

TABLE DE MATIERE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Présentation du projet	4
I.1. Introduction.....	5
I.2. Présentation du projet.....	5
I.2.1. Localisation du site d'implantation.....	13
I.2.2. Les caractéristiques géométriques.....	13
I.3. Règlements utilisés.....	13
I.4. Logiciels utilisés.....	13
I.5. Matériaux de construction utilisée	13
I.5.1. Acier de construction.....	13
I.5.2. Contraintes limites de l'acier	14
I.5.3. Moyen d'assemblages :	14
I.5.4. Ferrailage.....	14
I.5.5. Béton	14
I.5.5.1. Résistance de béton.....	14
I.5.5.2. Contraintes limites :.....	14
I.6. Conception de l'ouvrage	15
I.6.1. Conception architecturale	15
I.7. Conception structurale.....	15
I.8. conclusion.....	16
CHAPITRE II : Evaluation des actions	17
II.1. Introduction.....	18
II. 2. Charges permanentes	18
II. 2.1. Les planchers.....	18
II. 2.1.1. Plancher étage courant constitué.....	18
II. 2.1.2. Plancher de terrasse (accessible).....	18
II. 2.2.les cloisons	19
II. 2.3. Les escaliers	19
II. 2.4. L'acrotère.....	19
II.3. Charges d'exploitations	20
II. 4.Charges climatiques	20
II.4.1. Action de Neige.....	20

II. 4.1.1. Charge de neige au sol (S_k).....	21
II. 4.1.2. Coefficient d'ajustement (μ)	21
II. 4.1.3. Charge de neige (S)	21
II. 4.2. Action du Vent.....	21
II. 4.2.1. Données relatives au site	21
II. 4.2.2. Détermination de la pression due au vent.....	21
II.4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent.....	35
II.5. Conclusion.....	36

CHAPITRE III : Etude plancher mixte 37

III.1. Introduction.....	38
III.2. Calcul du plancher mixte	39
III.2.1. Phase de construction.....	39
III.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée	39
III.2.1.2. Vérification à l'état limite ultime.....	40
III.2.1.3. Vérification à l'état limite de service	41
III.2.2. Phase finale	41
III.2.2.1. Plancher terrasse	41
III.3. Calcul de l'acrotère	47
III.3.1. Introduction	47
III.3.2. Calcul au séisme :.....	47
III.3.3. Sollicitations agissant sur l'acrotère	48
VI.3.4. Ferrailage de l'acrotère	49
III.4. Conclusion.....	50

CHAPITRE IV : Etude sismique 51

IV.1. Introduction :.....	52
IV.2. Méthodes utilisables :	52
IV.2.1. Méthode statique équivalente :.....	52
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :.....	52
IV.3. Critères de classification par le RPA99 version2003 :	53
IV.3.1. Classification des zones sismique :	53
IV.3.2. Classification de l'ouvrage :	53
IV.4. Modélisation :.....	53
IV.5. Vérification de la période fondamentale :	56

IV.6. Calcul de la force sismique à la base :	57
IV.7.Vérification des déplacements :	59
IV.8.Conclusion :	59

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires ... 61

V.1. Présentation :	62
V.2. Introduction :	65
V.3. Dimensionnement des éléments structuraux :	65
V.3.1. Dimensionnement des poutres :	65
V.3.1.1. Poutre principale :	65
V.3.1.2. Poutre secondaire :	69
V.3.2. Dimensionnement des poteaux :	72
V.3.2.1. Tronçon du RDC au 5eme étage :	72
V.3.2.2. Tronçon du 5eme au 10eme étage :	74
V.4. Dimensionnement des éléments secondaires :	77
V.4.1. Dimensionnement des contreventements :	77
V.4.1.1. Contreventement en X :	77
V.4.1.2. Contreventement en V :	77
V.4.2. Les poutrelles :	77
V.5. Les escaliers.....	82
V.5.1. Dimensionnement des escaliers	83
V.5.1.1. Le nombre de marches (m)	83
V.5.1.2. Longueur de la volée (Lv)	83
V.5.2. Dimensionnement des éléments porteurs	84
V.5.2.1. Cornière de marche	84
V.5.2. Limon	85
V.6. Conclusion :	88

CHAPITRE VI : Etude des assemblages 89

VI.1.Introduction	90
VI.2. Modes d'assemblages.....	90
VI.3.Calcul des assemblages	90
VI.3.1.Assemblage poteau- poutre :(HEA320, IPE300).....	90
VI.3.1.1. Efforts sollicitant	91
VI.3.1.2. Soudure de la platine :	91

VI.3.1.3 Dispositions constructives	92
VI.3.1.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement	93
VI.3.2.Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA320 / IPE300) :	94
VI.3.2.1 Les efforts sollicitant.....	95
VI.3.2.2 Soudure de la platine	95
VI.3.2.3 Disposition constructive.....	96
VI.3.1.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement	97
VI.3.3. Assemblage poteau-poteau	100
VI.3.3.1 Efforts à prendre en considération.....	101
VI.3.3.2 Dimensionnement des couvre-joints de la semelle	101
VI.3.4. Assemblage poutre – poutrelle	105
VI.3.4.1.Efforts sollicitant	105
VI.3.5. Assemblage des éléments de contreventement.....	106
VI.3.5.1. Contreventement en X :	106
1. Contreventement en V :	109
VI.4. Conclusion	111
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure.	112
VII.1. Pied de poteau :	113
VII.2.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :	113
VII.5.2. Disposition constructive	115
VII.2.3. Vérification de la résistance du pied de poteau :	116
VII.2.3.1. Vérification de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial :	116
VII.2.3.2. Vérification de la résistance à la compression :	116
VII.2.3.3. calcul de la résistance à la traction :	117
VII.2.3.4. Vérification au cisaillement :	122
VII.2.3.5. Vérification à la résistance en flexion :	123
VII.3. Calcul des fondations :	123
VII.4. Choix de type de fondation :	123
VII.5. Etude des semelles :	123
VII.5.1. Charges à prendre en considération (SAP 2000):	123
VII.5.2. Dimensionnement des semelles :	124
VII.5.3. Vérification de la stabilité :	124
VII.5.4. Calcul du ferrailage :	125
Espacement entre les barres :	125
VII.6. Calcul des longrines :	125

VII.6.1. Calcul des ferrailages :.....	125
VII.6.2. Condition de non fragilité :.....	126
VII.6.3. Calcul des armatures transversales :	126
VII.6.4. Calcul de l'espacement des cadres :.....	126
CONCLUSION GENERALE.....	127
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	129
ANNEXES	133
ANNEXE A : ETUDE PLANCHER MIXTE.	134
ANNEXE B : ETUDE DES ASSEMBLAGES.	135

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation du projet	4
Figure I. 1.Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion élastique.....	5
Figure I. 2.façade principale du bâtiment	6
Figure I. 3. Plan sous-sol.....	7
Figure I. 4. Plan Rez de chaussée.....	8
Figure I. 5. Plan 1er étage.....	9
Figure I. 6. Plan étage courant.	10
Figure I. 7. Plan de terrasse.	11
Figure I. 8. Coupe transversale.	12
Figure I. 9. Composition d'un plancher collaborant.....	16
Figure I. 10. Composition d'un plancher terrasse.....	16
CHAPITRE II : Evaluation des actions	17
Figure II. 1.Les cloisons.....	19
Figure II. 2.Schéma de l'acrotère.....	20
Figure II. 3.Vent sur les quatre côtés de la structure.....	22
Figure II. 4.Hauteur de référence.....	23
Figure II. 5.Model simplifié de la structure.	26
Figure II. 6.Répartition de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).26	
Figure II. 7.Valeurs de ($C_{pe}, 10$) sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	27
Figure II. 8.Hauteur de la structure avec l'acrotère.	27
Figure II. 9.Valeurs de ($C_{pe}, 10$) sur les zones de la toiture (direction V1, V3).	29
Figure II. 10.Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4)....	29
Figure II. 11.Valeurs de ($C_{pe}, 10$) sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	30
Figure II. 12.Valeurs de $C_{pe}.10$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).	31
Figure II. 13.Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'.....	32
Figure II. 14.Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.....	33
Figure II. 15.Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.....	34
Figure II. 16.Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.....	35
CHAPITRE III : Etude plancher mixte	37
Figure III. 1.Dalle mixte acier-béton.....	38
Figure III. 2.Dimensions de la tôle nervurée.	39
Figure III. 3.Caractéristiques géométrique.....	39
Figure III. 4.Diagramme de MAQUART des moments fléchissant de la tôle profilée.....	40
Figure III. 5.Flèches de la tôle profilée.....	41
Figure III. 6.Largeur efficace de la dalle.....	42
Figure III. 7.Goujons à tête soudée avec le profilé.....	45
Figure III. 8.dimensions du connecteur.....	45
Figure III. 9.Dimension de la tôle profilée et du connecteur.	46
Figure III. 10.Espacement entre connecteurs.....	47
Figure III. 11.Figure statique de l'acrotère,Figure III. 12.Modèle de calcul de l'acrotère.....	47

Figure III. 13.Charges sur l'acrotère	48
Figure III. 14.Disposition des armatures dans l'acrotère.	50

CHAPITRE IV : Etude sismique 51

Figure IV. 1. Modèle de la structure en 3D.	54
Figure IV. 2. Spectre de réponse suivant x.	55
Figure IV. 3. Spectre de réponse suivant y.	56
Figure IV. 4.Les deux premiers modes de vibration lors du séisme.	56

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires ... 61

Figure V. 1. Vue de côté avec des contreventements en X.	63
Figure V. 2. Vue de face avec des contreventements en V.	64
Figure V. 3. Vue 3D de la structure.....	64
Figure V. 4. Caractéristiques d'un escalier.	83
Figure V. 5. Descente des charges sur l'escalier.	86
Figure V. 6. Charge équivalente.	86

CHAPITRE VI : Etude des assemblages 89

Figure VI. 1. Assemblage poteau-poutre.	90
Figure VI. 2. Les Dispositions constructives pour la platine.	93
Figure VI. 3. Poteau poutre secondaire.	94
Figure VI. 4 Assemblage poutre-platine.....	95
Figure VI. 5 Symboles pour les entraxes des fixations.....	96
Figure VI. 6 Couvre-joint Poteau – Poteau.	101
Figure VI. 7. Distance entre axe des boulons	102
Figure VI. 8. Assemblage poutre solive	105
Figure VI. 9. Assemblage contreventement X.....	107
Figure VI. 10. Assemblage contreventement en V.....	109

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure. 112

Figure VII. 1. Assemblage pied de poteau encasté.	113
Figure VII. 2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).	114
Figure VII. 3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.....	118
Figure VII. 4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.....	120
Figure VII. 5. Dimensions de la semelle.	124
Figure VII. 6. Semelle isolée.	124
Figure VII. 7. Ferrailage des longrines.	126

LISTE DES TABLEAUX.

CHAPITRE II : Evaluation des actions	17
Tableau II.1.Calcul de coefficient dynamique.	23
Tableau II. 2.Valeurs des hauteurs de références dans le sens V1, V3.	23
Tableau II. 3.Valeurs des hauteurs de références dans le sens V2, V4.	24
Tableau II. 4.Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.....	24
Tableau II. 5.Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.....	24
Tableau II. 6.Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1, V3.	24
Tableau II. 7.Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.	25
Tableau II. 8.Valeurs de Coefficient d'exposition sur V1, V3.....	25
Tableau II. 9.Valeurs de Coefficient d'exposition sur V2, V4.....	25
Tableau II. 10.Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.....	25
Tableau II. 11.Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.....	25
Tableau II. 12.Valeurs de ($C_{pe}, 10$) selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3). ..	27
Tableau II.13.Valeurs de ($C_{pe}, 10$) selon les zones de la toiture (direction V1, V3).	29
Tableau II.14.Valeurs de ($C_{pe}, 10$) suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	30
Tableau II. 15.Valeurs de ($C_{pe}, 10$)selon les zones de la toiture (direction V2, V4).....	30
Tableau II. 16.Valeurs de q_j selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	31
Tableau II. 17.Valeurs de q_j selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	31
Tableau II. 18.Valeurs de q_j selon les zones de la toiture (direction V1, V3).	32
Tableau II. 19.Valeurs de q_j selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	33
Tableau II.20.Valeurs de q_j selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	33
Tableau II. 21.Valeurs de q_j selon les zones de la toiture (direction V2, V4).	34
CHAPITRE IV : Etude sismique	51
Tableau IV. 1. Facteur de qualité suivant les deux sens.	55
Tableau IV. 2. Comparaison de d_{dyn} avec 80% V.....	58
Tableau IV. 3. Déplacements résultants suivant x.	59
Tableau IV. 4. Déplacements résultants suivant y.	59
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure.	112
Tableau VII. 1. Caractéristiques de boulon.	115
Tableau VII. 2. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.	119

LISTE DES NOTATIONS.

Les charges

- G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
N : Surcharge climatique de la neige.
V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

- b : la longueur de la semelle
d : la hauteur de l'âme.
h : Hauteur du profilé.
 t_w : Epaisseur de l'âme de profile.
 t_f : Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce.
 A_{net} : Section nette d'une pièce.
 A_w : Section de l'âme.
 A_v : Aire de cisaillement.
 C_t : Coefficient de topographie.
 C_r : Coefficient de rugosité.
 C_e : Coefficient d'exposition.
 C_d : Coefficient dynamique.
E : Module d'élasticité longitudinale.
F : force en générale.
G : Module d'élasticité transversale.
I : Moment d'inertie.
M : Moment de flexion.
 M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{pl} : Moment plastique.
 $M_{pl,rd}$: Moment plastique résistant.
 $M_{b,rd}$: Moment de la résistance au déversement.
 $N_{pl,rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 N_{brd} : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,sd}$: Effort normale de traction.
 $N_{c,sd}$: Effort normal de compression.
 $N_{c,rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
R : Coefficient de comportement de la structure.
T : La période propre
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z₀ : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

$n_{1,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β : L'amortissement effective de l'isolateur FPS

β_w : Facteur de corrélation.

γ_m : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La construction mixte en hauteur est un thème d'actualité et d'avenir dans le monde, bien que les premiers bâtiments de grande hauteur datent déjà de plus d'un siècle.

A cet effet, nous pouvons affirmer que la construction des immeubles de grande hauteur demeure, jusqu'à nos jours, une question d'actualité à travers le monde confronté à la problématique de la densification des populations.

L'évolution technologique, depuis le dix-septième siècle jusqu'à nos jours a permis de développer les différents systèmes constructifs allant de la construction classique utilisant les blocs de pierre jusqu'aux constructions mixtes plus modernes (tours, gratte-ciels, etc.).

Notre pays, malheureusement, est à la traîne si on le compare aux pays développés, et ce en raison du manque de maîtrise du savoir-faire aussi bien de nos ingénieurs G.C que de nos architectes ou d'autres intervenants auxiliaires dans l'étude de conception du bâtiment .

L'une des solutions qui peut nous permettre de combler ce retard réside dans le fait d'améliorer nos compétences en matière de construction mixte en hauteur pour une meilleure qualification de tous les acteurs techniques et de conception dans l'étude du bâtiment, par une prise en charge volontaire de formations adéquates, spécifiques et de qualité.

L'évolution technologique a contribué de manière décisive à l'amélioration de la qualité et du choix des matériaux, des techniques et conception des constructions mixtes. A cet effet, nous avons vu naître la discipline en matière d'ingénierie structurale intégrée nécessairement à la formation du cursus des nouveaux architectes pour répondre à la complexité et au défi architectural du nouveau monde.

Actuellement de part le monde, on assiste à des réalisations de bâtiments de toutes formes et de toutes hauteurs, et dans la perspective de construire toujours plus haut et en utilisant des formes encore plus innovantes.

En effet, cela nous amène à repenser les problèmes de contraintes de résistance, de sécurité et d'économie, des solutions formelles et techniques doivent être apportées pour satisfaire aux critères normatifs de sécurité, de durabilité, etc.

Pour cela, il est impératif de respecter les normes et les recommandations parasismiques (notre pays se situe dans une région à forte activité sismique) qui rigidifient convenablement la structure de l'ouvrage.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Le mémoire de projet de fin d'études ainsi que l'essentiel de notre travail est structuré en plusieurs chapitres ; Après une introduction générale, le premier chapitre donne une description globale de la structure et des généralités nécessaires au calcul dans les chapitres suivants. Ensuite vient le deuxième chapitre, il s'agit de l'évaluation des différentes charges appliquées sur la structure. Au troisième chapitre, il y'a l'étude du plancher mixte qui est un plancher collaborant (acier-béton). Vient l'étude dynamique et sismique de la structure selon le RPA dans le quatrième chapitre. Le cinquième chapitre Comporte le dimensionnement des éléments après avoir fait le choix des éléments structuraux et la modélisation par SAP2000. Le sixième chapitre traite les différents assemblages permettant une cohérence et solidarité des différentes pièces de cette structure. Enfin le septième chapitre comporte une analyse de choix et de calcul d'une fondation convenable à cette structure.

Nous terminons cette étude par une conclusion relative à ce travail.

Chapitre I : Présentation du projet
Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction

Une structure est dite mixte si ses éléments (poutres, poteaux, assemblages, dalles) sont formés de deux matériaux de natures et propriétés différentes : l'acier et le béton réunis à leur interface au moyen de connecteurs travaillant essentiellement en cisaillement. Grâce à l'effet de la connexion, il est alors permis d'augmenter considérablement à la fois la rigidité et la résistance de l'élément. La figure ci-après illustre bien le comportement en flexion de l'élément mixte : une poutre métallique en I connectée sur sa semelle supérieure à une dalle en béton. En effet un calcul simple comparant les cas a) et b) indique que la solidarisation a pour effet de diviser les contraintes de flexion par deux (2) et les flèches par quatre (4).

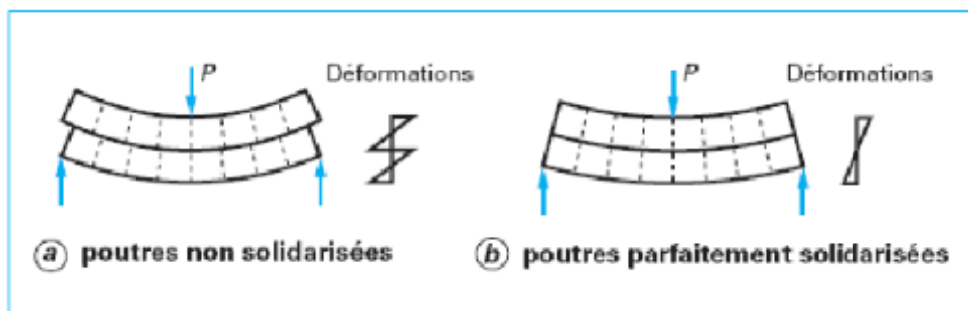


Figure I. 1. Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion élastique.

Un autre exemple, le cas d'un poteau mixte avec section en acier de type I et H enrobée de béton ou avec section en profil creux rempli de béton étant sollicité essentiellement à l'effort normal et fonctionnant en mixte ce qui lui confère alors une plus grande résistance au flambement.

Grâce à cette association mécanique de l'acier résistant à la traction et le béton à la compression, la structure mixte permet, grâce au béton, de réduire le danger de voilement et assure une protection contre la corrosion et le feu ; l'acier lui apporte la ductilité.

I.2. Présentation du projet

Notre travail consiste à reprendre l'étude du projet déjà réalisé en béton armé (dont à ce jour nous n'avons pu accéder à l'étude en béton armé), à savoir un immeuble (R+10), sous l'optique de la construction mixte (béton acier). Le projet est implanté dans la commune de Boudjlida dans la wilaya de Tlemcen, classée comme zone de faible sismicité selon les règles parasismiques algériennes [2].

L'objet de notre étude porte donc sur le calcul et le dimensionnement d'une construction mixte d'un immeuble (R+10), composé d'un RDC comme locaux commerciaux, de 10 étages à usage d'habitations. Chaque étage est composé de trois logements.

Voici la façade principale de l'immeuble, objet de notre étude.



Figure I. 2. façade principale du bâtiment.

L'ouvrage est composé d'un espace Sous-sol contenant une bache d'eau pour l'approvisionnement de l'immeuble.

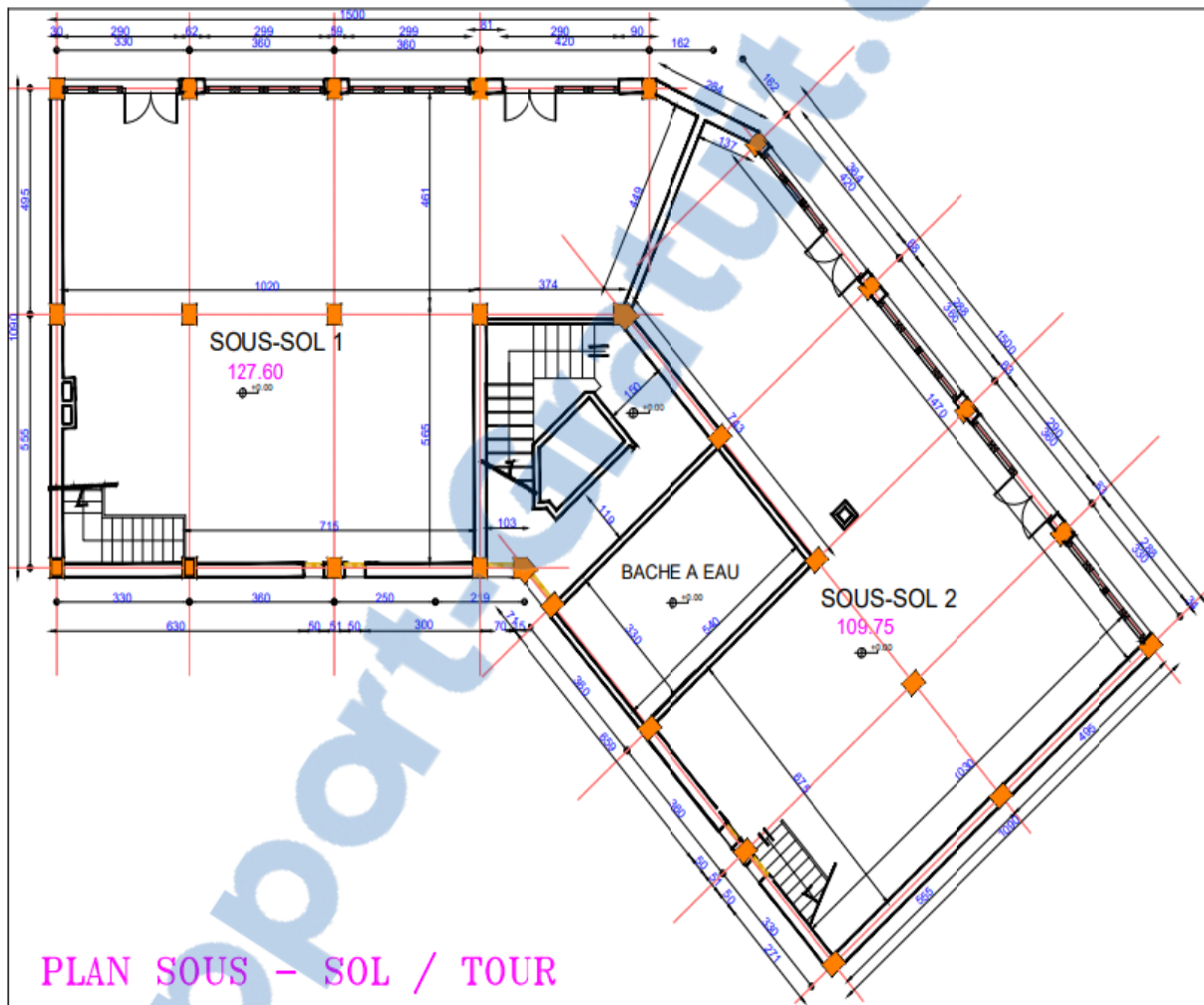


Figure I. 3. Plan sous-sol.

Le Rez-de-chaussée est composé principalement de deux Locaux commerciaux avec un accès principal commun (à revoir pour identifier les accès).

