	375	836.25

7 ^{em} étg	3	24.7	0.215	0.3	0.95	1	2,33	375	873.75
8 ^{em} étg	3	27.7	0.215	0.3	0.97	1	2.4	375	900
9 ^{étg}	3	30.7	0.215	0.3	0.99	1	2.47	375	926.25
10 ^{étg}	3	33.7	0.215	0.3	1.02	1	2.58	375	967.5
11 ^{étg}	3	36.7	0.215	0.3	1.03	1	2.61	375	978.75
12 ^{étg}	3	39.7	0.215	0.3	1.05	1	2.68	375	1005
13 ^{étg}	3	42.7	0.215	0.3	1.07	1	2.76	375	1035
14 ^{Étg}	3	45,7	0.215	0.3	1,08	1	2,79	375	1046,25

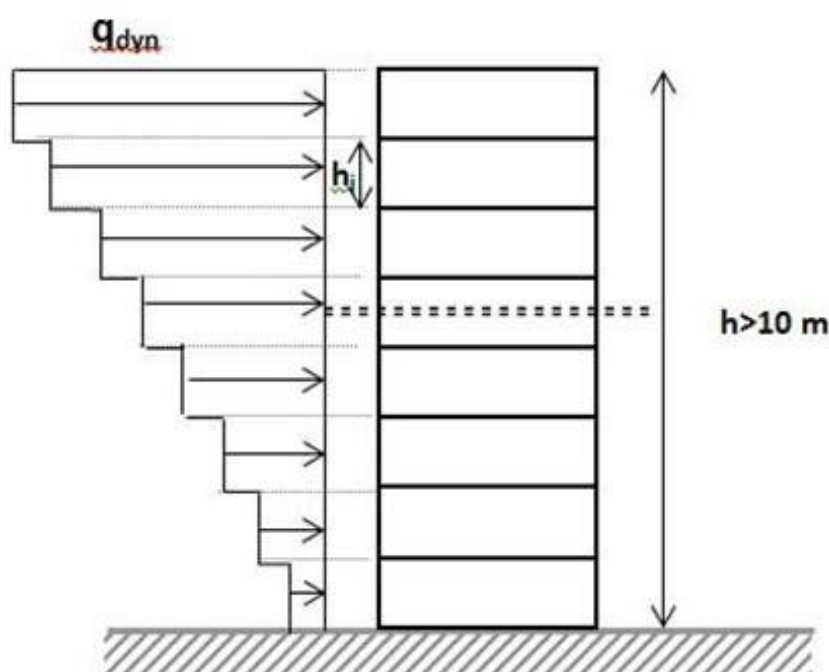


Figure III .3 Répartition de la pression dynamique.

❖ La direction V1 :

• Détermination des coefficients de pression extérieure :

On a: $S > 10m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée

1) Parois verticales :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (§1.1.2)

$d < e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', D et E qui sont illustrées sur la figure.

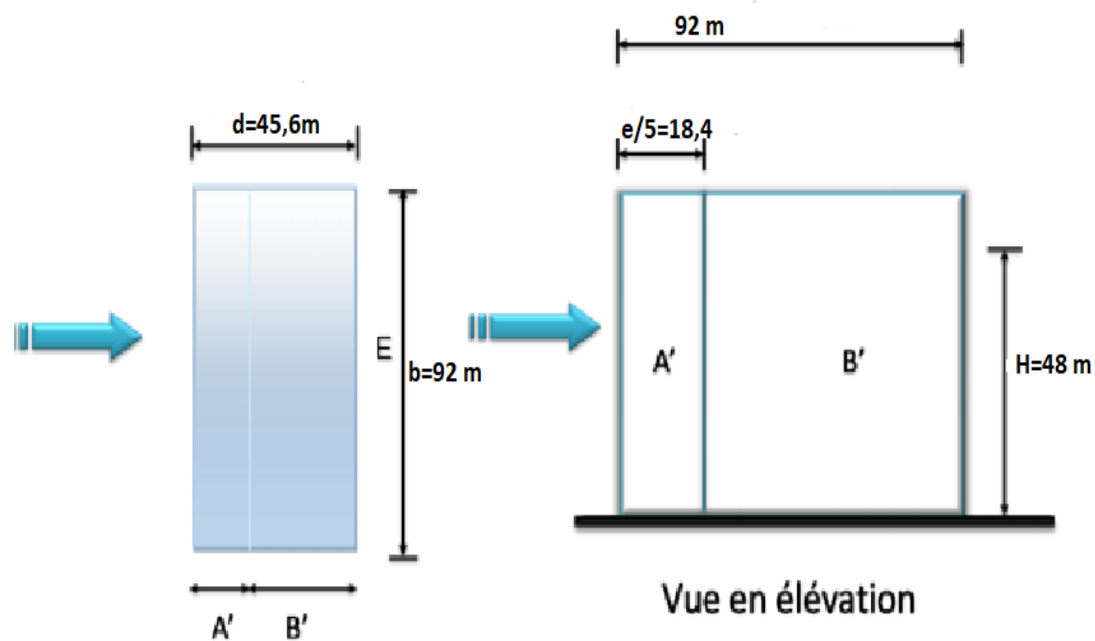


Figure III.4 légendes pour les parois verticales.

$b = 92 \text{ m}$; $h = 48 \text{ m}$; $d = 45,6 \text{ m}$; $e = \text{Min} [b; 2h] = \text{Min} [92 ; 96]$

$e = 92 \text{ m}$

$A' = e/5 = 18,4 \text{ m}$ $B' = 92 - 18,4 = 73,6 \text{ m}$

Tableau. III .3 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

A'	B'	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1	-0,8	+0,8	-0,3

2) Terrasse

La hauteur de l'acrotère **$h_p = 0,6 \text{ m}$** nous avant une toiture plate

On a : $H_p / h = 0,6 / 48 = 0,0125$

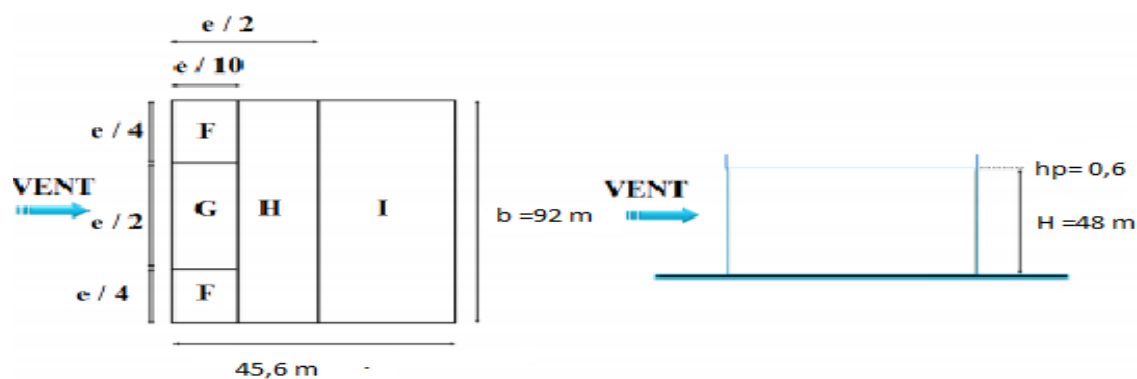


Figure III. 5 : Légende pour les toitures plates.

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0,0125$ et $h_p/h = 0,025$ on trouve les valeurs de C_{pe} qui sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau. III. 4 : Les valeurs de c_{pe} pour la terrasse

F	G	H	I
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1,6	-1,1	-0,7	+0,2

➤ Coefficient de pression interne CPI

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) [2] on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} : $C_{pi1} = -0,5$ et $C_{pi2} = 0,8$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux suivant

RDC

Tableau. III. 5 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le RDC

zone	C_d	Q $P(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} daN/m^2	q_{j2} daN/m^2
A'	0.92	47.25	-1	0.8	-0.5	-78,246	-21,73
B'	0.92	47.25	-0.8	0.8	-0.5	-69,55	-13,041
D	0.92	47.25	+0.8	0.8	-0.5	0	56,511
E	0.92	47.25	-0.3	0.8	-0.5	-47,817	8,694

1^{er} étage

Tableau. III. 6 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 1^{er} étage

zone	C_d	$qP(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} daN/m^2	q_{j2} daN/m^2
A'	0.92	51,37	-1	0.8	-0.5	-85,068	-23,630
B'	0.92	51,37	-0.8	0.8	-0.5	-75,616	-14,178
D	0.92	51,37	+0.8	0.8	-0.5	0	61,438
E	0.92	51,37	-0.3	0.8	-0.5	-51,98	9,452

2eme étage**Tableau. III. 7 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 2^{ème} étage

zone	Cd	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.92	62,25	-1	0.8	-0.5	-103,086	-28,635
B'	0.92	62,25	-0.8	0.8	-0.5	-91,63	-17,181
D	0.92	62,25	+0.8	0.8	-0.5	0	74,451
E	0.92	62,25	-0.3	0.8	-0.5	-62,997	11,45

3eme étage**Tableau III. 8 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 3^{ème} étage

zone	Cd	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.92	69	-1	0.8	-0.5	-114,264	-31,74
B'	0.92	69	-0.8	0.8	-0.5	-101,56	-19,044
D	0.92	69	+0.8	0.8	-0.5	0	82,524
E	0.92	69	-0.3	0.8	-0.5	-69,828	12,696

4eme étage**Tableau III.9:** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 4^{ème} étage

zone	Cd	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.92	75	-1	0.8	-0.5	-124,2	-34,5
B'	0.92	75	-0.8	0.8	-0.5	-110,4	-20,7
D	0.92	75	+0.8	0.8	-0.5	0	89,7
E	0.92	75	-0.3	0.8	-0.5	-75,9	13,8

5eme étage**Tableau. .III. .10 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 5^{ème} étage

zone	Cd	qp(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.92	79,875	-1	0.8	-0.5	-132,273	-36,742
B'	0.92	79,875	-0.8	0.8	-0.5	-117,576	-22,04
D	0.92	79,875	+0.8	0.8	-0.5	0	95,54
E	0.92	79,875	-0.3	0.8	-0.5	-80,83	14,697

6eme étage**Tableau. .III. .11 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 6^{ème} étage

zone	Cd	Qp (daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.92	83,625	-1	0.8	-0.5	-138,483	-37,88
B'	0.92	83,625	-0.8	0.8	-0.5	-123,09	-23,080
D	0.92	83,625	+0.8	0.8	-0.5	0	100,150
E	0.92	83,625	-0.3	0.8	-0.5	-84,62	15,387

7eme étage**Tableau. .III. .12** : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 7 `ème étage

zone	Cd	Q p(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi 2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.92	87,375	-1	0.8	-0.5	- 144,693	-40,192
B'	0.92	87,375	-0.8	0.8	-0.5	-128,61	-24,12
D	0.92	87,375	+0.8	0.8	-0.5	0	104,50
E	0.92	87,375	-0.3	0.8	-0.5	- 88,423	16,077

8eme étage**Tableau. III. 13** : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 8 `ème étage

zone	Cd	Q p(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	WZj1 dan/m ²)	WZj2 dan/m ²)
A'	0.92	90	-1	0.8	-0.5	-149,04	-41,4
B'	0.92	90	-0.8	0.8	-0.5	-132,48	- 24,84
D	0.92	90	+0.8	0.8	-0.5	0	107,64
E	0.92	90	-0.3	0.8	-0.5	-91,08	16,56

9eme étage**Tableau. III. 14** : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 9 `ème étage

zone	Cd	Q P(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
A'	0.92	92,625	-1	0.8	-0.5	-153,387	-42,607
B'	0.92	92,625	-0.8	0.8	-0.5	-136,34	-25,56
D	0.92	92,625	+0.8	0.8	-0.5	0	110,779
E	0.92	92,625	-0.3	0.8	-0.5	-93,73	17,043

10eme étage**Tableau. III. 15** : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 10`ème étage

zone	Cd	Qp (daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
A'	0.92	96,75	-1	0.8	-0.5	- 160,22	-44,50
B'	0.92	96,75	-0.8	0.8	-0.5	-142 ,41	- 26,70
D	0.92	96,75	+0.8	0.8	-0.5	0	115,713
E	0.92	96,75	-0.3	0.8	-0.5	-97,911	17,802

11eme étage**Tableau. III.16:** Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 11 `ème étage

zone	Cd	Q P(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
A'	0.92	97,875	-1	0.8	-0.5	-162,081	-45,023
B'	0.92	97,875	-0.8	0.8	-0.5	-144,072	-27,013
D	0.92	97,875	+0.8	0.8	-0.5	0	117,058
E	0.92	97,875	-0.3	0.8	-0.5	-99,049	18,009

12eme étage

Tableau. .III. .17: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 12`ème étage

zone	Cd	Qp (daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
A'	0.92	100,5	-1	0.8	-0.5	-166,428	-46,23
B'	0.92	100,5	-0.8	0.8	-0.5	-147,936	-27,738
D	0.92	100,5	+0.8	0.8	-0.5	0	120,198
E	0.92	100,5	-0.3	0.8	-0.5	-101,706	18,492

13eme étage

Tableau. . III.18.: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 13 -ème étage

zone	Cd	Qp (daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
A'	0.92	103,5	-1	0.8	-0.5	- 171,396	-47,61
B'	0.92	103,5	-0.8	0.8	-0.5	- 152,352	-28,566
D	0.92	103,5	+0.8	0.8	-0.5	0	123,786
E	0.92	103,5	-0.3	0.8	-0.5	-104,742	19,044

14eme étage

Tableau. .III. .19 : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 14 -ème étage

zone	Cd	Qp (daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
A'	0.92	104,62	-1	0.8	-0.5	- 173,25	-48, 125
B'	0.92	104,62	-0.8	0.8	-0.5	- 154	-28,87
D	0.92	104,62	+0.8	0.8	-0.5	0	125,125
E	0.92	104,62	-0.3	0.8	-0.5	-105,87	19,25

Terrasse

Tableau. .III. 20 : Les valeurs de qj pour la terrasse (Cpi=-0,5et0,8)

zone	Cd	Q p (daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
F	0.92	104,62	-1.6	0.8	-0.5	-231,00	-105,875
G	0.92	104,62	-1.1	0.8	-0.5	-182,875	-62,772
H	0.92	104,62	-0.7	0.8	-0.5	-144,375	- 19,25
I	0.92	104,62	+0.2	0.8	-0.5	-57,75	67,375
I	0.92	104,62	-0.2	0.8	-0.5	96,25	28,875

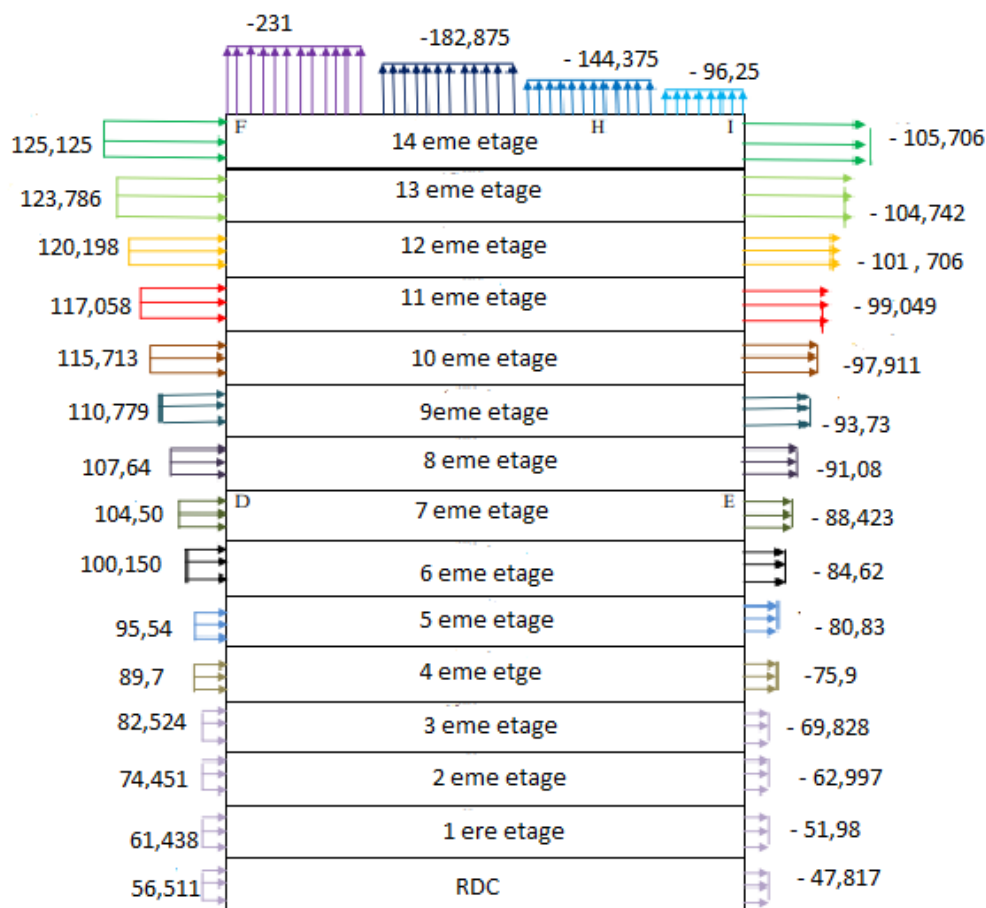


Fig. III .6. Répartition des pressions q_j sur les parois verticales direction du vent V1.

❖ Calcul des forces à l'aide des pressions de surface

La force exercée par le vent FW agissant sur une construction ou un élément de construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$; $F_{w,i}$ et F_{fr} donnée par :

- Force extérieure $F_{w,e} = c_d \times \sum W_e \times A_{ref}$ (§2.6.2. RNV2013) [2]
- Force intérieure $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$ (§2.6.2. RNV2013) [2]
- Force de frottement $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$ (§2.6.2. RNV2013) [2].
- W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de d'hauteur z_e donnée par :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe} W_i$$

- Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d'hauteur z_e donnée par :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi} A_{fr}$$

- C_{fr} : Coefficient de frottement (Tableau 2.8 §2.6.3 RNV2013) [2]

$$C_{fr} = 0,01$$

❖ Calcul de la force de frottement

Tableau. .III. 21 : les valeurs de la force de frottement pour la direction v1

Niveau	Q p (zi)	Cfr ,j	Sfr,j	Ffr (daN.m)
RDC	47,25	0,01	423,2	199,96
1 ^{er} étage	51,37	0,01	340,4	174,863
2 ^{ème} étage	62,25	0,01	340,4	211,899
3 ^{ème} étage	69	0,01	276	190,44
4 ^{ème} étage	75	0,01	276	207
5 ^{ème} étage	79,87	0,01	276	220,44
6 ^{ème} étage	83 ,62	0,01	276	230,79
7 ^{ème} étage	87,37	0,01	276	241,141
8 ^{ème} étage	90	0,01	276	248,4
9 ^{ème} étage	92,62	0,01	276	255,631
10 ^{ème} étage	96,75	0,01	276	267,03
11 ^{ème} étage	97,87	0,01	276	270,121
12 ^{ème} étage	100,5	0,01	276	277,38
13 ^{ème} étage	103,5	0,01	276	285,66
14 ^{ème} étage	104,62	0,01	276	288,75
Terrasse	104,62	0,01	276	288,75

➤ Calcul de la force résultante sur le bâtiment :

Tableau. .III. 22 : les valeurs de la force résultante pour la direction v1

ZONE	Niveau	S	qj	Fw(daN)	Fu(daN)
	RDC	423,2	56,511	23915,45	0
	1er	340,4	61,438	20913,49	0
D	2eme	340,4	74,451	25343,12	0
	3eme	276	82,524	22776,62	0
	4eme	276	89,7	24757,2	0
	5eme	276	95,54	26369,04	0
	6eme	276	100,150	27641,4	0

	7eme	276	104,50	28842	0
	8eme	276	107,64	29708,64	0
	9eme	276	110,779	30575,00	0
	10eme	276	115,713	31936,78	0
	11eme	276	117,058	32308 ,00	0
	12eme	276	120,198	33174,64	0
	13eme	276	123,786	34164,93	0
	14eme	276	125,125	34534,5	0
	RDC	423,2	-47,817	-20236,15	0
	1er	340,4	-51,98	- 17693,99	0
E	2eme	340,4	-62,997	- 21444,17	0
	3eme	276	-69,828	- 19272,52	0
	4eme	276	-75 ,9	- 20948,4	0
	5eme	276	-80,83	-22309 ,08	0
	6eme	276	84,62	-23355,12	0
	7eme	276	-88,423	- 24404,74	0
	8eme	276	-91,08	-25138,08	0
	9eme	276	-93,73	- 25869,48	0
	10eme	276	-97,911	-27023,43	0
	11eme	276	-99,049	- 27337,52	0
	12eme	276	-101,706	-28070,85	0
	13eme	276	-104,742	- 28908,79	0
	14eme	276	-105,87	-29220,12	0
F	Terrasse	81,225	-231	0	-18762,97
G	Terrasse	162,45	-182,875	0	-29708,05
H	Terrasse	1299,6	-144,375	0	-187629,75
I	Terrasse	1624,5	-96,25	0	-156358,12

Tableau. .III. 23 : les valeurs de la force résultante pour la direction v1

NIVEAU	$\sum F_w$	$\sum F_u$
RDC	3679,3	0
1er	3219,5	0
2eme	3898,95	0
3eme	3504,1	0
4eme	3808,8	0
5eme	4059,96	0
6eme	4286,28	0
7eme	4437,26	0
8eme	4570,56	0
9eme	4705,52	0
10eme	4913,35	0
11eme	4970,48	0
12eme	5103,79	0
13eme	5256,14	0
14eme	5314,38	0
Terrasse	0	-392458,89

❖ LA DIRECTION V2 :

1. parois verticales

La surface charger de la paroi considérée $S = m^2 > 10 \text{ m}^2$

La lecture donnera pour $h=48\text{m}$ et $b=45.6\text{m}$ donne

$C_d = 0.95$ $D=92\text{m}$

$E = \min(b, 2h) = 45,6\text{m}$

$d > e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure.

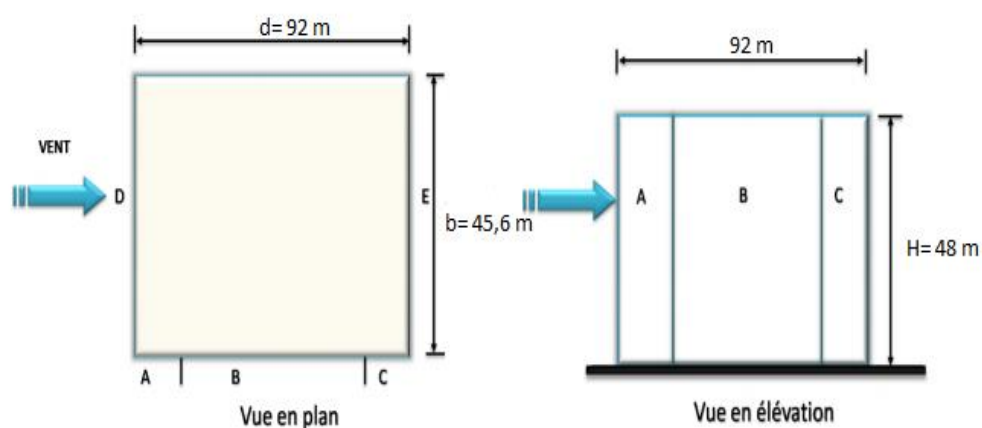


Fig. III .7. Légende pour les parois verticales.

Tableau. III .24 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

Paroi latérale			Paroi au vent	Paroi sous vent
A	B	C	D	E
-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

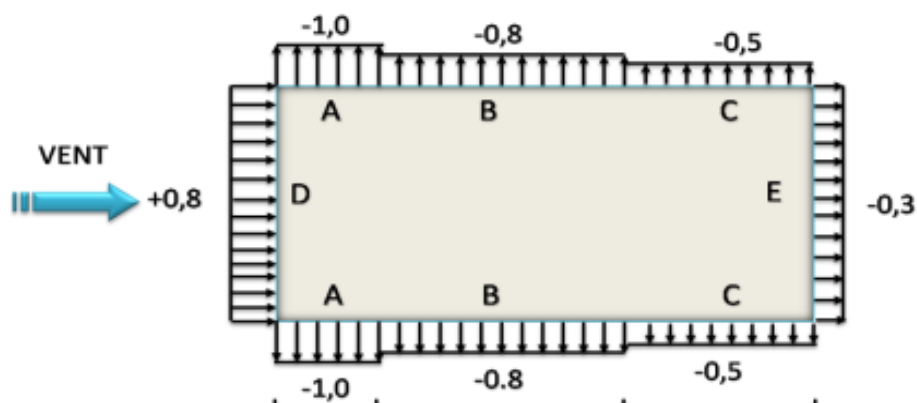


Fig.III.8 : Répartition des pressions C_{pe} sur les parois verticales direction du vent V2.

b) Terrasse :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6\text{m}$.

Nous avons une toiture plate $\alpha < 4^\circ$ (selon cet article les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure

$$h_p/h = 0.0125$$

Tableau. III. 25 : Les valeurs de c_{pe} pour la terrasse

F	G	H	I
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1,6	-1,1	-0,7	+0,2

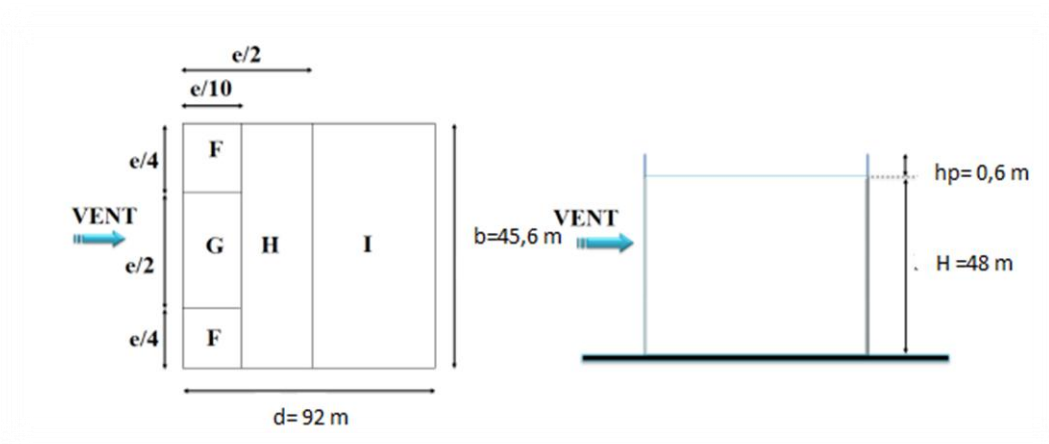


Fig.III.9 : légende pour toiture plate

RDC**Tableau. .III. .26 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le RDC

zone	C_d	$Q_p(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (daN/m^2)	Q_{j2} (daN/m^2)
A	0.95	47,25	-1	0.8	-0.5	-80,79	-22,44
B	0.95	47,25	-0.8	0.8	-0.5	-71,82	-13,47
C	0.95	47,25	-0.5	0.8	-0.5	- 58,35	0
D	0.95	47,25	+0.8	0.8	-0.5	0	58,35
E	0.95	47,25	-0.3	0.8	-0.5	- 49,38	8,98

1^{er} étage**Tableau. .III. .27 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 1ere étage

zone	C_d	$Q_p(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (daN/m^2)	Q_{j2} (daN/m^2)
A	0.95	51,37	-1	0.8	-0.5	-87,79	-24,4
B	0.95	51,37	-0.8	0.8	-0.5	-78,08	-14,64
C	0.95	51,37	-0.5	0.8	-0.5	- 63,44	0
D	0.95	51,37	+0.8	0.8	-0.5	0	63,44
E	0.95	51,37	-0.3	0.8	-0.5	-53,68	9,76

2eme étage**Tableau. .III. .28 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 2 -ème étage

zone	C_d	$Q_p(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (daN/m^2)	Q_{j2} (daN/m^2)
A	0.95	62,25	-1	0.8	-0.5	-106,44	-29,57
B	0.95	62,25	-0.8	0.8	-0.5	-94,62	- 17,74
C	0.95	62,25	-0.5	0.8	-0.5	-76,87	0
D	0.95	62,25	+0.8	0.8	-0.5	0	76,87
E	0.95	62,25	-0.3	0.8	-0.5	-65,05	11,83

3eme étage**Tableau. .III. .29 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 3 -ème étage

zone	C_d	$Q_p(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (daN/m^2)	Q_{j2} (daN/m^2)
A	0.95	69	-1	0.8	-0.5	-117,99	-32,77
B	0.95	69	-0.8	0.8	-0.5	-104,88	-19,66
C	0.95	69	-0.5	0.8	-0.5	-85,21	0
D	0.95	69	+0.8	0.8	-0.5	0	85,21
E	0.95	69	-0.3	0.8	-0.5	- 72,105	13,11

4eme étage**Tableau. .III. .30 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 4 -ème étage

zone	Cd	Q p (daN/m ²)	Cpe	Cp i1	Cpi2	qj1 (daN/m ²)	Qj2 (daN/m ²)
A	0.95	75	-1	0.8	-0.5	-128,25	-35,62
B	0.95	75	-0.8	0.8	-0.5	-114	-21,37
C	0.95	75	-0.5	0.8	-0.5	-92,62	0
D	0.95	75	+0.8	0.8	-0.5	0	92,62
E	0.95	75	-0.3	0.8	-0.5	- 78,37	14,25

5eme étage**Tableau. .III. .31 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 5 -ème étage

zone	Cd	Q p (daN/m ²)	Cpe	Cp i1	Cpi2	qj1 (daN/m ²)	Qj2 (daN/m ²)
A	0.95	79,87	-1	0.8	-0.5	- 136,57	-37,94
B	0.95	79,87	-0.8	0.8	-0.5	- 121,4	-22,76
C	0.95	79,87	-0.5	0.8	-0.5	-98,64	0
D	0.95	79,87	+0.8	0.8	-0.5	0	98,64
E	0.95	79,87	-0.3	0.8	-0.5	- 83,46	15,17

6eme étage**Tableau. .III. .32 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 6 -ème étage

zone	Cd	Q p (daN/m ²)	Cpe	Cp i1	Cpi2	qj1 (daN/m ²)	Qj2 (daN/m ²)
A	0.95	83,62	-1	0.8	-0.5	- 142,99	- 39,72
B	0.95	83,62	-0.8	0.8	-0.5	-127,10	-23,83
C	0.95	83,62	-0.5	0.8	-0.5	- 103,27	0
D	0.95	83,62	+0.8	0.8	-0.5	0	103,27
E	0.95	83,62	-0.3	0.8	-0.5	- 87,38	15,89

7eme étage**Tableau. .III. .33 :** Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 7 -ème étage

zone	Cd	Qp (daN/m ²)	Cpe	Cp i1	Cpi2	qj1 (daN/m ²)	Qj2 (daN/m ²)
A	0.95	87,37	-1	0.8	-0.5	-149,4	- 41,5
B	0.95	87,37	-0.8	0.8	-0.5	- 132,8	-24,9
C	0.95	87,37	-0.5	0.8	-0.5	- 107,9	0
D	0.95	87,37	+0.8	0.8	-0.5	0	107,9
E	0.95	87,37	-0.3	0.8	-0.5	- 91,3	16,6

8eme étage**Tableau. .III. .34** : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 8 -ème étage

zone	Cd	$q_{dyn}(daN/m^2)$	Cpe	Cpi1	Cpi2	$q_{j1}(daN/m^2)$	$Q_{j2}(daN/m^2)$
A	0.95	90	-1	0.8	-0.5	-153,9	-42,75
B	0.95	90	-0.8	0.8	-0.5	-136,8	- 25,65
C	0.95	90	-0.5	0.8	-0.5	-111,15	0
D	0.95	90	+0.8	0.8	-0.5	0	111,15
E	0.95	90	-0.3	0.8	-0.5	-94,05	17,1

9eme étage**Tableau. .III. .35** : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 9em étage

zone	Cd	$Q_p(daN/m^2)$	Cpe	Cp i1	Cpi2	$q_{j1}(daN/m^2)$	$Q_{j2}(daN/m^2)$
A	0.95	92,62	-1	0.8	-0.5	-158,38	-43,99
B	0.95	92,62	-0.8	0.8	-0.5	-140,78	-26,4
C	0.95	92,62	-0.5	0.8	-0.5	- 114,38	0
D	0.95	92,62	+0.8	0.8	-0.5	0	114,38
E	0.95	92,62	-0.3	0.8	-0.5	-96,79	17,6

10eme étage**Tableau. .III. .36** : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 10em étage

zone	Cd	$Q_p(daN/m^2)$	Cpe	Cp i1	Cpi2	$q_{j1}(daN/m^2)$	$Q_{j2}(daN/m^2)$
A	0.95	96,75	-1	0.8	-0.5	-165,44	-45,96
B	0.95	96,75	-0.8	0.8	-0.5	-147,06	-27,57
C	0.95	96,75	-0.5	0.8	-0.5	-119,49	0
D	0.95	96,75	+0.8	0.8	-0.5	0	119,49
E	0.95	96,75	-0.3	0.8	-0.5	-101,1	18,38

11eme étage**Tableau. .III. .37** : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 11em étage

zone	Cd	$Q_p(daN/m^2)$	Cpe	Cp i1	Cpi2	$q_{j1}(daN/m^2)$	$Q_{j2}(daN/m^2)$
A	0.95	97,87	-1	0.8	-0.5	-167,36	-46,49
B	0.95	97,87	-0.8	0.8	-0.5	-148,76	-27,89
C	0.95	97,87	-0.5	0.8	-0.5	- 120,86	0
D	0.95	97,87	+0.8	0.8	-0.5	0	120,86
E	0.95	97,87	-0.3	0.8	-0.5	-102,27	18,59

12eme étage**Tableau. .III. .38** : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 12em étage

zone	C_d	Q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	Q_{j2} (daN/m ²)
A	0.95	100,5	-1	0.8	-0.5	-171,85	-47,73
B	0.95	100,5	-0.8	0.8	-0.5	-152,7	-28,64
C	0.95	100,5	-0.5	0.8	-0.5	-124,12	0
D	0.95	100,5	+0.8	0.8	-0.5	0	124,12
E	0.95	100,5	-0.3	0.8	-0.5	-105,02	19,09

13eme étage**Tableau. .III. .39** : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 13em étage

zone	C_d	Q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	Q_{j2} (daN/m ²)
A	0.95	103,5	-1	0.8	-0.5	-176,98	-49,16
B	0.95	103,5	-0.8	0.8	-0.5	-157,32	-29,49
C	0.95	103,5	-0.5	0.8	-0.5	-127,82	0
D	0.95	103,5	+0.8	0.8	-0.5	0	127,82
E	0.95	103,5	-0.3	0.8	-0.5	-108,16	19,66

14 eme étage**Tableau. .III. .40** : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 14em étage

zone	C_d	Q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	Q_{j2} (daN/m ²)
A	0.95	104,62	-1	0.8	-0.5	-178,9	-49,69
B	0.95	104,62	-0.8	0.8	-0.5	-159,02	-29,82
C	0.95	104,62	-0.5	0.8	-0.5	-129,22	0
D	0.95	104,62	+0.8	0.8	-0.5	0	129,21
E	0.95	104,62	-0.3	0.8	-0.5	-109,33	19,88

Terrasse**Tableau. .II. .41** : Les valeurs de q_j pour la terrasse ($C_{pi} = -0,5$ et $0,8$)

zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (daN/m ²)	Q_{j2} (daN/m ²)
F	0.95	104,62	-1.6	0.8	-0.5	-238,533	-109,32
G	0.95	104,62	-1.1	0.8	-0.5	-188,839	-59,633
H	0.95	104,62	-0.7	0.8	-0.5	-149,083	-209,24
I	0.95	104,62	+0.2	0.8	-0.5	-59,633	69,572
I	0.95	104,62	-0.2	0.8	-0.5	-131,193	29,816

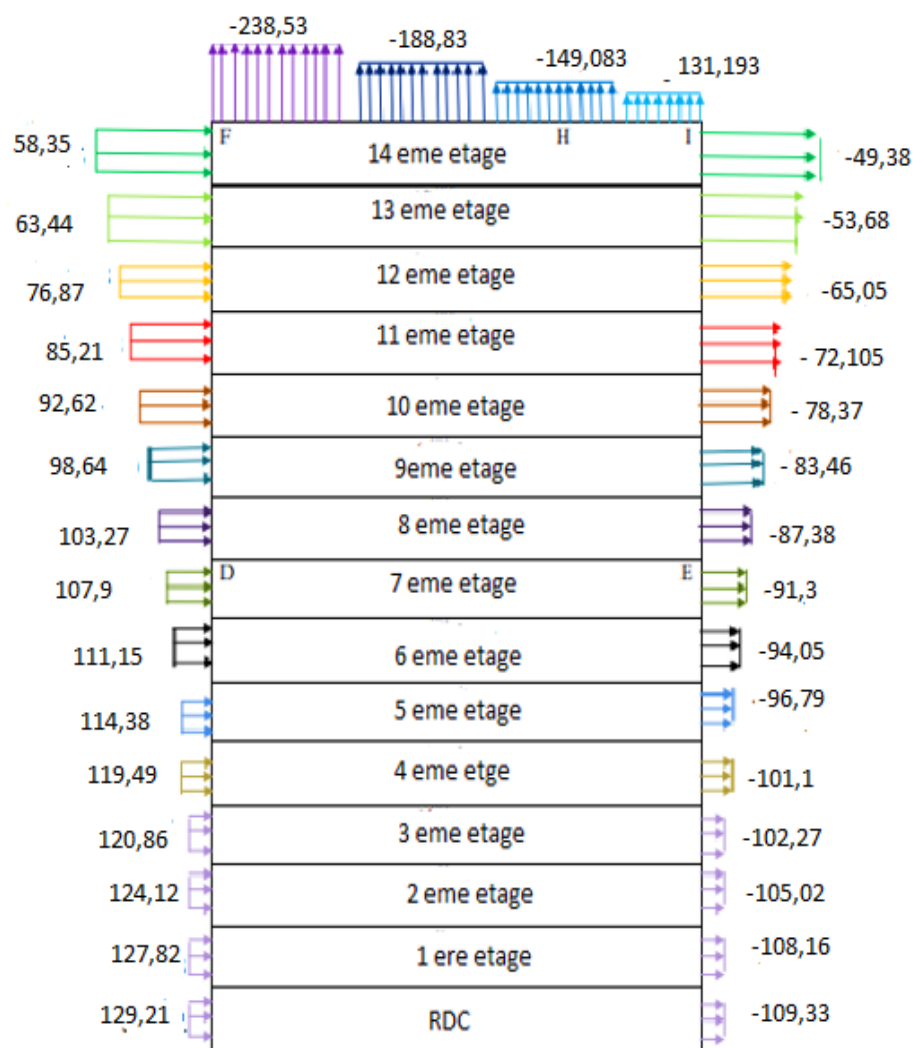


Fig. III .10. Répartition des pressions q_j sur les parois verticales direction du vent V2

➤ Calcul de la force de frottement

Tableau. .III. 42 : les valeurs de la force de frottement pour la direction v2

Niveau	Q p (zi)	Cfr ,j	Sfr,j	F fr (daN.m)
RDC	47,25	0,01	209,76	99,11
1 ^{er} étage	51,37	0,01	168,72	86,67
2 ^{ème} étage	62,25	0,01	168,72	105,03
3 ^{ème} étage	69	0,01	136,8	94,392
4 ^{ème} étage	75	0,01	136,8	102,6

5 ^{ème} étage	79,87	0,01	136,8	107,66
6 ^{ème} étage	83,62	0,01	136,8	114,39
7 ^{ème} étage	87,37	0,01	136,8	119,52
8 ^{ème} étage	90	0,01	136,8	123,12
9 ^{ème} étage	92,62	0,01	136,8	126,7
10 ^{ème} étage	96,75	0,01	136,8	131,33
11 ^{ème} étage	97,87	0,01	136,8	134,41
12 ^{ème} étage	100,5	0,01	136,8	137,84
13 ^{ème} étage	103,5	0,01	136,8	140,56
14 ^{ème} étage	104,62	0,01	136,8	143,2
Terrasse	104,62	0,01	276	288,75

➤ **Calcul de la force résultante sur le bâtiment :**

Tableau. .II.43 : les valeurs de la force résultante pour la direction V2

ZONE	Niveau	S	qj	Fw(daN)	Fu(daN)
	RDC	209,76	58,35	12239,49	0
	1er	168,72	63,44	10703,59	0
D	2eme	168,72	76,87	12969,50	0
	3eme	136,8	85,21	11656,72	0
	4eme	136,8	92,62	12670,42	0
	5eme	136,8	98,64	13493,95	0
	6eme	136,8	103,27	14127,33	0
	7eme	136,8	107,9	14760,72	0
	8eme	136,8	111,15	15205,32	0
	9eme	136,8	114,38	15647,18	0
	10eme	136,8	119,49	16346,23	0
	11eme	136,8	120,86	16533,65	0
	12eme	136,8	124,12	16979,61	0
	13eme	136,8	127,82	17485,77	0
	14eme	136,8	129,21	17675,92	0
	RDC	209,76	-49,38	- 10357,94	0
	1er	168,72	- 53,68	-9056,88	0
E	2eme	168,72	- 65,05	- 10975,23	0
	3eme	136,8	-72,105	- 9863,96	0
	4eme	136,8	-78,37	- 10721,01	0
	5eme	136,8	- 83,46	- 11417,32	0
	6eme	136,8	87,38	-11953,58	0

	7eme	136,8	- 91,3	- 12489,84	0
	8eme	136,8	- 94,05	- 12866,04	0
	9eme	136,8	- 96,79	- 13240,87	0
	10eme	136,8	- 101,1	- 13830,84	0
	11eme	136,8	- 102,27	- 13990,53	0
	12eme	136,8	- 105,02	- 14366,73	0
	13eme	136,8	- 108,16	- 14796,29	0
	14eme	136,8	- 109,33	- 14956,34	0
F	Terrasse	10,14	-238,53	0	-2418,78
G	Terrasse	20,30	-188,83	0	-3833,249
H	Terrasse	162,409	-149,083	0	-124212,42
I	Terrasse	203,68	- 131,193	0	-26721,39

Tableau. .II.44 : les valeurs de la force résultante pour la direction V2

NIVEAU	ΣF_w (dan)	ΣF_u (dan)
RDC	1881,55	0
1er	1646,71	0
2eme	1994,27	0
3eme	1792,76	0
4eme	1949,41	0
5eme	2076,63	0
6eme	2173,75	0
7eme	2270,88	0
8eme	2339,28	0
9eme	2406,31	0
10eme	2515,39	0
11eme	2543,12	0
12eme	2612,88	0
13eme	2689,48	0
14eme	2719,58	0
Terrasse	0	-267616,95

III.2 Action de la neige sur la construction

➤ Charge de neige sur le sol :

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

Notre construction est dans la zone **B** : (altitude = 550m)

$$S_k = \frac{0,04 H + 10}{100}$$

$$S_k = 0,32 \text{ kn/m}^2$$

➤ La charge de la neige sur la toiture plate :

La charge minimale de la neige S par unité de surface horizontale de toiture ou toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$s = \mu \times S_k$$

Avec :

$$\mu = 0,8 \text{coefficient de forme}$$

$$\Rightarrow s = 0,8 \times 0,32 = 0,26 \text{ kn/m}^2$$

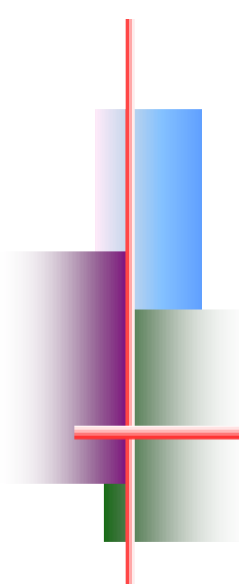
Conclusion

$$\frac{f_{x \text{ vent}}}{f_{x \text{ sisme}}} = \frac{2676,169}{27431,9} = 0,097 \approx 0,10$$

On remarque que l'effet du vent sur la structure moins que celui du séisme

Il représente 10% de la force sismique

Pour les bâtiments en charpente métallique, les actions engendrées par le vent sont faibles devant celles du séisme.