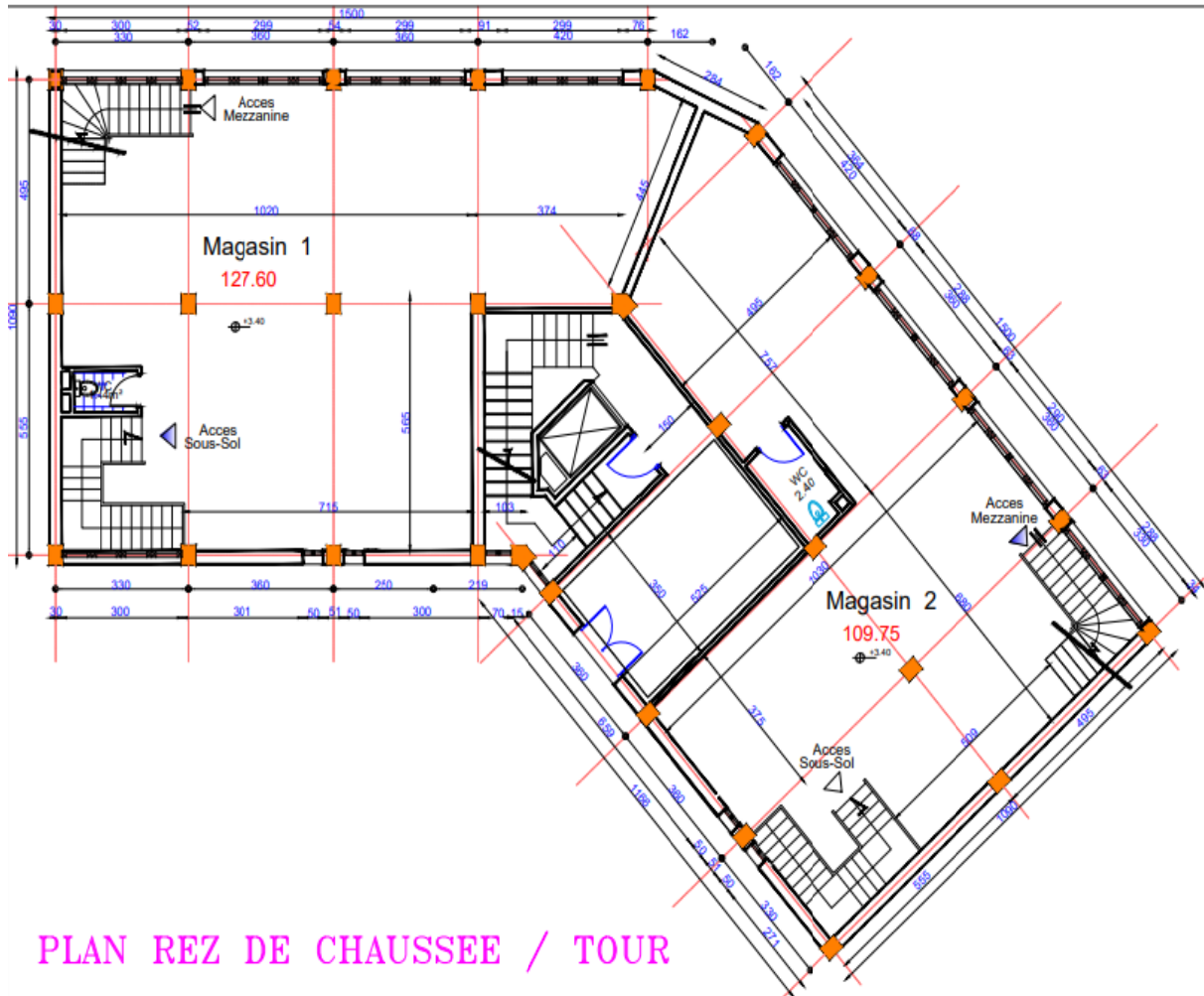


Figure I. 4. Plan Rez de chaussée.

Nous présentons ici le plan architectural du premier étage présentant quelques modifications par rapport aux neuf autres étages restants de même plan architectural comme représenté ci-après par le plan étage courant.

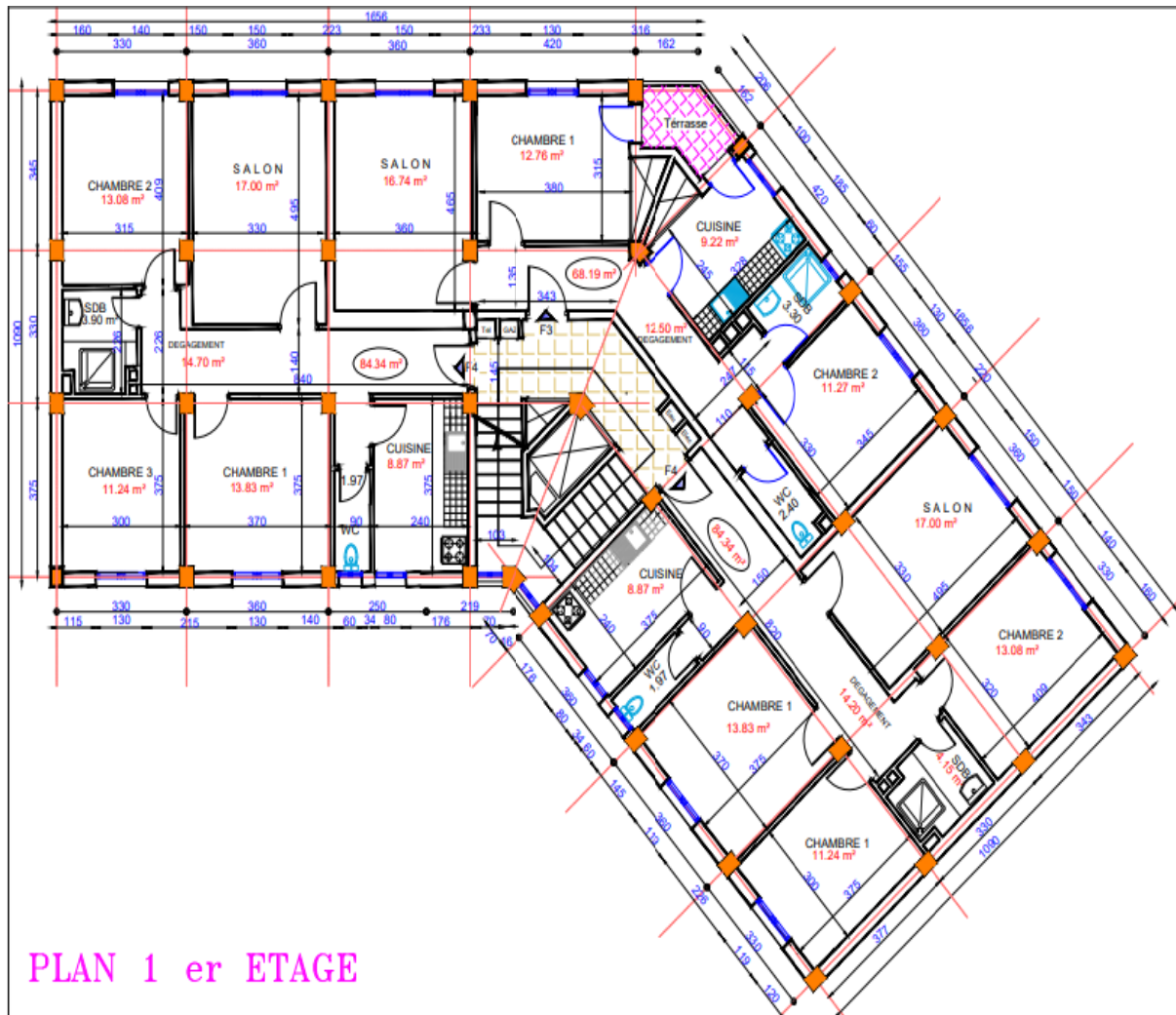


Figure I. 5. Plan 1er étage.

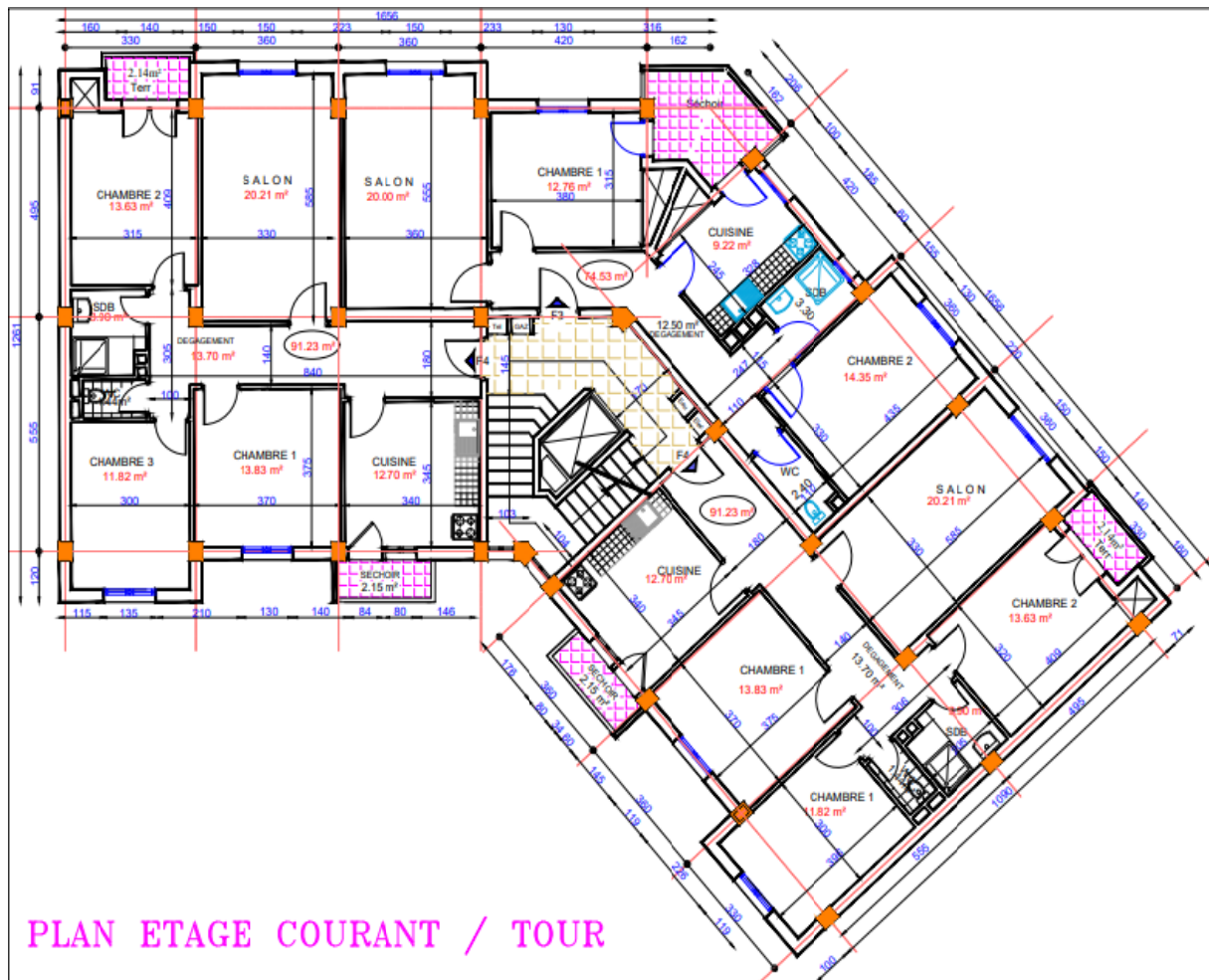


Figure I. 6. Plan étage courant.

On peut observer facilement la différence architecturale entre le premier étage et les neuf autres étages (étage courant). Le nombre d'appartement par étage (du 1^{er} au dernier) qui est de trois appartements est le même :

Deux appartements de type F4 plus un appartement de type F3.

Commodité de déplacement : en plus des escaliers, pour commodité de circulation à l'intérieur de l'immeuble nous avons prévu un ascenseur partant du rez-de-chaussée pour desservir les étages suivants.

Les dix étages de l'immeuble se terminent par une grande terrasse qui reste inaccessible dont ci-après le plan.

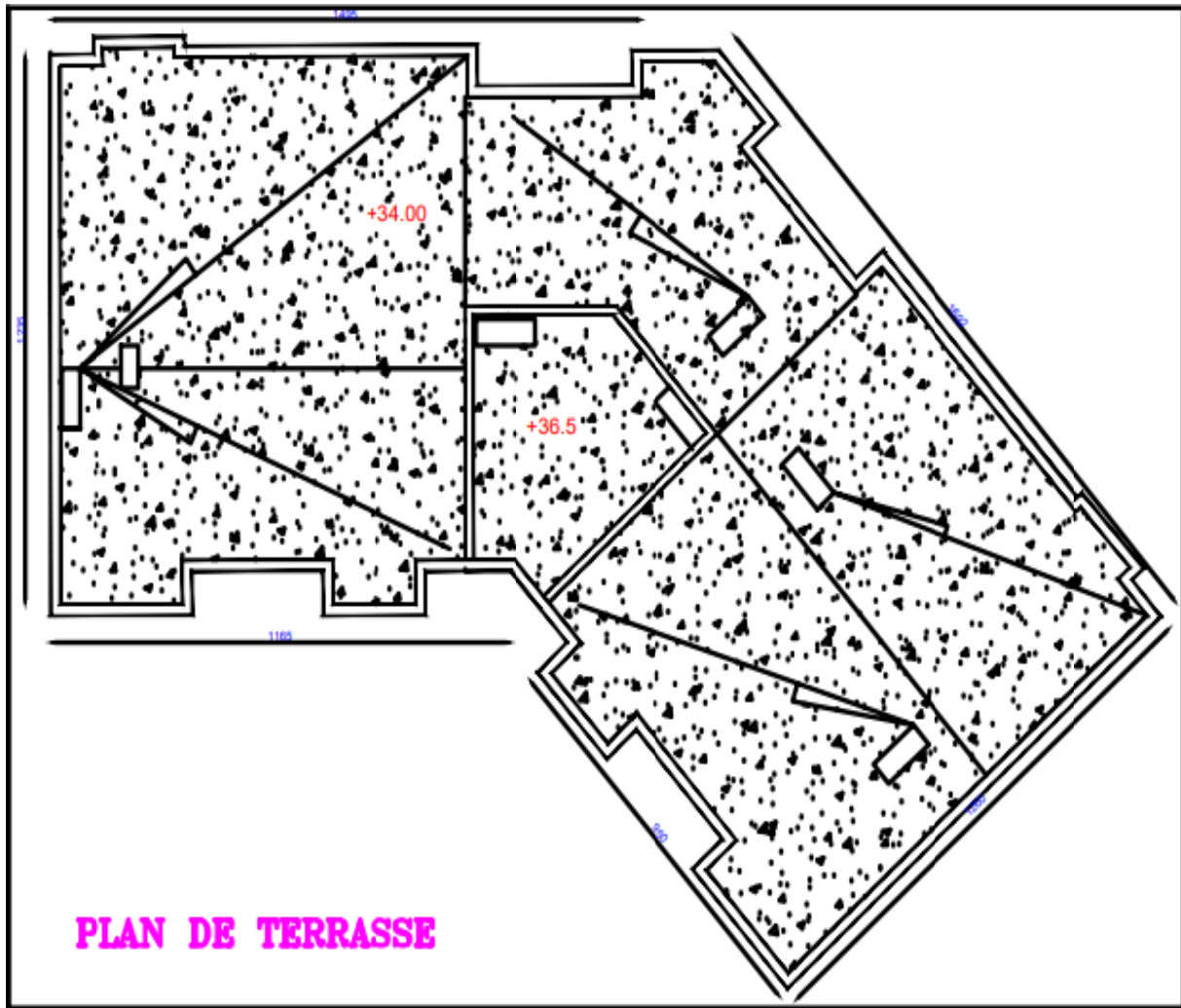


Figure I. 7. Plan de terrasse.

On indique ici la coupe du profil transversale du bâtiment ; on remarque sur le côté droit du plan la cage d'escalier qui se termine avec un couvert de protection dépassant le niveau de la terrasse.

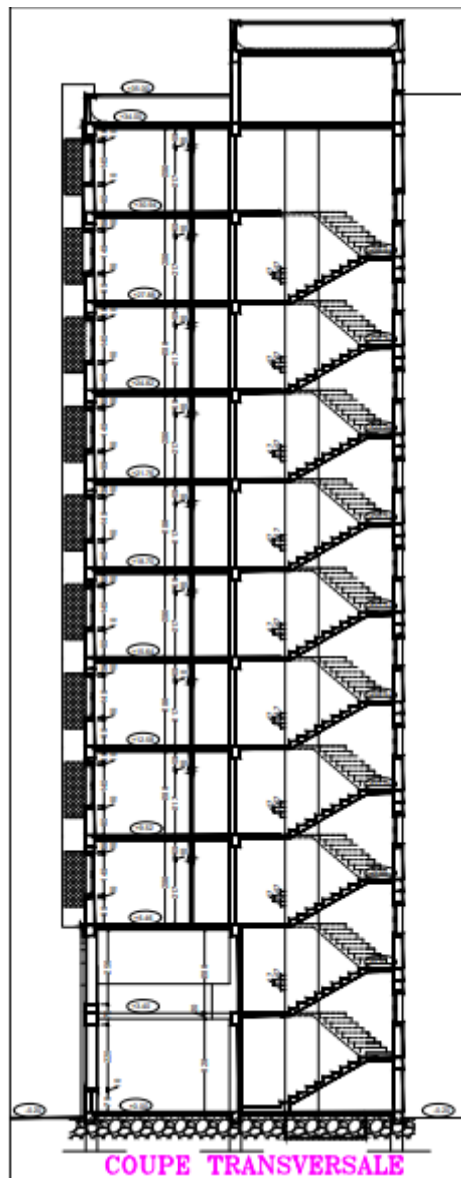


Figure I. 8. Coupe transversale.

I.2.1. Localisation du site d'implantation

Le bâtiment est implanté du côté Nord-ouest de la ville de Tlemcen, au niveau de la nouvelle zone d'extension appelée Boujlida dont les spécificités utiles sont les suivantes :

- Altitude : 800 m
- Zone de neige : Zone A.
- Zone du vent : Zone II.
- Zone sismique : Zone I (faible sismicité).
- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 4$ bars.
- La nature de site : Site rocheux.

I.2.2. Les caractéristiques géométriques

Les différentes dimensions caractéristiques du plan d'architecture du bâtiment sont :

- Longueur totale : 30.77m.
- Largeur totale : 18.52m.
- Hauteur totale: 34 m².
- Hauteur d'étage courante : 3,06 m.
- Hauteur du RDC : 3.40 m.
- Surface totale : 570m²

I.3. Règlements utilisés

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

I.4. Logiciels utilisés

- Auto CAD 2010.
- SAP2000
- AUTODESK ROBOT 2014.

I.5. Matériaux de construction utilisée

I.5.1. Acier de construction

Les aciers utilisés en bâtiment sont de différents types par rapport aux caractéristiques mécaniques qu'ils présentent ; dans notre cas nous avons utilisé l'acier caractérisé par :

- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale : $G = 81000$ MPa.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de Young : $G = E / (2(1+\nu)) = 80769 = 81000$ MPa.

Un tableau donnant les caractéristiques des nuances d'acier en fonctions de l'épaisseur est donné en ANNEXE B.

I.5.2. Contraintes limites de l'acier

✚ État limite ultime

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas accidentelles : $\sigma_{st} = 400$ MPa.
- En cas normales : $\sigma_{st} = 348$ MPa.

✚ État limite de service

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$.

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

- Boulons à haute résistance et boulons ordinaires.
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

I.5.4. Ferrailage

- Sollicitations sous actions normales : $\sigma_s = \frac{f_e = 400}{\gamma_s = 1.15} = 348$ MPa.
- Etat limite de service : $\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 267$ MPa.
- Sollicitations sous actions accidentelles : $\sigma_s = 400$ MPa.

I.5.5. Béton

- le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3
- béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3

I.5.5.1. Résistance de béton

❖ Caractéristiques du béton

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

- sa résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- Sa résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de sa Compression calculée par la relation : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Son poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

I.5.5.2. Contraintes limites :

✚ État limite ultime (ELU)

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

✚ État limite de service (ELS)

La contrainte de compression limite de service est donnée par la relation :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} .$$

✚ Contraintes de cisaillement

Autre type de contrainte à considérer concerne l'effet de cisaillement ;

Il s'agit des contraintes de cisaillement à la fissuration de valeurssuivantes :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

✚ Coefficient de Poisson ν

-On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0.30$ dans le cas des états limites de services.
- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

I.6. Conception de l'ouvrage

I.6.1. Conception architecturale

Notre ouvrage est de forme angulaire asymétrique, un bâtiment à usage d'habitation et commercial de plusieurs étages.

I.7. Conception structurale

Elle se compose de deux structures :

✚ Structure horizontale

Concerne les planchers des étages et plancher de terrasse.

✓ Plancher courant

Ils sont de types mixtes à dalle collaborant dont sa formation est illustrée sur la figure ci-dessous.

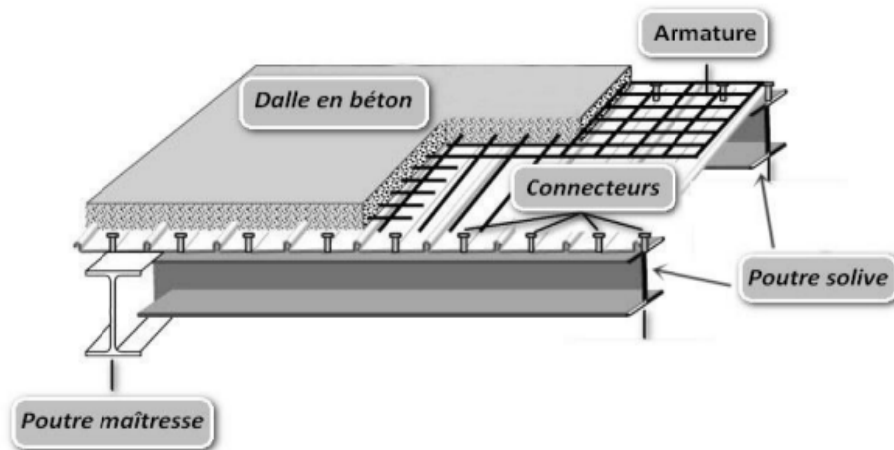


Figure I. 9. Composition d'un plancher collaborant.

✓ plancher terrasse

Dans sa composition il présente des couches supplémentaires par rapport au plancher courant, assurant l'étanchéité et l'isolation couverte de gravillon.

Comme illustré ci- dessous :

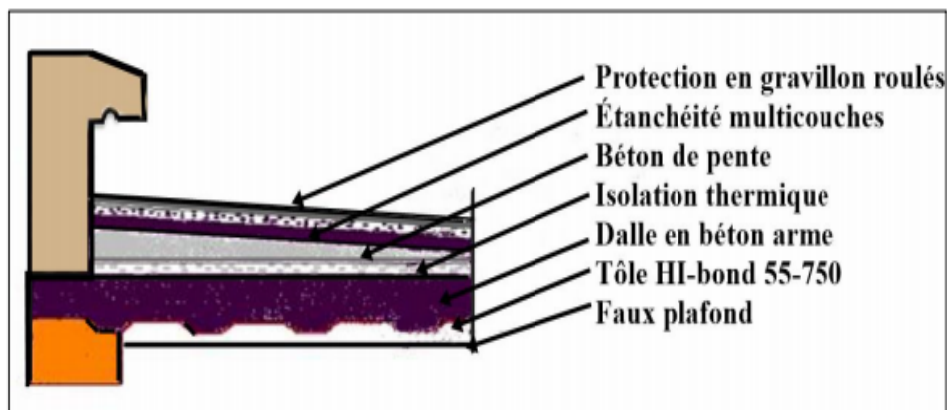


Figure I. 10. Composition d'un plancher terrasse.

✚ Structure verticale

✓ Systèmes de stabilités

La structure est une ossature poutres-poteaux auto-stables en charpente métallique.

✓ Escaliers

Les escaliers permettant la circulation des personnes depuis le rez-de- chaussée jusqu'au dernier étages, sont constitués de garde-corps et de paliers intermédiaires en acier.

I.8. conclusion

Pour conclure ce chapitre, nous dirons que nous avons présenté les outils et les moyens appropriés (matériaux, logiciel, règlements, etc) nécessaires pour mener à bien l'étude de notre projet représentant un immeuble R+10 en construction métallique et mixte.

Chapitre II : Evaluation des actions.
Chapitre II : Evaluation des actions.

II.1.Introduction

Ce chapitre est consacré au bilan et à l'évaluation des charges totales supportées par la structure de notre bâtiment. Elles sont de deux types, appelés :

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation.

Le mode d'évaluation utilisé permet de déterminer les valeurs des charges qui seront introduites dans nos calculs de structure pour une stabilité optimum de l'ouvrage.

II. 2. Charges permanentes

Les charges permanentes qu'on note « G » sont représentées par le poids propre des éléments porteurs, des éléments incorporés tels que : plafond, sol, enduits et divers revêtements ainsi que des éléments tels que : les cloisons fixes, gaines de ventilation, conduits de fumée etc.... . Ces charges sont fonction du volume et de la densité des matériaux contenus dans ces divers éléments dans les conditions d'emploi déterminé.

II. 2.1. Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 8cm d'épaisseur et reposant sur un coffrage perdu TN40.

II. 2.1.1. Plancher étage courant constitué

- Dalle de compression en béton armé (ép = 8 cm) 200 daN/m²
- Revêtement plancher y compris mortier de pose 120 daN/m²
- Lit de sable (ép. = 2 cm) 34 daN/ m²
- Tôle d'acier nervuré TN40 (coffrage perdu) 10 daN/m²
- Faux plafond (ép. = 2 cm) 20 daN/m²
- Cloison de répartition (ép. = 10 cm) 100 daN/m²

$$G_{\text{étage}} = 484 \text{ daN/m}^2$$

II. 2.1.2. Plancher de terrasse (accessible)

- Etanchéité multicouche (ép. = 2 cm) 12 daN/m²
- Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm) 16 daN/ m²
- Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm) 220 daN/m²
- Lit de sable (ép. = 2 cm) 34 daN/ m²
- Dalle de compression (ép. = 8 cm) 200 daN/m²
- Tôle d'acier nervuré TN40 (coffrage perdu) 10 daN/m²
- Faux plafond (ép. = 2 cm) 20 daN/m²

$$G_{\text{terrasse}} = 512 \text{ daN/m}^2$$

II. 2.2.les cloisons

Sont de deux types :

- Cloison de répartition (ép. = 10 cm) 100 daN/m²
- Cloison de façade en double parois (ép. = 30 cm)310daN/m²

Le revêtement des murs intérieurs est réalisé soit en mortier soit en plâtre par contre celui des murs extérieurs est fait exclusivement en mortier :

- Enduit en mortier18 daN/m²
- Enduit plâtre.....10 daN/m²



Figure II. 1.Les cloisons.