Chapitre IV



**ETUDE DYNAMIQUE
EN
ZONE SISMIQUE**

IV.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, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 2017** qui est un logiciel de calcul de structure.

IV.2 Etude sismique

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.

➤ Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i)
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

➤ Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée Par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

➤ Choix de la méthode de calcul

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 (**RPA99/version2003**) 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.

IV.2.1 La méthode statique équivalente

a) Principe

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b) Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - ✓ Zone III
 - ✓ Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m .
 - ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m .
 - ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m .
 - ✓ 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 et sa hauteur dépasse les 10 m

IV.2.2 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.

a) Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective

supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

b) Analyse spectrale

➤ 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 et fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes 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.

- L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- ✚ Au cours d'étude de notre structure, on a passé par trois étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la référence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé

Etape 1

Pour cette étape, on a vérifié la structure avec une symétrie de deux noyaux centraux en béton comme il est indiqué dans la figure ci-dessous.

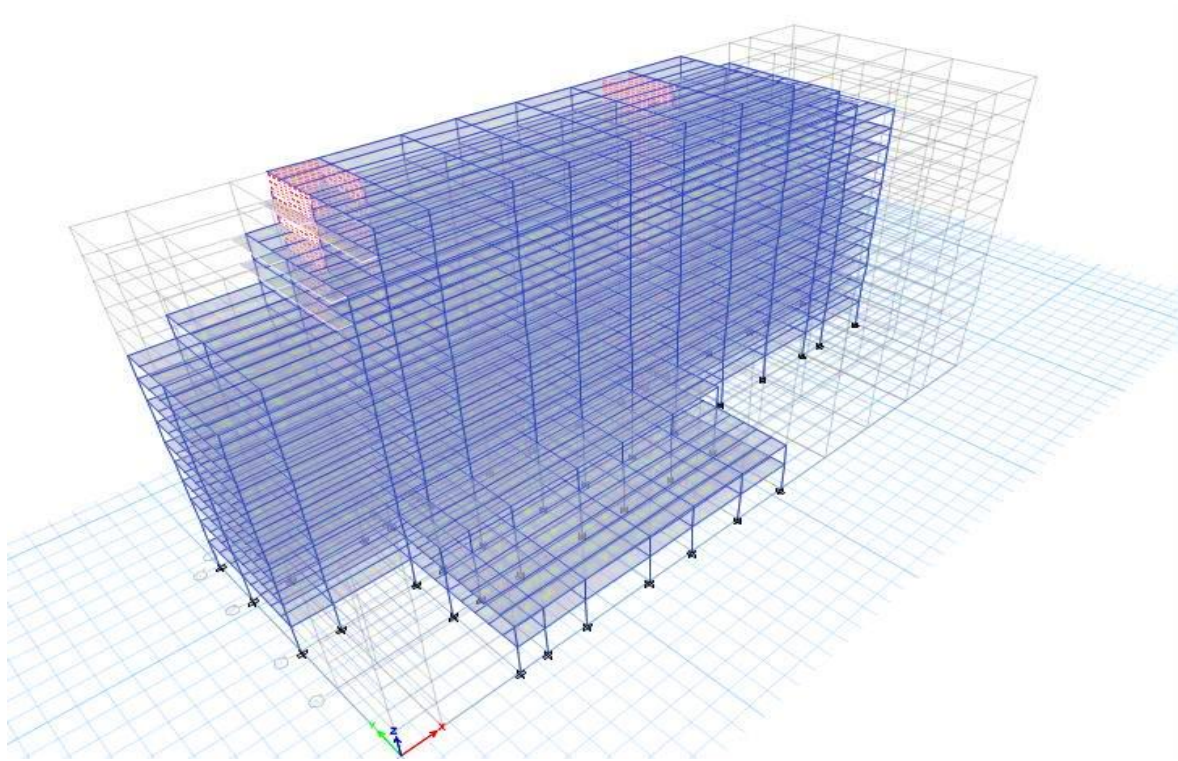


Figure. IV.1. Structure avec noyau en béton.

a) Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale $T=2,41s$

- Le 1^{er} mode est un mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

b) Interprétations

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement les RPA99 révision 2003 impose le renforcement de telle Structure avec des voiles car la hauteur dépasse les 8 mètres. La structure est très **souple** donc on doit augmenter de sa rigidité.

Etape 2

Pour cette étape on a utilisé deux noyaux en béton armé et des palés triangulés en X qui reprend la totalité des charges horizontales due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci- dessous

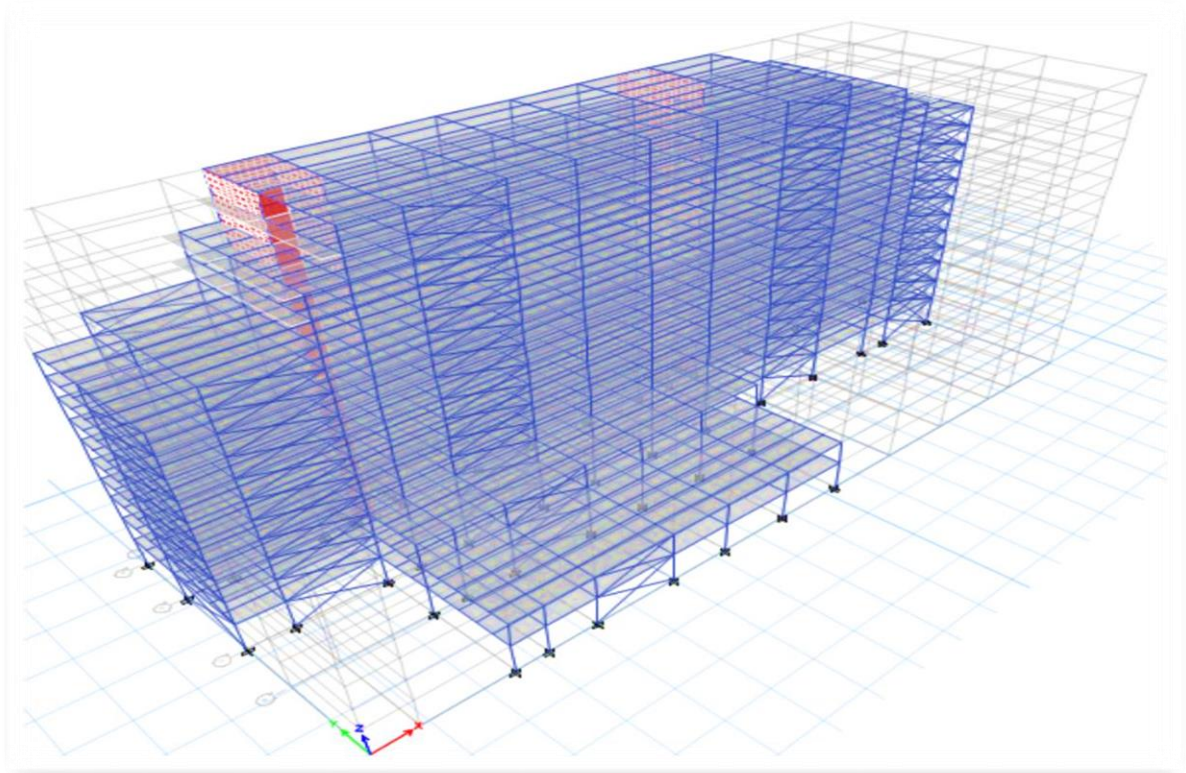


Figure. IV.2. Structure avec noyau en béton et palées triangulées en X.

a) Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale $T=1,27s$

- Le 1^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion

b) Interprétations

Ce model présente des modes de translations en 1^{er} et 2eme mode, les déplacements ne sont pas vérifiés dans les deux sens, ceci nous impose de renforcer la structure par des voiles en béton et des contreventements en X (ossature métallique contreventée par voile en béton armé)

Etape 3 :

Pour cette étape on a proposé d'utiliser des voiles en béton pour contreventer la structure comme il est représenté dans la figure suivante :

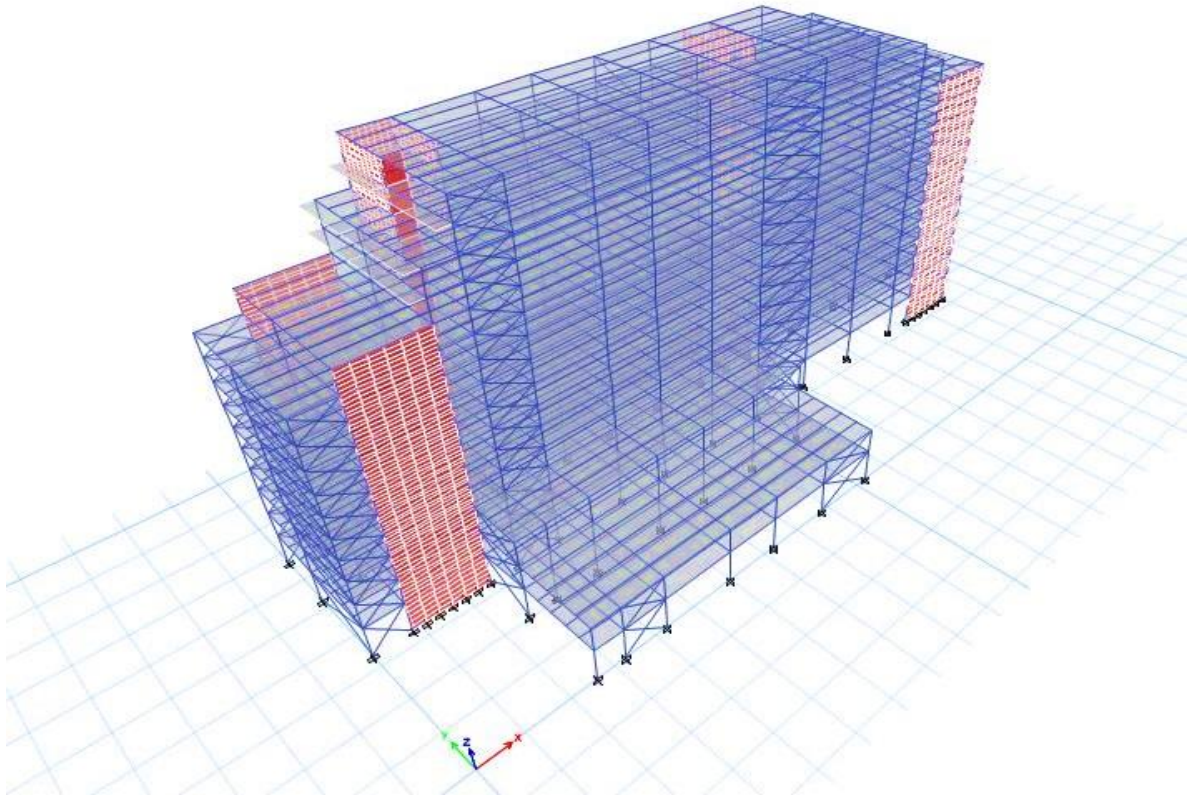


Figure. IV.3. Ossature métallique contreventée par des voiles en béton.

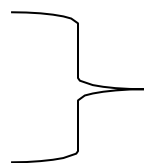
IV2.3) CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

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

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

Groupe d'usage : 2

Zone sismique : III



$A = 0,25$

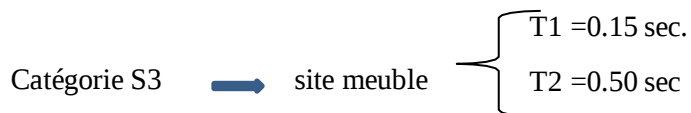
Avec :

D : 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).

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le tableau

4.7 de RPA99/version 2003



VI.2.4 Estimation de la période fondamentale de la structure(T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont

$$T_{min} = \begin{cases} T = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} \\ T = C_t \times h_n^{3/4} \end{cases}$$

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par le **tableau 4.6 (RPA99/2003)**.

- Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

$$C_t = 0,05$$

- h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 48 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

D'après la formule (1) :

$$0,05 \times 48^{3/4} = 0,911 \text{ s}$$

$$\text{On a } 0,5 \text{ s} < T = 0,911 \text{ s} < 3$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \times (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 1(0,5/1,12)^{2/3} = 1,46$$

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 est une ossature métallique contreventée par voile en béton armé donc on a choisi un coefficient de comportement ($R= 3,5$).

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction
- Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Les Critère	P	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10
		Q =1,20

Tableau IV.1. Facteur de qualité.

Analyse modale :

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante

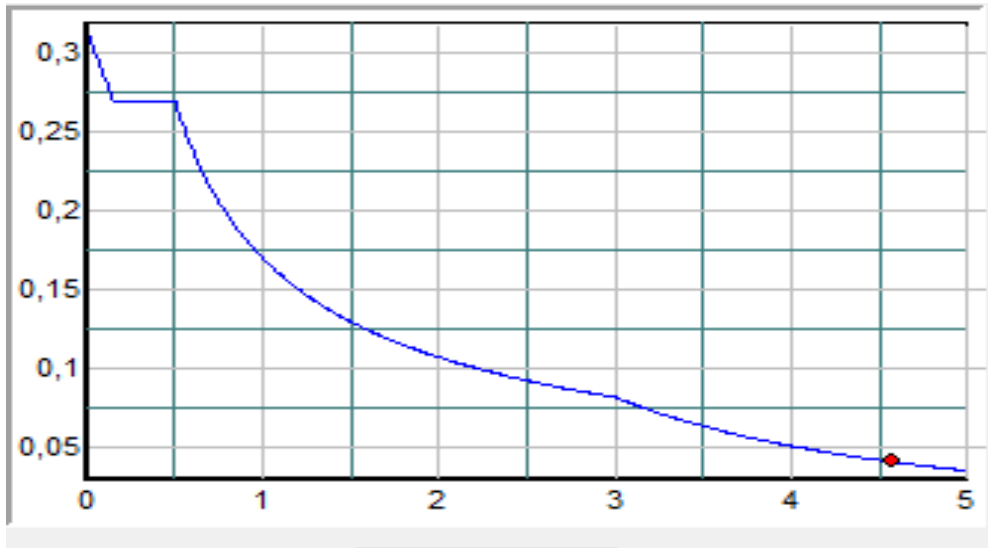


Figure. IV.4. Spectre de réponse.

Tableau IV.2. Les périodes et les facteurs de participation massique

<i>mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>UZ</i>	<i>Sum U X</i>	<i>Sum U Y</i>	<i>Sum UZ</i>
1	1,127	0,0017	0,6332	0	0,6723	0,1703	0
2	0,971	0,6104	0,0057	0	0,6792	0,6442	0
3	0,769	0,0301	0,0186	0	0,6836	0,6578	0
4	0,29	0	0,1849	0	0,7809	0,6772	0
5	0,254	0,1801	0,0006	0	0,8689	0,7493	0
6	0,239	1,929E-05	0,0047	0	0,8699	0,7502	0
7	0,236	5,085E-06	7,103E-06	0	0,8709	0,7516	0
8	0,235	0,0038	0,0122	0	0,8711	0,8475	0
9	0,231	4,204E-05	0,0026	0	0,8712	0,8554	0
10	0,227	0,0004	0,0002	0	0,8712	0,8555	0
11	0,226	0,0009	0,0007	0	0,8765	0,8641	0
12	0,217	3,397E-05	0,0001	0	0,8775	0,864	0
13	0,212	0	1,068E-	0	0,8779	0,864	0

			06				
14	0,2	2,639E-05	1,294E-06	0	0,9356	0,9017	0
15	0,196	0	1,226E-06	0	0,9359	0,9021	0
16	0,194	0	0	0	0,9359	0,9021	0
17	0,192	0	0	0	0,9363	0,9124	0
18	0,187	0,0002	9,392E-06	0	0,9364	0,9129	0
19	0,186	0,0012	0,0002	0	0,9369	0,9129	0
20	0,182	0,0001	3,842E-05	0	0,9369	0,9129	0

Constatation

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T = 1,12$ sec
 Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulé par le RPA99/2003.

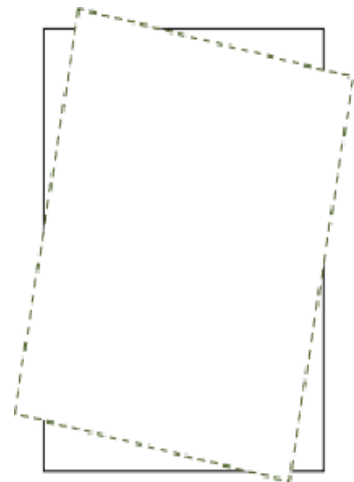
Le premier mode est un mode de translation parallèle à y-y Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à x-x Le troisième mode est un mode de rotation.



Mode 1 : translation y



Mode 2 : translation x



Mode 3 : rotation z

IV.3 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

Avec

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation

Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le **tableau 4.5, arti4.2.3 (RPA 99/2003)**

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc = **0,20**

V. 3.1 RESUME DES VALEURS :

Tableau IV.3. Poids total de la structure

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0.25	0.25
D	1.46	1.46
Q	1.20	1.20
R	3,5	3,5
W(kN)	W = 250519,78 KN	W = 250519,78 KN

IV.3.2. La force sismique totale

$$V_x = \frac{0,255 \times 1,20 \times 1,46}{3,5} \times 2500519,78 = 27431,9 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{0,255 \times 1,20 \times 1,46}{3,5} \times 2500519,78 = 27431,9 \text{ kn}$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS2017 on a :

Ex max = 29106,78 KN

Ey max = 27807,75KN

Donc :

	E (KN)	80% V (KN)	Observation
Sens X	29106,78	21945,53	Vérifié
Sens Y	27807,75	21945,53	Vérifié

IV. 4 Vérification des déplacements entre étage

L'une des vérifications préconisées par le RPA99ver.03, concerne les déplacements latéraux

Inter- étages. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée

- ✓ Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ Avec :}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

- ✓ Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- ✓ Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que se déplacement sont limités à la valeur $H_{\text{étage}}/100$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens x :

Tableau IV-4 : Les déplacements résultants sens X

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	Hétage /100(mm)	Observation
RDC	4,391	15,368	15,36	46	C. Vérifiée
1 ^{er} étage	8,004	28,014	12,645	37	C . Vérifiée
2 ^{eme} étage	11,479	40,176	12,162	37	C. Vérifiée
3 ^{eme} étage	15,365	53,777	13,601	30	C . Vérifiée
4 ^{eme} étage	19,583	68,540	14,763	30	C . vérifiée
5 ^{eme} étage	24,069	84,241	15,701	30	C . vérifiée
6 ^{eme} étage	28,76	100,66	16,418	30	C . vérifiée
7 ^{eme} étage	33,59	117,575	16,915	30	C . vérifiée
8 ^{eme} étage	38,52	134,834	17,258	30	C . vérifiée
9 ^{eme} étage	43,57	152,523	17,689	30	C . vérifiée
10 ^{eme} étage	48,909	171,181	18,659	30	C . vérifiée
11 ^{eme} étage	54,632	191,212	20,030	30	C . vérifiée
12 ^{eme} étage	60,291	211,018	19,806	30	C . vérifiée
13 ^{eme} étage	65,767	230,184	19,166	30	C . vérifiée
14 ^{eme} étage	70,341	246,193	16,009	30	C . vérifiée

Sens y :

Tableau IV-5 : Les déplacements résultants sens Y

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	Hétage /100(mm)	Observation
RDC	8,103	28,360	28,360	46	C . vérifiée
1 ^{er} étage	14,263	49,920	21,56	37	C . vérifiée
2 ^{eme} étage	20,181	70,633	20,713	37	C . vérifiée
3 ^{eme} étage	26,63	93,205	22,571	30	C . vérifiée
4 ^{eme} étage	33,454	117,089	23,884	30	C . vérifiée
5 ^{eme} étage	40,553	141,935	24,864	30	C . vérifiée
6 ^{eme} étage	47,808	167,328	25,392	30	C . vérifiée
7 ^{eme} étage	55,15	193,025	25,697	30	C . vérifiée
8 ^{eme} étage	62,428	218,498	25,473	30	C . vérifiée
9 ^{eme} étage	69,491	243,218	24,720	30	C . vérifiée
10 ^{eme} étage	76,379	267,326	24,108	30	C . vérifiée
11 ^{eme} étage	79,546	278,411	11,084	30	C . vérifiée
12 ^{eme} étage	84,477	295,669	17,25	30	C . vérifiée
13 ^{eme} étage	86,552	302,932	7,26	30	C . vérifiée
14 ^{eme} étage	89,633	313,715	10,78	30	C . vérifiée

IV.5 Effet de deuxième ordre

IV.5.1 Définition

L'effet (P-Δ) est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

L'effet (P-Δ) est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.
- Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation 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 IV-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X

Niveau	P _k (KN)	Δ_k (mm)	V _k (KN)	h _k (mm)	θ
RDC	70280,169	15,36	2640,1294	4600	0,088
1 ^{er} étage	63536,565	12,645	2621,9238	3700	0,082
2 ^{eme} étage	56792,961	12,162	2579,3164	3700	0,072
3 ^{eme} étage	51209,712	13,601	2508,7015	3000	0,070
4 ^{eme} étage	46322,676	14,763	2420,6574	3000	0,094
5 ^{eme} étage	40432,6683	15,701	2309,5695	3000	0,092
6 ^{eme} étage	36541,9754	16,418	2175,2713	3000	0,091
7 ^{eme} étage	31661,568	16,915	2017,0606	3000	0,088
8 ^{eme} étage	26774,532	17,258	1833,4454	3000	0,083
9 ^{eme} étage	21887,496	17,689	1622,522	3000	0,079
10 ^{eme} étage	17000,46	18,659	1382,5627	3000	0,073
11 ^{eme} étage	12343,689	20,030	1123,8534	3000	0,065
12 ^{eme} étage	8160,993	19,806	856,7307	3000	0,059
13 ^{eme} étage	4449,663	19,166	577,4	3000	0,041
14 ^{eme} étage	1136,556	16,009	289,2937	3000	0,020

Tableau IV-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y

Niveau	P _k (KN)	Δ_k (mm)	V _k (KN)	h _k (cm)	θ
RDC	70280,169	28,360	2640,1296	4600	0,093
1 ^{er} étage	63536,565	21,56	2612,5131	3700	0,092
2 ^{eme} étage	56792,961	20,713	2548,637	3700	0,089
3 ^{eme} étage	51209,712	22,571	2470,8512	3000	0,072
4 ^{eme} étage	46322,676	23,884	2387,4777	3000	0,071
5 ^{eme} étage	544,6683	24,864	2275,5436	3000	0,068
6 ^{eme} étage	526,9754	25,392	2133,616	3000	0,064
7 ^{eme} étage	31661,568	25,697	1960,2985	3000	0,056
8 ^{eme} étage	26774,532	25,473	1754,0379	3000	0,050
9 ^{eme} étage	21887,496	24,720	1513,2676	3000	0,042
10 ^{eme} étage	17000,46	24,108	1242,1727	3000	0,053
11 ^{eme} étage	12343,689	11,084	1017,2521	3000	0,044
12 ^{eme} étage	8160,993	17,25	889,9213	3000	0,033
13 ^{eme} étage	4449,663	7,26	640,5818	3000	0,016
14 ^{eme} étage	1136,556	10,78	370,5929	3000	0,011

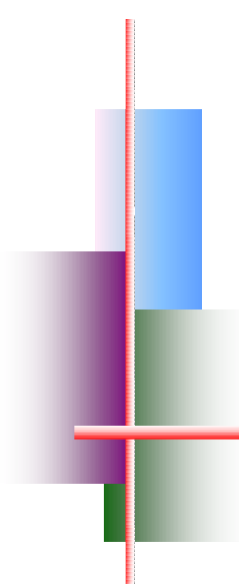
✓ Donc les effets P- Δ peuvent être négligés dans les deux sens

VI.4 Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations
- Vérification des déplacements inter étage
- Vérification de la participation massique
- Vérification de l'effort tranchant
- Vérification de la condition des RPA 80% des charges horizontales reprisent par les voiles et 20% par les poteaux
- Vérification de l'effet $P-\Delta$

On peut conclure que le model renforcé par des voiles en béton et les contreventements en X est satisfaisant pour les exigences de la RPA99 version 2003



Chapitre V



VERIFICATION DES

ELEMENTS DE L'OSSATURE

V. 1) Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées de barres fléchies, comprimées ou simultanément comprimées et fléchies, si l'on utilise en général le terme de "poutre" pour les barres fléchies, on emploie celui de "colonne" (ou "poteau") pour les barres comprimées, et de "poutre-poteau" pour les barres à la fois comprimées et fléchies.

Ces éléments constituent l'ossature de notre tour, le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les efforts et les moments restent en dessous des limites admissibles, et pour cela on va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).
- **Le déversement** : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies



Fig. VI.1. Phénomène du flambement.



Fig. VI.2. Phénomène du déversement.

VI.2) Vérification de la poutre principale IPE 600

La longueur de la poutre $L = 9.65 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du ETABS

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} = 380.612 \text{ kN} \\ M_{sd} = 613.018 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

V.2.1) Vérification à la résistance**❖ Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{275 \times 8378}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1209,26 \text{ kn.}$$

$V_{sd} = 380,612 < V_{plrd} = 1209,26 \text{ Nk.n}$ c'est vérifiée

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} = 604,63 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

Fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

❖ Vérification au moment résistant

Il faut vérifier que $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = 613.018 \text{ Kn.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{3512 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 878 \text{ kn .m}$$

$M_{sd} = 613,018 \text{ kn .m} < m_{plrd} = 878 \text{ kn .m}$ c'est vérifiée.

V. 2.2) Vérification à la stabilité**❖ Vérification au déversement**

On doit vérifier que : $m_{sd} < m_{brd} = \chi_{lt} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \beta_w$

✓ Application numérique

$$\lambda_{LT} = \frac{9650/46,6}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{9650/46,6}{500/19}\right)^2\right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 146,09$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,47 > 0,4$ Il y a un risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,61$$

$$X_{LT} = 0,94 < 1 \dots \dots \dots OK$$

$$M_{brd} = \frac{0,94 \times 3512 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 1 = 825,320 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 613,018 \text{ kn.m} < m_{brd} = 825,320 \text{ kn.m}$ C'est vérifié

V.2.3) VERIFICATION DE LA FLECHE :

Il faut vérifiée que : $f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E I_Y} < f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times 11,87 \times 9650^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 18,66 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{9650}{250} = 35 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ c'est vérifiée

V. 2.4) Résultats ETABS 2017

✚ Les efforts internes du logiciel ETABS2017 sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau V. 1 : Tableau Valeur des efforts internes de la poutre principale.

Combinaison	Profilé	L (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _z (kN)
ELU	IPE600	9.65	0	613,0186	0	380,612

Le tableau ci-dessous regroupe les vérifications faites selon ETABS

Tableau V. 2 Vérification des efforts de la poutre principale

	M_{Ed} kN-m	$M_{Ed,span}$ kN-m	$M_{c,Rd}$ kN-m	M_{rd} kN-m	M_{Rd} kN-m	$M_{b,Rd}$ kN-m
(y-y)	613,0186	613,0186	878	878	878	891,4064

Tableau V.3 : Vérification des efforts de la poutre principale

	V_{Ed} (kN)	$V_{c,Rd}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)	Valeur final	Condition
Max (z)	380,612	1209,5483	-0,0211	0,695	OK

Tableau V.4 : Vérification de la poutre principale au déversement

	Courbe	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$M_{b,Rd}$
Max (y-y)	a	0,21	22805,10	0,434	0,619	0,944	891,4064

V. 2) Vérification de la poutre secondaire IPE500

✓ Vérification avec ETABS 2017

✚ Les efforts internes du logiciel ETABS2017 sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau V. 5 : Valeurs des efforts internes de la poutre secondaire

Combinaison	Profilé	L (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	V_z (Kn)
ELU	IPE500	7.5	0	173,9119	111,4408

Le tableau ci-dessous regroupe les vérifications faites selon ETABS

Tableau V. 6 : Vérification des efforts de la poutre secondaire

	M_{Ed} kN-m	$M_{Ed,span}$ kN-m	$M_{c,Rd}$ kN-m	M_{rd} kN-m	M_{Rd} kN-m	$M_{b,Rd}$ kN-m
Max (y-y)	173,911	173,9119	548,5	548,5	548,5	285,702

Tableau V. 7 : Vérification des efforts de la poutre secondaire

	V_{Ed} (kN)	$V_{c,Rd}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)	Valeur final	Condition
Max (z)	111,4408	871,1057	-0,0502	0,608	OK

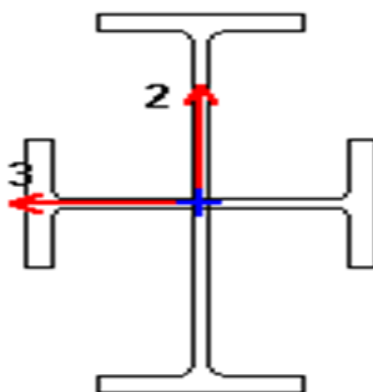
Tableau V.8 : Vérification de la poutre secondaire au déversement

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	M_b, R_d
Max (y-y)	a	0,21	21867,60	0,592	0,754	0,957	3054,355

VII. 3) Vérification des poteaux

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

❖ Poteau central : Poteau (HEM900+HEM500)

**Figure V. 3** Le Poteau composé le plus sollicité.

✚ Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir de ETABS sont

Tableau V. 9 : sollicitations sur le poteau HEM900+HEM500

combinaison	h (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)	V_y (kN)
G+Q+1.2EY	3.7	-7111,28	-2,7483	38,0219	-2,1351	27,2523

V.3.1) Vérification à la résistance**❖ Classe de la section (HEM 500)**

Classification de la semelle

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

- **Semelle comprimée**

$$C = \frac{b}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 3,82 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- **Ame fléchie**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{21} = 18,57 \text{ mm}$$

Donc l'âme est de classe 1

➡ La section étant de classe 1

❖ Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{275 \times 12950 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1869,17 \text{ kn .}$$

$V_{sd} = 96,572 < V_{plrd} = 1869,17 \text{ Nk.n}$ c'est vérifiée

$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$ Pas d'interaction

❖ Vérification au moment résistant

$$M_{rd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{7094 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 1774,25 \text{ kn .m}$$

$M_{sd} = 186,65 \text{ kn .ml} < m_{plrd} = 1774,25 \text{ kn .m}$ c'est vérifiée.

❖ Vérification à l'effort normal

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{344,3 \times 10^2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 8607,5 \text{ kn .m}$$

$N_{sd} = 7111,28 < N_{plrd}$ C'est vérifié

V. 3.2 Vérification à la résistance

❖ Classe de la section (HEM900)

Classification de la semelle

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

• Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{302}{2} = 151 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 3,77 < 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe 1}$$

• Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{770}{21} = 36,66 \text{ mm}$$

L'âme est de classe 1

➡ La section étant de classe 1

❖ Vérification au cisaillement

Il faut vérifiée que $V_{sd} < V_{rd}$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{275 \times 21440 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 3094,59 \text{ kn.}$$

$V_{sd} = 96,572 < V_{plrd} = 3094,59 \text{ kn}$ c'est vérifié

$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$ Pas d'interaction

❖ Vérification au moment résistant

$$M_{rd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{14440 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 3610 \text{ kn .m}$$

$M_{sd} = 186,65 \text{ kn .ml} < m_{plrd} = 3610 \text{ kn .m}$ c'est vérifiée.

❖ Vérification à l'effort normal

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{423,6 \times 10^2 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 10590 \text{ kn .m}$$

$N_{sd} = 7111,28 < N_{plrd}$ C'est vérifié.

V. 3.3) vérifications des poteaux vis-à-vis le flambement

- Suivant l'axe (y-y)

❖ Calculs de longueur de flambement :

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

Avec :

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

η_1 et η_2 : facteur de distribution pour poteaux continus

$k_{1,2}$: rigidité des poutres

K_c : rigidité du poteaux

✓ Application numérique :

K11	K12	KC
0,721	0,427	0,988

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0,145 \times (0,8 + 1) - 0,265 \times 0,8 \times 1}{2 - 0,364 (0,8 + 1) - 0,247 \times 0,8 \times 1} \right] = 4 \text{ m}$$

❖ Calcul $\bar{\lambda}_y$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4 \times 10^3}{280,5} = 14,26$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ E} \quad \text{avec : } \varepsilon = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93,9 \text{ E}} = 0,165 < 0,2 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y)}$$

- Suivant l'axe (Z-Z)

❖ **Calculs de longueur de flambement :**

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

Avec :

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

η_1 et η_2 : facteur de distribution pour poteaux continus

$K_{1,2}$: rigidité des poutres

K_c : rigidité du poteaux

✓ **Application numérique :**

K11	K12	Kc
0,721	0,427	0,988

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0,145 \times (0,8 + 1) - 0,265 \times 0,8 \times 1}{2 - 0,364 (0,8 + 1) - 0,247 \times 0,8 \times 1} \right] = 4 \text{ m}$$

❖ **Calcul $\bar{\lambda}_z$**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4 \times 10^3}{153,3} = 26,09$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = 0,195 < 0,2 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

V.3.4) Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement

3.4.1 Combinaisons de charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q + E$
- $0,8 G \pm E$

3.4.2 Etapes de vérification du déversement

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

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{x_{LT} \times W_{ply} \times f_y} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y} \leq 1,1$$

Où :

$$k_{LT} = 1 - \frac{u_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y}$$

$$u_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

β_{MLT} est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

Tableau V. 10 : vérifications de poteau le plus sollicité au déversement

Profilé	Coefficient				Condition (≤1) ?
	α_L T	λ_{LT}	Φ_{LT}	X_{LT}	
HEM900+HEM500	0,7	0,32	0,5	0,909	<i>oui</i>

❖ Conclusion :

Les tableaux ci-dessous regroupent les résultats et vérifications faites selon ETABS pour les poteaux composés centraux

✓ Résultante de Etabs 2017 :

✚ Les efforts internes du logiciel ETABS2017 sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11 : Tableau Valeur des efforts interne

ETAGE	H(m)	profilé	N_{max} (KN)	MY(KN)	MZ(KN)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	Valeur finale
RDC	4.6	HEM900+HEM500	- 7111,28	-2,7483	38,0219	-2,1351	27,2523	0,921
1,2,3,4, 5eme	3.7	HEM900+HEM500	- 6657,33	- 6,6214	186,65	-5,847	96,578	0,863
6 au 8eme	3	HEM900+HEM450	- 3362,11	- 10,686	248,70	- 6,8136	18,261	0,543
9au12eme	3	HEM700+HEM400	- 579,394	- 17,399	204,33	- 11,072	- 162,15	0,312
13,14eme	3	HEM650+HEM400	- 822,024	- 8,8797	248,45	- 6,2215	18,318	0,306

✚ Vérification du flambement

Tableau V. 12 : Tableau Valeurs du flambement

Etage	Profilé	Lf.y/L0	Lf.z/L0	Ky	Kz	λ_y	λ_z	Condition
RDC	HEM900+HEM500	0,87	0,87	1	0,85	14,25	54,46	<i>oui</i>
1,2,3,4,5 eme	HEM900+HEM500	0,83	0,83	1	0,94	11,18	50,35	<i>oui</i>
6 au 8eme	HEM900+HEM450	0,8	0,8	1	0,95	9,57	44,77	<i>oui</i>
9au 12 eme	HEM700+HEM400	0,8	0,8	1	0,96	18,17	33,18	<i>oui</i>
13 ,14 eme	HEM650+HEM400	0,8	0,8	1	0,97	18,03	42,95	<i>oui</i>

V. 4) Vérification des systèmes de contreventement

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

V.4.1 Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 1149,09 \text{ kN}$, obtenue sous la combinaison 0,8G+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$A = 117,5 \text{ cm}^2$ (section brute)

$$N_{trd} = \frac{117,5 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2937,5 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 1149,09 \text{ kn} \leq N_{Trd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

✓ La Section nette

$A_{net} = (A_{brute} - 2td_0)$; avec d_0 : diamètre des boulons (M22) ; t : épaisseur de la cornière $A_{net} = 112,5 \text{ cm}^2$

$$N_{trd} = \frac{112,5 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2812,5 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 1149,09 \text{ kn} \leq N_{Trd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.4.2 Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort

$N_{ed} = -930,307 \text{ kN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple. Avec une longueur $L_0 = 5,2 \text{ m}$.

On doit vérifier que :

$$N_{Csd} \leq N_{Crd} = \chi_{min} \times A \times \beta \times \frac{F_y}{\gamma_m}$$

La classe de la section 2UPN 300/100 est (1)

❖ Calcul du coefficient de réduction

✓ Suivant (y-y)

Longueur de flambement :

$$L_y = 0,5 \times 5,2 = 5,2 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 44,52$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \times \sqrt{B_A}}{\lambda_c} = \frac{16,732 \times 1}{93,9} = \mathbf{0,474}$$

✓ Suivant (z-z)

Longueur de flambement :

$$L_z = 5,2 = 5,2 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_z}{i_z} = 63,419$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \times \sqrt{B_A}}{\lambda_c} = \frac{63,419 \times 1}{93,9} = \mathbf{0,675}$$

$$A = 117,5 \text{ cm}^2 (\text{section brute})$$

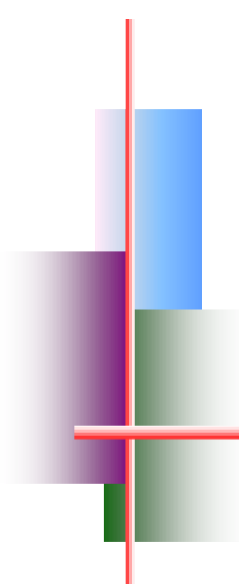
$$N_{crd} = 0,17 \times 117,5 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1} = \mathbf{1392,74 \text{ kN}}$$

$$N_{ed} = \mathbf{930,307 \text{ kN}} \leq N_{crd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

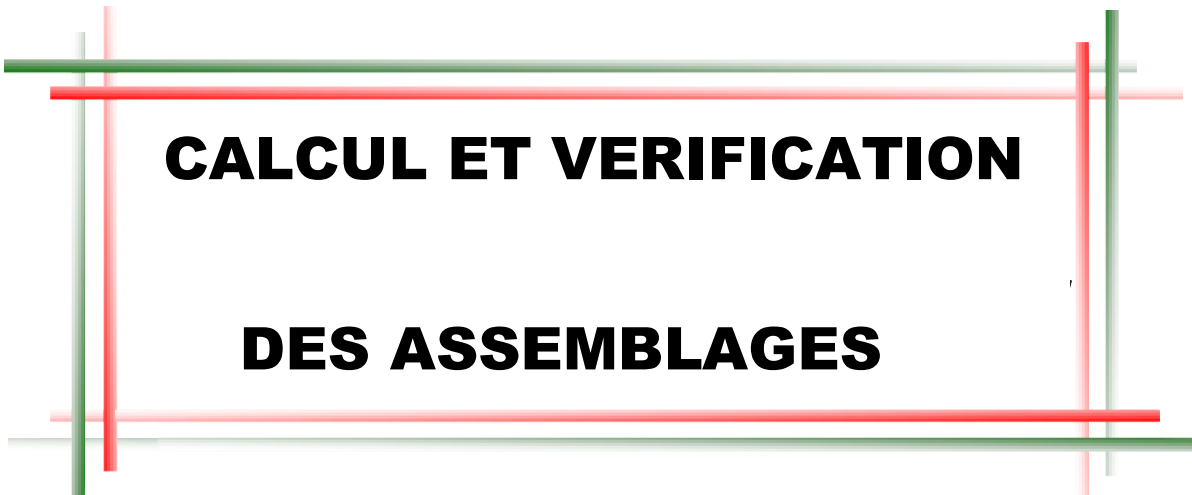
Conclusion

On remarque que les profilés qui ont été choisis répondent à toutes les Conditions concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Donc La structure étudiée est stable vis-à-vis à toutes les combinaisons de charge possible, définies réglementaire.



Chapitre VI



CALCUL ET VERIFICATION

DES ASSEMBLAGES

VI. CALCUL ET VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

VI.1 INTRODUCTION :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

Dans ce chapitre, (06) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre - solive ; type 1
- Assemblage poteau - poutre ; type 2
- Assemblage poteau - poutre ; type 3
- Assemblage pied de poteau ; type 4

- Assemblage contreventement ; type 5
- Assemblage pied de poteau : type 6

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas, on utilisera comme références les cours de la quatrième année (charpente métallique I), qui sont basés sur les normes des EUROCODE 03,

VI.2 ASSEMBLAGE POUTRE – SOLIVE

- Poutre **IPE 600**
- Solive **IPE 400**
- L'effort tranchant : $V=123,47$ KN

VI.2.1). Dimensionnement de l'assemblage :

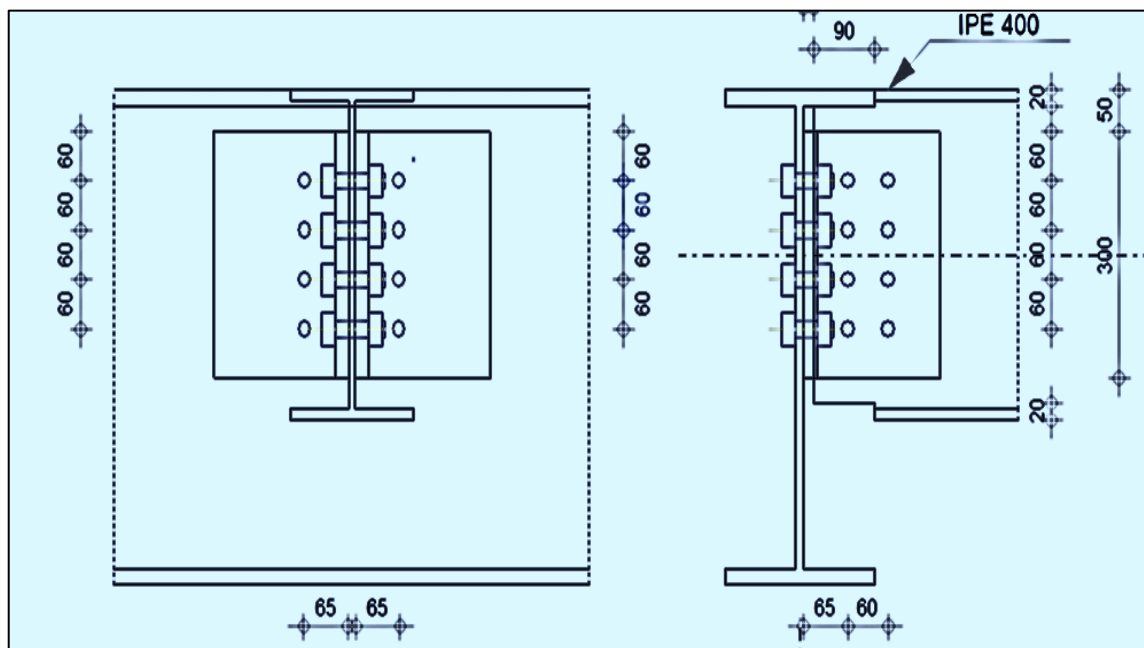


Figure VI .1 : assemblage poutre _ solive.