II. 2.3. Les escaliers

- Volée
 - Tôle striée (épaisseur 5mm) 45 daN/m²
 - Mortier de repos (épaisseur 2cm) 36 daN/m²
 - Revêtement carrelage (épaisseur 2cm) 40 daN/m²

$$G_{volée} = 121 \text{ daN/m}^2$$

- Palier
 - TN40.....10 daN/ m²
 - Dalle en béton (épaisseur = 8cm) 200 daN/m²
 - Mortier de repos (épaisseur = 2cm) 36 daN/m²
 - Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm) 40 daN/m²

$$G_{palier} = 286 \text{ daN/m}^2$$

II. 2.4. L'acrotère

- Surface = $(0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 1) = 0.109 \text{ m}^2$
- Le poids propre de l'acrotère $(0.109 \times 2500) \dots\dots\dots 272.5 \text{ daN/ml}$

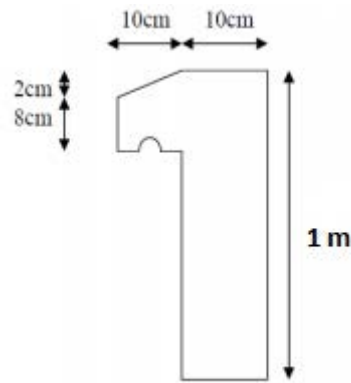


Figure II. 2.Schéma de l'acrotère.

II.3.Charges d'exploitations

Les charges d'exploitation notée « Q » dépendent de l'usage que nous en faisons locaux de la construction par opposition au poids de l'ouvrage qui compose ces locaux. Ces charges correspondent donc aux divers mobiliers, matériels, matières en dépôt existant à l'intérieur de la construction ainsi qu'aux personnes occupant ces locaux.[2].

Nous pouvons rajouter d'autres charges : les charges d'entretien correspondant aux matériels et matériaux qui peuvent être présents à l'intérieur ces locaux lors des travaux envisageables de réfection ou de transformation.

- Plancher terrasse accessible 150 daN/m²
- Plancher étage courant 150 daN/m²
- Escalier..... 250 daN/m²
- Balcon350 daN/m²

II. 4.Charges climatiques

Elles correspondent aux actions de la neige et du vent.

Ces actions seront introduites dans nos calculs conformément au règlement en vigueur. [2]

II.4.1. Action de laneige

On utilise la formule :

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

Ou S désigne la charge en projection horizontales de toiture ou de toute autre surface inclinée d'angle : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$.

- S_k : est la charge de neige sur le sol où s'accumule la neige], en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme].

Le règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres [2].

II. 4.1.1. Charge de neige au sol (S_k)

Notre bâtiment est à 800m d'altitude, situé en zone de neige et selon la réglementation en vigueur des constructions en Algérie [2].

$$S_k = \frac{0.07 H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 800 + 15}{100} = 0.71 \text{ KN/m}^2.$$

II. 4.1.2. Coefficient d'ajustement (μ)

Dans notre cas de construction $\alpha = 0^\circ \rightarrow$ selon le tableau 6.1. On a :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8. [2]$$

II. 4.1.3. Charge de neige (S)

$$S = \mu S_k$$

$$S = 0,8 \times 0,7100 = 0,568 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 56,8 \text{ daN/m}^2 \approx 57 \text{ daN/m}^2$$

II. 4.2. Action du Vent

On indique les procédures de calcul pour la détermination des actions du vent sur les constructions et leurs éléments de façade [3]. A cet effet on applique ce règlement DTR prévu pour la construction inférieure à 200m.

Le vent souffle sur les parois et ses effets dépendent de :

- Sa direction. (Du vent)
- De son intensité.
- De La région et du site d'implantation de la structure.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- Enfin de La forme géométrique et architecturale de la construction.

II. 4.2.1. Données relatives au site

L'emplacement du bâtiment se situe dans la wilaya de Tlemcen :

- Zone de vent : II $\rightarrow q_{ref} = 43.5 \text{ daN/m}^2$
- Catégorie du terrain : urbain IV
 - $K_T = 0.234$;
 - $Z_0 = 1 \text{ m}$;
 - $Z_{min} = 10 \text{ m}$;
 - $\epsilon = 0.67$
- Nature du site : pente $\phi < 0,05 \rightarrow C_t = 1$.

II. 4.2.2. Détermination de la pression due au vent

Ou le calcul d'après La formule [2] :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} (Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

- C_d : Le coefficient dynamique.
- q_{dyn} : La pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j .
- C_{pe} : Le coefficient pression extérieure.
- C_{pi} : Le coefficient de pression intérieure.

Vu la complexité géométrique du bâtiment, on a pris le volume cubique circonscrit de ce dernier. Cette supposition prise comme un cas défavorable pour les effets du vent sur le bâtiment.

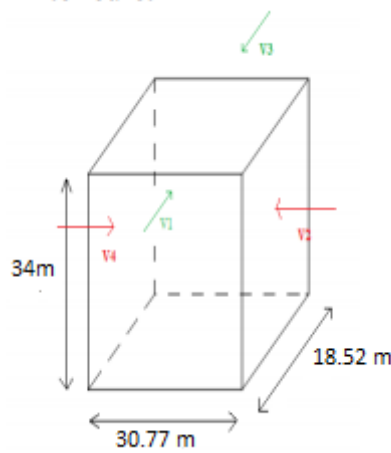


Figure II. 3. Vent sur les quatre côtés de la structure.

II. 4.2.2.1. Coefficient dynamique (Cd)

Le bâtiment est à ossature métallique comportant des murs, et sa hauteur h=34 m est inférieure à 100 m et inférieure à 4 fois la dimension du bâtiment donc $C_d=1$. En supplément, un calcul détaillé de C_d a été entrepris pour l'évaluer correctement et la vérifier numériquement.

Paramètre	Formule analytique	Référence	Résultat après calcul (V1, V3) b=30.77	Résultat après calcul (V2,V4) B=18.51
$L_i (Z_{eq})$	$L_i(Z_{eq})= 300 \times (\frac{Z}{200})^\epsilon$	[4]	64,9955	64,9955
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times (\frac{(b+h)}{L_i(Z_{eq})})^{0.63}}$	[5]	0,5268	0.5596
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{46}{h}$	[6]	1.35HZ	1.35HZ
Δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	[7]	0.08	0.08
$V_m (Z_{eq})$	$V_m (Z_{eq})=C_r(Z_{eq}) \times C_t(Z_{eq}) \times V_{ref}$	[8]	21,6486 m/s	18,441 m/s
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})}$	[9]	4,0530	4,7580
RN	$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}}$	[10]	0,05358	0,04843
H	$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(Z_{eq})}$	[11]	9,7528	11,4492
	$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(Z_{eq})}$	[12]	8,8262	6,2331

R_H	$R_H = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	[13]	0,09727	0,0835
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	[14]	0,1068	0,1475
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times RN \times Rh \times Rb$	[15]	0,03429	0,03675
V	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08$	[16]	0,3337	3,6249
g	$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v) + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}}$	[17]	3,4398	3,6249
$I_v (Z_{eq})$	$I_v (Z_{eq}) = \frac{1}{C_{t(z_{eq})} \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)}$	[18]	0,3316	0,3316
C_d	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v (Z_{eq})}$	[19]	0,8105	0,99

Tableau II.1. Calcul de coefficient dynamique.

II. 4.2.2.2. Calcul de la pression dynamique (q_{dyn})

La pression dynamique q_{dyn} à la hauteur de référence Z_e est donnée par :

$$q_{dyn} (Z_e) = q_{ref} \times C_e (Z_e) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- C_e : Coefficient d'exposition au vent.

a. Hauteur de référence Z_e [2]

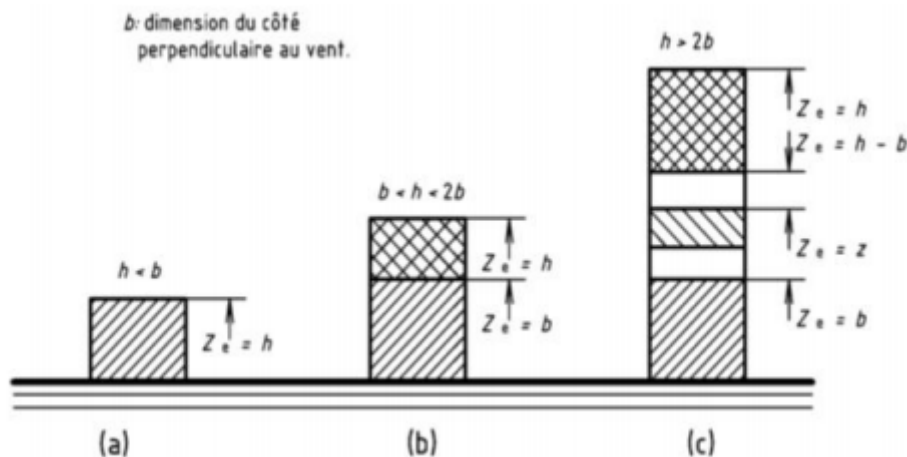


Figure II. 4. Hauteur de référence.

- ❖ 1^{er} Cas : Dans la direction V1 et V3 du vent ($b=30.77m$) $\rightarrow h=34 m < 2.b = 61.54 m$
 \rightarrow Cas b.

Tronçon (b)	Hauteur de référence Z_e
De 0 m à 30.77 m	30.77 m
De 30.77 m à 34 m	34 m

Tableau II. 2. Valeurs des hauteurs de références dans le sens V1, V3.

- ❖ 2^{eme} Cas : Dans la direction V2 et V4 du vent (b=18,52m) → h=34 m < 2.b=37.04 m
→ Cas b.

Tronçon (b)	Hauteur de référence Z_e
De 0 m à 18.52 m	18.52 m
De 18.52 m à 34 m	34 m

Tableau II. 3.Valeurs des hauteurs de références dans le sens V2, V4.

b. Coefficient de rugosité (C_r) :

$$C_r(Z_e) = \begin{cases} K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_e < Z_{min} \\ K_T \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} < Z_e < 200 \text{ m} \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} Z_0 = 1 \text{ m} \\ Z_{min} = 10 \text{ m} \\ K_T = 0.234 \end{cases}$$

Les valeurs obtenues sont résumées dans les deux tableaux ci-dessous :

✚ Sens V1 et V3 :

Tronçon (b)	Coefficient de rugosité C_t
De 0 m à 30.77 m	0.8018
De 30.77 m à 34 m	0.8251

Tableau II. 4.Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.

✚ Sens V2 et V4 :

Tronçon (b)	Coefficient de rugosité C_t
De 0 m à 18.52 m	0.6830
De 18.52 m à 34 m	0.8251

Tableau II. 5.Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.

c. Intensité de turbulence (I_v)

$$I_v(Z_e) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_{min}}\right)} & \text{pour } Z_e > Z_{min} \\ \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z_e \leq Z_{min} \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} Z_0 = 1 \text{ m} . \\ Z_{min} = 10 \text{ m} . \\ Z_e = \text{tableau} . \end{cases}$$

Les valeurs obtenues sont résumées dans les deux tableaux ci-dessous :

✚ Sens V1 et V3 :

Tronçon (b)	Intensité de turbulence I_v
De 0 m à 30.77 m	0.3639
De 30.77 m à 34 m	0.3537

Tableau II. 6.Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1, V3.

✚ Sens V2 et V4

Tronçon (b)	Intensité de turbulence I_v
De 0 m à 18.52 m	0.4272
De 18.52 m à 34 m	0.3537

Tableau II. 7.Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.

d. Coefficient d'exposition (C_e)

$$C_e (Z_e) = C_t^2 (Z_e) \times C_r^2 (Z_e) \times [1 + 7 \times I_v (Z_e)]$$

✚ Sens V1 et V3 :

Tronçon (b)	Coefficient d'exposition C_e
De 0 m à 30.77 m	2.2804
De 30.77 m à 34 m	0.23663

Tableau II. 8.Valeurs de Coefficient d'exposition sur V1, V3.

✚ Sens V2 et V4 :

Tronçon (b)	Coefficient d'exposition C_e
De 0 m à 18.52 m	1.8614
De 18.52 m à 34 m	2.3663

Tableau II. 9.Valeurs de Coefficient d'exposition sur V2, V4.

e. Valeur de la pression dynamique (q_{dyn})

$$q_{dyn} (Z_e) = q_{réf} \times C_e (Z_e)$$

Sachant que : $\begin{cases} q_{réf} = 43.5 \text{ daN/m}^2 \\ C_e : \text{tableau} \end{cases}$

✚ Sens V1 et V3 :

Tronçon (b)	q_{dyn} (daN/m ²)
De 0 m à 30.77 m	99.1974
De 30.77 m à 34 m	102.9340

Tableau II. 10.Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.

✚ Sens V2 et V4 :

Tronçon (b)	q_{dyn} (daN/m ²)
De 0 m à 18.52 m	80.9709
De 18.52 m à 34 m	102.9340

Tableau II. 11.Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.

II.4.2.2.3. Coefficient de pression extérieur (C_{pe})

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend des dimensions de la surface chargée et de la forme géométrique de la base de la structure. Avec :

- b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Sachant que S est la surface chargée de la paroi considérée, le coefficient C_{pe} se détermine selon les conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \dots \dots \dots \text{si } S \leq 1m^2$$

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

$$C_{pe} = C_{pe,10} \dots \dots \dots S \geq 10m^2$$

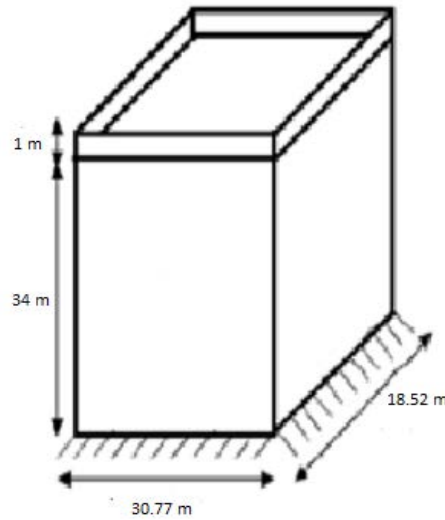


Figure II. 5. Model simplifié de la structure.

- Sens V1 et V3 :
- Parois verticales :

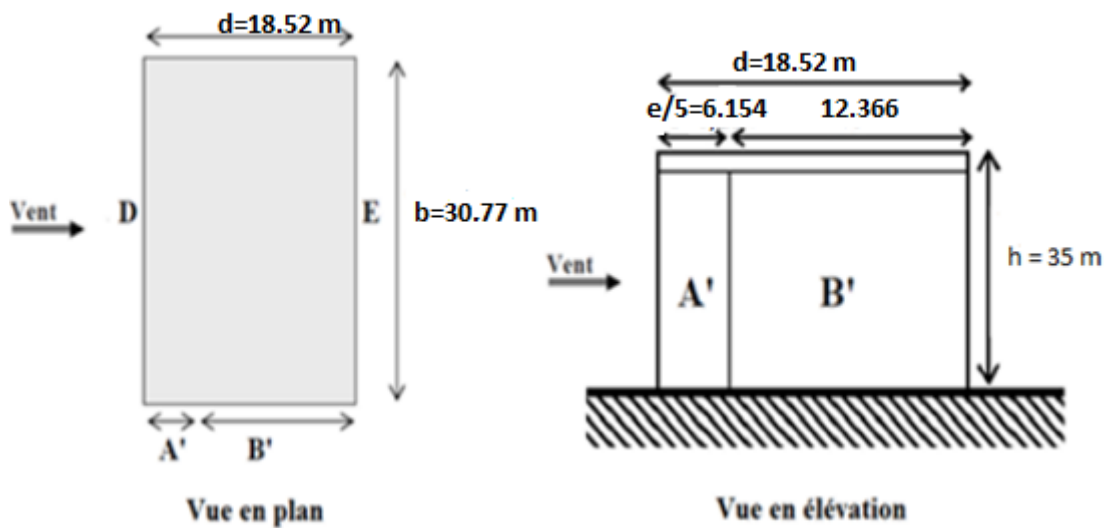


Figure II. 6. Répartition de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30.77 \text{ m} \\ d = 18.52 \text{ m} \\ h = 3.5 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Avec acrotère.}$$

$$e = \min [b, 2h]$$

$e = \min [30.77\text{m} ; 70\text{m}]$

$e = 30.77 \text{ m}$

$d < e$

$S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II. 12. Valeurs de ($C_{pe,10}$) selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

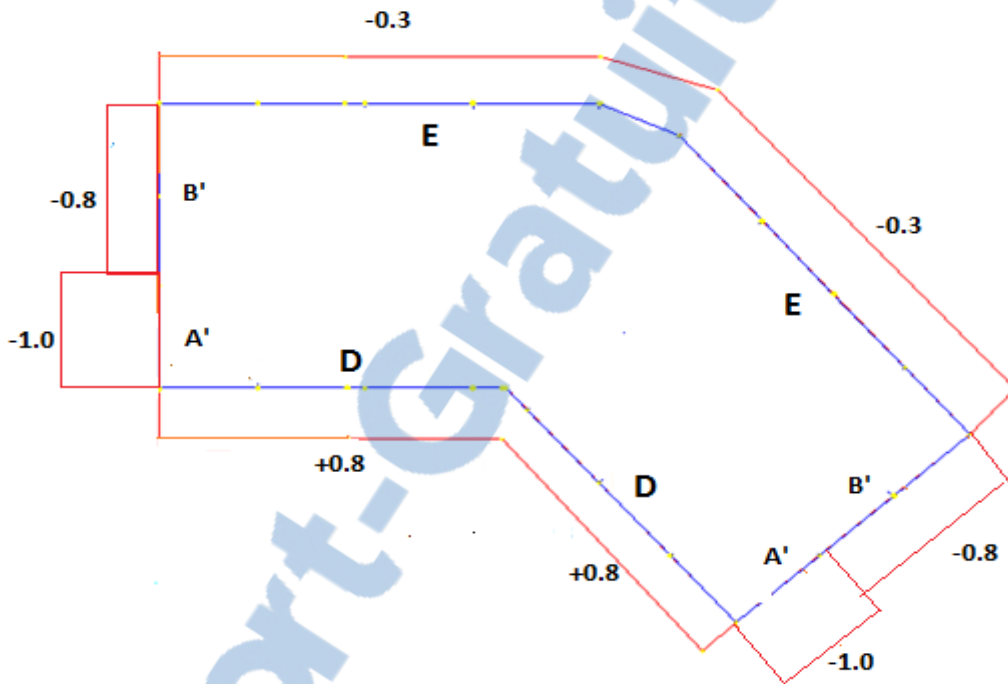


Figure II. 7. Valeurs de ($C_{pe,10}$) sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

➤ Toiture

La pente de la toiture de ce bâtiment est inférieure à 5° , dans ce cas-là la toiture est considérée comme plate.

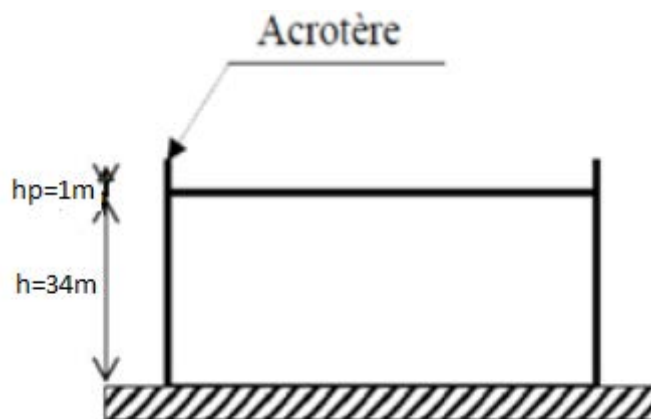
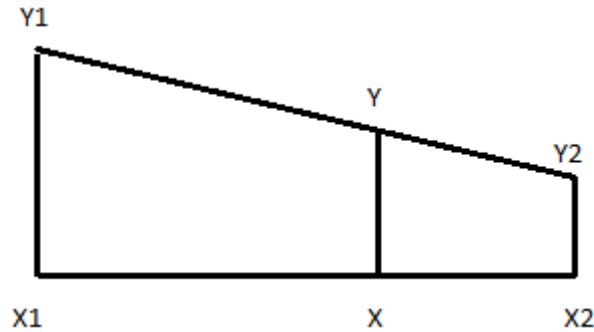


Figure II. 8. Hauteur de la structure avec l'acrotère.

$$\frac{h_p}{h} = \frac{1}{34} = 0.029.$$

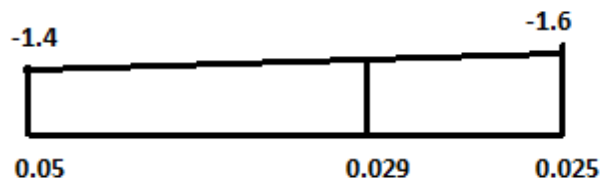
-hp=0.6m : hauteur de l'acrotère.

On calcul C_{pe} par interpolation linéaire :



$$Y = \left(\frac{Y1 - Y2}{X1 - X2} \right) (X - X2) + Y2$$

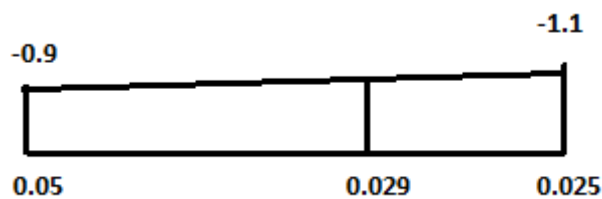
[[F]] :



$$[[F]] = \left(\frac{-1.4 + 1.6}{0.05 - 0.025} \right) (0.029 - 0.025) - 1.6$$

$$[[F]] = -1.568$$

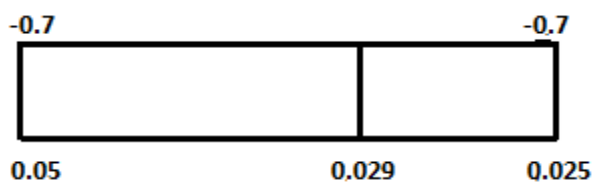
[[G]] :



$$[[G]] = \left(\frac{-0.9 + 1.1}{0.05 - 0.025} \right) (0.029 - 0.025) - 1.1$$

$$[[G]] = -1.068$$

[[H]] :



[[H]] : Pas d'interpolation

[[H]] = - 0.7

[[I]] :

[[I]] : Pas d'interpolation

[[I]] = ±0.2

Les valeurs obtenues sont résumées dans le tableau ci-dessous :

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.568	-1.068	-0.7	±0.2

Tableau II.13.Valeurs de $(C_{pe,10})$ selon les zones de la toiture (direction V1, V3).

$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [30.77\text{m} ; 70\text{m}] \Rightarrow e = 30.77 \text{ m.}$

$d=18.52 \text{ m.}$

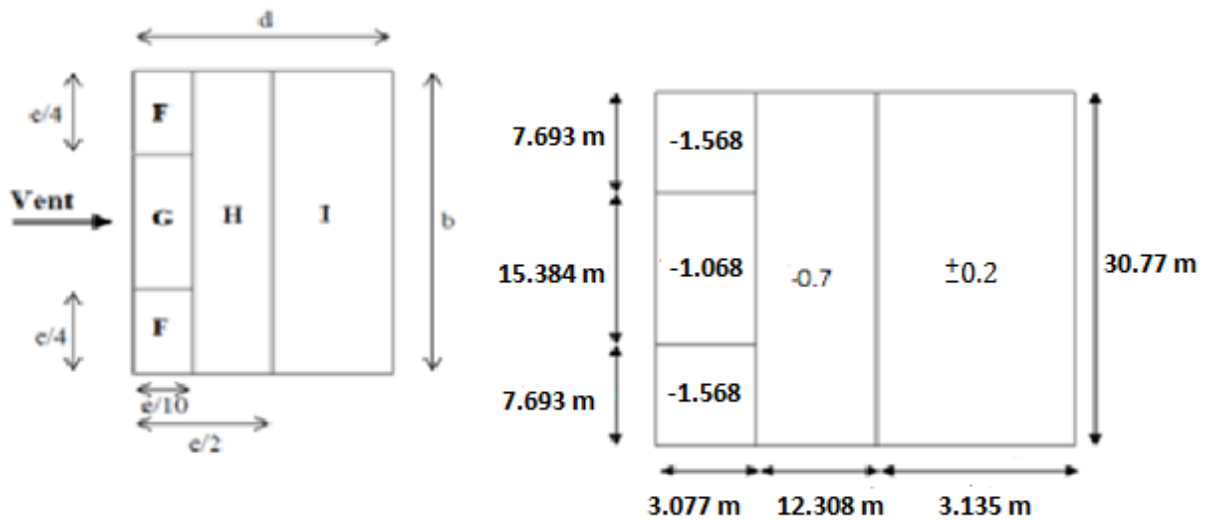
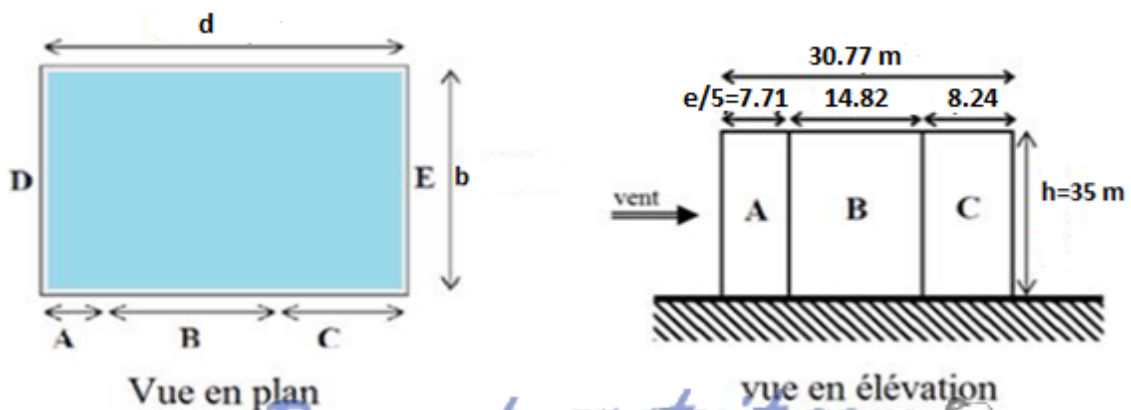


Figure II. 9.Valeurs de $(C_{pe,10})$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3).