VI.2.2). Le choix des boulons

On choisit **8** boulons de diamètre de 20mm (**M20**) de classe **4.6**

M 20 $\Rightarrow$ $d = 20$ mm ; $d_0 = 22$ mm

VI.2.3). Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 < e_1 < \max(12t, 150\text{mm}) \quad 26,4 \text{ mm} < e_1 < 240 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 < p_1 < \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} < p_1 < 200 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 < e_2 < \max(12t, 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} < e_2 < 260\text{mm}$$

$$3d_0 < p_2 < \min(14t, 200\text{mm}) \quad 66 \text{ mm} < p_2 < 200 \text{ mm}$$

VI.2.4). Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{\text{vrd}} > V_{\text{sd}}$

$$F_{\text{vrd}} = 0,6 f_{\text{ub}} \times A_s / \gamma_{\text{Mb}}$$

Avec :

$$f_{\text{ub}} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction : $A = 245 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{\text{Mb}} = 1,25$

$$F_{\text{vrd}} = 0,6 \times 400 \times \frac{245}{1,25} = 60,288 \text{ KN}$$

Il y a **4 boulons** en double cisaillement donc :

$$F_{\text{vrd}} = n \times F_{\text{vrd}} = 8 \times 60,288 = 482,304 \text{ KN} > V_{\text{sd}} = 123,47 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.2.5). Vérification de la pression diamétrale :

On a une cornière **CAE 200x20**

Il faut vérifier que : $F_{\text{b,rd}} \geq F_{\text{v,sd}}$

$$F_{\text{brd}} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{\text{mb}}$$

On a :

$$d = 20 \text{ mm} ; d_0 = 22 \text{ mm} ; t = 20 \text{ mm} ; \gamma_{\text{Mb}} = 1,25 ; f_u = 360 \text{ N/mm}^2;$$

$$e_1 = 60 \text{ mm} ; p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(e_1/3d_0 ; p_1/3d_0 - \frac{1}{4} ; \frac{F_{\text{ub}}}{f_u} ; 1 \right) = \min (0,90 ; 0,65 ; 1,11 ; 1) = 0,65$$

$$F_{\text{brd}} = 2,5 \times 0,65 \times 0,4 \times 20 \times \frac{20}{1,25} = 208 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v\ sd} = \frac{V_{sd}}{8} = 15,43 \text{ KN} < F_{b\ rd} = 208 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Donc la pression diamétrale est vérifiée

VI.2.6). Résistance des boulons à la traction :

Condition à vérifier : $F_{t\ rd} \geq F_{v\ sd}$

$$F_{t\ rd} = \frac{F_{ub} \times A_s \times K_2}{\gamma_{mb}}$$

$K_2 = 0,63$ pour des boulons a tête fraisée et $K_2 = 0,9$ dans le cas général

$$F_{t\ rd} = \frac{0,4 \times 245 \times 0,9}{1,25} = 70,56 \text{ KN}$$

$F_{t\ rd} = 70,56 > F_{v\ sd} = 15,43 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

VI. 3 Assemblage poteau – poutre principale

- Poutre **IPE 600**
- Poteau **HEM 900**

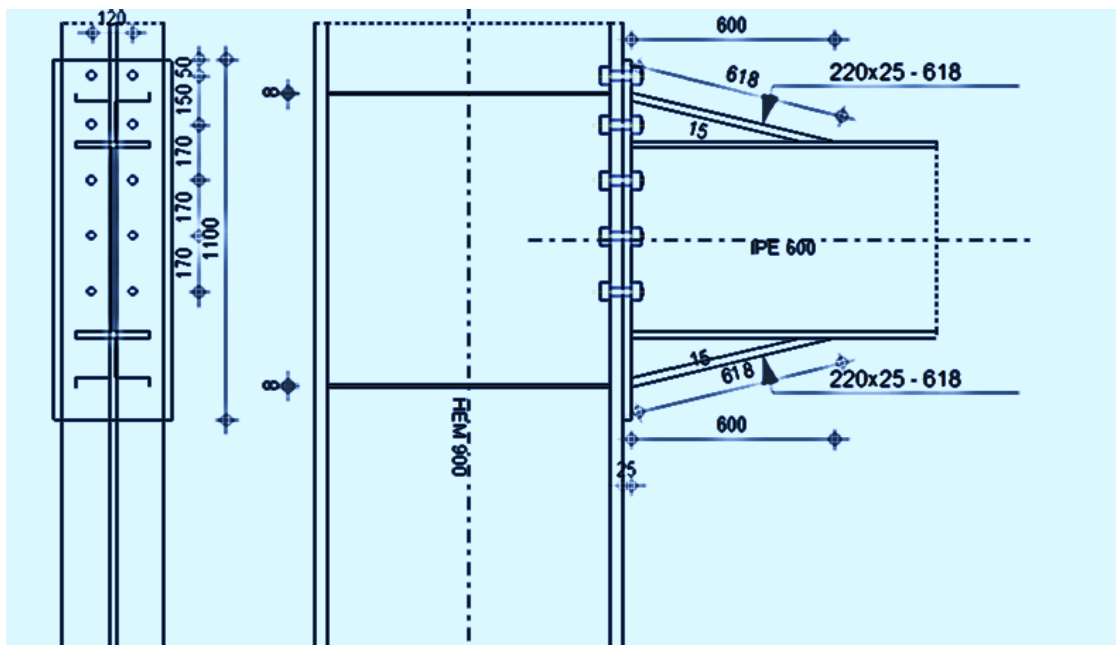


Figure VI .2 : assemblage poteau _ poutre principale .

VI.3.1 Dimensionnement de l'assemblage

- Le choix des boulons :

On choisit **10boulons** de diamètre (**M27**) de classe **HR.10.9**

M 27 $\Rightarrow$ $d = 27 \text{ mm}$; $d_0 = 30 \text{ mm}$

VI.3.2 Disposition constructive des boulons

-Les conditions de la disposition constructive sont :

$$1.2d_0 < e_1 < \max(12t, 150\text{mm}) \quad 32,4 < e_1 < 480\text{mm}$$

$$2.2d_0 < p_1 < \min(14t, 200\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 59,4 < p_1 < 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 < e_2 < \max(12t, 150\text{mm}) \quad 40,5 < e_2 < 480\text{mm}$$

$$3d_0 < p_2 < \min(14t, 200\text{mm}) \quad 81 < p_2 < 200\text{mm}$$

➤ On choisit une platine de (1100× 350 ×25) mm

- Poutre IPE 600 :

H(mm)	B(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A(cm ²)
600	220	19	12	156

- Poteau HEM 900 :

H(mm)	B(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A(cm ²)
910	302	40	21	424

▪ Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **ETABS2017**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Un moment fléchissant : } M_{sd} = 1169 \text{ KN.M} \\ \text{Un effort tranchant : } V_{sd} = 528 \text{ KN} \end{array} \right.$$

VI.3. 3 Détermination des efforts dans les boulons :

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts

Appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = 783,5 \text{ mm} \\ d_2 = 588,5 \text{ mm} \\ d_3 = 418,5 \text{ mm} \\ d_4 = 327 \text{ mm} \end{array} \right.$$

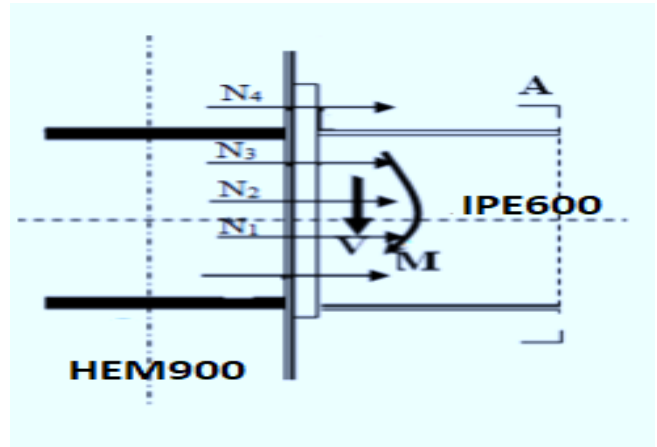


Figure VI-3 : Efforts sollicités sur les boulons.

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{1169 \times 738,5}{1134771,25} = 760,81 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{760,81 \times 588,5}{1134771,25} = 606,41 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \times d_3}{d_1} = \frac{606,41 \times 418,5}{738,5} = 343,64 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \times d_4}{d_1} = \frac{343,5 \times 327}{738,5} = 152,09 \text{ KN}$$

VI.3.4 vérifications au cisaillement plus traction dans chaque boulon

$$\text{Il faut vérifier que : } \left\{ \begin{array}{l} F_v \leq F_s \\ F_v \leq F_v \end{array} \right.$$

- $F_v \leq F_s$

$$F_v \leq F_s = \frac{k_s \times \mu \times n \times (f_p - 0,8 \times f_t)}{\delta_{ms}}$$

$$F_v = \frac{v_{sd}}{n_p \times n_b} \quad \text{avec } F_v \text{ : effort de cisaillement}$$

$$F_{t\ sd} = \frac{v_{sd}}{n_p \times n_b} \quad \text{avec } F_{t\ sd} : \text{effort de traction}$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

n_b : nombre des boulons $n_b = 10$

$$F_{v\ sd} = \frac{528}{1 \times 10} = 52,8 \text{ kn}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$\text{Boulons M27} \longrightarrow A_s = 459 \text{ mm}^2 \longrightarrow F_p = 321,30 \text{ KN}$$

$$F_{v\ sd} = 52,8 \text{ KN} \leq F_{s\ rd} = 111,624 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **$F_{v\ sd} \leq F_{v\ rd}$**

$$F_{v\ rd} = \frac{0,6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \quad (\text{le plan passe par la partie non filetée})$$

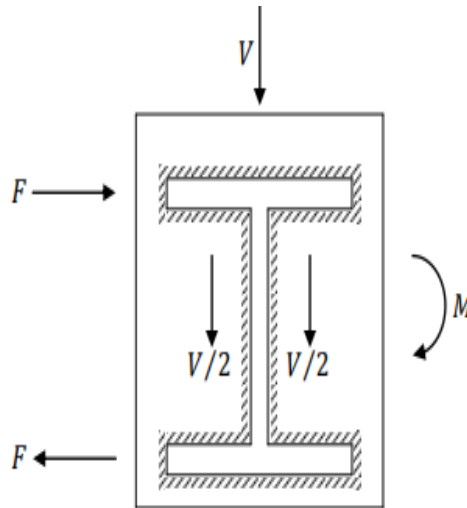
$$F_{v\ rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 459}{1,25} = 220,320 \text{ KN}$$

$$F_{v\ sd} = 52,8 \text{ KN} < F_{v\ rd} = 220,32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI. 3.5. Assemblage platine –poutre

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure. Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, et on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine. Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :



On a :

Nuance FeE510 ; $\beta_w = 0,9$; $L1 = 220 \text{ mm}$; $L2 = 104 \text{ mm}$; $L3 = 562 \text{ mm}$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

• **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{528}{2} = 264 \text{ KN}$$

• **Cordon semelle - platine :**

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{H-tf} = \frac{1169}{581} = 202,04 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

• **Cordon âme- platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{wrd}$$

Avec :

F_{wrd} : Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{wrd} = a \times lw \times \frac{Fu}{\beta \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}$$

On a :

$$S275 \rightarrow \begin{cases} \bar{F}_u = 430 \text{ Mpa} \\ \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,30 \end{cases}$$

$$F_{wrd} = 5 \times 562 \times \frac{430}{0,85 \times 1,30 \times \sqrt{3}} = 631,32 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 264 \text{ KN} < F_{wrd} = 631,32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F = \frac{M}{H-t_f} \leq F_{wrd}$$

$$F_{wrd} = 8 \times 220 \times \frac{430}{0,85 \times 1,30 \times \sqrt{3}} = 395,27 \text{ KN}$$

VI.4 Assemblage poteau – poutre secondaire

- Poutre **IPE 500**
- Poteau **HEM 500**

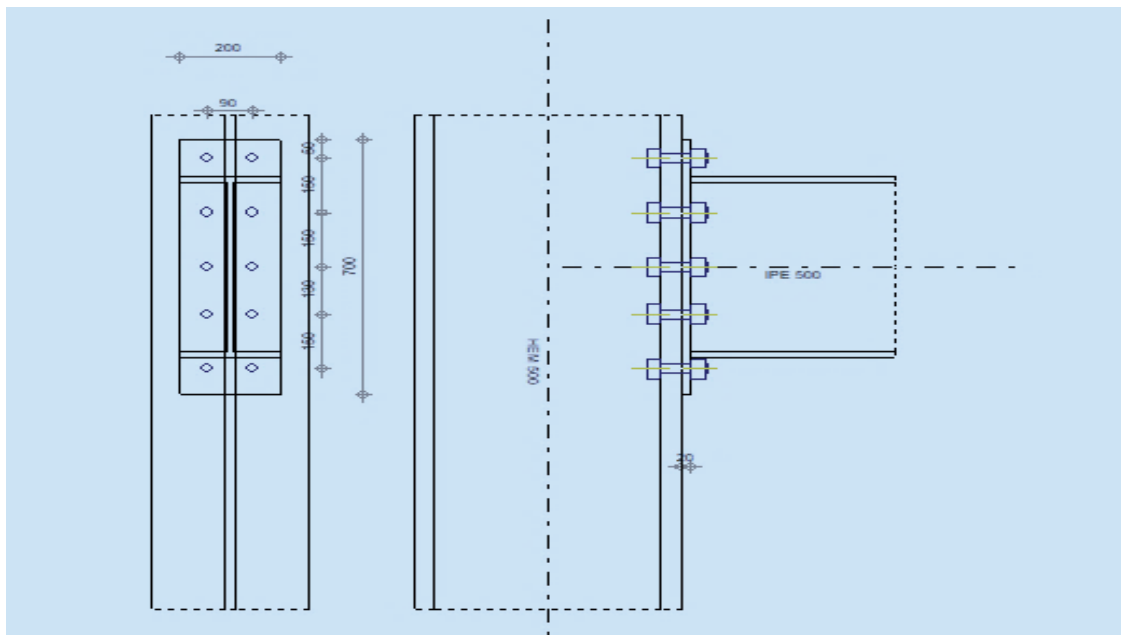


Figure VI .4 : assemblage poteau _ poutre secondaire.

VI.4.1 Dimensionnement de l'assemblage

- Le choix des boulons :

On choisit **10boulons** de diamètre (**M27**) de classe **HR.10.9**

M 27 $\Rightarrow$ $d = 27 \text{ mm}$; $d_0 = 30 \text{ mm}$

VI.4.2 Disposition constructive des boulons

-Les conditions de la disposition constructive sont :

$$\begin{array}{ll}
 1.2d_0 < e_1 < \max(12t, 150\text{mm}) & 36 < e_1 < 240\text{mm} \\
 2.2d_0 < p_1 < \min(14t, 200\text{mm}) & 66 < p_1 < 200\text{mm} \\
 1.5d_0 < e_2 < \max(12t, 150\text{mm}) & 45 < e_2 < 240\text{mm} \\
 3d_0 < p_2 < \min(14t, 200\text{mm}) & 90 < p_2 < 200\text{mm}
 \end{array}$$

➤ On choisit une platine de $(700 \times 200 \times 20) \text{ mm}$

- Poutre IPE 500 :

H(mm)	B(mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	A(cm ²)
500	200	16	10	116

- Poteau HEM 500 :

H(mm)	B(mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	A(cm ²)
524	306	40	21	344

- Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **ETABS2017**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

{ Un moment fléchissant : $M_{sd} = 0 \text{ KN.M}$
 { Un effort tranchant : $V_{sd} = 304 \text{ KN}$

VI.4. 3 Détermination des efforts dans les boulons :

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts

Appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

On prend :

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = 528 \text{ mm} \\ d_2 = 378 \text{ mm} \\ d_3 = 228 \text{ mm} \\ d_4 = 98 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

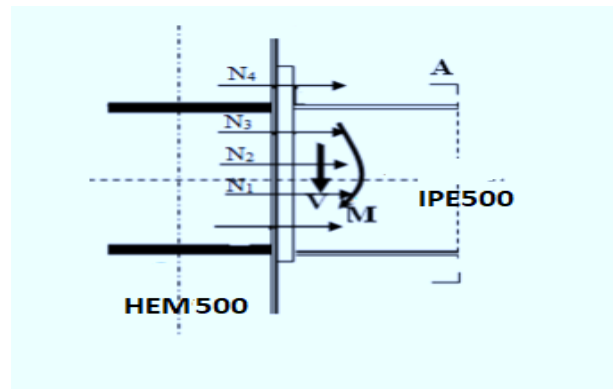


Figure VI-5 : Efforts sollicités sur les boulons .

VI. 4.4 vérifications au cisaillement plus traction dans chaque boulon

Il faut vérifier que :

$$\left. \begin{array}{l} F_{v\ sd} \leq F_{s\ rd} \\ F_{v\ sd} \leq F_{v\ rd} \end{array} \right\}$$

- $F_{v\ sd} \leq F_{s\ rd}$

$$F_{v\ sd} \leq F_{s\ rd} = \frac{k_s \times \mu \times n \times (f_p - 0,8 f_{t\ sd})}{\delta_{ms}}$$

$$F_{v\ sd} = \frac{v_{sd}}{n_p \times n_b} \quad \text{avec } F_{v\ sd} : \text{ effort de cisaillement}$$

$$F_{t\ sd} = \frac{t_{sd}}{n_p \times n_b} \quad \text{avec } F_{t\ sd} : \text{ effort de traction}$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

n_b : nombre des boulons $n_b = 10$

$$F_{v\ sd} = \frac{304}{1 \times 10} = 30,4 \text{ kN}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$\text{Boulons M27} \longrightarrow A_s = 459 \text{ mm}^2 \longrightarrow F_p = 321,30 \text{ kN}$$

$$F_{v\ sd} = 30,4 \text{ kN} \leq F_{s\ rd} = 128,52 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad F_{v\ sd} \leq F_{v\ rd}$$

$$F_{v\ rd} = \frac{0,6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \quad (\text{le plan passe par la partie non filetée})$$

$$F_{v\ rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 459}{1,25} = 220,320 \text{ kN}$$

$$F_{v\ sd} = 30,4 \text{ kN} < F_{v\ rd} = 220,32 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.4.5. Assemblage platine –poutre

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure. Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine. Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

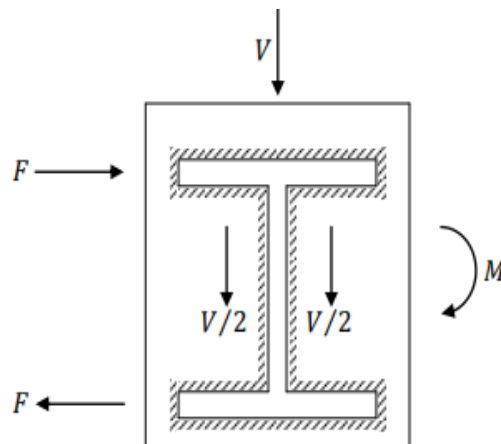


Figure VI.6. DISPOSITION DE CORDON DE SOUDURE.

On a :

$$\text{Nuance FeE510; } \beta_w = 0,9 ; \quad L_1 = 200 \text{ mm} ; \quad L_2 = 95 \text{ mm} ; \quad L_3 = 468 \text{ mm}$$

➤ **Distribution des efforts sur Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{304}{2} = 152 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{wrd}$$

Avec :

F_{wrd} : Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{wrd} = a \times l_w \times \frac{F_u}{\beta \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}$$

On a :

$$\text{S275} \rightarrow \begin{cases} F_u = 430 \text{ Mpa} \\ \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,30 \end{cases}$$

$$F_{wrd} = 5 \times 468 \times \frac{430}{0,85 \times 1,30 \times \sqrt{3}} = 525,72 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 152 \text{ KN} < F_{wrd} = 525,72 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.5 : Assemblage des contreventements

Pour le contreventement, le choix s'est porté sur des doubles UPN 300.100 L'effort normal maximum dans les palées est : $N_d = 1149,09 \text{ KN}$

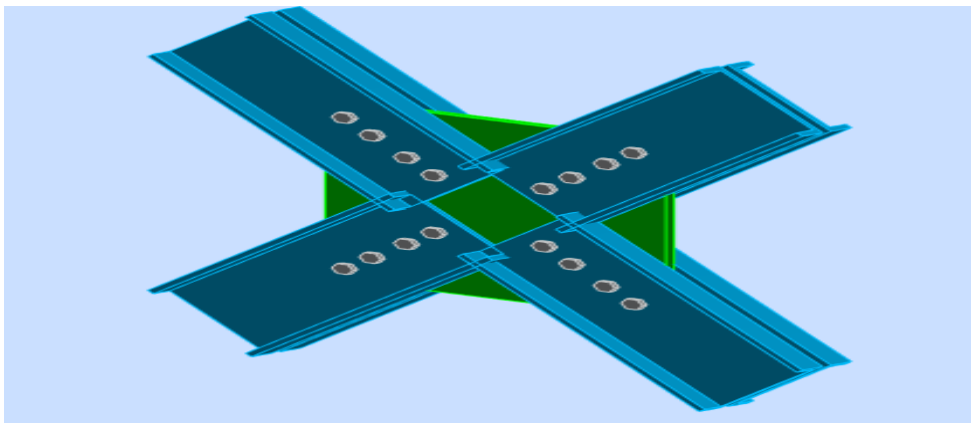


Figure VI .7 : assemblage contreventement 2UPN300 .

VI.5.1 Le choix des boulons :

- On choisit 4 boulons de diamètre M 22 de classe 8.8

$$M22 \Rightarrow d = 22 \text{ mm} ; d_0 = 24 \text{ mm} ; A_s = 303 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

VI.5.2 Disposition constructive des boulons :

-Les conditions de la disposition constructive sont :

$$1.2d_0 < e_1 < \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 28,8 < e_1 < 360 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 < p_1 < \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad 52,8 < p_1 < 200 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 < e_2 < \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 36 < e_2 < 360 \text{ mm}$$

$$3d_0 < p_2 < \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad 72 < p_2 < 200 \text{ mm}$$

VI.5.3 vérifications**➤ Condition de cisaillement :**

$$F_{v\text{sd}} = \frac{N_{sd}}{n_p \times n_b} \leq F_{t\text{rd}} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

n_p : Nombre de plan de cisaillement = 4

$$F_{v\text{sd}} = \frac{N_{sd}}{n_p \times n_b} = \frac{1149,09}{4 \times 4} = 71,81 \text{ KN}$$

$$F_{t\text{rd}} = \frac{0,6 \times 303 \times 800}{1,25} = 116,35 \text{ KN}$$

$$F_{v\text{sd}} = 71,81 \text{ KN} \leq F_{t\text{rd}} = 116,38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

➤ Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{v\text{sd}} < F_{b\text{rd}}$

$$F_{b\text{rd}} = \frac{2,5 \alpha \times d \times f_u \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$d=22 \text{ mm} \quad d_0 = 24 \text{ mm} ; t = 20 \text{ mm} ; \gamma_{Mb} = 1,25 ; f_u = 510 \text{ N/mm}^2;$$

$$e_1 = 60 \text{ mm} ; P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{ub}} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$F_{b\text{rd}} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 22 \times 510 \times 20}{1,25} = 417,20 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v\ sd} = \frac{N_{sd}}{4} = 287,27 \text{ KN}$$

$$F_{v\ sd} = 287,27 < F_{b\ rd} = 410,20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification a la traction :**

Il faut vérifie que :

$$F_{t\ sd} < F_{t\ rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{t\ rd} = \frac{0,9 \times 303 \times 800}{1,25} = 174,52$$

$$F_{t\ sd} = 71,81 \text{ KN} < F_{t\ rd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

On adoptera donc 4 boulons M22 de diamètre 22 mm de classe 8.8

L'épaisseur de la platine 20 mm

VI.6 : pied de poteau

VI.6.1 : 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 encastres. 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.

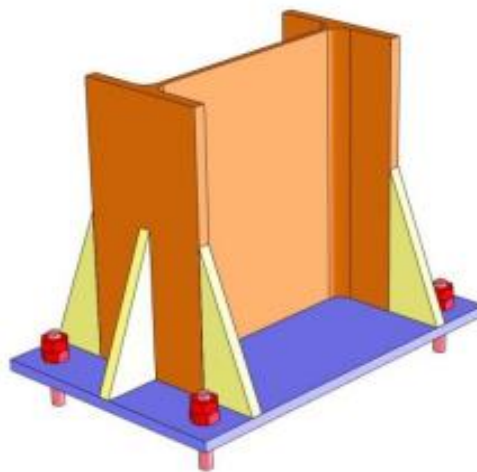


Figure VI .8 : assemblage pied de poteau .

VI.6.2 : 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 le plus sollicité **HEM900 +HEM 500**

$$N = 20484,10 \text{ KN}$$

Données :

Béton dosé à 350 Kg / m³

$$f_{ub} \text{ MPa} = 20 \text{ Mpa}$$

Nombre des tiges : n = 10

Il faut vérifier que :

$$\delta = \frac{N}{b \times h} \leq f_j = b_j \times k_j \times f_{cd}$$

Avec :

F_j : Résistance de la liaison (mortier-béton)

β_j : Coefficient relatif à la liaison, qui peut être pris égal à 2 / 3

k_j : Facteur de concentration ; peut être pris égal à 1,5.

F_{cd} : Résistance à la compression de béton

$$F_j = \frac{2}{3} \times 1,5 \times \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$b \times h > \frac{20484,10}{16,66} = 1229537,81 \text{ mm}^2$$

$$b = h = 1200 \text{ mm}$$

Soit une plaque d'assise de section 1200 x 1200 mm²

$$\text{Il faut vérifier que : } \delta = \frac{N}{b \times h} \leq \bar{\sigma}$$

➤ Calcul de la section portante :

Le moment résistant par unité de longueur de la cornière dans la plaque d'assise :

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \gamma_{mo}}$$

Il faut vérifier que :

$$M_{rd} \geq \frac{N_{sd}}{b \times h} \times \frac{u^2}{2} = \frac{20484,10}{1200 \times 1200} \times \frac{145^2}{2} = 149541,04 \text{ N}$$

➤ **Épaisseur de la platine**

$$t = \sqrt{\frac{6M_{rd} \times \gamma_{m0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 149541,04 \times 1,1}{355}} = 52,72 \text{ mm}$$

On prend : $t = 55 \text{ mm}$

➤ **Largeur additionnel c**

$$C = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_j \times \gamma_{m0}}} = 55 \sqrt{\frac{355}{3 \times 16,66 \times 1,1}} = 139,75 \text{ mm}$$

C=140 mm

○ La section portante de la plaque d'assise sous l'effort de compression :

$$A_{eff} = 2 \times (b + 2c) (c + 55 + t_f) + (h - 2t_f - 2c) (2c + t_w) = 688150 \text{ mm}^2$$

VI.6.3 Vérification de la résistance

1. Béton

$$N_{sd} \leq N_{crd} = f_j \times A_{eff}$$

$$20484,10 \text{ KN} \leq N_{crd} = 25720,54 \text{ KN}$$

2. Platine

$$M_{sd} (\text{platine}) < M_{crd}$$

$$M_{sd} = \frac{f_j \times c^2}{2} = \frac{16,66 \times 140^2}{2} = 163268 \text{ N.mm}^2$$

$$M_{crd} = \frac{w_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 86,06 \times 10^3 \text{ N}$$

Avec :

$$w_{ely} = \frac{tp^2}{6} = 266,66 \text{ mm}$$

❖ **Tige d'ancrage :**

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur :

- La longueur de scellement (l_1).
- La longueur de scellement (l_1).
- Le rayon de courbure (r).
- Le retour de courbure (l_2).

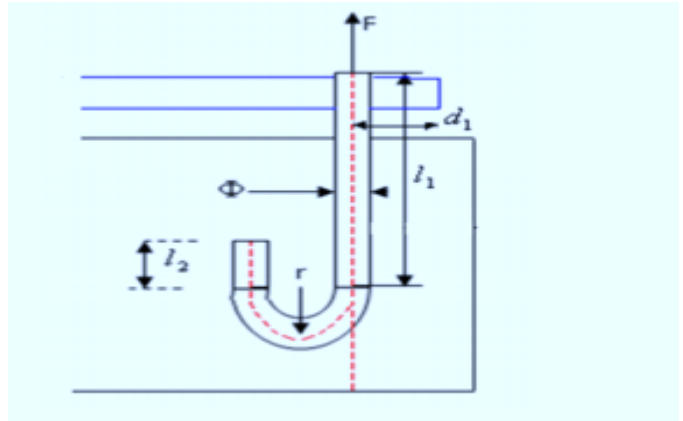


Figure VI .9 Dimensions tiges d'ancrage.

❖ **Effort admissible**

$$N a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times g c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d}\right)^2} \times (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) \geq \frac{n s d}{n}$$

Avec

gc : Dosage en ciment du béton à 350 kg/m³ de ciment

d1 ; distance entre la tige et la paroi la plus proche d1 = 150cm

$$r = 3\phi \quad l_1 = 20\phi \quad l_2 = 2\phi$$

$$4.55\phi^2 - 71.58\phi - 4155.25 \geq 0 \Rightarrow \phi \geq 29.1$$

On prend $\phi = 33$ mm et $r = 99$ mm $l_1 : 660$ mm $l_2 : 66$ mm

❖ **Condition d'équilibre selon le code ; (BAEL)**

Il faut vérifier que : $F_a \geq \frac{N}{n}$

$$\text{Avec : } F_a = \pi \times \phi \times \tau_{su} \times l_s$$

l_s : Longueur de scellement droit

ϕ ; Diamètre de la tige lisse

τ_{su} : Contrainte d'adhérence définie précédemment

F_a : Effort de traction

$$\tau_{su} = 0.6 \times \phi^2 \times f_{tj} \quad \text{avec } \phi = 1 \text{ et } f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1^2 \times 2.1 = 1.26 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$F_a = 3.14 \times 33 \times 1.26 \times 6600 = 751932,72 \text{ daN} \geq 204841 \text{ dan.}$$

Conclusion :

On adoptera des platines de (1200,1200,40), et de 10 tiges de $\varnothing 33$.

VI. 7 : ASSEMBLAGE POTEAU- POTEAU

Données de calcul :

Ces valeurs sont tirées directement du logiciel ETABS 2017 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 3284,24 \text{ KN} \\ M_{sd} = 458,26 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 234,05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

On vérifiera en premier lieu d'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

VI.7.1.a. ASSEMBLAGE DES SEMELLES PAR COUVRE JOINT :

Les données :

Boulons HR10-9 $\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$.

Coefficient de frottement $\mu = 0.3$.

$K_s = 1$ (trous nominaux).

$$\gamma_{ms} = 1.25$$

Le choix des boulons :

On choisit 14 boulons, 30 mm de diamètre (M30) de classe, HR .10.9

$$M 30 \Rightarrow d = 30 \text{ mm et } d_0 = 33 \text{ mm}$$

➤ **Disposition constructive des boulons :**

-Les conditions de la disposition constructive sont :

$1.2d_0 < e_1 < \max(12t, 150\text{mm})$	$37,5 < e_1 < 360 \text{ mm}$
$2.2d_0 < p_1 < \min(14t, 200\text{mm})$	$69 < p_1 < 200 \text{ mm}$
$1.5d_0 < e_2 < \max(12t, 150\text{mm})$	$47,5 < e_2 < 360\text{mm}$
$3d_0 < p_2 < \min(14t, 200\text{mm})$	$99 < p_2 < 200\text{mm}$

➤ On choisit une platine de (900 x 900 x 30) mm

- **Valeur de l'effort normal dans la semelle supérieur :**

$$N = \frac{m s d}{(h - t f)} = \frac{458,2}{910 - 40} = 526,68 \text{ KN}$$

- **Valeur de l'effort normal dans la semelle inférieur :**

$$N_n = N_{sd} \times \frac{b \times t f}{A} = 3284,24 \times \frac{524 \times 40}{(423 + 344) \times 10^2} = 1839,6 \text{ KN}$$

- **Valeur de l'effort normal total :**

$$N_{\text{tot}} = N_m + N_n = 526,68 + 1839,6 = 2366,28 \text{ KN}$$

• **Vérification de la résistance au glissement**

$$F_{v \text{ sd}} = \frac{N_{sd}}{n_p \times n_b} \leq F_{s \text{ rd}} = \frac{k_s \times \mu \times n \times f_p}{\gamma_{ms}}$$

n_p : Nombre de plan de cisaillement = 2

$$F_{v \text{ sd}} = \frac{N_t}{n_p \times n_b} = \frac{2366,28}{2 \times 14} = 84,81 \text{ KN}$$

$$F_{t \text{ rd}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 1000 \times 561}{1,25} = 94,358 \text{ KN}$$

$$F_{v \text{ sd}} = 84,81 \text{ KN} \leq F_{t \text{ rd}} = 94,358 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la pression diamétrale sur la semelle :**

Il faut vérifier que : $F_{v \text{ sd}} < F_{b \text{ rd}}$

$$F_{b\ rd} = \frac{2,5 \alpha \times d \times f_u \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$d=30\text{ mm} ; d_0 = 33\text{ mm} ; t = 30\text{ mm} ; \gamma_{Mb} = 1,25 ; f_u = 510\text{ N/mm}^2;$$

$$e_1 = 60\text{ mm} ; P_1 = 100\text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{ub}} \right\} \longrightarrow \alpha = 0,56$$

$$F_{b\ rd} = \frac{2,5 \times 0,56 \times 30 \times 510 \times 30}{1,25} = 514,08\text{ KN}$$

Pour un boulon on à :

$$F_{v\ sd} = 84,81\text{ KN}$$

$$F_{v\ sd} = 84,81\text{ KN} < F_{b\ rd} = 514,08\text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

➤ Vérification de la contrainte de traction dans la semelle

$$A_{\text{brute}} = b \times t_f = 524 \times 40 = 20960\text{ mm}^2$$

$$A_{\text{net}} = (b - 2d) \times t_f = 18800\text{ mm}^2$$

$$\delta = \frac{Nt}{A_{\text{net}}} = \frac{2366,28}{18800} = 125,86 < 355 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

VI.7.2 ASSEMBLAGE DES AMES PAR COUVRE-JOINT

Ils assurent la transmission de l'effort tranchant et de l'effort normal dans l'âme.

Les données :

Boulons HR10-9 $\Rightarrow f_{ub} = 1000\text{ Mpa}$.

Coefficient de frottement $\mu = 0.3$.

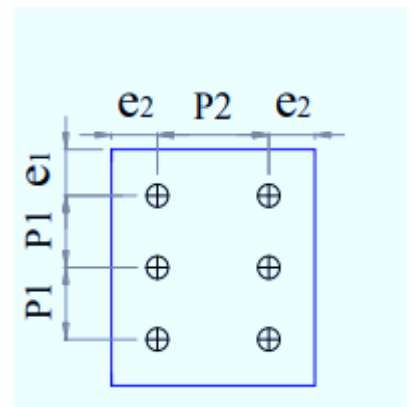
$K_s = 1$ (trous nominaux).

$\gamma_{ms} = 1.25$

• Le choix des boulons :

On choisit 8 boulons, 27mm de diamètre (M27) de classe, HR .10.9

M 27 $\Rightarrow d = 27\text{ mm}$ et $d_0 = 30\text{ mm}$



➤ **Disposition constructive des boulons**

-Les conditions de la disposition constructive sont :

$1.2d_0 < e_1 < \max(12t, 150\text{mm})$	$36 < e_1 < 360 \text{ mm}$
$2.2d_0 < p_1 < \min(14t, 200\text{mm})$	$66 < p_1 < 200 \text{ mm}$
$1.5d_0 < e_2 < \max(12t, 150\text{mm})$	$45 < e_2 < 360\text{mm}$
$3d_0 < p_2 < \min(14t, 200\text{mm})$	$90 < p_2 < 200\text{mm}$



➤ On choisit une platine de (500 x 500 x 30) mm

VI.7.3 Sollicitations ramenées au centre de rotation O du demi couvre –joint

$$V_0 = V_{sd} = 234,05 \text{ KN}$$

$$N_0 = N_{sd} \times \frac{h \times t_w}{A} = 1481,62 \text{ KN}$$

$$M_0 = v \times e = 55,10 \text{ KN.m}$$

VI.7.4 La valeur de l'effort qui sollicite chaque boulon :

$$F_i' = \frac{V}{nb/2} = \frac{234,5}{4} = 58,51 \text{ kn (suivant z) "composante verticale"}$$

$$F_i'' = \frac{N w}{nb} = 185,20 \text{ kn (suivant x) "composante horizontale"}$$

Avec :

$$N_w = N - 2 N_{nf} = 1481,62 \text{ kn}$$

$$F_i''' = 50,12 \text{ KN}$$

La somme vectorielle permet d'obtenir la résultante des efforts tranchants exercés sur le boulon le plus sollicité, on trouve :

Composante horizontale de $\vec{V}$

$$\vec{V}_x = F_i' + F_i'' \times \frac{y^3}{\sqrt{x_3^2 + Y_3^2}} = 230,88 \text{ KN}$$

Composante verticale de $\vec{V}$

$$\vec{V}_y = Fi'' + Fi''' \times \frac{y^3}{\sqrt{x_3^2 + Y_3^2}} = 89,81 \text{ KN}$$

La résultante :

$$\vec{V}_R = \sqrt{\vec{V}_x^2 + \vec{V}_y^2} = 247,73 \text{ KN}$$

VI.7.5 VERIFICATION DES DIAMETRES DES BOULONS :

Il faut vérifier que $\vec{V}_R \leq F_{srd} = \frac{k_s \times \mu \times n \times f_p}{\delta_{ms}}$

Avec :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad \Rightarrow \quad A_s \geq F_{srd} = \frac{v \times \delta_{ms} \times n \times f_p}{0,7 \times \mu \times K_s \times n} = 368,64 \text{ KN}$$

Boulon M 27 $A_s = 465 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée**➤ Vérification de la pression diamétrale sur la semelle :**Il faut vérifier que : $F_{v sd} < F_{b rd}$

$$F_{b rd} = \frac{2,5 \alpha \times d \times f_u \times t}{\gamma_{mb}}$$

 $d = 27 \text{ mm} ; d_0 = 30 \text{ mm} ; t = 30 \text{ mm} ; \gamma_{Mb} = 1,25 ; f_u = 510 \text{ N/mm}^2 ;$ $e_1 = 50 \text{ mm} ; P_1 = 80 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{ub}} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,51$$

$$F_{b rd} = \frac{2,5 \times 0,56 \times 30 \times 510 \times 30}{1,25} = 468,18 \text{ KN}$$

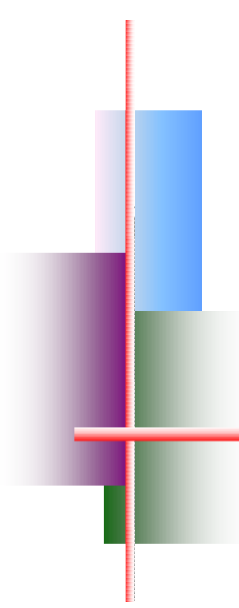
Pour un boulon on a :

$$F_{v sd} = 84,81 \text{ KN}$$

 $F_{v sd} = 84,81 \text{ KN} < F_{b rd} = 514,08 \text{ KN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Conclusion

- ✓ Les assemblages ont pour rôle de transmettre les efforts de traction, de compression et de cisaillement d'une pièce à l'autre
- ✓ La présence du raidisseur de platine d'extrémité permet une augmentation de la résistance de l'assemblage



Chapitre VII



FERRAILLAGE DES

ELEMENTS EN BETON

VII. FERRAILLAGE DES VOILES

VII.1. GENERALITES

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Ces éléments peuvent être :

En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ; En béton armé ou non armé, et appelés voiles. On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

VII.2 INTRODUCTION

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure 1 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

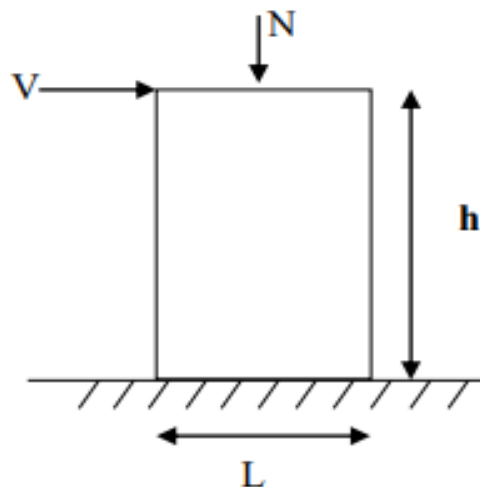


Fig. VII.1: modèle général d'un voile.

VII.3 Calcul des voiles de noyau central

VII.3.1 Conception

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

➤ **Les Armatures verticales :**

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

➤ **Les Armatures horizontales**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VII.3.2. Principe de calcul

- **$G + Q \pm E$**
- **$0,8G + E$**
- Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des moments et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).
- Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :
 - Armatures verticales.
 - Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
 - Armatures transversales.

❖ Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$$\begin{cases} A_{min} = 0,15\% \times b \times h & \dots \dots \dots \text{dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0,10\% \times b \times h & \dots \dots \dots \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

- L'espacement : $St \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m².
Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

a. Situation durable

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$.

b. Situation accidentelle

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=21,74\text{MPa}$.
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$.

VII. 3.3. Détermination de l'épaisseur du voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes (A 7.7.1/R.P. A 99/03) :

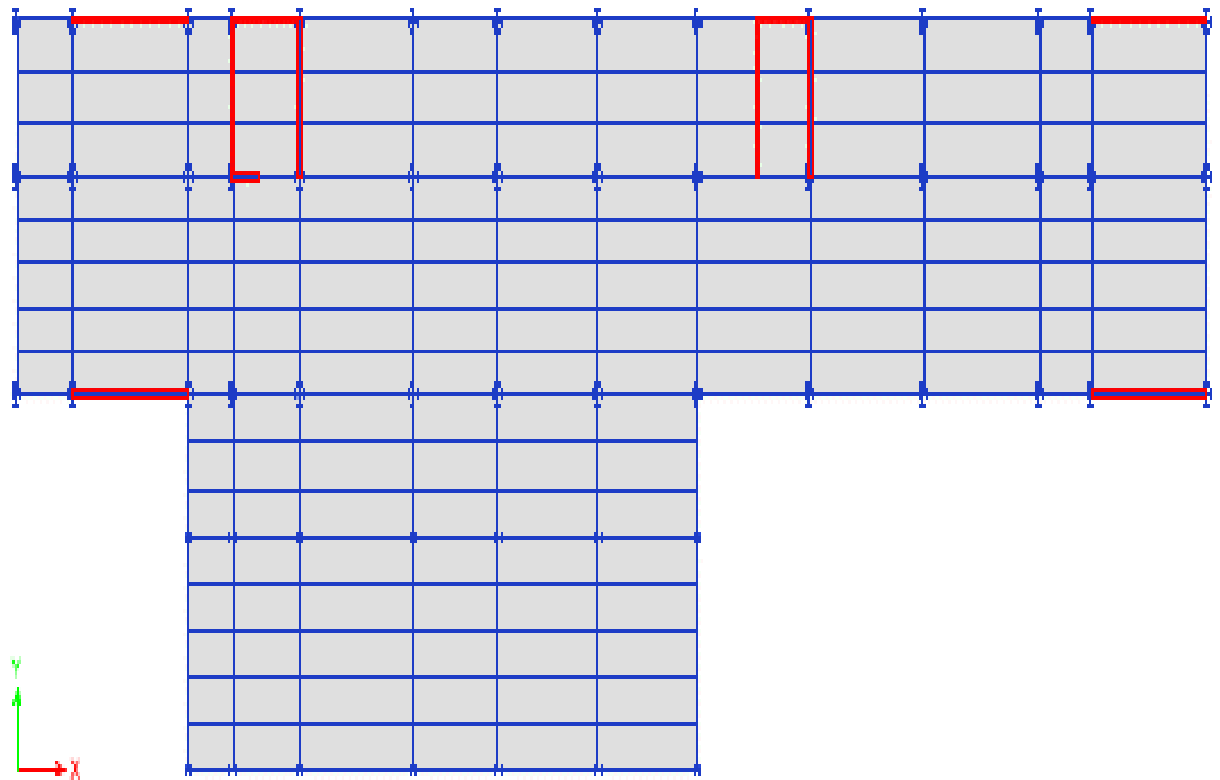


Figure VII.2: Dispositions des voiles du noyau central.