➤ Sens V2,V4 :

➤ Paroi verticale :



Vue en plan

vue en élévation

Figure II. 10.Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4).

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 18.52 \text{ m} \\ d = 30.77 \text{ m} \\ h = 3.5 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Avec acrotère.}$$

$$e = \min [b, 2h]$$

$$e = \min [18.52 \text{ m} ; 70\text{m}]$$

$$e = 18.52 \text{ m}$$

$$d > e$$

$$S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.14.Valeurs de ($C_{pe,10}$) suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

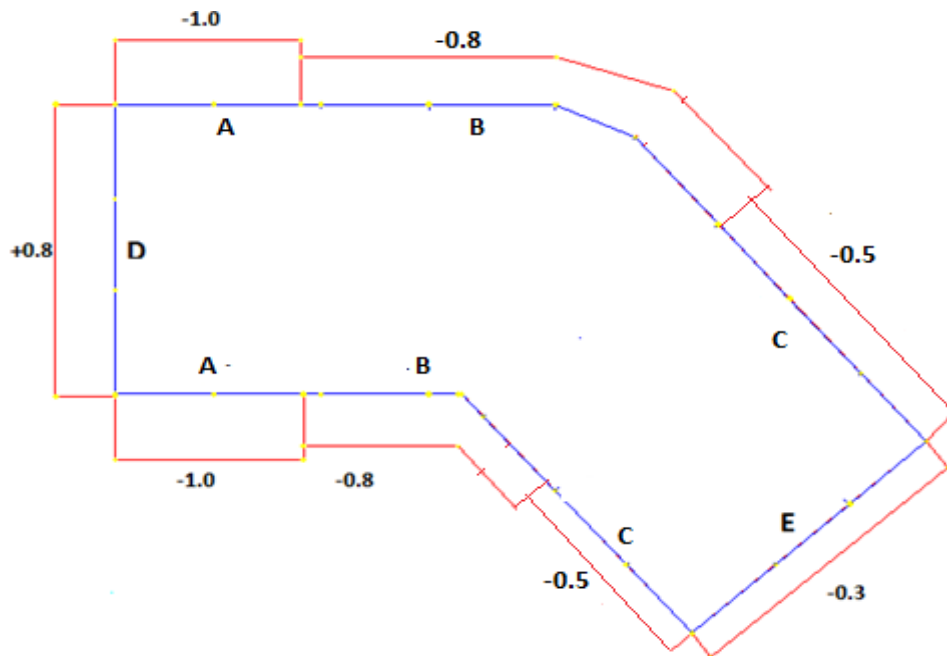


Figure II. 11.Valeurs de ($C_{pe,10}$) sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

➤ Toiture

La pente de la toiture de ce bâtiment est inférieure à 5°, dans ce cas-là la toiture est considérée comme plate.

$$\frac{hp}{h} = \frac{1}{34} = 0.029hp = 0.6\text{m} : \text{hauteur de l'acrotère.}$$

On calcule C_{pe} par interpolation linéaire $C_{pe} = C_{pe,10}$ (RNV99, version 2003):

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.568	-1.068	-0.7	± 0.2

Tableau II. 15.Valeurs de ($C_{pe,10}$)selon les zones de la toiture (direction V2, V4).

$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [18.52 \text{ m} ; 70\text{m}] \Rightarrow e = 18.52 \text{ m}$

$d=30.77 \text{ m}$

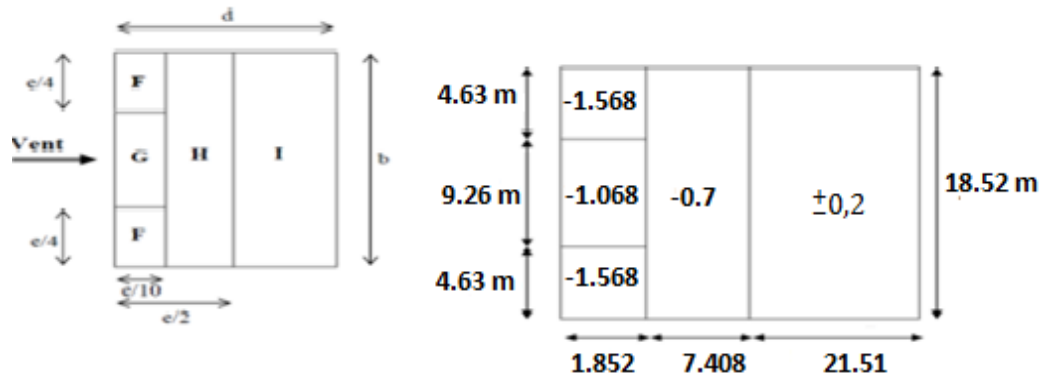


Figure II. 12.Valeurs de Cpe.10 sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

II.4.2.2.4.Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation de ce fait en cas de vent toutes les fenêtres seront fermé et donc d'après [2]:

- $\mu_p = 0.3$
- $C_{pi} = 0.35$

II.4.2.2.5. Valeurs de la pression due au vent (q_j)

$q_j = C_d q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi})$

- ✚ Sens V1 et V3 :
- Parois verticales
- ❖ De 0m à 30.77 m :

Zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (daN/m ²)
A'	1	102,9340	-1,0	0,35	-1,35	-138,9609
B'	1	102,9340	-0,8	0,35	-1,15	-118,3741
D	1	99,1974	+0,8	0,35	+0,45	+44,6388
E	1	99,1974	-0,3	0,35	-0,65	-64,4783

Tableau II. 16.Valeurs de q_j selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

- ❖ De 30.77 m à 34 m :

Zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (daN/m ²)
A'	1	102,9340	-1,0	0,35	-1,35	-138,9609
B'	1	102,9340	-0,8	0,35	-1,15	-118,3741
D	1	102,9340	+0,8	0,35	+0,45	+46,3203
E	1	102,9340	-0,3	0,35	-0,65	-66,9071

Tableau II. 17.Valeurs de q_j selon les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

➤ Toiture :

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
F	1	102,9340	-1,568	0,35	-1,918	-197,4274
G	1	102,9340	-1,068	0,35	-1,418	-145,9604
H	1	102,9340	-0,7	0,35	-1,05	-108,0807
I	1	102,9340	$\pm 0,2$	0,35	-0,15 -0,55	-15,4401 -56,6137

Tableau II. 18.Valeurs de q_j selon les zones de la toiture (direction V1, V3).

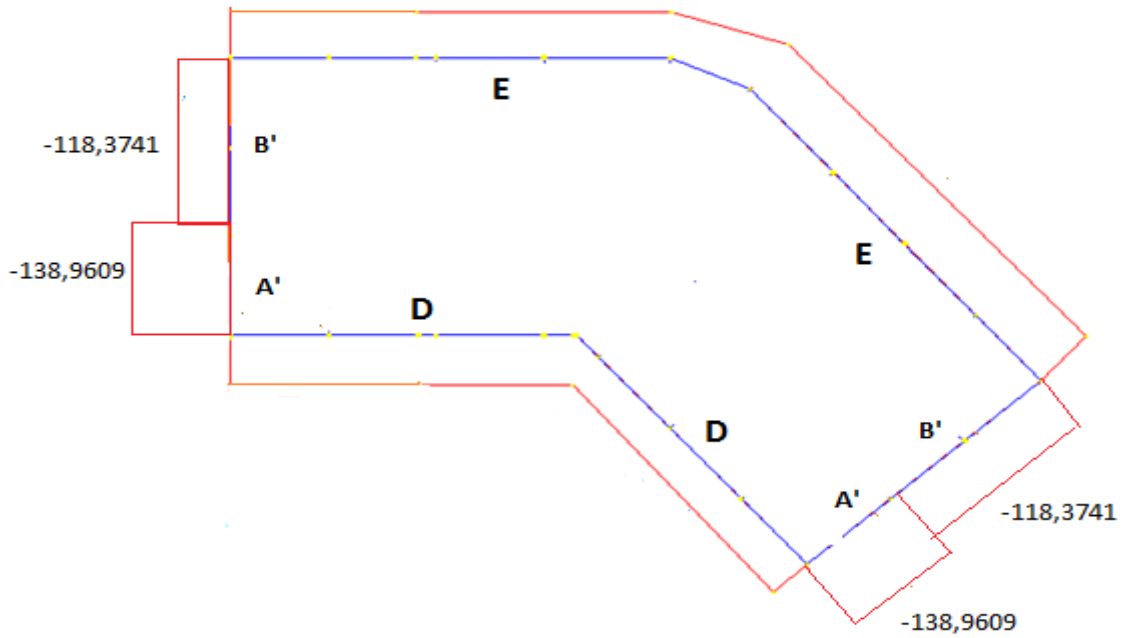


Figure II. 13.Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'

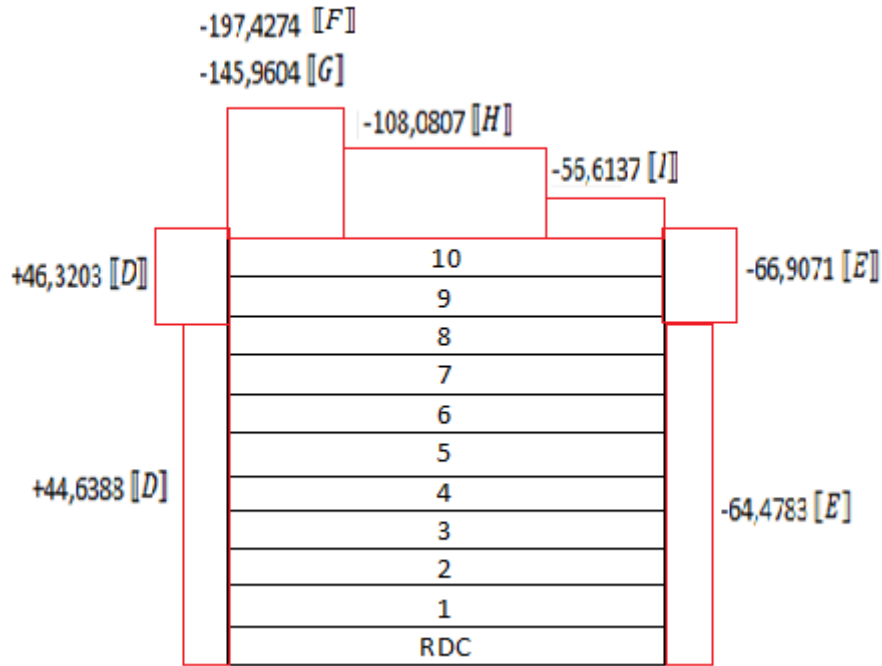


Figure II. 14.Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.

- ✚ Sens V2 et V4 :
- Parois verticales
- ❖ De 0m à 18.52 m :

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
A	1	102.9340	-1.0	0.35	-1.35	-138.9609
B	1	102.9340	-0.8	0.35	-1.15	-118.3741
C	1	102.9340	-0.5	0.35	-0.85	-87.4939
D	1	80.9709	+0.8	0.35	+0.45	+36.4369
E	1	80.9709	-0.3	0.35	-0.65	-52.6310

Tableau II. 19.Valeurs de q_j selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

- ❖ De 18.52m à 34 m :

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
A	1	102.9340	-1.0	0.35	-1.35	-138.9609
B	1	102.9340	-0.8	0.35	-1.15	-118.3741
C	1	102.9340	-0.5	0.35	-0.85	-87.4939
D	1	102.9340	+0.8	0.35	+0.45	+46.3203
E	1	102.9340	-0.3	0.35	-0.65	-66.9071

Tableau II.20.Valeurs de q_j selon les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

➤ Toiture :

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
F	1	102.9340	-1.568	0.35	-1.918	-197.4274
G	1	102.9340	-1.068	0.35	-1.418	-145.9604
H	1	102.9340	-0.7	0.35	-1.05	-108.0807
I	1	102.9340	± 0.2	0.35	-0.15 -0.55	-15.4401 -56.6137

Tableau II. 21. Valeurs de q_j selon les zones de la toiture (direction V2, V4).

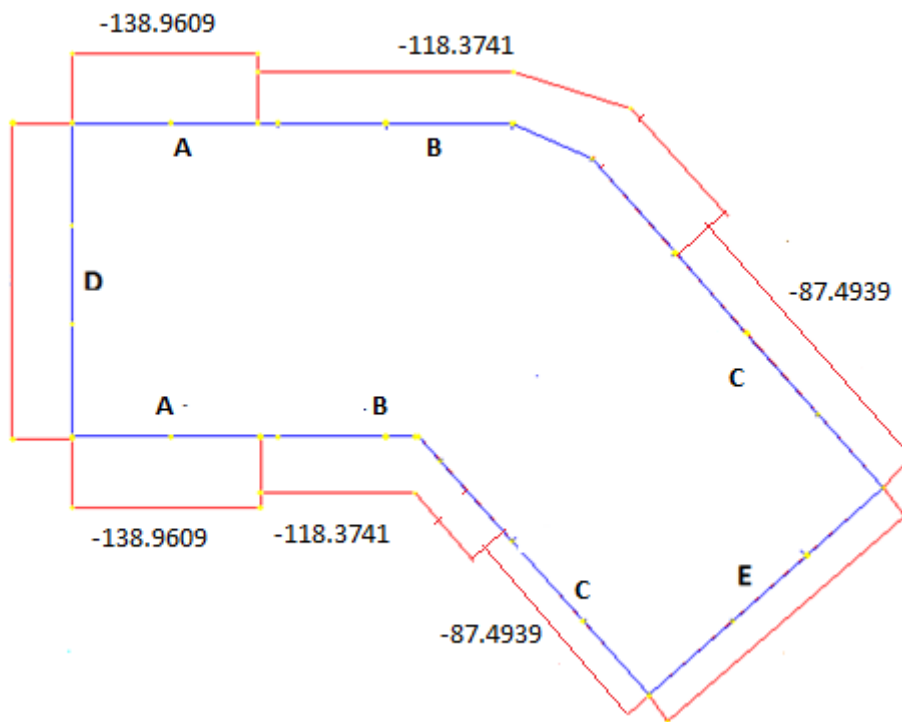


Figure II. 15. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.

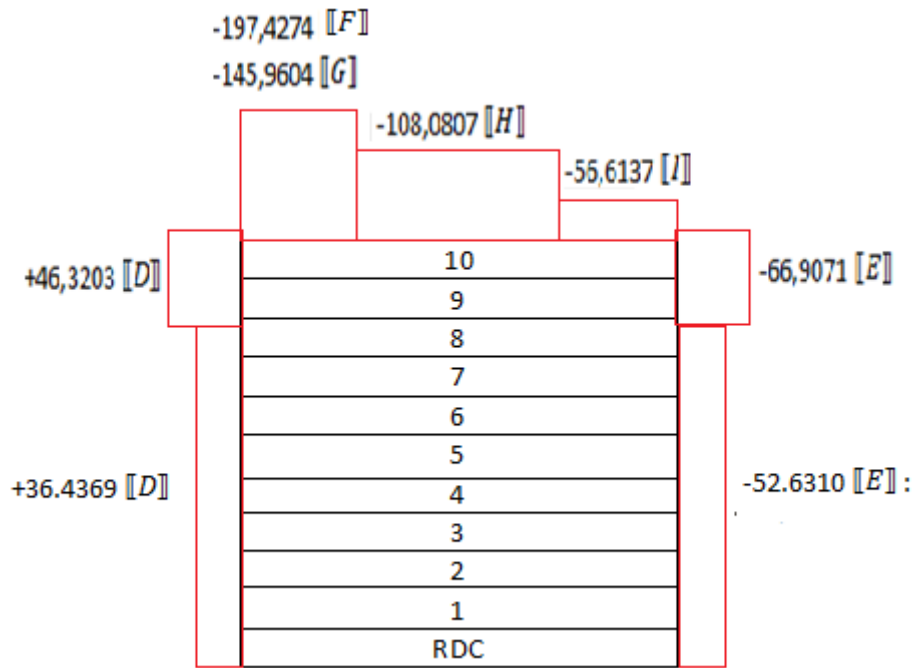


Figure II. 16.Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.

II.4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent

Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

☛ Sens V1, V3

$$\begin{cases} b = 30.77 \text{ m} \\ d = 18.52 \text{ m} \\ h = 34 \text{ m} \end{cases}$$

$$2(18.52 \times 34) \leq 4(2 \times 30.77 \times 34)$$

$$1259.36 \leq 8369.44$$

Condition vérifiée.

☛ Sens V2, V4

$$\begin{cases} b = 18.52 \text{ m} \\ d = 30.77 \text{ m} \\ h = 34 \text{ m} \end{cases}$$

$$2(30.77 \times 34) \leq 4(2 \times 18.52 \times 34)$$

$$2092.36 \leq 5037.44$$



-Condition vérifiée.

On conclue qu'il n'y a de frottement sur les parois.

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi un bilan des contraintes de charges permanentes et celles prévisibles relevant de l'exploitation de la structure étudiée et des conditions climatiques à laquelle est soumise cette dernière.

Ainsi nous avons utilisé les principes généraux et procédures pour le calcul de ces charges. Les résultats obtenus nous seront nécessaires pour le calcul de dimensionnement des différents éléments de notre structure.

RapportGratuit.com

Chapitre III: Etude du plancher mixte

Chapitre III: Etude du plancher mixte

III.1. Introduction

Le plancher mixte associée l'acier et le béton, c'est une structure horizontale de gros œuvre. Elle se distingue par sa grande capacité portante et sa rapidité mise en œuvre et son Coût moindre.

Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés telle que TN40 utilisés en guise de coffrage et d'armatures (les nervures longitudinales des tôles remplissent le rôle d'armatures évitant l'ajout d'armatures supplémentaires) et d'une dalle en béton coulée sur place. Un treillis soudé est normalement disposé près de la face supérieure du béton pour atténuer les fissures dues au retrait du béton. Une coupe transversale du plancher laisse apparaître une section mixte composée de deux matériaux (acier et béton) reliés à la poutre support par des connecteurs permettant de former un ensemble monolithique solidaire assurant un comportement adéquat et sûr empêchant le glissement relatif entre l'acier et le béton.

Dans ce types de plancher collaborant, l'acier particulièrement ductile offre une excellente résistance de la structure à la traction, tandis que le béton offre une très bonne résistance de la structure à la compression et permet en plus une protection de l'aciervis-à-vis du voilement et de l'incendie.

Remarquant, en raison de sa légèreté, le plancher collaborant ne nécessite pas la mise en place de solives ou de poutrelles pour supporter son poids.

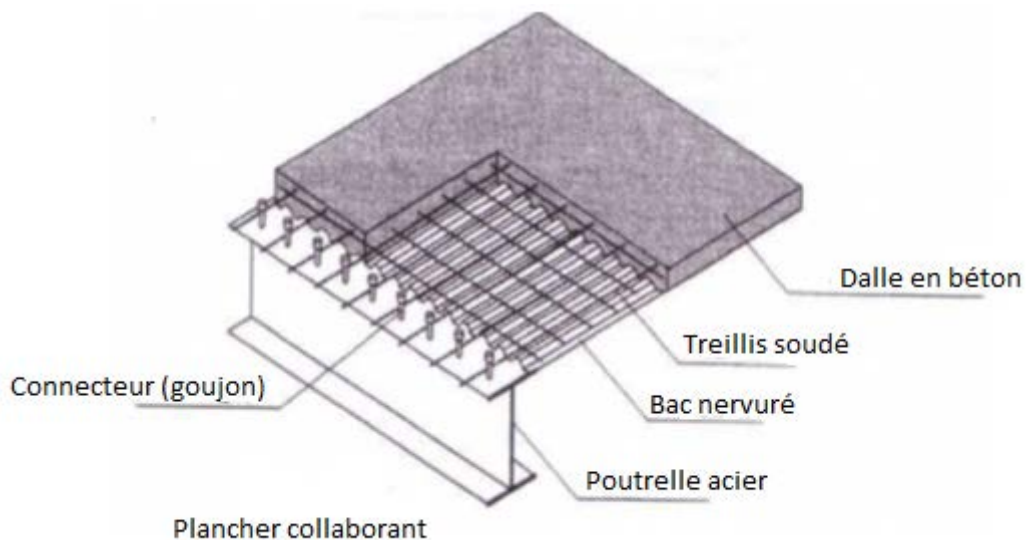


Figure III. 1. Dalle mixte acier-béton.

III.2. Calcul du plancher mixte

Le calcul se fait en deux phases :

- 1-Phase de construction : vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.
- 2-Phase finale : vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

III.2.1. Phase de construction

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre des profilés et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

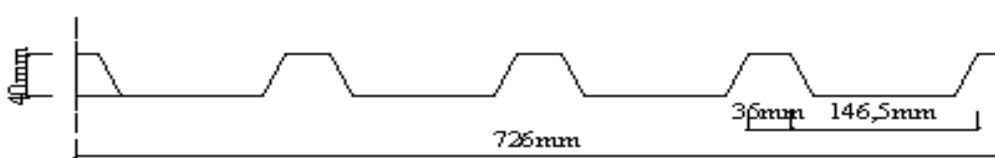


Figure III. 2. Dimensions de la tôle nervurée.

III.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée

- Poids propre (1mm d'épaisseur) $P = 10 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$
- Contrainte élastique $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
- Moment de résistance plastique $M_{pl,rd} = 197.4 \text{ daN.m}$
- Moment d'inertie $I = 27.21 \text{ cm}^4$

La Section :

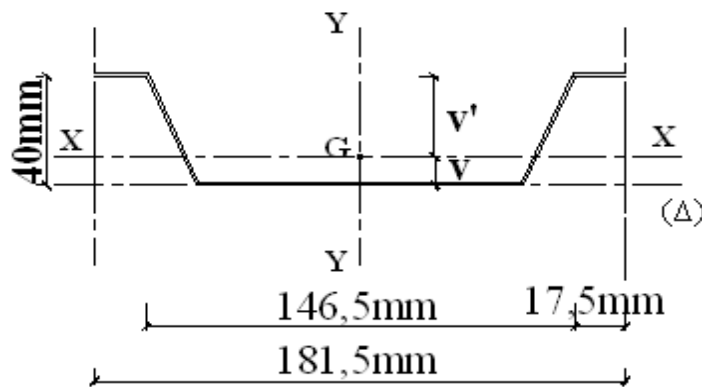


Figure III. 3. Caractéristiques géométrique.

$$S_{TN40} = [8 \times \sqrt{(7.5)^2 + (40)^2} + (4 \times 146.5) + (2 \times 17) + (3 \times 20)] \times 1 = 1005.6 \text{ mm}^2$$

❖ Position du centre de gravité :

$$V' / (\Delta) = \frac{\sum s_i \times Y_{i/\Delta}}{\sum s_i} = \frac{4 \times 146.5 \times 39.5 \times 1 + 3 \times 20 \times 0.5 \times 1 + 2 \times 17 \times 0.5 \times 1 + 8 \times 40 \times 20 \times 1}{1005.6} = 29.43 \text{ mm}$$

$$V' / (\Delta) = 29.43 \text{ mm}$$

D'où :

$$V = h - v' = 40 - 29.43$$

$$V = 10.57 \text{ mm}$$

$$I/X = 2 \times \left[\frac{10^3}{12} + 10 \times (39.5 - 10.57)^2 + \frac{40^3}{12} + 40 \times (20 - 10.57)^2 \right] + \frac{146.5^3}{12} + (146.5 \times (-0.5 - 10.57)^2)$$

$$I/X = 49389.25 \text{ mm}^2$$

L'inertie de la TN40 pour une bande de 1ml :

$$I = I/X \times \frac{1000}{181.5} = 49389.25 \times \frac{1000}{181.5} = 272117.07 \text{ mm}^4$$

❖ **Module de résistance**

$$W = \frac{I}{V'} = \frac{27.1}{2.943} = 9.24 \text{ cm}^3/\text{ml}$$

$$W = 9.24 \text{ cm}^3/\text{ml}$$

❖ **Chargement**

➤ **Charges permanentes**

$$G_{\text{dalle béton}} = 2500 \times 1.25 \times (0.08 + \frac{0.04}{2}) = 312.5 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{tôle}} = 10 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{Total}} = 322.5 \text{ daN/ml}$$

➤ **Charges d'exploitations**

$$Q_T = 150 \times 1.25 = 187.5 \text{ daN/ml}$$

III.2.1.2. Vérification à l'état limite ultime

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MAQUART (ANNEXE A).