✓ $e \geq 15\text{cm}$

✓ $e \geq h_e / 22,5$

✓ $L \geq 4 e$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : L'épaisseur du voile.

L : La longueur du voile.

Dans notre cas : $h_e = 4,6\text{ m}$

$e > 4,5 / 22,5 = 0,25\text{ m}$

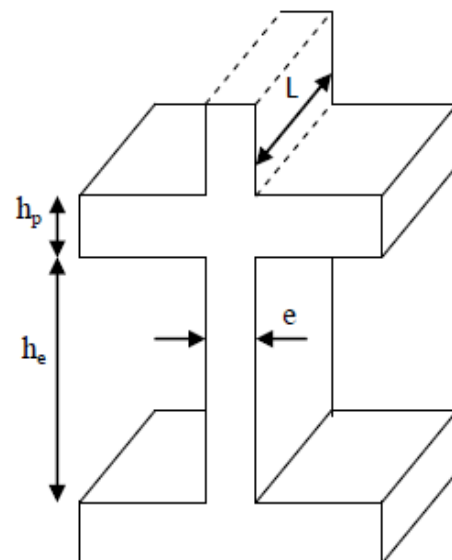


Figure VII.3: Coupe du voile en élévation.

$$e = 0,25 \text{ m} \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$L = 5,1 \text{ m} \geq 4 e = 1 \text{ m} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$V1 \begin{cases} e = 0,25 \text{ m} \\ L = 7,05 \text{ m} \end{cases}$$

$$V2 \begin{cases} e = 0,25 \text{ m} \\ L = 5,1 \text{ m} \end{cases}$$

❖ Contraintes limites de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u} = (0,2 f_{c28}) = 6,25 \text{ MPa}$

$$\text{Où : } \tau_u = \frac{V}{b_0 d}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile $= 0,9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

❖ Exemple de calcul

Voile (V1 A) ; $b_0 = 0,25 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 4,6 = 4,14 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 d} = \frac{3867,56 \times 10^3}{0,25 \times 4,17 \times 10^6} = 3,73 \text{ MPa}$$

Tableau VII.1: Vérification Contraintes limites de cisaillement

Voile	Epaisseur (m)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
V1/1	0.25	3867,56	3,73	6,25	Vérifiée
V1/2	0,25	3412,04	3,43	6,25	Vérifiée
V1/3	0,25	2309,16	2,76	6,25	Vérifiée
V1/4	0.25	2014,65	2,23	6,25	Vérifiée
V2/1	0,25	1863,71	2,20	6,25	Vérifiée
V2/2	0.25	1494,65	1,94	6,25	Vérifiée

VII.3.4 Les armatures longitudinales

Le calcul se fait avec la méthode des moments :

L : longueur du voile.

Ep : épaisseur du voile.

W : moment statique du voile $W = \frac{L^2 \times Ep}{6}$

S : surface du voile.

M : moment max $M = 5603,34 \text{ KN.m}$

N : l'effort normal $N = 13660,75 \text{ KN}$

σ_t : La contrainte de traction $\sigma_t = \frac{M}{W} - \frac{N}{S}$

σ_c : La contrainte de compression $\sigma_c = \frac{M}{W} + \frac{N}{S}$

Lt : La longueur de traction $Lt = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t}$

As : La section nécessaire des armatures $As = \frac{\left(0,5 \frac{\sigma_t \times Lt \times Ep}{f_e}\right)}{Lt}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Voile	L(m)	Ep (m)	S (m ²)	W (m ³)	M KN.m	N(KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt(m)
V1	7,05	0.25	1,76	2.07	5603,34	13660,75	-19,33	3,48	5,97
V2	5,1	0.25	1.27	1.08	4331,81	9847,82	-3,76	11,76	4,12

Tableau VII.2: Choix du ferraillage des voiles

Niveaux	Voile	As (cm ²)	As adopté(cm ²)	Choix d'armature
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	V1	124.06	128.68	16T32
	V2	101.09	104.55	13T32

3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{em}	V1	73.88	78.54	16T25
	V2	59.66	96.51	12T32
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	V1	59,07	68,72	14T25
	V2	47,44	49,04	10T25
9 ^{eme} ; 10 ^{eme} ; 11 ^{eme} ; 12 ^{eme}	V1	42.99	43.98	14T20
	V2	33.65	37.70	12T20
13 ^{eme} ; 14 ^{eme}	V1	28.02	31.42	10T20
	V2	14.78	18.85	6T20

VII.3.5 Les armatures horizontales

La section A_t des armatures d'âme est donnée par relation suivante :

$$\frac{A_t}{B_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8 \times f_e}$$

Dans notre cas on n'a pas de reprise de bétonnage ($K=1$)

$$A_t \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8 \times f_e} \times B_0 \times S_t = \frac{3,73 - (0,3 \times 2,1 \times 1)}{0,8 \times 400} \times 250 \times 150 = 3,63 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3: Ferraillage des armatures horizontales

Voile	Epaisseur (m)	τ_u (MPa)	A_t (cm ²)	Choix	A_t (cm ²)
V1/1	0.25	3,73	3,63	2T16	4,02
V1/2	0.25	3,43	3,28	2T16	4,02
V1/3	0.25	2,76	2,49	2T14	3,08
V1/4	0.25	2,23	1,87	2T12	2,26
V2	0.25	2,20	1,83	2T12	2,26
V2	0.25	1,94	1,53	2T10	1,57

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² :

On opte des épingles de **T8 e=15cm**.

❖ Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_{recouvrement} = 50 \varnothing l$ en zone sismique III.

Pour :

$$T16 \rightarrow L_{recouvrement} = 70,4 \times 1,6 = 112,64 \text{ cm}$$

$$T12 \rightarrow L_{recouvrement} = 70,4 \times 1,2 = 84,48 \text{ cm}$$

$$T14 \rightarrow L_{recouvrement} = 70,4 \times 1,4 = 98 \text{ cm}$$

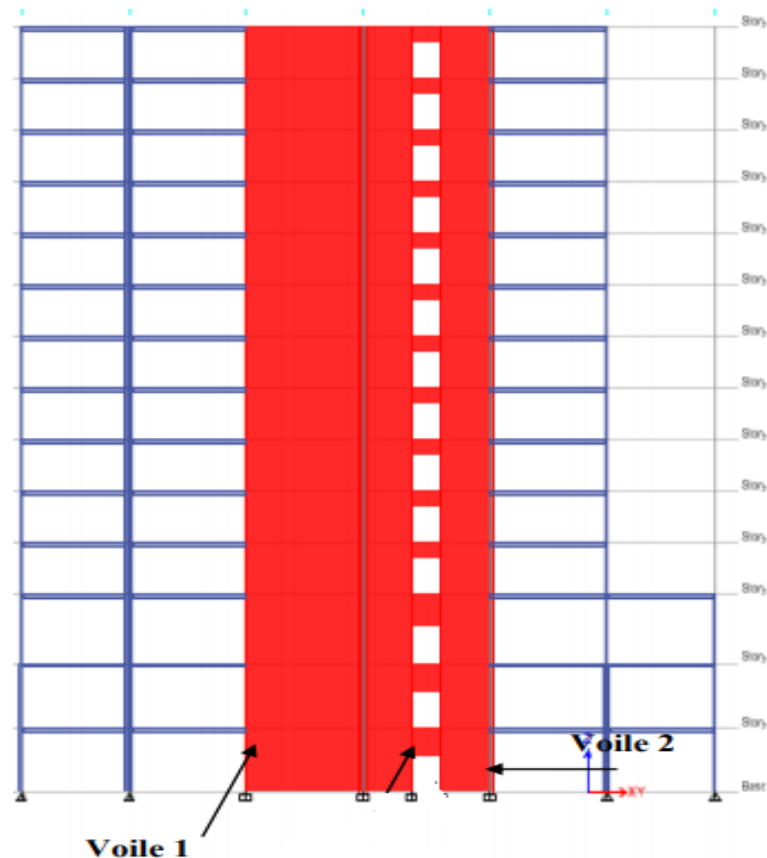


Figure VII.4 : dispositions des voiles .

Disposition des armatures

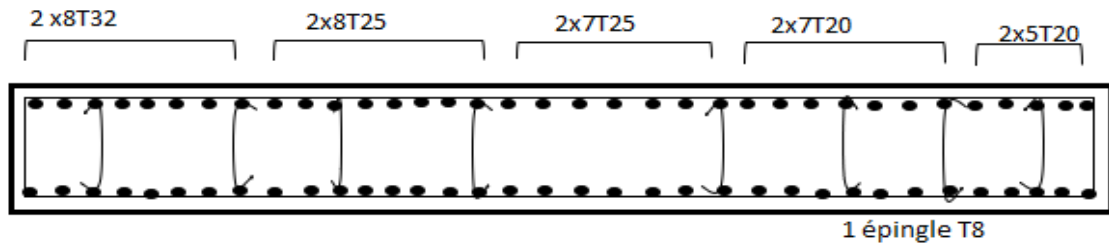


Figure VII.5 : schéma de ferraillage de voile v1.

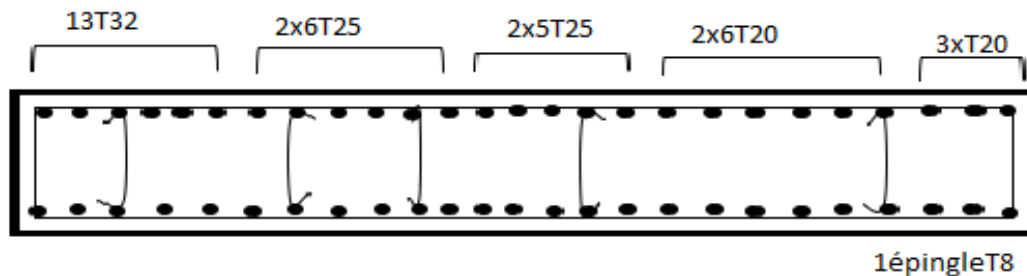


Figure VII.6 : schéma de ferraillage de voile v2.

VII.4. Ferraillage de la dalle du plancher mixte :

VII.4.1 Introduction :

Le développement de la construction mixte a connu un très grand essor, les avantages tirés de l'astucieuse association acier-béton du point de vue mécanique n'est plus à démontrer. Parmi les avantages tirés de cette union nous pouvons citer :

- Les tôles profilées servent de coffrage pour le coulage du béton ce qui entraîne la réduction du temps de construction, ces dernières jouent aussi le rôle d'armature active.
- La présence des nervures est essentielle pour obtenir une bonne adhérence acier-béton.
- Les nervures formant des canalisations noyées dans la dalle permettent l'installation de réseaux électriques ou d'air condition

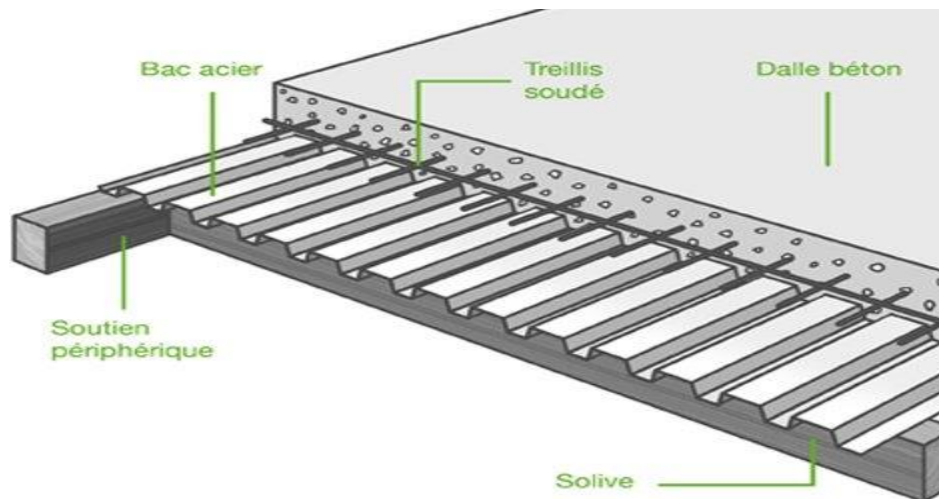


Figure VII.7 : schéma de la dalle du plancher mixte.

VIII.3.2. Principe de Calcul :

Le ferraillage de la dalle doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux solives
- 33cm : Dans le sens perpendiculaire aux solives

Une section en (cm^2/ml) égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{sx} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,1 \times h_0 \\ 2160 / \delta_e \end{array} \right.$$

h : étant l'épaisseur de la dalle ;

δ_e : est la limite élastique des aciers en MPa

- Le ferraillage des appuis intermédiaires est assuré par des aciers en chapeau lorsque la continuité est prise en compte et/ou lorsqu'un revêtement de sol fragile ou des cloisons maçonnées sont prévus.

VIII.3.3. Détermination de la section d'armature :

- Armatures perpendiculaires

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 = 15 \text{ cm} \\ \delta_e = 400 \text{ mpa} \end{array} \right. \quad A_{sx} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,1 \times h_0 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \frac{2160}{\delta_e} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \quad A_{sx} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles

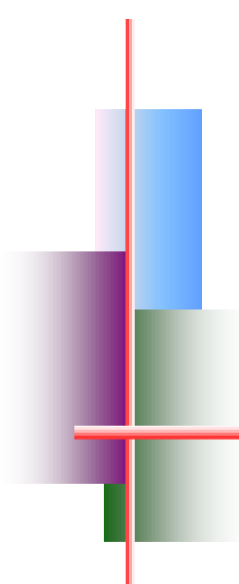
$$A_{sy} = \frac{A_{sx}}{2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

On adoptera un ferraillage commun pour tout le plancher, soit une nappe de treillis soudée $\phi 8$ de maille 15x15

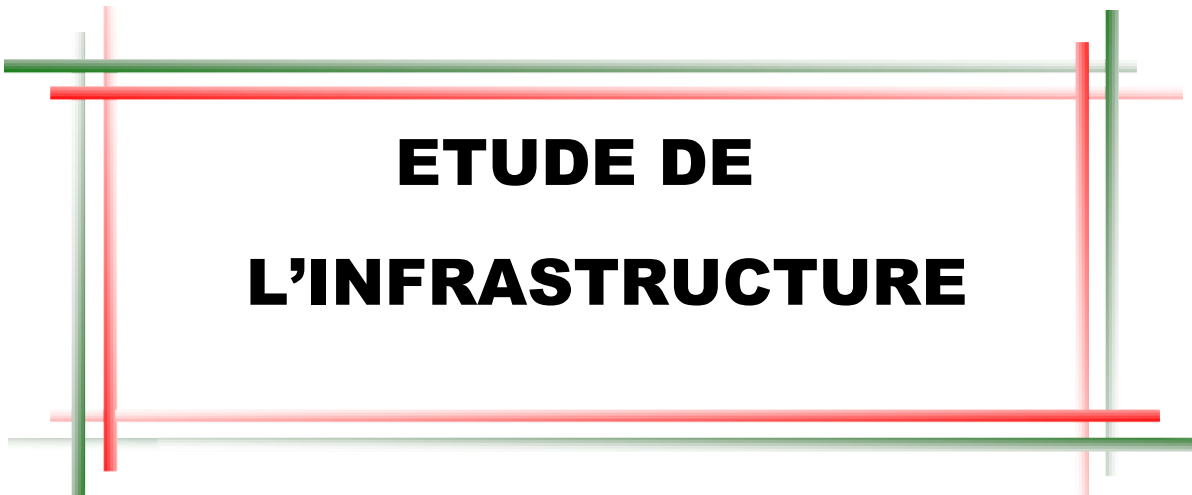
Conclusion

On conclut que le choix et la disposition des voiles de contreventement est un facteur important pour avoir une bonne conception.

La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties (excentricité presque nulle) donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet



Chapitre VIII



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VIII.1. INTRODUCTION

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

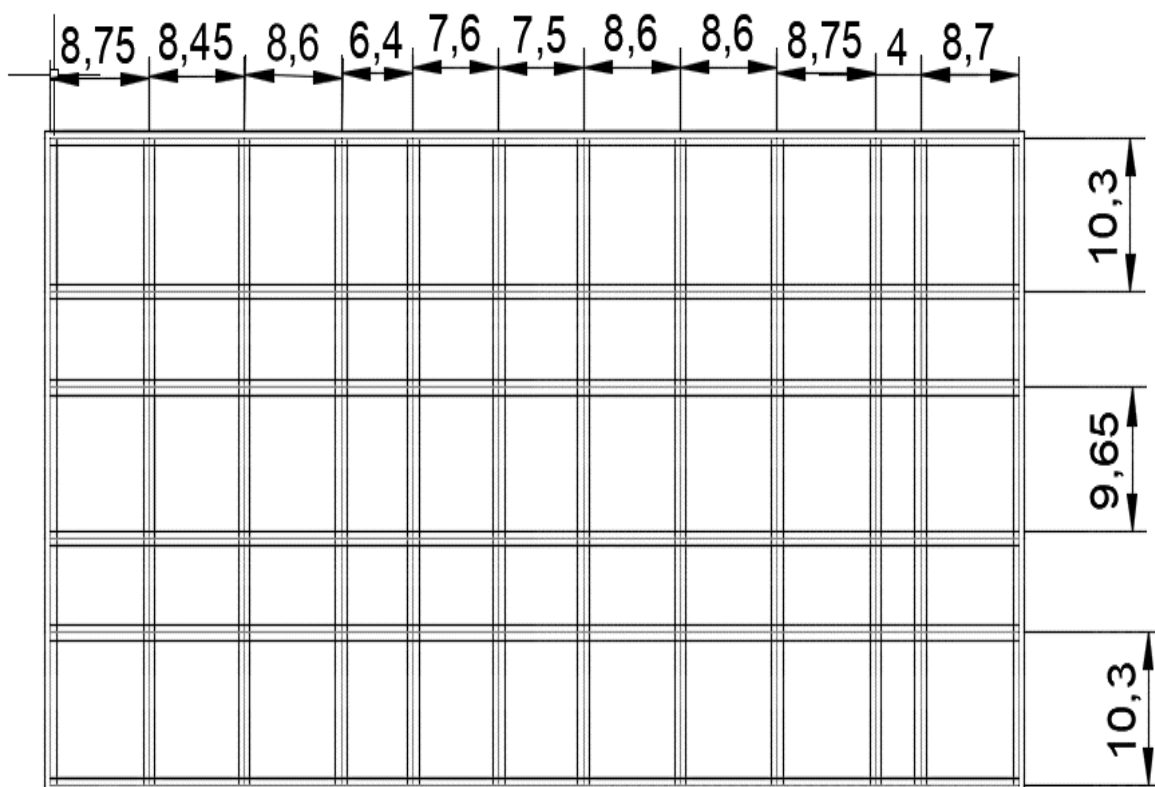


Figure VIII .1: plan de 1er sous-sol .

VIII .1.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
 - Epaisseur $e \geq 15$ cm

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

VIII .1.3. ÉVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,7\text{m} \quad ; \quad L_y = 10,3\text{m}.$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$Q = A. \gamma. H$$

Avec :

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ = Poids spécifique des terres ($\gamma_h=20\text{kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile ($H=3,7\text{m}$).

φ : Angle de frottement de remblai.

$$\varphi = 28^\circ$$

$$A = f(\varphi) = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,36$$

$$\text{Donc : } Q = A \times \gamma \times H = 0,36 \times 20 \times 3,7 = 26,64$$

$$Q_u = 1,35 \times Q = 1,35 \times 26,64 = 35,96 \text{ KN/ml}$$

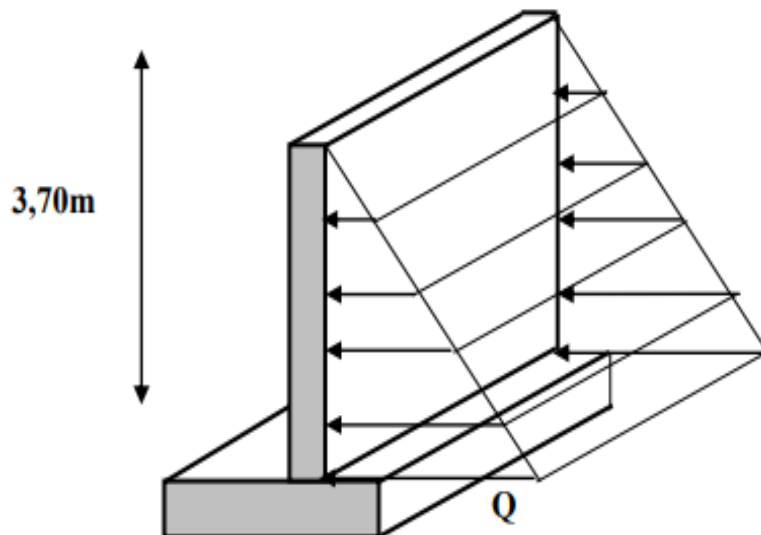


Fig. VIII .2. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

VIII .1.4. EFFORT DANS LA DALLE

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{10,3} = 0,402 > 0,4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$ELU \quad v = 0 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,1062 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

Avec :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et v (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU) (voire cours béton arme BAEL 91).