On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous.

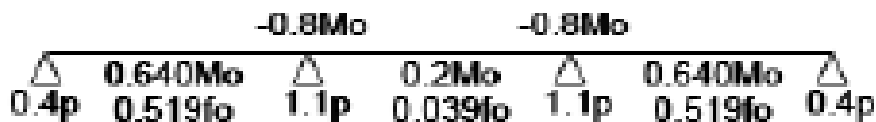


Figure III. 4. Diagramme de MAQUART des moments fléchissant de la tôle profilée.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

Avec :

$$P = ql$$

On doit vérifier la condition : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 322.5 + 1.5 \times 187.5$$

$$Q_{ELU} = 716.625 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0.8M_0 = 0.8 \times \frac{Q_{ELU} \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{0.8 \times 716.625 \times 1.25^2}{8} = 111.98 \text{ daN.ml}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9,24 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 1974000 \text{ N.mm} = 197,4 \text{ daN.ml}$$

$$M_{sd} = 111.98 \text{ daN.ml} \leq M_{pl,rd} = 197,4 \text{ daN.ml}$$

Condition vérifiée.

III.2.1.3. Vérification à l'état limite de service

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$f \leq f_{max}$ avec $f_{max} = \frac{L}{180}$

On utilise l'abaque de MAQUART.



Figure III. 5. Flèches de la tôle profilée.

Sachant que :

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$Q_{ELS} = G + Q$

$Q_{ELS} = 322.5 + 187.5$

$Q_{ELS} = 510 \text{ daN/ml}$

La flèche la plus défavorable est :

$$f = \frac{0.519 \times 5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{0.519 \times 5 \times 510 \times 1.25^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 27.21 \times 10^{-8}} = 1.472 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{max} = \frac{L}{180} = \frac{1.25}{180} = 6.944 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$f = 1.472 \times 10^{-3} \text{ m} < f_{max} = 6.944 \times 10^{-3} \text{ m}$

Condition vérifiée

III.2.2. Phase finale

Pour obtenir l'effet mixte souhaité. C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts et limiter les glissements qui se développent à l'interface.

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

III.2.2.1. Plancher terrasse

Pour le plancher de la terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8cm et les poutrelles sont faites de profilés IPE160

a. Vérification de la résistance en flexion positive (Ruine type I)

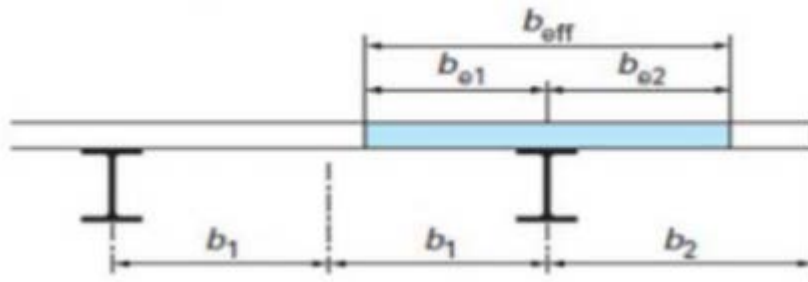


Figure III. 6. Largeur efficace de la dalle.

Position de l'axe neutre plastique :

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Sachant que :

- $h_c = 80\text{mm}$
- $f_{ck} = 25\text{MPa}$
- $f_y = 235\text{MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_m = 1,1$
- $A_a = 1005.6 \text{ mm}^2$.

Donc :

$$F_c = 900 \times 80 \times \left(0.85 \frac{25}{1.5}\right) = 1020000 \text{ N} = 102000 \text{ daN}$$

$$F_a = 1005.6 \times \frac{235}{1.1} = 214832.7273 \text{ N} \approx 21483.28 \text{ N}$$

On remarque : $F_a < F_c$: ANP se trouve dans la dalle en béton.

$$b_{eff} \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) Z_{PL} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$$Z_{PL} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m} \times \frac{\gamma_c}{b_{eff} \times 0.85 \times f_{ck}} = 1005.6 \times \frac{235}{1.1} \times \frac{1.5}{900 \times 0.85 \times 25}$$

$$Z_{PL} = 16.849 \text{ mm} \approx 16.9 \text{ mm}$$

b. Vérification du moment fléchissant

La condition suivante doit être vérifiée : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{ply,rd+} = \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times Z_{PL}\right) \frac{Z_{PL}}{2} + \left(A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}\right) (h_c + h_p - v - Z_{PL})$$

$$M_{ply,rd+} = \left(0.85 \frac{25}{1.5} \times 900 \times 16.9\right) \frac{16.9}{2} + \left(1005.6 \times \frac{235}{1.1}\right) (80 + 40 - 10.57 - 16.9)$$

$$M_{ply,rd+} = 21699236 \text{ N.mm} \approx 2169.93 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 0.640 M_0 = .640 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

❖ **Chargement**

➤ **Charges permanentes**

$$G_{dalle \text{ béton}} = 2500 \times 1.25 \times (0,08 + \frac{0,04}{2}) = 312.5 \text{ daN/m}$$

$$G_{tôle} = 10 \text{ daN/m}$$

$$G_{plancher} = 652 \times 1.25 = 815 \text{ daN/m}$$

$$G_{Total} = 1137.5 \text{ daN/ml}$$

➤ **Charges d'exploitations**

$$Q_T = 150 \times 1,25 = 187.5 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 1137.5 + 1.5 \times 187.5$$

$$Q_{ELU} = 1816.875 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = 0.640 \frac{1816.875 \times 1.25^2}{8} = 227.109 \text{ daN/mL}$$

$$M_{sd} = 227.11 \text{ daN/mL} < M_{ply,rd+} = 2169.93 \text{ daN.mL}$$

Condition vérifiée

c. Vérification de la résistance en flexion négative (Ruine type I)

❖ **Ferraillage**

Le calcul de ferraillage se fait sur une bande de 1 m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé :

$$\rho = \frac{A_s}{b h_c} \geq 0.04 \% \quad \rightarrow \quad A_s \geq 0.004 \times b \times h_c$$

$$A_s \geq 0.004 \times 1000 \times 80$$

$$A_s \geq 320 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : $\Phi 8$ et mallaige 10 cm: $A_s = 502.4 \text{ mm}^2$

Et l'enrobage $C = 30 \text{ mm}$

❖ **Position de l'ANP**

$$b_c \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) Z_{PL} = A_s \frac{f_s}{\gamma_s}$$

$$Z_{PL} = A_s \frac{f_s}{\gamma_s} \times \frac{\gamma_c}{0.85 f_{ck} b_c}$$

$$b_c: \text{largeur total de nervure de la tole pliée} = \frac{b_{eff}}{b} b_0$$

Avec :

- $b = 181.5 \text{ mm}$
- $b_0 = 146.5 \text{ mm}$

$$b_c = \frac{900}{181.5} \times 146.5 = 726.45 \text{ mm}$$

$$Z_{PL} = 502.4 \times \frac{400}{1.5} \times \frac{1.5}{0.85 \times 25 \times 726.45} = 13.018 \text{ mm} \approx 13.1 \text{ mm}$$

$$M_{ply,rd^-} = \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_c \times Z_{PL} \right) \frac{Z_{PL}}{2} + A_s \frac{f_s}{\gamma_s} (h_c + h_p - Z_{PL} - C)$$

$$M_{ply,rd^-} = \left(0.85 \frac{25}{1.5} \times 726.45 \times 13.1 \right) \frac{13.1}{2} + 502.4 \times \frac{400}{1.5} (80 + 40 - 13.1 - 30)$$

$$M_{ply,rd^-} = 11185600.77 \text{ N.mm} \approx 1118.56 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 0.8 M_0 = 0.8 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = 0.8 \frac{1816.875 \times 1.25^2}{8} = 283.886 \text{ daN/mL}$$

$$M_{sd} = 283.89 \text{ daN/mL} < M_{ply,rd^-} = 1118.56 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

d. Résistance au cisaillement longitudinale (Ruine type II)

❖ **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} \leq V_{l,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1816.875 \times 1.25}{2}$$

$$V_{sd} = 1135.55 \text{ daN}$$

$$V_{l,rd} = b_{eff} \times d_p \left(m \times \frac{A_p}{b_{eff} \times L_s} + k \right) \frac{1}{\gamma_{vs}}$$

Avec :

- L_s : Longueur de glissement, engendre la rupture entre le béton et la tôle

$$L_s = \frac{0.8L}{4} = \frac{0.8 \times 1.25}{4} = 0.25 \text{ m}$$

$$d_p = h_c + h_p - v = 80 + 40 - 10.57 = 109.43 \text{ mm}$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} ; 2 \right) = \min (2.35 ; 2) = 2$$

$$V_{l,rd} = 900 \times 109.43 \left(130.8 \times \frac{1005.6}{900 \times 250} + 2 \right) \frac{1}{1.25} = 203638.7177 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 1135.55 \text{ daN} < V_{l,rd} = 20363.9 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

e. Résistance au cisaillement verticale (Ruine type III)

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = \max \left(0.15 k (100 \rho f_{ck})^{1/3} ; \gamma_{min} \right) b_c d_p$$

$$\gamma_{\min} = 0.035 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}} = 0.495$$

$$\rho = \min \left(\frac{A_p}{b_w d_p} ; 0.02 \right) = 0.02$$

$$V_{rd} = \max(0.15 \times 2 (100 \times 0.02 \times 25)^{1/3} ; 0.495) \times 726.45 \times 109.43$$

$$V_{rd} = 1.11 \times 726.45 \times 109.43 = 88239.92 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 1135.55 \text{ daN} < V_{rd} = 88239.92 \text{ N}$$

Condition vérifiée.

III.2.2.1. Etude des connecteurs :

Le connecteur permet de relier l'ensemble bacs acier et dalle en béton à la poutre support en acier, et faire travailler l'ensemble monolithique en un seul corps rigide résistant aux efforts les sollicitant. En effet La connexion doit-être capable de transférer le cisaillement engendré par le glissement entre le béton et l'acier.

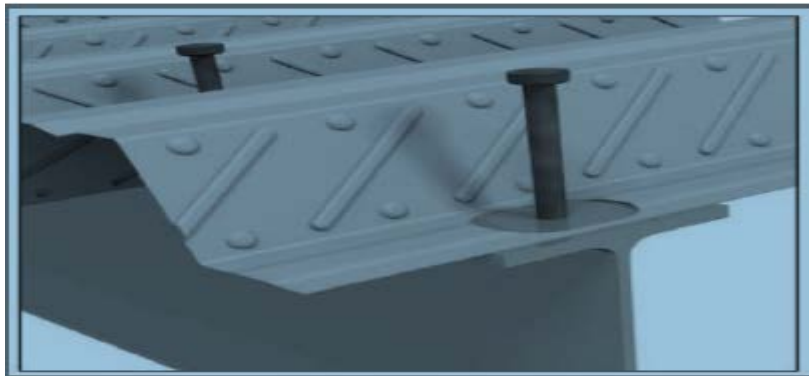


Figure III. 7. Goujons à tête soudée avec le profilé.

Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivants :

- d = 16 mm
- h = 80 mm
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

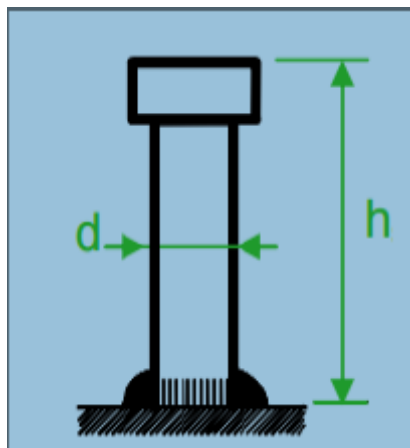


Figure III. 8. dimensions du connecteur.

Résistance du connecteur isolé au cisaillement

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \cdot K \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \cdot K \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Sachant que :

- γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- d : diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : Facteur correctif.
- K : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures.
- $E_{cm} = 30500$ MPa, pour un béton de classe C25/30.

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement (les poutres secondaires sont perpendiculaire aux nervures de la tôle profilé) donc il est calculé comme suite :

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{36}{40} \times \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.54 < 1 \\ \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{36}{40} \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.63 < 0.85 \end{cases} \quad K = 0.63$$

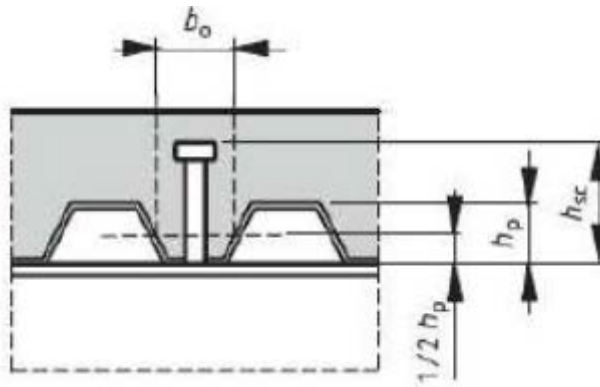


Figure III. 9. Dimension de la tôle profilée et du connecteur.

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.63 \times 430 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4}\right)}{1.25} = 34859.31 \text{ N} \\ \frac{0.29 \times 0.63 \times 1 \times 16^2 \cdot \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 32672.95 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 32672.95 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 1135.55 \text{ daN} < P_{rd} = 3267.3 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

Nombre de connecteurs

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

$$V_l = \min (F_a, F_c) = \min (21483.28, 102000) = 21483.28 \text{ daN}$$

$$n = \frac{21483.28}{3267.3} = 6.57$$

On prend alors 8 connecteurs pour chaque poutre principale.

Espacement entre les connecteurs

Soit S l'espacement entre les connecteurs donné par la formule suivante :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{360}{8-1} = 51 \text{ cm}$$



Figure III. 10.Espacement entre connecteurs.

Donc : l'espacement entre les connecteurs est 50 cm

III.3. Calcul de l'acrotère

III.3.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire nécessaire contre toute chute au niveau des terrasses. C'est une console encadrée à sa base au plancher terrasse ; elle est soumise à L'effort normal dû à son poids propre (G), à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante et à une force séismique (F_p). A cet effet, le calcul se fera à la flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m de longueur.

Ci-dessus le schéma de l'acrotère.

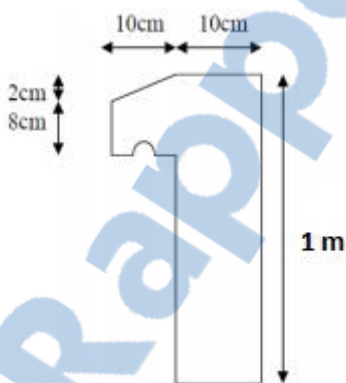


Figure III. 11.Figure statique de l'acrotère

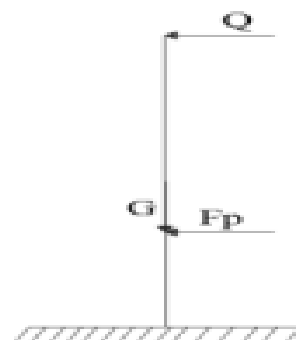


Figure III. 12.Modèle de calcul de l'acrotère.

III.3.2. Calcul au séisme :

L'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force Horizontale "FP" due au séisme calculé suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 272,5 = 87,2 \text{ daN/ml} < Q = 100 \text{ daN / ml}$$

Avec :

$A = 0,10$: coefficient d'accélération (zone I, groupe 2B selon le tableau 4.1 du RPA).

$C_p = 0,8$: coefficient d'accélération (selon le tableau 6.1 du RPA).

$$W_p = P \cdot P_{\text{acrotère}} = 272,5 \text{ daN / ml} : \text{ poids de l'acrotère.}$$

La charge d'exploitation Q de l'acrotère (due à une main courante) est donc plus prépondérante que l'action de la force due au séisme donc on prend $Q = 100 \text{ daN / ml}$.

III.3.3. Sollicitations agissant sur l'acrotère

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère sont :

- Charge permanente (poids propre) $G_{\text{acrotère}} = 272,5 \text{ daN / ml}$
- Charge d'exploitation (main courante) $Q = 100 \text{ kg/ml}$

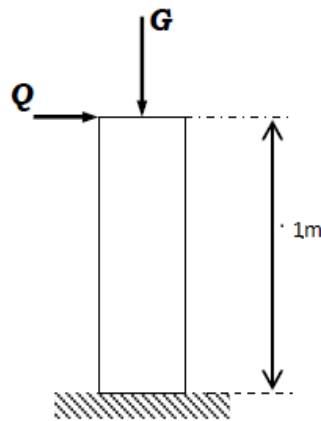


Figure III. 13.Charges sur l'acrotère

❖ A l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times 272,5 = 367,875 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 100 \times 1 = 150 \text{ daN.m}$$

- **Excentricité du 1^{er} ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{150}{367,875} + 0,02 = 0,42 \text{ m}$$

Avec:

$$e_0 = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right) = \left(2 \text{ cm} ; \frac{100}{50} \right) = (2 ; 0,4) = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité du 2^{ème} ordre**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 b} (2 + \alpha \varphi) = \frac{3 \times 4}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0,73 \times 0,2) = 0,0257 \text{ m}$$

Avec:

$$l_f = 2l = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$$

$$\varphi = 0,2$$

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{272,5}{272,5+100} = 0,73$$

- Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée

$$N_u = 367,875 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 163,961 \text{ daN.m}$$

$$e_A = (e_1 + e_2) + (d - \frac{b}{2}) = (0,42 + 0,0257) + (0,09 - \frac{0,1}{2}) = 0,485 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_A = 178,419 \text{ daN.m}$$

❖ A I'ELS :

$$N_s = 272,5 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 100 \times 1 = 100 \text{ daN.m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{100}{272,5} = 0,367 \text{ m}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus

$$e_A = e_{0s} + (d - \frac{b}{2}) = 0,367 + (0,09 - \frac{0,1}{2}) = 0,406 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_s \times e_A = 272,5 \times 0,406 = 110,635 \text{ daN.m}$$

VI.3.4. Ferrailage de l'acrotère

Le BAEL recommande de prévoir pour les éléments exposés aux intempéries, un Ferrailage effectué pour des bandes de 1m de largeur

- Moment réduit de référence

$$\mu_r = \frac{0,8h}{d} (1 - 0,4 \frac{h}{d}) = \frac{0,8 \times 0,1}{0,09} \left(1 - 0,4 \times \frac{0,1}{0,09} \right) = 0,493$$

- Moment réduit ultime

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0018}{1 \times 0,09^2 \times 14,16} = 0,015$$

Avec:

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,09 \text{ m}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0,493 \rightarrow$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0018}{0,09 \times 348} = 0,574 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,018) = 0,089352$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) = 0,018$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

La section d'armature minimale :



$$A_{min} = \max \left(\frac{4}{\text{périmètre}} ; \frac{0,2B}{100} \right) = 2,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 5T10 Avec $A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Pour les armatures de répartition on a : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,70}{4} = 0,675 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc on opte pour les armatures de répartition 4T10 Avec $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

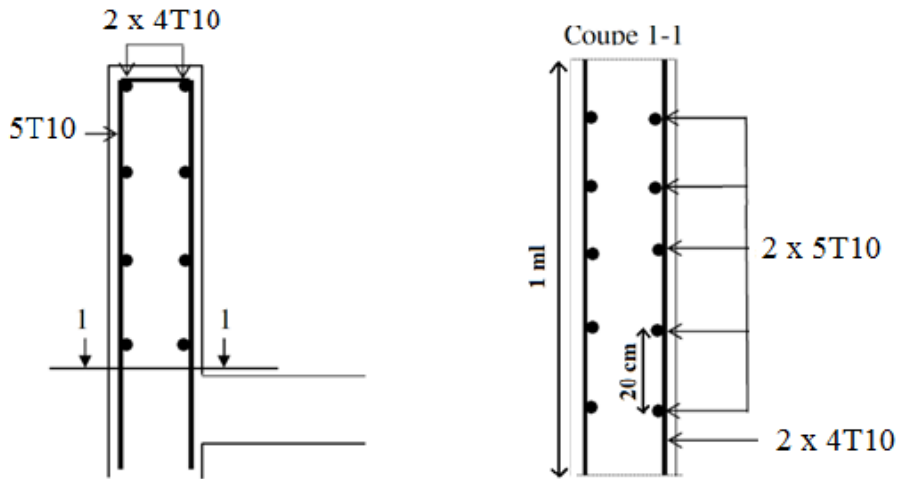


Figure III. 14. Disposition des armatures dans l'acrotère.

III.4. Conclusion

Le calcul des différents éléments du plancher mixte utilise les règles de l'Eurocode 4. Il tient compte des avantages mécaniques du béton (bonne résistance à la compression) et celle de l'acier (bonne résistance à la traction).

Chapitre IV : Etude sismique.
Chapitre IV : Etude sismique.

IV.1. Introduction :

Les efforts générés dans les constructions par un séisme s'ajoutent à ceux habituellement pris en compte dans la conception des structures comme le poids propre, les charges d'exploitation, les actions du vent ou de la neige.

Notre étude vise à réduire les effets des actions sismiques sur la structure, par conséquent sur l'existence humaine et à doter celle-ci d'éléments constitutifs suffisamment rigides ou suffisamment déformables capable d'absorber adéquatement l'énergie sismique pour permettre à la structure un comportement dynamique avec des dommages réduits sans effondrement ni perte de stabilité.

A cet effet le choix judicieux d'un modèle de simulation du comportement de notre structure permet d'aboutir à un dimensionnement approprié de celle-ci.

IV.2. Méthodes utilisables :

Le calcul sismique est d'après le règlement parasismique Algérien RPA 99/vi2003 (D.T.R BC-2.48) et propose trois méthodes :

- ✚ Méthode statique équivalente.
- ✚ Méthode dynamiques :
 - Méthode d'analyse modale spectrale.
 - Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour nos études nous avons choisi ces deux premières méthodes citées auparavant : La méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale spectrale utilisant le logiciel SAP 2000.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Elle consiste à remplacer les forces réelles dynamiques se développant à l'intérieur de la structure par un système de forces statiques fictives dont les effets sont supposés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode bien que simple est limitée à des géométries simple et régulières,

Elle laisse de plus en plus place à la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle peut être utilisée dans tous les cas de structures courantes.

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode permet être appliquées dans tous les cas, et particulièrement dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas possible.

Le principe de la méthode réside dans la recherche pour chaque mode de vibration du maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [CGS "règles parasismique algérien RPA99/V2003, doc. Technique réglementaire .MST de l'habitat].

IV.3. Critères de classification par le RPA99 version 2003 :**IV.3.1. Classification des zones sismique :**

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

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ZONE III : sismicité élevée

IV.3.2. Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Tlemcen se situe dans une zone faible sismicité ZONE I[1].

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social [14].

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

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation qui ne dépasse pas 48m, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de Catégorie S1[20], donc un site rocheux[15]

La structure est considérée comme régulière en plan et en élévation [21].

IV.4. Modélisation :

La modélisation d'une structure consiste à établir un modèle à partir des plans architecturaux (Modèle réel) de la construction, et d'y ajouter les modifications nécessaires pour une approche du meilleur comportement possible et d'une résistance optimale de la structure sous l'action des différentes charges.

Le logiciel SAP 2000 conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet de modéliser la structure réelle.

- Dans la méthode statique équivalente : Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale [22].
- Dans la méthode dynamique spectrale : Pour les structures en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale. La déformabilité du sol de fondation doit être pris en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

Le modèle doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations [22].

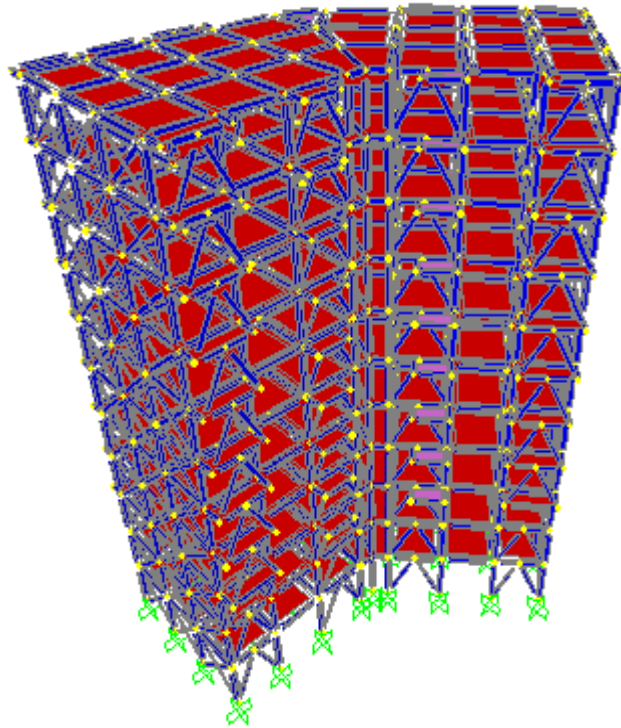


Figure IV. 1. Modèle de la structure en 3D.

❖ **Critères de classification :**

- 📍 Wilaya de Tlemcen → Zone sismique.
- 📍 Groupe 2 : → Bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m
Ouvrage d'importance moyenne.
- 📍 Site Rocheux S1.
- 📍 Pourcentage d'amortissement : $\xi = 5\%$.
- 📍 Coefficient de comportement : $R=4$
- 📍 Facteur de qualité suivant X : $Q_x = 1,35$
- 📍 Facteur de qualité suivant Y : $Q_y = 1,30$

Critère q	p_q	
	Suivant X	Suivant Y
-Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
-Redondance en plan	0,05	0,05
-Régularité en plan	0,05	0,05
-Régularité en élévation	0,05	0
-Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
-Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	$Q_x=1,35$	$Q_y=1,30$

Tableau IV. 1. Facteur de qualité suivant les deux sens.

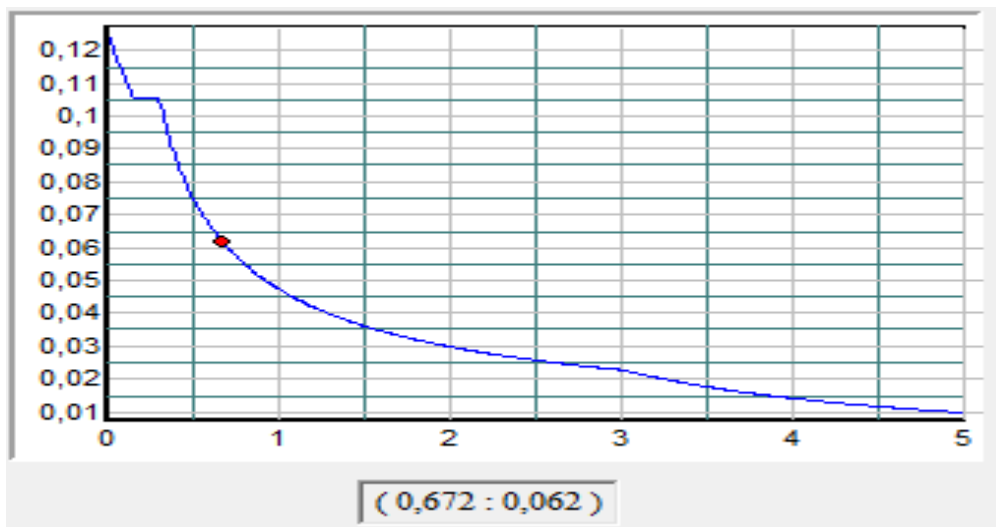


Figure IV. 2. Spectre de réponse suivant x.

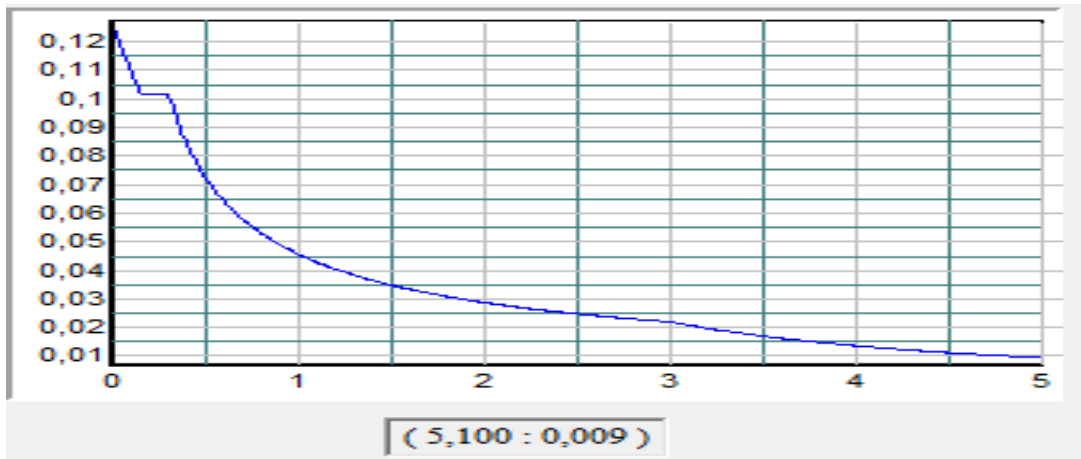


Figure IV. 3. Spectre de réponse suivant y.

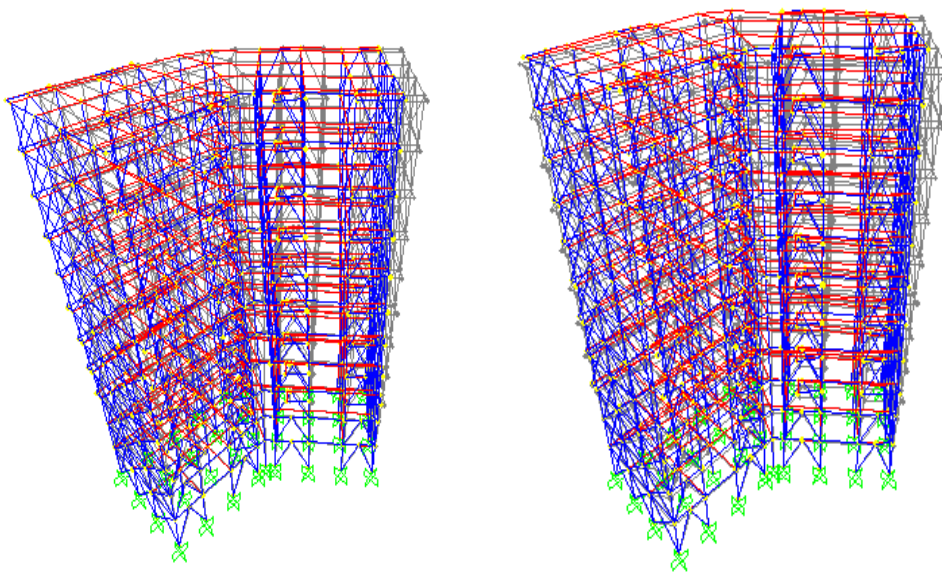


Figure IV. 4. Les deux premiers modes de vibration lors du séisme.

IV.5. Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période calculé par le logiciel SAP 2000 ne doit pas dépasser celle estimée par la formule expérimentale de plus de 30%.

La période donnée par le logiciel est $T = 1,33s$

La période empirique est calculée à partir de la formule suivante :

$$T_{emp} = C_T h_N^{\frac{3}{4}} [23]$$

h_N : Hauteur de base de la structure au dernier niveau en mètre.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Pour cette structure :

$$C_{TX} = 0,05 \quad \rightarrow [24]$$

$$C_{TY}=0,05$$

$$- h_T=34 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{emp} = 0,05 \times 34^{3/4} = 0,704 \text{ s}$$

$$T= 1,33 \text{ s}$$

$$T_{emp} = 0,704 \text{ s}$$

Les valeurs de T calculées à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%**[25]**.

La condition citée ci-dessus n'est pas vérifiée. Dans ce cas-là on effectue une majoration de 1,3 de la période empirique, et on continue les calculs avec la valeur obtenue

$$1,3T_{emp}=1,3 \times 0,704 =0,9152 \text{ s}$$

IV.6. Calcul de la force sismique à la base :

La force sismique à la base est calculée à partir de la formule suivante:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w \text{ [26]}$$

A : Coefficient d'accélération de zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment **[27]**.

- D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)**[28]**

Pour ce bâtiment :

- Groupe 2, Zone I : A=0,1
- Terrain rocheux.
- T=0,9152 s

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0\text{s} \end{cases}$$

- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **[29]**.
- η : facteur de correction d'amortissement avec ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif**[30]**.

Quand :

$$\xi = 5 \% \rightarrow \eta = 1 \rightarrow [30].$$

$$S2 \rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s} \rightarrow [29]$$

$$T_2 = 0,40 \text{ s}$$

•Q : Facteur de qualité, la valeur de Q est déterminée par la formulé :

$$Q = 1 + \sum_6^1 P_q \quad [31]$$

$$Q_x = 1,35$$

$$Q_y = 1,30$$

•R : Coefficient de comportement global de la structure donné en fonction du système de contreventement $R=4$ [32]

•w : Poids total de la structure (calculé par le logiciel SAP 2000) :

$$3654,156 \text{ KN} = 365415,6 \text{ daN}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow D = 2,5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,9152}\right)^{2/3} = 1,6707$$

$$V_x = \frac{0,1 \times 0,9152 \times 1,35}{4} \times 365862,8 = 11300,77017 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 0,9152 \times 1,30}{4} \times 365862,8 = 10882,22312 \text{ daN}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [33].

	V_t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	$V_t > 80\%V$
V_x	982,0428	11300,77017	90,40616136	Condition vérifiée
V_y	1088,667782	10882,22312	87,05778496	Condition vérifiée

Tableau IV. 2. Comparaison de V_t avec 80% V.

IV.7.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k » de la structure est calculé à partir de la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \rightarrow [34]$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \rightarrow [35]$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{kx} = \sqrt{u_1^2 + u_2^2} = \sqrt{(0,01935)^2 + (0,01317)^2} = 0,0234 \text{ m}$$

$$\Delta_{kx} = 0.0234 \text{ m} < H_{\text{étage}}/100 = 0.34 \text{ m}$$

$$\Delta_{ky} = \sqrt{u_1^2 + u_2^2} = \sqrt{(0,01277)^2 + (0,01551)^2} = 0,0200 \text{ cm}$$

Niveau	Δ_k (m)	$H_{\text{étage}}/100$ (m)	$\Delta_k < H_{\text{étage}}/100$
10 ^{ème} étage	0.0234	0.34	Condition vérifiée

$$\Delta_{kx} = 0.0200 \text{ m} < H_{\text{étage}}/100 = 0.34 \text{ m}$$

Tableau IV. 3. Déplacements résultants suivant x.

Niveau	Δ_k	$H_{\text{étage}}/100$	$\Delta_k < H_{\text{étage}}/100$
10 ^{ème} étage	0.02	0.34	Condition vérifiée

Tableau IV. 4. Déplacements résultants suivant y.

IV.8.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons analysé le comportement de cette structure sous l'action du séismique selon le règlement parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, par deux méthodes : méthode statique équivalente et Méthode spectrale modale, par lesquelles nous avons déterminé l'effort tranchant à la base, après avoir contreventé la structure par des contreventements en V et en X qui ont été les mieux adaptés pour le bon fonctionnement du bâtiment vis-à-vis des ouvertures.

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires
CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.1. Présentation :



SAP2000 est un logiciel de calcul des structures par éléments finis. Les trois premières lettres signifient Structural Analysis Program (Programme d'analyse structurelle), spécialement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des structures.

Les calculs sous SAP2000 sont effectués sous actions statique et dynamique. SAP permet le calcul et la vérification des sections d'acier nécessaires à la résistance des pièces en béton armé, selon différentes règles internationales.

La modélisation numérique est devenue aujourd'hui un outil incontournable pour permettre de concevoir et d'optimiser le calcul et la conception des structures.

La structure étudiée est un bâtiment mixte béton armé + charpente métallique à usage d'habitation implanté au niveau de la nouvelle zone d'extension de la ville de Boujlidasitué le côté Nord-ouest dans la ville de Tlemcen.

La structure du bâtiment comprend :

-  805 nœuds.
-  2024 éléments.

Notre modélisation suit les étapes suivantes :





1. Définition de la géométrie de la structure :

La première étape consiste à définir la géométrie de la structure de la structure à modéliser à savoir :

- Choisir un système d'unités pour la saisie des données dans SAP2000 (KN,m,C).
- Définir la géométrie : comme il s'agit d'une structure irrégulière, forme angulaire, il est nécessaire de prendre tous les coordonnées à partir du fichier AUTOCAD pour nous faciliter la tâche.

2. Spécification des propriétés des éléments :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des éléments et le matériau.

- Définition du matériau.
- Choix des sections :
 - Pour les poteaux :
 -  du RDC au 5^{eme} niveau : HE320A.
 -  du 5^{eme} au 10^{eme} niveau : HE300A.
 - Pour les poutres principales et secondaires : IPE300.
 - Pour les contreventements :
 -  en X pour les parois fermées : UPN240.
 -  en V pour les parois ouvertes : UPN240.

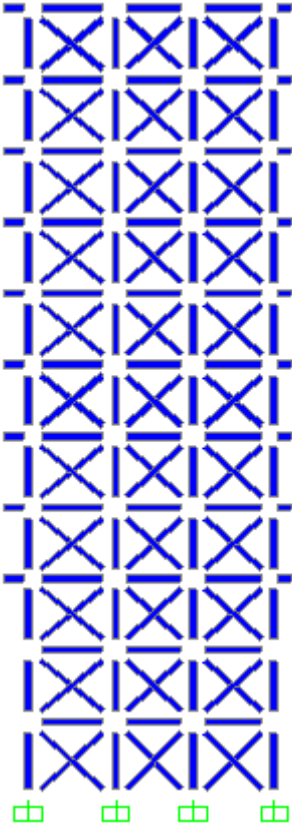


Figure V. 1. Vue de côté avec des contreventements en X.

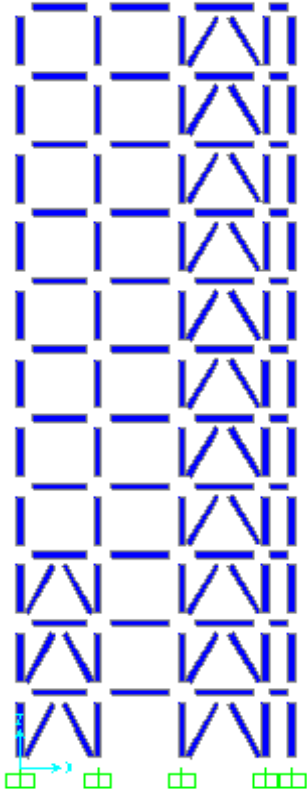


Figure V. 2. Vue de face avec des contreventements en V.

3. Définitions des cas de charges :

- Affectation des charges statiques (permanente et exploitation).
- Affectation des charges du vent : suivant les 4 sens : V1,V3 et V2 ,V4.
- Affectation de la température : $T^+ = 30$ et $T^- = -30$.
- Affectation des charges sismique: E_x, E_y .
 - Méthode statique équivalente.
 - Méthode modale spectrale (spectre de réponse).
- Combinaison d'actions :
 - ELU :
 - ✚ $1.35G+1.5Q$.
 - RPA :
 - ✚ $G+Q+E_x$.
 - ✚ $0.8G+E_x$.
 - ✚ $G+Q+1.2E_x$.
 - ✚ $0.8G+E_y$.
 - ✚ $G+Q+E_y$.
 - ✚ $G+Q+1.2E_y$.

4. Condition aux limites :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour la structure à modéliser.

- Pour les poteaux : encastré/encastré.
- Pour les contreventements : articulé/articulé.

5. Démarrage de l'exécution.

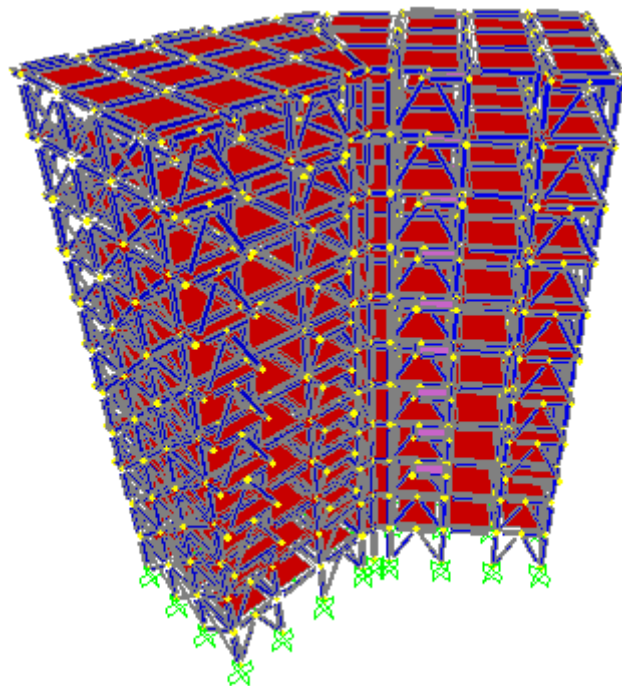


Figure V. 3. Vue 3D de la structure.

6. Visualisation et exploitation des résultats.

V.2. Introduction :

La structure est composée d'éléments principaux qui sont les poteaux et les poutres principales, ainsi que d'éléments secondaires qui sont les poutres secondaires et les contreventements et les poutrelles.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de sorte à résister aux charges appliquées selon la réglementation du CCM97 [36].

V.3. Dimensionnement des éléments structuraux :

V.3.1. Dimensionnement des poutres :

Les poutres principales et secondaires sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

V.3.1.1. Poutre principale :

D'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont à l'ELU et le profilé correspondant est un IPE 300 avec :

$$M_{sd} = 5529 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 7892 \text{ daN}$$

a. Classe du profilé IPE 300

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y=235}} = 1$$

$$\frac{271}{7.1} = 38.169 < 72$$

L'âme du profilé IPE 300 est de classe 1.

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{150/2}{10.7} = 7.009 \leq 10$$

La semelle du profilé IPE 300 est de classe 1.

Donc la section globale du profilé est de classe 1.

b. Vérification du cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$A_v = 5381 - 2 \times 150 \times 10.7 + (7.1 + 2 \times 15) \times 10.7$$

$$A_v = 2567.97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2567.97}{1.1} = 318194.83 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 7892 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 31819.48 \text{ daN}$$

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ est vérifiée, alors le profilé IPE300 est stable au cisaillement et V_{sd} peut être négligé car : $V_{sd} = 7892 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 15909.74 \text{ daN}$

c. Vérification du moment fléchissant :

Puisque la section en IPE300 est de classe 1, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{ply,rd}$$

Moment résistant plastique positif de la section mixte $M_{ply,rd}$: (béton + acier)

La méthodologie pour le calcul du moment plastique de la section mixte suit le bilan des forces plastique suivant :

- Béton : $F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$
- Semelle sup : $F_{a1} = b_1 \times t_{f1} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$
- Âme : $F_{a2} = (h - t_{f1} - t_{f2}) \times t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$
- Semelle inf : $F_{a3} = b_2 \times t_{f2} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

Algorithme de la position de l'axe neutre plastique :

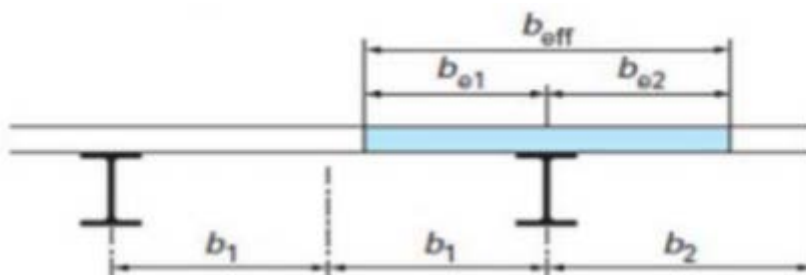
- $F_c > F_{a1} + F_{a2} + F_{a3} \rightarrow$ ANP dans la dalle en béton.
- $F_c + F_{a1} > F_{a2} + F_{a3} \rightarrow$ ANP dans la semelle supérieure.
- $F_c + F_{a1} + F_{a2} > F_{a3} \rightarrow$ ANP dans l'âme.
- $F_c + F_{a1} + F_{a2} < F_{a3} \rightarrow$ ANP dans la semelle inférieure.

F_c et F_a sont les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Sachant que :

- $h_c = 80 \text{ mm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\gamma_{m0} = 1.1$

Largeur efficace :



Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$$

Sachant que : $b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$

Avec : L_0 : la portée de la poutre principale : $L_0 = 3.75$ m

$$b_1 = b_2 = \frac{3.60}{2} = 1.8 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{3.75}{8}; 1.8\right) = \min(0.46875; 1.8)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.47 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0.47 + 0.47 = 0.94 \text{ m}$$

- Béton : $F_c = 940 \times 80 \times \left(0.85 \frac{25}{1.1}\right) = 1452727.273 \text{ N} \approx 145272.73 \text{ daN}$
- Semelle sup : $F_{a1} = 150 \times 10.7 \times \frac{235}{1.1} = 342886.3636 \text{ N} \approx 34288.64 \text{ daN}$
- Âme : $F_{a2} = (300 - 10.7 - 10.7) \times 5 \times \frac{235}{1.1} = 59519.0909 \text{ N} \approx 5951.91 \text{ daN}$
- Semelle inf : $F_{a3} = 150 \times 10.7 \times \frac{235}{1.1} = 342886.3636 \text{ N} \approx 34288.64 \text{ daN}$

On remarque :

$F_c > F_{a1} + F_{a2} + F_{a3} \rightarrow$ ANP dans la dalle en béton.

La position de l'ANP :

$$b_{\text{eff}} \times Z_{\text{pl}} \times \left(0.85 \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c}\right) = F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}$$

$$Z_{\text{pl}} = \frac{(F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \times \gamma_c}{b_{\text{eff}} \times 0.85 \times f_{\text{ck}}} = \frac{342886.3636 + 59519.0909 + 342886.3636}{940 \times 0.85 \times 25} \times 1.5 = 55.966 \text{ mm}$$

$$Z_{\text{pl}} = 56 \text{ mm.}$$

$$M_{\text{ply,rd}} = b_{\text{eff}} \times Z_{\text{pl}} \times \left(0.85 \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c}\right) \times \frac{Z_{\text{pl}}}{2} + (F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \left(h_c + h_p + \frac{h}{2} - Z_{\text{pl}}\right)$$

$$M_{\text{ply,rd}} = 940 \times 56 \times \left(0.85 \frac{25}{1.1}\right) \times \frac{32.5}{2} + (F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \left(80 + 40 + \frac{300}{2} - 56\right)$$

$$M_{\text{ply,rd}} = 187965903.4 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{sd}} = 5529 < M_{\text{ply,rd}} = 18796.59 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

La condition $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{ply,rd}}$ est vérifiée, alors le profilé IPE 300 résiste au moment fléchissant.

i. Etude des connecteurs :

Le connecteur permet de faire la liaison rigide de la dalle en béton à la poutre en acier, et faire travailler l'ensemble de manière solidaire.

La connexion doit être capable de transférer le cisaillement engendré par le glissement entre le béton et l'acier.

Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivants :

- o $d = 16 \text{ mm}$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

- $h = 80 \text{ mm}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \cdot K \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \cdot K \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- d : diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : Facteur correctif.
- K : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures.
- $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$, pour un béton de classe C25/30.

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \\ 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{si } \frac{h}{d} < 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4 \quad \alpha = 1$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement (les poutres principales sont parallèles aux nervures de la tôle profilé) donc il est calculé comme suite :

$$K = \begin{cases} 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{les nervures sont // à l'effort de cisaillement.} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1\right) \leq k_{t,max} & \text{les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement.} \end{cases}$$

- $b_0 = 36 \text{ mm}$
- $h_p = 40 \text{ mm}$
- $h = 80 \text{ mm}$
- $k_{t,max}$: Limite supérieure pour le facteur k est égale à 0.85 (ANNEXE B).
- N_r : Nombre de goujons dans une nervure est égal à 1

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{36}{40} \times \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.54 < 1 \\ \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{36}{40} \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.63 < 0.85 \end{cases} \quad K = 0.54$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.54 \times 430 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4}\right)}{1.25} = 29879.41 \text{ N} \\ \frac{0.29 \times 0.54 \times 1 \times 16^2 \cdot \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 28005.39 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 28005.39 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 7892 \text{ daN} > P_{rd} = 2800.54 \text{ daN}$$

Condition non vérifiée.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Puisque la résistance au cisaillement longitudinale n'est pas vérifiée, il est donc nécessaire d'augmenter le nombre de connecteurs et diminuer la distance entre les connecteurs.

$$V_{sd} = 7892 \text{ daN} < 3P_{rd} = 8401.62 = \text{daN}$$

ii. Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

Sachant que :

- n : Le nombre de connecteurs.
- V : Effort de cisaillement longitudinal.
- P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé.

$$V_l = \min(F_a, F_c) = \min(74529.19, 145272.73) = 74529.19 \text{ daN}$$

$$n = \frac{74529.19}{8401.62} = 8.8$$

On prend alors 9 connecteurs pour chaque poutre principale.

iii. Espacement entre les connecteurs :

Soit S l'espacement entre les connecteurs donné par la formule suivante :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{375}{9-1} = 47 \text{ cm}$$

Donc : l'espacement entre les connecteurs est 40 cm

Le profilé IPE 300 répond à toutes les conditions de CCM97 [36] concernant la vérification de résistance.

V.3.1.2. Poutre secondaire :

D'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont à l'ELU et le profilé est un IPE 300 avec :

$$M_{sd} = 5503 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 5539 \text{ daN}$$

1. Classe du profilé IPE 300

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{271}{7.1} = 38.169 < 72$$

L'âme du profilé IPE 300 est de classe 1.