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,1062 \times 35,96 \times 3,7^2 = 52,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,25 \times 20,40 = 13,07 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 44,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 11,10 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 26,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 5,55 \text{ KN.m}$$

VIII.1.5. CALCUL DU FERRAILLAGE

On a:

$$b = 1\text{ m} ; h = 20\text{ cm} ; d = 18\text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII .1 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	$M \text{ (KN.m)}$	μ	Z	A_s'	$A_{s\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix adopté	$A_s(\text{cm}^2)$
Travée	X-X	44,43	0,078	17,28	0	7,38	6T14	9,23
	YY	11,10	0,019	17,82	0	1,78	6T8	3,032
Appuis	X-X	26,14	0,046	17,67	0	4,25	6T10	4,71
	YY	5,55	0,009	9,18	0	1,73	6T8	3,02

VIII.1.6. CONDITIONS EXIGÉES PAR LE RPA99/version 2003

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2,0 \text{ cm}^2$$

VIII .1.7. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ pour les barres de FeE400} \begin{cases} A_x^{min} = 8 \times 10^{-4} \left[3 - \frac{370}{1030} \right] \frac{100 \times 18}{2} = 1,85 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Moment en travée**

$$A_x = 9,23 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,02 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$A_x = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,02 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2 \times l_x + l_y} = \frac{35,96 \times 3,7 \times 10,3}{(2 \times 3,7) + 10,3} = 195,49 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{35,96 \times 3,7}{3} = 44,35 \text{ KN}$$

$$T_u = \max(T_x; T_y) = 195,49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{195,49 \times 10^3}{1000 \times 180} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,397 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Il faut vérifier que :

$$\text{Pour le béton : } \sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour l'acier : } \sigma_s = n \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \times (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right)$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$Q_s = Q = 26,54 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{10,3} = 0,402 > 0,4 \quad \text{Donc la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$ELS \quad v = 0,2 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,1087 \\ \mu_y = 0,3077 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,1087 \times 26,54 \times 3,7^2 = 39,49 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,3077 \times 26,54 = 8,16 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 33,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,94 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 19,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 4,08 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VIII. 2: Calcul des contraintes du voile périphérique

	Sens	$M \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\overline{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\overline{\sigma}_s \text{ (MPa)}$
Travée	X-X	33,56	7,92	5,459	24107,200	5,60	15	261,88	201,63
	Y-Y	6,94	3,02	3,61	10948,56	2,29	15	136,82	201,63
Appuis	X-X	19,75	4,02	4,09	13947,91	5,80	15	295,34	201,63
	Y-Y	4,08	3,02	3,61	10948,56	1,35	15	80,43	201,63

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes du voile périphérique

	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	Vérifiée	Non Vérifiée
	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	Vérifiée	Non Vérifiée
	Vérifiée	Vérifiée

Augmentation de la section d'armature dans le sens (X-X)

Tableau VIII.4 : Vérification de contrainte du voile périphérique (Sens X-X)

	Sens	$M (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_s (MPa)$	$\overline{\sigma_s} (MPa)$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	X-X	33,56	11,31	6,70	31558,28	186,62	201,63	Vérifiée
Appuis	X-X	19,75	6,28	4,87	20085,37	192,38	201,63	Vérifiée

Tableau VIII.5: Choix du ferrailage du voile périphérique

	Sens	Choix adopté	Section (cm ²)
Travée	X-X	10T12	11,31
	Y-Y	6T8	3,02
Appuis	X-X	8T10	6,28
	Y-Y	6T8	3,02

➤ Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,20}{3,7} = 0,054 \geq \frac{33,56}{20 \times 39,49} = 0,042 \\ \frac{0,20}{3,7} = 0,054 \geq 0,037 \text{ à } 0,028 \\ \frac{A_s}{100 \times 18} = 4,4 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Toutes les vérifications sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

VIII.2. Les poteaux mixtes

VIII.2.1. Introduction

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non. Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes :

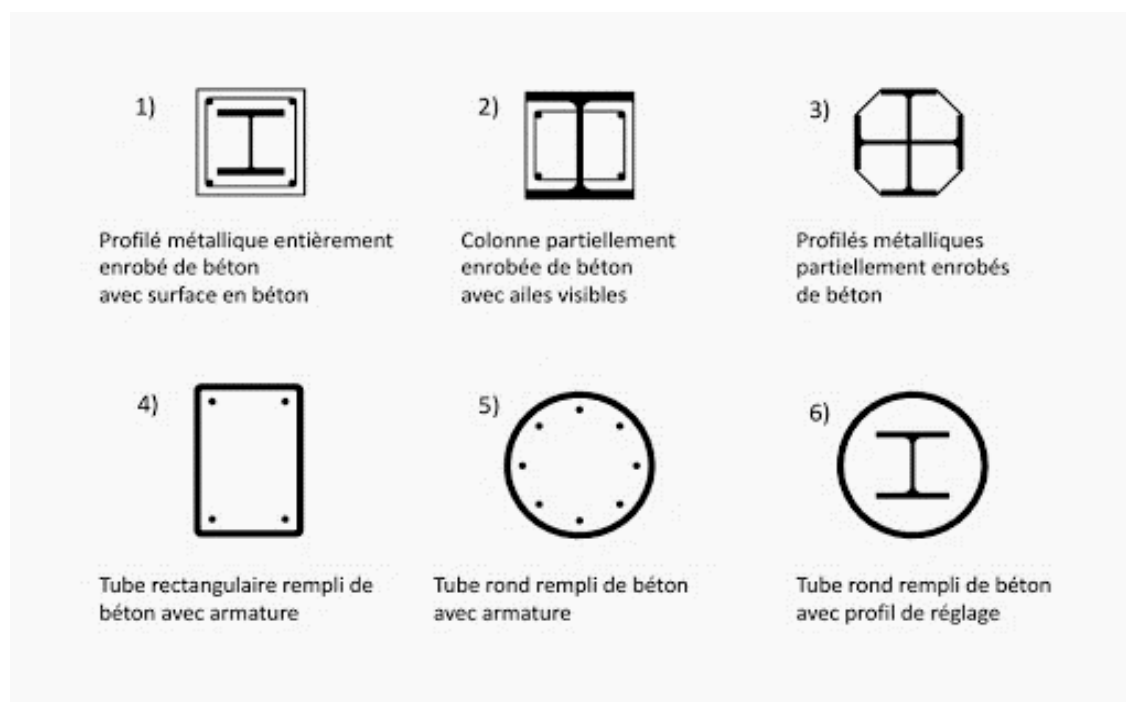


Fig. VIII.3 : Exemples de poteaux mixtes.

VIII.2.2. Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton Ces matériaux sont décrits dans différents codes.

Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [EC2, EC3, EC4].

VIII.2.3 Méthodes de calcul

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes. La première est une Méthode Générale qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés. La seconde est une Méthode Simplifiée utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux. Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

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

Remarque

Dans notre cas on va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau entièrement enrobé soumis à compression axiale.

VIII.2.4. Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

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

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau est telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir $\delta = \frac{(A_a \times f_y) / \gamma_{m0}}{N_{pl,rd}}$ est compris entre 0,2 et 0,9 ;
- L'élanement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0 ;
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :
 - Dans le sens y : $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$;
 - Dans le sens z : $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$ avec b_c et h_c définis à la figure VIII.4

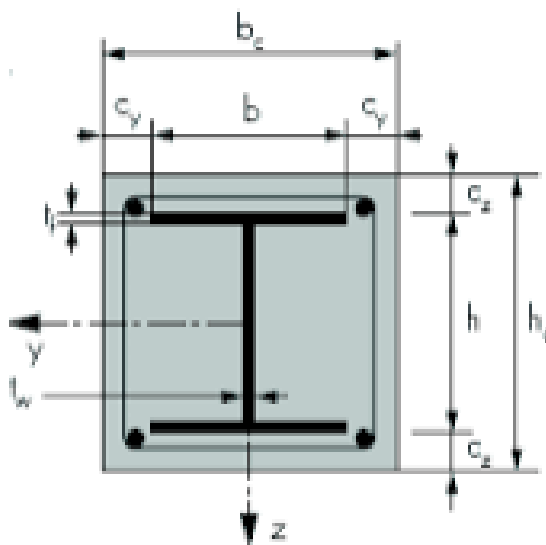


Figure VIII .4 Sections transversale de poteau entièrement enrobé.

- On propose un poteau mixte totalement enrobé avec un profile HEM300 et de section (500*500) et armateur $8 \phi 16$.

VIII.2.5 Caractéristique de la section mixte

a) Acier HEM300

Tableau VIII .6 : Caractéristiques du profilé HEM 300

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
238	303,1	340	310	39	21	59200	19400	4078	1913	13.98	8.00

b) Armateurs 8 ϕ 16

$$A_s = 1608 \text{ mm}^2$$

$$I_s = N_{\text{barre}} \times A \times d^2$$

$$I_{sy} = n_s \times \frac{\pi \times \phi_A^2}{4} \times \left[\left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi_A}{2} + \phi_t + c \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sy} = 6 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times \left[\left(\frac{500}{2} - \left(\frac{16}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sy} = 6 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times [250 - (8 + 8 + 40)]^2$$

$$I_{sy} = 30.58 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = n_s \times \frac{\pi \times \phi_A^2}{4} \times \left[\left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi_A}{2} + \phi_t + c \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sz} = 6 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times \left[\left(\frac{500}{2} - \left(\frac{16}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sz} = 6 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times [250 - (8 + 8 + 40)]^2$$

$$I_{sz} = 45.42 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Avec :

n_s : Nombre des armatures dans la file.

C : enrobage.

ϕ_A : Diamètre des armatures.

ϕ_t : Diamètres de cadre.

c) Béton de section (500*500)

$$A_c = [A_{\text{béton}} - (A_{\text{barre}} + A_{\text{profilé}})]$$

$$A_c = [500 \times 500 - (1608 + 30310)]$$

$$A_c = 2,18 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sy} + I_{ay}]$$

$$I_{cy} = \frac{500 \times 500^3}{12} - [30.58 \times 10^6 + 59200 \times 10^4]$$

$$I_{cy} = 4.58 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sz} + I_{az}]$$

$$I_{cz} = \frac{500 \times 500^3}{12} - [45.42 \times 10^6 + 19400 \times 10^4]$$

$$I_{cz} = 4.96 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- La rigidité élastique**

$$EI_y = E_a \times I_{ay} + 0.6 E_{cd} \times I_{cy} + E_s \times I_{sy}$$

$$EI_y = 2.1 \times 10^5 \times 59200 \times 10^4 + 0.6 \times 22.22 \times 10^3 \times 4.58 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 30.58 \times 10^6$$

$$EI_y = 1.92 \times 10^{14} \text{ N/mm}^2$$

$$EI_z = E_a \times I_{az} + 0.6 E_{cd} \times I_{cz} + E_s \times I_{sz}$$

$$EI_z = 2.1 \times 10^5 \times 19400 \times 10^4 + 0.6 \times 22.22 \times 10^3 \times 4.96 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 45.42 \times 10^6$$

$$EI_z = 1.16 \times 10^{14} \text{ N/mm}^2$$

Avec :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} : \text{Module d'élasticité efficace du béton Pour le chargement à court terme}$$

$$E_{cm} = 30000 : \text{Module d'élasticité sécant de béton.}$$

$$\gamma_c = 1.35$$

I_s, I_c, I_a : Sont des moments d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$(E_a, E_s) = 2.1 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)} : \text{Les modules d'élasticité pour l'acier de construction et pour l'armature.}$

VII.2.6 Longueurs de flambement

On admet dans les calculs, en conformité avec Eurocode 4 pour la situation d'incendie, la longueur de flambement suivante : à température ambiante : $L = 1$; $H = 3,7$ m

VIII .2.7. Vérification de la résistance du poteau :

a) Résistance plastique à la compression :

$$N_{pl,rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} + A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

f_y : Limite élastique de l'acier de construction.

f_{ck} : Résistance en compression de béton.

f_{sk} : Limite élastique de l'acier d'armature.

A_a, A_c, A_s : Aire de la section de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$\gamma_{m0}, \gamma_c, \gamma_s$: Les coefficients partiels de sécurité aux états limites ultimes.

Avec : $\gamma_{m0} = 1.1$

$\gamma_c = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

$$N_{pl,rd} = 30310 \times \frac{275}{1.1} + 2,18 \times 10^5 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} + 1608 \times \frac{400}{1.15}$$

$$N_{pl,rd} = 7577500 + 3088333,33 + 559304.34$$

$$N_{pl,rd} = 11223.13 \text{ KN}$$

b) Détermination le rapport de contribution de l'acier

$$\delta = \frac{(A_a \times f_y) / \gamma_{m0}}{N_{pl,rd}}$$

$$\delta = \frac{(30310 \times 275) / 1.1}{11223.13} = 0.63 \subset [0,2 \Rightarrow 0,9]$$

VII.4.7 Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

A partir du logiciel de ETABS on tire $N_{sd} = 9847,43 \text{ KN}$ sous la combinaison $G+Q+E_x$

- Calcul d'élanement réduit

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement ($L_f = L_0$) (articulé)

N_{cr} : La charge critique élastique pour la longueur de poteau.

$N_{pl,rd}$: La résistance plastique en compression de la section mixte.

- Calcul $\bar{\lambda}_y$

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{L_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.92 \times 10^{14}}{3700^2} = 138419.57 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{cry}}} = \sqrt{\frac{11223.13}{138419.57}} = 0.28$$

- Calcul $\bar{\lambda}_z$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{L_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.16 \times 10^{14}}{3700^2} = 83628.49 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{11223.13}{83628.49}} = 0.36$$

$(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$ Risque de flambement en plan z-z et y-y ($\bar{\lambda}_z < 2$)

- Le choix de la courbe de flambement

$$\frac{h(HEM300)}{b(HEM300)} = \frac{340}{310} = 1.09 < 1,2 \text{ Et } t_f = 39 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_y = 0,21 \text{ Et } \alpha_z = 0,34$$

$$\text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,28 - 0,2) + 0,28^2) = 0,54$$

$$\text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,36 - 0,2) + 0,36^2) = 0,59$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y ; } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,28^2}} = 0,99 \\ \text{Plan z - z ; } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,36^2}} = 0,95 \end{array} \right. \chi_{min} = \mathbf{0.95}$$

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

$$9847,43 \leq 0,95 \times 11223,13 = 10661,97 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 9847,43 \text{ KN} \leq N_{pl,rd} = 10661,97 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.8 Vérification d'application de la méthode simplifiée

Tableau VII.7 : Les vérifications d'application de la méthode simplifiée

Hypothèses	Vérifications	Observation
La symétrie de la section	Section symétrique	Vérifiée
$0,2 < \delta < 0,9$	$\delta = 0,63$	Vérifiée
$(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) < 2$	$\bar{\lambda}_y = 0,28 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 0,36$	Vérifiée
$A_s \geq 0,3\%A_c$	$A_s = 1608 \text{ mm}^2$ $0,3\%A_c = 654 \text{ mm}^2$	Vérifiée
$0,2 < \frac{h}{b} < 5$	$\frac{h}{b} = 1,09$	Vérifiée
$\frac{A_s}{A_c} \leq 0,06$	$\frac{A_s}{A_c} = \frac{1608}{2,18 \times 10^5} = 0,0073$	Vérifiée
$40 \text{ mm} \leq C_y < 0,4 \times bc$ $40 \text{ mm} \leq C_z < 0,3 \times hc$	$40 \text{ mm} \leq C_y = 40 \text{ mm} < 0,4 \times bc = 200 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} \leq C_z = 40 \text{ mm} < 0,3 \times hc = 150 \text{ mm}$	Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées alors on opte la section mixte (**500*500 ; HEM300**) pour poteau de sous-sol.

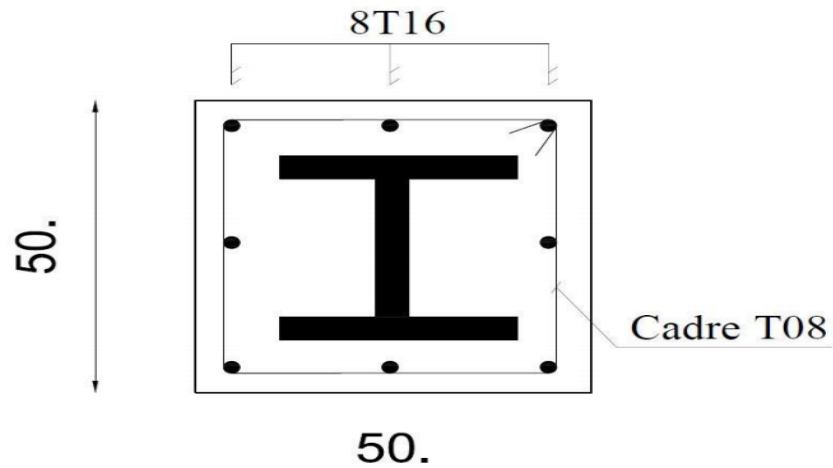
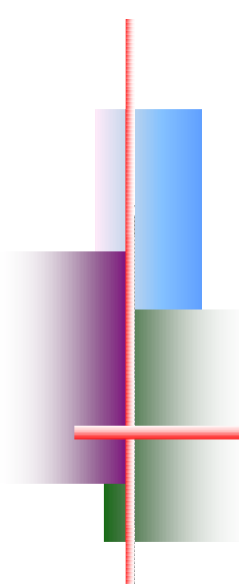


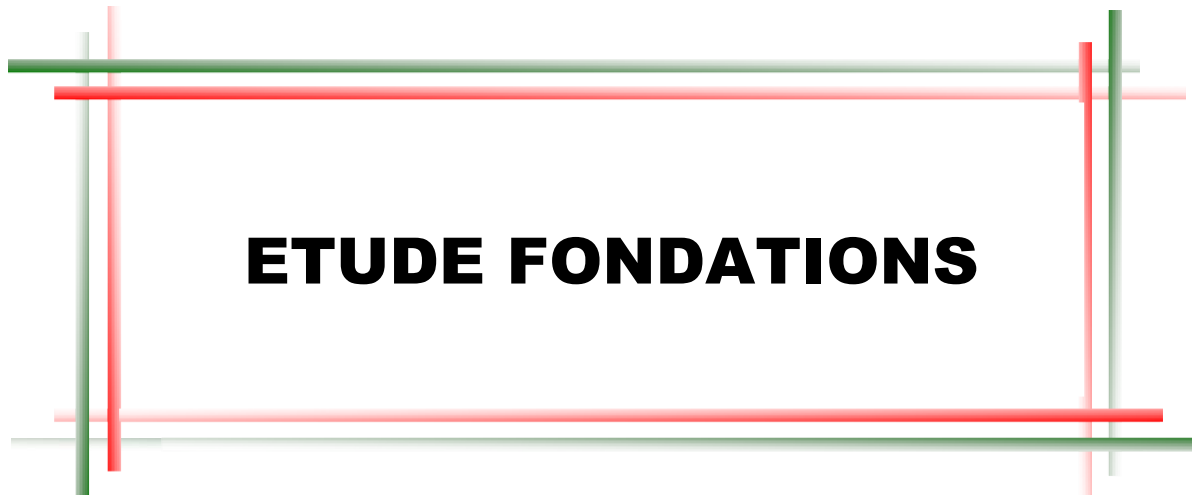
Figure VII.5 : Schéma de poteau mixte.

Conclusion

La collaboration entre le béton et l'acier dans les plancher mixtes à diminuer les dimensions des profilés des poteaux et augmenter leur résistance (en termes de flèche)



Chapitre IX



ETUDE FONDATIONS

X-1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Ces fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

X-2 Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2,5 bars, il y a lieu de projeter, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

(S Semelle / S Bâtiment < 50%)

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \implies S_{semelle} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

N.B: dans ce cas on va prendre $\sigma_{sol} = 2.5$ bars

$$S_{semelle} \geq \frac{30674,30}{25} = 1226,975 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{30674,30}{1226,975} = 25 \leq 25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Commentaire :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte Pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de cette structure nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions :

- ✓ L'importance de l'ouvrage nous avons été obligés d'utiliser nuance d'acier S355 pour augmenter la résistance
- ✓ L'effort normal N très important qui introduit l'utilisation d'un profilé qui n'est pas disponible sur le marché, et difficile à manipulé. Pour éviter ces problèmes, on a utilisé un poteau composé de deux profilés.
- ✓ Durant notre étude, on a remarqué que l'action sismique est la plus défavorable que celle du vent à cause de poids considérable de la structure
- ✓ Utilisation de l'outil informatique (logiciel ETABS) permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et facilite l'étude de la structure
- ✓ Dans notre étude, nous voulions aboutir à un système contreventé par un noyau central est palée de stabilité.
- ✓ On a pris à calculer deux types d'assemblages afin d'assurer la transmission des efforts
- ✓ La jonction entre voile périphérique et la charpente métallique ne peut avoir lieu sauf si on utilise les poteaux mixtes et c'est ce qu'on a fait.
- ✓ Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur Des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une Expérience acquise du terrain

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apporte un plus à notre département et Servira pour les promotions à venir.

Références

[1] : Les **CCM97**, Règlement de conception et de calcul des structures en acier.

[2] : **DTR.C 2-4.7**, Règlement Neige et Vent, **R.N.V.1999**.

[3] : Le **RPA 99**, D.T.R. B.C. 2.48, Règles parasismiques Algériennes, **version 2003**.

[4] : **Le BAEL91**, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

[5] : **EC3**, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.

[6] : **EC4**, Conception et dimensionnement des structures mixtes acier- béton, partie 1- 1, règles

[7] : **D.T.R 2.2, 88**, Charges permanentes et charges d'exploitation, CGS 1988.

.

[8] : Cours charpente métallique I, (Master1), **Mr MENADI**.

[9] : mémoire étude d'un bâtiment en charpente métallique (R+9) avec 2 sous- sol