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{150/2}{10.7} = 7.009 \leq 10$$

La semelle du profilé IPE 300 est de classe 1.

Donc la section globale du profilé est de classe 1.



Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

2. Vérification du cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 5381 - 2 \times 150 \times 10.7 + (7.1 + 2 \times 15) \times 10.7$$

$$A_v = 2567.97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2567.97}{1.1} = 318194.83 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 5539 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 31819.48 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ est vérifiée, alors le profilé IPE300 est stable au cisaillement et V_{sd} peut être négligé car : $V_{sd} = 5539 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 15909.74 \text{ daN}$

3. Vérification du moment fléchissant :

Puisque la section en IPE 300 est de classe 1, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{ply,rd}$$

Largeur efficace :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$\text{Sachant que : } b_{ei} = \min \left(\frac{L_0}{8} ; b_i \right)$$

Avec : L_0 : la portée de la poutre secondaire : $L_0 = 3.60 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = \frac{3.75}{2} = 1.875 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min \left(\frac{3.60}{8} ; 1.875 \right) = \min (0.45 ; 1.8)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.47 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.45 + 0.45 = 0.9 \text{ m}$$

$$\text{Béton : } F_c = 900 \times 80 \times \left(0.85 \frac{25}{1.1} \right) = 1390909.091 \text{ N} \approx 139090.91 \text{ daN}$$

$$\text{Semelle sup : } F_{a1} = 150 \times 10.7 \times \frac{235}{1.1} = 342886.3636 \text{ N} \approx 34288.64 \text{ daN}$$

$$\text{Âme : } F_{a2} = (300 - 10.7 - 10.7) \times 5 \times \frac{235}{1.1} = 59519.0909 \text{ N} \approx 5951.91 \text{ daN}$$

$$\text{Semelle inf : } F_{a3} = 150 \times 10.7 \times \frac{235}{1.1} = 342886.3636 \text{ N} \approx 34288.64 \text{ daN}$$

On remarque :

$$F_c > F_{a1} + F_{a2} + F_{a3} \rightarrow \text{ANP dans la dalle en béton.}$$

La position de l'ANP :

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$b_{\text{eff}} \times Z_{\text{pl}} \times \left(0.85 \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c}\right) = F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}$$

$$Z_{\text{pl}} = \frac{(F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \times \gamma_c}{b_{\text{eff}} \times 0.85 \times f_{\text{ck}}} = \frac{342886.3636 + 59519.0909 + 342886.3636}{900 \times 0.85 \times 25} \times 1.5 = 58.454 \text{ mm}$$

$$Z_{\text{pl}} = 58.5 \text{ mm.}$$

$$M_{\text{ply,rd}} = b_{\text{eff}} \times Z_{\text{pl}} \times \left(0.85 \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c}\right) \times \frac{Z_{\text{pl}}}{2} + (F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \left(h_c + h_p + \frac{h}{2} - Z_{\text{pl}}\right)$$

$$M_{\text{ply,rd}} = 900 \times 58.5 \times \left(0.85 \frac{25}{1.1}\right) \times \frac{58.5}{2} + (F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \left(80 + 40 + \frac{300}{2} - 58.5\right)$$

$$M_{\text{ply,rd}} = 187379459.3 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{sd}} = 5503 \text{ daN} < M_{\text{ply,rd}} = 18737.95 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

La condition $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{ply,rd}}$ est vérifiée, alors le profilé IPE 300 résiste au moment fléchissant.

i. Etude des connecteurs :

$$P_{\text{rd}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \cdot K \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \cdot K \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}} \cdot E_{\text{cm}}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement (les poutres secondaires sont perpendiculaire aux nervures de la tôle profilé) donc il est calculé comme suite :

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{36}{40} \times \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.54 < 1 \\ \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{36}{40} \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.63 < 0.85 \end{cases} \quad K = 0.63$$

$$P_{\text{rd}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.63 \times 430 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4}\right)}{1.25} = 34859.31 \text{ N} \\ \frac{0.29 \times 0.63 \times 1 \times 16^2 \cdot \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 32672.95 \text{ N} \end{array} \right. \quad P_{\text{rd}} = 32672.95 \text{ N}$$

$$V_{\text{sd}} = 5515 \text{ daN} > P_{\text{rd}} = 3267.3 \text{ daN}$$

Condition non vérifiée.

Puisque la résistance au cisaillement longitudinale n'est pas vérifiée, il est donc nécessaire d'augmenter le nombre de connecteurs et diminuer la distance entre les connecteurs.

$$V_{\text{sd}} = 5515 \text{ daN} < 2P_{\text{rd}} = 6523.6 = \text{daN}$$

Condition vérifiée

ii. Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V_l}{P_{\text{rd}}}$$

$$V_l = \min(F_a, F_c) = \min(74529.19, 139090.91) = 74529.19 \text{ daN}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$n = \frac{74529.19}{6523.6} = 11.4$$

On prend alors 12 connecteurs pour chaque poutre principale.

iii. Espacement entre les connecteurs :

Soit S l'espacement entre les connecteurs donné par la formule suivante :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{360}{12-1} = 33 \text{ cm}$$

Donc : l'espacement entre les connecteurs est 30 cm

Le profilé IPE 300 répond à toutes les conditions de CCM97 [36] concernant la vérification de résistance.

V.3.2. Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts provenant des charges Permanentes et des surcharges d'exploitations aux fondations. Ils sont dimensionnés la flexion composée car ils travaillent principalement à la compression et à la flexion.

V.3.2.1. Tronçon du RDC au 5^{ème} étage :

D'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont à G+Q+ 1.2E_y et le profilé est un HEA 320 avec :

- N_{sd} = 136898daN
- M_{z,sd} = 1488daN.m
- M_{y,sd} = 1086daN.m
- V_{sd} = 682daN

1. Classe du profilé HEA 320

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y=235}} = 1$$

$$\frac{225}{9} = 25 < 72$$

L'âme du profilé HEA 320 est de classe 1.

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{300/2}{15.5} = 9.67 \leq 10$$

La semelle du profilé HEA 320 est de classe 1.

Donc la section globale du profilé est de classe 1.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

2. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Vu que les poteaux sont sollicités à la flexion composée, il y a alors un risque de déversement à considérer.

Le déversement est pris en considération que si : $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ E}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égaux à 0.5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L \left(\frac{W_{ply,z}}{I_w I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(K.L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]}} = \frac{0.5 \times 3400 \left(\frac{(1628 \times 10^3)^2}{1512 \times 10^9 \times 9465 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093 \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 3400)^2 \times 81000 \times 108 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 1512 \times 10^9} \right]}} = 10.43$$

Avec :

- o $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{10.43}{93.9} = 0.111 < 0.4 \text{ pas de risque de déversement :}$$

$\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$: donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- Calcul χ_{min}

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93.9 \text{ E}} = \frac{0.5 \times 3400}{93.9} = 0.133 < 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93.9 \text{ E}} = \frac{0.5 \times 3400}{93.9} = 0.241 > 0.2 \end{cases}$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le plan Z-Z

$$\Phi_z = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.49(0.24 - 0.2) + 0.24^2] = 0.54$$

Avec :

- o $\alpha = 0.49$ le facteur d'imperfection qui correspond à la courbe de flambement c

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + [\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.54 + [0.54^2 - 0.24^2]^{0.5}} = 0.976 \approx 1$$

- Calcul de K_y et K_z :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.16 \times 1368980}{1 \times 124.4 \times 10^2 \times 235} = 0.93$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Avec :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.13 \times (2 \times 2.227 - 4) + \frac{1628 \times 10^3 - 1479 \times 10^3}{1479 \times 10^3} = 0.16$$

Avec :

- β_{My} et β_{Mz} : facteur de moment uniforme équivalent.

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.7 \times 1368980}{1 \times 124.4 \times 10^2 \times 235} = 0.67$$

Avec :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 0.24 \times (2 \times 2.37 - 4) + \frac{709.7 \times 10^3 - 465.7 \times 10^3}{465.7 \times 10^3} = 0.7$$

Après avoir déterminé : χ_{min} , K_y , K_z

$$\frac{1368980}{124.4 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.93 \times 10.86 \times 10^6}{1628 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.67 \times 14.88 \times 10^6}{709.7 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.62 < 1$$

Condition vérifiée

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA320 est stable à la flexion composée.

3. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 124.4 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 15.5 + (9 + 2 \times 27) \times 15.5$$

$$A_v = 4116.5 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 4116.5 \times 235}{1.1} = 510071.77 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 682 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 51007.18 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

La condition $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ est vérifiée, alors le profilé HEA320 est stable au cisaillement et V_{sd} peut-être négligé car : $V_{sd} = 682 \text{ daN} < 0.5 V_{pl,rd} = 25503.5885 \text{ daN}$

Le profilé HEA 320 répond à toutes les conditions de CCM97 [36] concernant la vérification de résistance.

V.3.2.2. Tronçon du 5^{eme} au 10^{eme} étage :

D'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont à G + Q + 1.2E_x et le profilé est un HEA 300 avec :

- $N_{sd} = 57948 \text{ daN}$
- $M_{y, sd} = 1140 \text{ daN.m}$
- $M_{x, sd} = 1890 \text{ daN.m}$
- $V_{sd} = 1040 \text{ daN}$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

1. Classe du profilé HEA 300

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{208}{8.5} = 24.47 < 72$$

L'âme du profilé HEA 300 est de classe 1.

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{300/2}{14} = 10.71 > 10$$

La semelle du profilé HEA 300 est de classe 2.

Donc la section globale du profilé est de classe 2.

2. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Vu que les poteaux sont sollicités à la flexion composée, il y a alors un risque de déversement à considérer.

Le déversement est pris en considération que si : $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égaux à 0.5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L \left(\frac{w_{ply} z}{I_w I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(K.L)^2 G.I_t}{\pi^2 E.I_w} \right]} = \frac{0.5 \times 3060 \left(\frac{(1628 \times 10^3)^2}{1512 \times 10^9 \times 9465 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 3060)^2 \times 81000 \times 108 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 1512 \times 10^9} \right]} = 9.53$$

Avec :

- o $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{9.53}{93.9} = 0.101 < 0.4 \text{ pas de risque de déversement :}$$

$\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$: donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

- Calcul χ_{\min}

$$\begin{cases} \tilde{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fy}}{i_y}}{93.9\text{E}} = \frac{\frac{0.5 \times 3060}{127.4}}{93.9} = 0.13 < 0.2 \\ \tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fz}}{i_z}}{93.9\text{E}} = \frac{\frac{0.5 \times 3060}{74.9}}{93.9} = 0.22 > 0.2 \end{cases}$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le plan Z-Z

$$\Phi_z = 0.5[1 + \alpha(\tilde{\lambda}_z - 0.2) + \tilde{\lambda}_z^2] = 0.5[1 + 0.49(0.22 - 0.2) + 0.22^2] = 0.53$$

Avec :

- $\alpha = 0.49$ le facteur d'imperfection qui correspond à la courbe de flambement c

$$\chi_{\min} = \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + [\Phi_z^2 - \tilde{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.53 + [0.53^2 - 0.22^2]^{0.5}} = 0.987 \approx 1$$

- Calcul de K_y et K_z :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.16 \times 579480}{1 \times 112.5 \times 10^2 \times 235} = 0.99$$

Avec :

$$\mu_y = \tilde{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.13 \times (2 \times 2.227 - 4) + \frac{1383 \times 10^3 - 1260 \times 10^3}{1260 \times 10^3} = 0.16$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.69 \times 579480}{1 \times 112.5 \times 10^2 \times 235} = 0.85$$

Avec :

$$\mu_z = \tilde{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 0.22 \times (2 \times 2.37 - 4) + \frac{641.2 \times 10^3 - 420.6 \times 10^3}{420.6 \times 10^3} = 0.69$$

Après avoir déterminé : χ_{\min} , K_y , K_z

$$\frac{579480}{112.5 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.99 \times 11.40 \times 10^6}{1383 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.85 \times 18.90 \times 10^6}{641.2 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.39 < 1$$

Condition vérifiée

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA 300 est stable à la flexion composée.

3. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 112.5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 14 + (8.5 + 2 \times 27) \times 14$$

$$A_v = 3725 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 3725 \times 235}{1.1} = 461561.36 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 1040 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 46156.14 \text{ daN}$$

La condition : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ est vérifiée, alors le profilé HEA 300 est stable au cisaillement et V_{sd} peut-être négligé car : $V_{sd} = 1040 \text{ daN} < 0.5 V_{pl,rd} = 23078.07 \text{ daN}$

Condition vérifiée



Le profilé HEA 300 répond à toutes les conditions de CCM97 [36] concernant la vérification de résistance.

V.4. Dimensionnement des éléments secondaires :

V.4.1. Dimensionnement des contreventements :

Les contreventements sont destinés à assurer la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci comme le vent et le séisme. Ils reprennent ces actions et aident à empêcher, ou au moins restreindre les déplacements latéraux dans les ossatures.

Pour cette structure nous avons utilisé deux types de contreventement :

-  Contreventement en X
-  Contreventement en V

La disposition des contreventements s'est faite de telle sorte à minimiser la période et le déplacement en respectant la fonctionnalité et l'architecture du bâtiment.

V.4.1.1. Contreventement en X :

Pour ce type de contreventement, d'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorables sont sous la combinaison G+Q+ 1.2E_y et les profilés en UPN 240

Avec :

$$N_{sd} = 25422.7 \text{ daN}$$

Puisque c'est un contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec : $l = L/2$

Vérification a la traction :

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq N_{t,rd} = \min[N_{pl,rd}, N_{u,rd}]$$

Avec : $\begin{cases} N_{pl,rd} : \text{Résistance plastique de la section brute.} \\ N_{u,rd} : \text{résistance ultime de la section nette.} \end{cases}$

$$\begin{cases} N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4230 \times 235}{1.1} = 903681.82 \text{ N} \\ N_{u,rd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \frac{4030 \times 360}{1.25} = 1044576 \text{ N} \end{cases}$$

Avec :

$$A_{net} = A - (d.t) = 4230 - (20 \times 10) = 4030 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } N_{t,rd} = N_{pl,rd} = 9036.182 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = 12711.35 \text{ daN} \leq N_{t,rd} = 90368.182 \text{ daN}$$

La condition $\frac{N_{sd}}{2} \leq N_{t,rd}$ est vérifiée, donc le profilé UPN 240 résiste à la traction.

V.4.1.2. Contreventement en V :

Pour ce modèle de contreventement, d'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont sous la combinaison G+Q+1.2E_y et les profilés en UPN 240.

Avec :

$$N_{sd} = 13980.9 \text{ daN}$$

1. Vérification a la traction :

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4230 \times 235}{1.1} = 903681.81 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 13980.9 \text{ daN} < N_{pl,rd} = 90368.18 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

V.4.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres en IPE qui sont articulées des deux côtés et qui travaillent à la flexion simple.

L'entraxe des poutrelles doit vérifier la condition suivante :

$$0,7\text{m} \leq \text{Entraxe} \leq 1,50\text{m}$$

Longueur de la poutre principale : $L_{\text{max}} = 3.75 \text{ m}$.

$$n = \frac{3.75}{1.50} = 2.5$$

Nombre de poutrelle est égal à 3.

$$\text{Entraxe} = \frac{3.75}{3} = 1.25 \text{ m}$$

Les longueurs des poutrelles ne sont pas les mêmes. Pour le dimensionnement on prend le cas d'une longueur : $L = 3.60 \text{ m}$

Pour le calcul des poutrelles mixte isostatique ou hyperstatique, on choisit :

- ✓ 1^{ere} Étape : poutre métallique, dalle en béton et ferrailage.
- ✓ 2^{eme} Étape : on détermine le moment résistant de cette section et on compare aux moments fléchissant sollicitant.

On propose : Les poutrelles IPE 160

La dalle en béton $h_c = 80 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la condition de résistance (ELU) :**

Classe du profilé IPE 160

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y=235}} = 1$$

$$\frac{127,2}{5} = 25,44 < 72$$

L'âme du profilé IPE 160 est de classe 1.

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{82/2}{7,4} = 5.5405 \leq 10$$

La semelle du profilé IPE 160 est de classe 1.

Donc la section globale du profilé est de classe 1.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Remarque : Le moment résistant pour les classes 1 ou 2 c'est le moment résistant plastique.

• Poutrelle du plancher terrasse :

• Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

$$f \leq \delta v \text{ max} \quad \rightarrow \quad \delta v \text{ max} = L/180$$

$$\delta v \text{ max} = 3.60/180 = 0.02 \text{ m}$$

$$f = 0.617 \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 652 + 150 = 802 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 802 \times 1.25 = 1002.5 \text{ daN/ml}$$

On ajoute : Le poids propre du profilé choisit : $P_p = 15,8 \text{ Kg/m} = 15,8 \text{ daN/ml}$

$$\text{Le poids propre du béton : } P_p = 2500 \text{ daN/m}^3$$

La charge devient :

$$Q_{ELS} = q + P_p \text{ IPE 160} + P_p \text{ béton}$$

$$Q_{ELS} = 1002.5 + 15,8 + 2500 \times \left(0.08 + \frac{0.04}{2}\right) \times 1.25$$

$$Q_{ELS} = 1330.8 \text{ daN/ml}$$

$$f = 0.617 \frac{5 \times 1330.8 \times 3.60^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 869.3 \times 10^{-8}} = 9.255 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 9.255 \times 10^{-3} \text{ m} < \delta v \text{ max} = 0.02$$

Condition vérifiée.

• Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply,rd}$

Le moment le plus défavorable selon l'abaque de MAQUART (ANNEXE A) est :

$$M_0 = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec :

- M_0 : Le moment d'une poutre simplement appuyée.
- L : La longueur de la plus longue travée de la poutre.

$$Q_{ELU} = 1.35(G + P_p \text{ IPE 160} + P_p \text{ béton}) + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \left(652 \times 1.25 + 15.8 + 2500 \times \left(0.08 + \frac{0.04}{2} \right) \times 1.25 \right) + 1.5(150 \times 1.25)$$

$$Q_{ELU} = 1740.33 \text{ daN/ml}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$M_0 = \frac{1740.33 \times 3.60^2}{8} = 2819.3346 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 0.617 \times 2819.3346 = 1739.529 \text{ daN.m}$$

Sachant que :

- $h_c = 80 \text{ mm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\gamma_{m0} = 1.1$

$$\text{Largeur efficace : } b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$\text{Sachant que : } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

Avec : L_0 : la portée de la solive $L_0 = 3.60 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = \frac{1.25}{2} = 0.625 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{3.60}{8}; 0.625\right) = \min(0.45; 0.625)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.45 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0.45 + 0.45 = 0.9 \text{ m}$$

$$\text{Béton : } F_c = 900 \times 80 \times \left(0.85 \frac{25}{1.1}\right) = 1390909.091 \text{ N} \approx 139090.91 \text{ daN}$$

$$\text{Semelle sup : } F_{a1} = 82 \times 7.4 \times \frac{235}{1.1} = 129634.5455 \text{ N} \approx 12963.46 \text{ daN}$$

$$\text{Âme : } F_{a2} = (160 - 7.4 - 7.4) \times 5 \times \frac{235}{1.1} = 155100 \text{ N} \approx 15510 \text{ daN}$$

$$\text{Semelle inf : } F_{a3} = 82 \times 7.4 \times \frac{235}{1.1} = 129634.5455 \text{ N} \approx 12963.46 \text{ daN}$$

On remarque : $F_c > F_{a1} + F_{a2} + F_{a3} \rightarrow$ ANP dans la dalle en béton.

La position de l'ANP :

$$b_{\text{eff}} \times Z_{pl} \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) = F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}$$

$$Z_{pl} = \frac{(F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \times \gamma_c}{b_{\text{eff}} \times 0.85 \times f_{ck}} = \frac{(129634.5455 + 155100 + 129634.5455) \times 1.5}{900 \times 0.85 \times 25} = 32.498 \text{ mm}$$

$$Z_{pl} = 32.5 \text{ mm.}$$

$$M_{\text{ply,rd}} = b_{\text{eff}} \times Z_{pl} \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) \times \frac{Z_{pl}}{2} + (F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \left(h_c + h_p + \frac{h}{2} - Z_{pl}\right)$$

$$M_{\text{ply,rd}} = 900 \times 32.5 \times \left(0.85 \frac{25}{1.1}\right) \times \frac{32.5}{2} + (F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}) \left(80 + 40 + \frac{160}{2} - 32.5\right)$$

$$M_{\text{ply,rd}} = 73078169.32 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 1739.529 \text{ daN.m} \quad \text{daN} < M_{\text{ply,rd}} = 7307.82 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement**

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Il faut que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1740.33 \times 3.6}{2}$$

$$V_{sd} = 3132.6 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r) t_f = 20,1 \times 10^2 - 2 \times 82 \times 7,4 + (5 + 18) \times 7,4$$

$$A_v = 966,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 966,6}{1.1} = 119770,52 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 3132.6 \text{ daN} < 0,5V_{pl,rd} = 5988,6 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

i. Etude des connecteurs :

Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivants :

- $d = 16 \text{ mm}$
- $h = 80 \text{ mm}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

Résistance du connecteur isolé au cisaillement

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \cdot K \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \cdot K \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \\ 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{si } \frac{h}{d} < 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4 \quad \alpha = 1$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement (les poutres principales sont perpendiculaire aux nervures de la tôle profilé) donc il est calculé comme suite :

$$K = \begin{cases} 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{les nervures sont // à l'effort de cisaillement.} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1\right) \leq k_{t,max} & \text{les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement.} \end{cases}$$

- $b_0 = 36 \text{ mm}$
- $h_p = 40 \text{ mm}$
- $h = 80 \text{ mm}$
- $k_{t,max}$: Limite supérieure pour le facteur k est égale à 0.85 (ANNEXE B).
- N_r : Nombre de goujons dans une nervure est égal à 1

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{36}{40} \times \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.54 < 1 \\ \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{36}{40} \left(\frac{80}{40} - 1\right) = 0.63 < 0.85 \end{cases} \quad K = 0.63$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.63 \times 430 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4}\right)}{1.25} = 34859.31 \text{ N} \\ \frac{0.29 \times 0.63 \times 1 \times 16^2 \cdot \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 32672.96 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 32672.96 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 3132.6 \text{ daN} < P_{rd} = 3267.3 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

$$V_l = \min(F_a, F_c) = \min(41436.92, 139090.91) = 41436.92 \text{ daN}$$

$$n = \frac{41436.92}{3267.3} = 12.68$$

On prend alors 14 connecteurs pour chaque poutre principale.

Espacement entre les connecteurs

Soit S l'espacement entre les connecteurs donné par la formule suivante :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{360}{14-1} = 28 \text{ cm}$$

Donc : l'espacement entre les connecteurs est 25 cm

Le profilé IPE160 correspond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : On prend un IPE 140 pour plancher courant

V.5. Les escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux. L'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron et sa hauteur de marche.

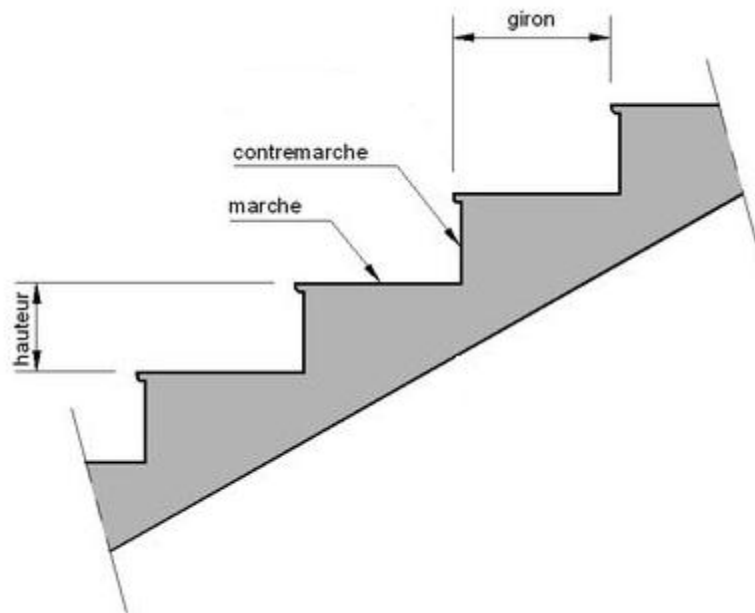


Figure V. 4. Caractéristiques d'un escalier.

V.5.1. Dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont en charpente métallique

Afin de dimensionner les marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

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

Sachant que :

- $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- $22 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$

Et la hauteur d'étage est de 3.06 m, Alors on prend : $\begin{cases} h = 18 \text{ cm.} \\ g = 25 \text{ cm.} \end{cases}$

$$(g+2h) = (25+2 \times 18) = 61 \text{ cm}$$

V.5.1.1. Le nombre de marches (m)

Pour calculer le nombre de marches (m) il faut d'abord déterminer le nombre de contre marche (n) en divisant la hauteur totale des escaliers sur la hauteur de la contre marche comme suit :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{18} = 8.5$$

Donc on prend : $n = 9$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

Donc il y a 8 marches et 9 contremarches.

La longueur totale de l'escalier sera donc : $L = g \times n = 25 \times 9 = 225 \text{ cm}$

V.5.1.2. Longueur de la volée (L_v)

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{225} \right) = 34.22^\circ$$

$$L_v = \left(\frac{153}{\sin(34.22^\circ)} \right) = 295.18 \text{ cm}$$

$$L_v = 3 \text{ m}$$

V.5.2. Dimensionnement des éléments porteurs

V.5.2.1. Cornière de marche

Les marches sont réalisées par des tôles striées et des cornières dont la longueur $L = 1 \text{ m}$. La modélisation d'une marche se fait comme celle d'une poutre simplement appuyée.

V.5.2.1.1. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v \max}$$

Avec :

$$\delta_{v \max} = \frac{L}{250} = \frac{1.53}{250} = 0.0061 \text{ m}$$

$$f = \frac{5 q L^4}{384 E I_y} \geq \frac{5 q L^4}{384 E f}$$

$$q = (G+Q)g = (121 + 250) \times 0.25 = 92.75 \text{ daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 92.75 \times 1.53^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times \frac{1.53}{250}} = 5.15 \times 10^{-8} \text{ m}^4 = 5.15 \text{ cm}^4$$

Donc : on prend : L 40 × 40 × 5 $I_y = 5,43 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

La charge :

$$Q_{ELS} = q + P_p = 92.75 + 2.97 = 95.72 \text{ daN}$$

$$f = \frac{5 \times 95.72 \times 1.53^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 5.43 \times 10^{-8}} = 0.0059 \text{ m}$$

$$f = 0.0059 \text{ m} \leq \delta_{v \max} = 0.0061 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

Classe de la cornière

$$\frac{h}{t} \leq 15\epsilon \quad \frac{40}{5} = 12.5 < 15$$

$$\frac{b+h}{2t} \leq 11.5\epsilon \quad \frac{40+40}{10} = 8 < 11.5$$

Donc : la cornière est de Classe 3

V.5.2.1.2. Vérification de la résistance

➤ **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2}$$

$$Q_{ELU} = 1,35 [(121 \text{ 0,25}) + 5,43] + 1,5 (250 \text{ 0,25}) = 141,918 \text{ daN/ml.}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$V_{sd} = \frac{141.918 \times 1.53}{2} = 108.56 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $A_v = L \times t = 40 \times 5 = 200 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 200}{1.1} = 24781.82 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 108.56 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 2478.18 \text{ daN}$$

La condition vérifiée donc la cornière résistera au cisaillement et V_{sd} peut être négligé car

$$V_{sd} = 108.56 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 12390.91 \text{ daN}$$

➤ Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,rd}$

On ajoute le poids propre du profilé choisit $P_p = 3,06 \text{ Kg/m} = 3,06 \text{ daN/ml}$

$$Q_{ELU} = 140,02 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{140.02 \times 1.53^2}{8} = 40.97 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.91 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 408045.45 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 40.97 \text{ daN.m} \leq M_{ply,rd} = 40.80 \text{ daN.m}$$

La condition est vérifiée, la cornière est stable au cisaillement.

La cornière L 40×40×5 répond à toutes les conditions de CCM97 [36] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

V.5.2. Limon

➤ Chargement

- Charge permanente $\begin{cases} G_{volée} = 121 \text{ daN/m}^2 \\ G_{palier} = 286 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$
- Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

✓ Chargement à l'ELS :

-Sur volée $Q_1 = \frac{1}{2} (121 + 250) \times \cos(34) = 153.78 \text{ daN/ml}$

-Sur palier $Q_2 = \frac{1}{2} (286 + 250) = 268 \text{ daN/ml}$

✓ Chargement à l'ELU :

-Sur volée $Q_1 = \left[1.35 \left(121 \times \frac{1}{2} + 10.6 \right) + 1.5 \times \left(250 \times \frac{1}{2} \right) \cos(34) \right] = 251.43 \text{ daN/ml}$

-Sur palier $Q_2 = \left[1.35 \left(121 \times \frac{1}{2} + 10.6 \right) + 1.5 \times \left(250 \times \frac{1}{2} \right) \right] = 391.15 \text{ daN/ml}$

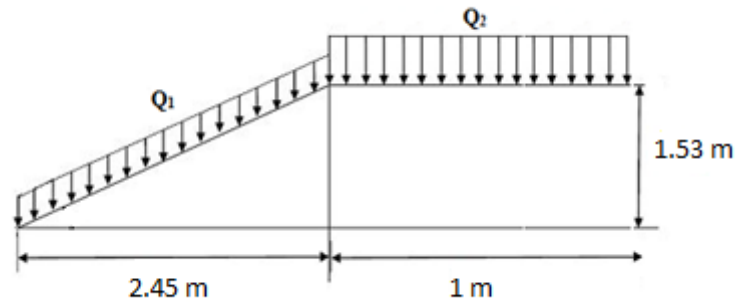


Figure V. 5. Descente des charges sur l'escalier.

➤ **La charge équivalente**

$$Q_{\text{éq-ELS}} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(153.78 \times 2.45) + (268 \times 1)}{3.45} = 186.89 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{\text{éq-ELU}} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(251.43 \times 2.45) + (391.15 \times 1)}{3.45} = 291.93 \text{ daN/ml}$$

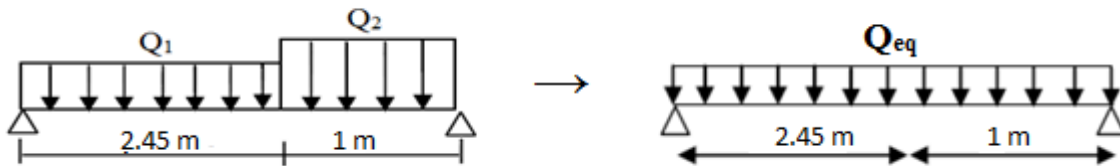


Figure V. 6. Charge équivalente.

➤ **Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{v \text{ max}}$

Avec :

$$\delta_{v \text{ max}} = \frac{L}{250} = \frac{3.45}{250} = 0.0138 \text{ m}$$

$$f = \frac{5 q L^4}{384 E I_y} \geq \frac{5 q L^4}{384 E f}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 186.89 \times 3.45^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times \frac{3.45}{250}} = 1.189 \times 10^{-6} \text{ m}^4 = 118.9 \text{ cm}^4$$

Donc : on prend : UPN 100 $I_y = 206 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 10,06 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{\text{éq-ELS}} = Q_{\text{éq}} + P_p = 186.89 + 10.06 = 196.89 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 196.89 \times 3.45^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 206 \times 10^{-8}} = 0.0084 \text{ m}$$

$$f = 0.0084 \text{ m} \leq \delta_{v \text{ max}} = 0.0138 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la résistance**

1. Classe du profilé UPN 100

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \qquad \frac{64}{6} = 10.66 < 72$$

L'âme est de classe 1

Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \qquad \frac{50/2}{8.5} = 2.94 < 10$$

La semelle est de classe 1

Donc : la section du profilé UPN est de Classe 1

2. Vérification de la résistance

➤ **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{\text{éq-ELU}} \times L}{2}$$

$$Q_{\text{ELU}} = 1,35 [(121 \text{ 0,25}) + 5,43] + 1,5 (250 \text{ 0,25}) = 141,918 \text{ daN/ml.}$$

$$V_{sd} = \frac{291.93 \times 3.45}{2} = 503.58 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f = 3445.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3445.5}{1.1} = 426928.77 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 503.58 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 42692.78 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, le profilé UPN100 résiste au cisaillement et V_{sd} peut être négligé car $V_{sd} = 108.56 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 21346.39 \text{ daN}$

➤ **Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,rd}$

On ajoute le poids propre du profilé choisit $P_p = 3,06 \text{ Kg/m} = 3,06 \text{ daN/ml}$

$$Q_{\text{ELU}} = 140,02 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{\text{éq-ELU}} \times L^2}{8} = \frac{291.93 \times 3.45^2}{8} = 434.38 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{41.2 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 8801818.182 \text{ N.mm}$$

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$M_{sd} = 434.38 \text{ daN.m} \leq M_{ply,rd} = 880.18 \text{ daN.m}$$

La condition est vérifiée, alors le profilé UPN100 est stable au moment fléchissant.

Le profilé UPN 100 répond à toutes les conditions de CCM97 [36] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

V.6. Conclusion :

Le dimensionnement des éléments structuraux métalliques et mixtes relève des codes CCM97, Eurocodes EC3 et EC4. Un bon dimensionnement tient compte des sollicitations maximales appliquées aux états limites ultimes. Chaque détail constructif composant la structure est calculé, dimensionné et vérifié suivant les normes.

Chapitre VI:Etude des assemblages

VI.1.Introduction

Un assemblage permet de réunir en solidarissant plusieurs pièces entre elles, ainsi en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

La résistance d'un assemblage doit être déterminée sur la base des résistances individuelles des éléments d'attache ou des soudures.

Tous les assemblages sont calculés selon l'EUROCODE 3 [37].

Les dessins techniques et autres détails sont représentés dans le premier chapitre.

VI.2. Modes d'assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

-Le boulonnage est le moyen d'assemblage fréquemment utilisé en charpente métallique du fait de son emploi facile, tout en permettant des réglages adéquats.

Dans notre étude nous avons choisi le boulonnage de haute résistance (HR) comprenant une tige filetée à tête hexagonale.

Le tableau indique les caractéristiques des boulons dans (l'annexe B).

b) Le soudage :

-la soudure permet de réaliser des assemblages plus rigides.

VI.3.Calcul des assemblages

VI.3.1.Assemblage poteau- poutre :(HEA320, IPE300)

L'assemblage poteau/ poutre est de type rigide, consiste à souder une platine en bout de la traverse, percée symétriquement de part et d'autre de la poutre pour permettre son assemblage avec le poteau.

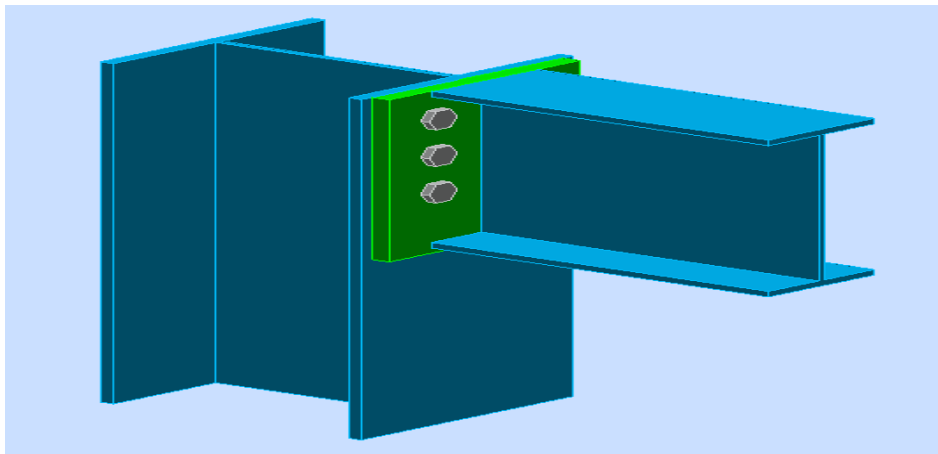


Figure VI. 1. Assemblage poteau-poutre.

VI.3.1.1. Efforts sollicitant

On utilise les efforts pris de logiciel SAP2000 suivant :

$$V_{sd} = 7892 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 5529 \text{ daN.m}$$

VI.3.1.2. Soudure de la platine :

➤ **Cordon de soudure :** pour choisir la gorge qui convient pour l'IPE 300

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 300 : $t_f = 10,7 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 300 : $t_w = 7,1 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 5 \text{ mm}$

Donc On prend une valeur commune: $a = 10 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction:**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

Avec :

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{5529}{0,30} = 18430 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est $F_e 360$ donc : $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 171,4 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{10 \times 171,4 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 436313,1683 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 18430 \text{ daN} < F_{w,rd} = 436313,16 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors la soudure d'épaisseur $a=10\text{mm}$ de la semelle résiste à la Traction.

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier est $F_e 360$ donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 557,2 \text{ mm}$

$$F_{v.rd} = \frac{10 \times 557,2 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1158118,452 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 7892 \text{ daN} < F_{v.rd} = 1158118,452 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors la soudure d'épaisseur $a=10\text{mm}$ de l'âme résiste au cisaillement

VI.3.1.3 Dispositions constructives

➤ Choix du diamètre du boulon

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera, en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnelles à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

$$t < 10\text{mm} \quad \Rightarrow d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25\text{mm} \quad \Rightarrow d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t > 25\text{mm} \quad \Rightarrow d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

-des boulons HR de classe 10.9

-diamètre des boulons $d=20\text{mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t=20\text{mm}$, alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre

$\varphi = 20$, classe 10.9.

$$\begin{cases} h_1 = 50 \text{ mm} \\ h_2 = 120 \text{ mm} \\ h_3 = 170 \text{ mm} \end{cases}$$

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_w(\text{poutre}) ; t_w(\text{poteau})) = \min(7,1 ; 8,5) = 7,1 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varphi + 2 = 20 + 2 = 22\text{mm}$$

Entraxes vertical (p_1, p_2)

- $2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$ $48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 149,8 \text{ mm}$ Alors on prend : $p_1=70 \text{ mm}$
- $3d_0 \leq p_2 \leq 14t$ $66\text{mm} \leq p_2 \leq 149,8 \text{ mm}$ Alors on prend : $p_2=70 \text{ mm}$

Pince longitudinale e_1 :

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$ $26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 128,4\text{mm}$ Alors on prend $e_1=50 \text{ mm}$

Pince transversale e_2 :

- $1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$ $33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 128,4\text{mm}$ Alors on prend $e_2=70\text{mm}$

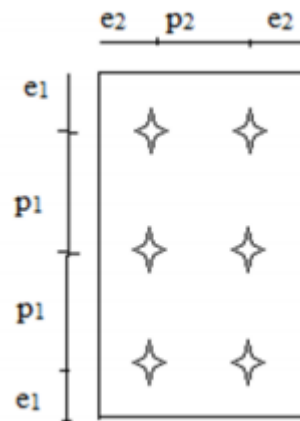


Figure VI. 2. Les Dispositions constructives pour la platine.

VI.3.1.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

➤ **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{10} = 789,2 \text{ daN}$$

➤ **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98000 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 98000 \text{ daN} > F_{v,sd} = 789,2 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification à la traction :**

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 245}{1,5} = 147000 \text{ daN}$$

➤ **Effort de traction de calcul par boulon :**

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_j}{2 \times \sum d_i^2} = \frac{5529 \times 0,17}{2 \times (0,05^2 + 0,12^2 + 0,17^2)} = 102161,2445 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 102161,2445 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 147000 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification :**

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{789,2}{98000} + \frac{102161,2445}{1,4 \times 147000} = 0,50 < 1$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min(0,83 ; 0,81 ; 2,77 ; 1) = 0,81$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,81 \times 1000 \times 20 \times 7,1}{1,25} = 230040 \text{ daN}$$

$$F_{v,rd} = 789,2 \text{ daN} \leq F_{b,rd} = 230040 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification au poinçonnement de la platine :**

On doit montrer que : $F_{t,rd} < B_{p,rd}$

Avec : $B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 32,4 \times 20 \times 360}{1,25} = 311599,616 \text{ daN}$

$$F_{t,rd} = 102161,2445 \text{ daN} < B_{p,rd} = 311599,616 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VI.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA320 / IPE300) :

Le principe de cet assemblage est de souder une platine avec les semelles et l'âme de la poutre, Elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, pour permettre son assemblage avec le poteau.

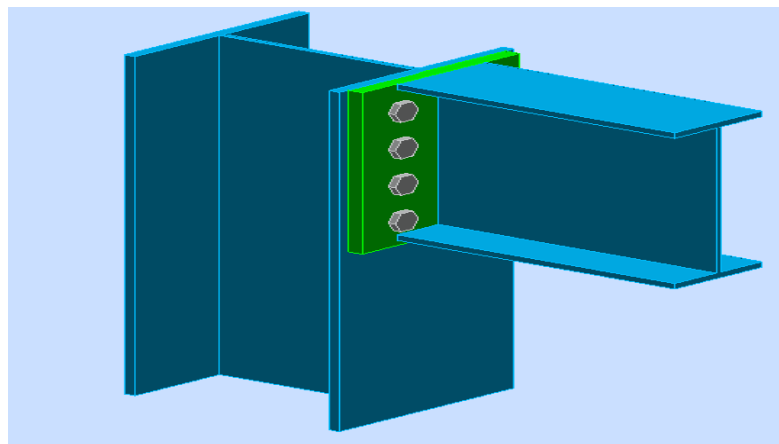


Figure VI. 3. Poteau poutre secondaire.

VI.3.2.1 Les efforts sollicitant

D'après le logiciel sap2000, les efforts les plus sollicitant de l'assemblage a l'ELU sont:

$$V_{sd} = 5539 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 5503 \text{ daN.m}$$

VI.3.2.2 Soudure de la platine

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la Platine, et que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la Platine.

Cet assemblage est soumis au système des forces suivantes :

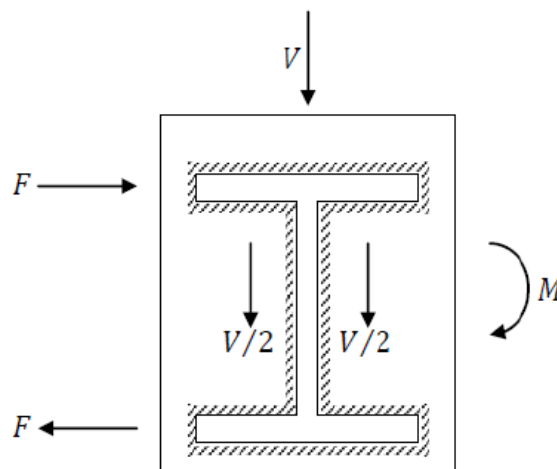


Figure VI. 4 Assemblage poutre-platine.

- Cordon de soudure :
 - Hauteur de la platine : $h = 410\text{mm}$
 - Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$
 - Epaisseur de la semelle IPE300 : $t_f = 10,7 \text{ mm}$
 - Epaisseur de l'âme IPE300 : $t_w = 7,1 \text{ mm}$

Soudure de la semelle de la poutre sur la platine :

$$3\text{mm} \leq a_f \leq 0,5 \times t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a_f \leq 5,35 \text{ mm}$$

Soudure de l'âme de la poutre sur la platine :

$$3\text{mm} \leq a_w \leq 0,5 \times t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a_w \leq 3,55\text{mm}$$

$$\text{On prend } \begin{cases} a_f = 5 \text{ mm} \\ a_w = 3 \text{ mm} \end{cases}$$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction :**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h-t} = \frac{5503}{0,3-0,0107} = 19002,07182 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- o La nuance d'acier utilisé est S235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- o La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 331\text{mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 331 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 421294,2202\text{daN}$$

$$N_{sd} = 19002,07182\text{daN} < F_{w,rd} = 421294\text{daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- o La nuance d'acier utilisé est S235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- o La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 321,4$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 321,4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 409075,4151\text{daN}$$

$$V_{sd} = 5539\text{daN} < F_{v,rd} = 409075,4151 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, la soudure de l'âme résiste au cisaillement.

VI.3.2.3 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre de boulons de diamètres différents dans un même assemblage.

On prend deux files de 4 boulons $\varnothing 20$ classe HR 10.9 $\begin{cases} f_{yb} = 900 \text{ Mpa} \\ f_{ub} = 1000 \text{ Mpa} \end{cases}$

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{poteau})) = \min(7,1; 9) = 7,1 \text{ mm}$$

$$d_0 = h + 2 = 22\text{mm}$$

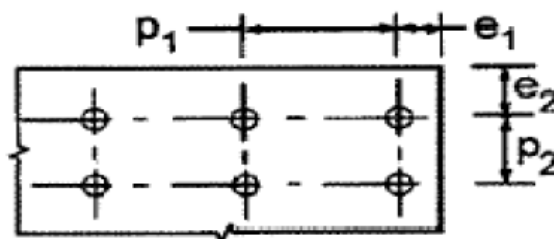


Figure VI. 5 Symboles pour les entraxes des fixations.

Entraxes vertical (p₁,p₂)

- $2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$ $48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 149,8 \text{ mm}$ Alors on prend : $p_1=70 \text{ mm}$
- $3d_0 \leq p_2 \leq 14t$ $66\text{mm} \leq p_2 \leq 149,8 \text{ mm}$ Alors on prend : $p_2=140 \text{ mm}$

Pince longitudinale e₁ :

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$ $26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 128,4\text{mm}$ Alors on prend : $e_1=53 \text{ mm}$

Pince transversale e₂ :

- $1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$ $33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 128,4\text{mm}$ Alors on prend : $e_2=77\text{mm}$

VI.3.1.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

➤ **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{10} = 553,9 \text{ daN}$$

➤ **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98000 \text{ daN}$$

$$F_{v,rd} = 98000 \text{ daN} > F_{v,sd} = 5539 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Calcul de la hauteur de la partie comprimé**

$$X = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 10,7 \times \sqrt{\frac{150}{7,1}} = 49,181 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée ; donc tous les boulons sont tractés.

➤ **Vérification à la traction :**

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 245}{1,5} = 147000 \text{ daN}$$

➤ **Effort de traction de calcul par boulon :**

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_4}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{5539 \times 0,333}{2 \times (0,053^2 + 0,123^2 + 0,193^2 + 0,333^2)} = 5553,1415 \text{ daN}$$

Avec :

$F_{t,sd}$: L'effort de traction du boulon le plus sollicité

h : est la distance entre le boulon et l'axe l'aire du jarret avec :

- $h_1 = 53\text{mm}$
- $h_2 = 123 \text{ mm}$

- $h_3=193$ mm
- $h_4=333$ mm

$$F_{t,sd} = 5553,1415 \text{ daN} < F_{t,rd} = 147000 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

▪ **Vérification :**

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,rd}} = \frac{553,9}{98000} + \frac{5553,1415}{1,4 \times 147000} = 0,033 < 1$$

La condition est vérifiée, alors le boulon résiste à la traction.

➤ **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0}, \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,88; 1,060; 2,77; 1) = 0,88$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,88 \times 1000 \times 20 \times 7,1}{1,25} = 249920 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 553,9 \text{ daN} \leq F_{b,rd} = 249920 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au poinçonnement de la platine :**

$$F_{t,sd} \leq B_{p,rd}$$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 32,4 \times 20 \times 360}{1,25} = 35159,9616 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 5553,1415 \text{ daN} < B_{p,rd} = 35159,9616 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors la platine résiste au poinçonnement.

➤ **Vérification au glissement :**

$$V_{sd} \leq n F_{s,rd}$$

Avec : n le nombre de boulons $n=8$

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{t,rd}}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$$\begin{cases} K_s = 1 \text{ Boulons utilisés pour des trous normaux} \\ n = 1 \text{ un seul plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \text{ coefficient de frottement (brossé; classe de surface c)} \end{cases}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times F_{t,rd}}{1,1} = 17640 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{5539}{8} = 692,375 \text{ daN} \leq F_{s,rd} = 17640 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors le boulon résiste au glissement.

➤ **Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

$$F_v \leq F_{t,rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_w + 5(t_{fc} + r) = 10,7 + 2\sqrt{2} \times 3 + 5(10,7 + 15) = 147,6852 \text{ mm}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_y \times b_{eff} \times t_w}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 147,6852 \times 9}{1,1} = 28395,83618 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{5503}{0,310 - 0,015} = 18654,23729 \text{ daN}$$

$$F_v = 18654,23729 \text{ daN} < F_{t,rd} = 28395,83618 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors l'âme du poteau est stable dans la zone tendue.

➤ **Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{(1 + 1,3 \times (\frac{b_{eff}^2}{h}))}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 2 \times (10,7) + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5(10,7 + 15) + 2 \times 20 = 204,0421$$

$$b_{eff} = b = 300$$

$$\begin{cases} \sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1 \\ \sigma_{c,sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd}/f_y \end{cases}$$

Avec : $\sigma_{c,sd}$: contrainte normale de compression de l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{55,39 \times 10^3}{1244} + \frac{55,03 \times 10^4}{22930 \times 10^4} \times 300 = 45,2456 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$$

$$k_c = 1$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1 \\ \lambda_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 \end{cases}$$

Avec : $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) = 310 - 2 \times (15,5 + 27) = 225 \text{ mm}$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{30 \times 225 \times 235}{210000 \times (7,1)^2}} = 0,36077 < 0,72$$

$$\rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 300 \times 1 \times 7,1 \times 235}{1,1 \times \sqrt{(1 + 1,3 \times (\frac{300}{300})^2)}} = 300048,0872 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{5503 \times 0,053}{5,3 + 12,3 + 19,3 + 33,3} = 4154,86 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{5503 \times 0,123}{5,3 + 12,3 + 19,3 + 33,3} = 9642,00 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{5503 \times 0,193}{5,3 + 12,3 + 19,3 + 33,3} = 15129,93 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{5503 \times 0,333}{5,3 + 12,3 + 19,3 + 33,3} = 26103,97 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 55030,76 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 55030,76 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 300048,0872 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, alors l'âme du poteau est stable dans la zone comprimée

VI.3.3. Assemblage poteau-poteau

L'assemblage est fait à l'aide de couvre-joints avec deux fils verticaux de boulons HR10.9

Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux assemblés.

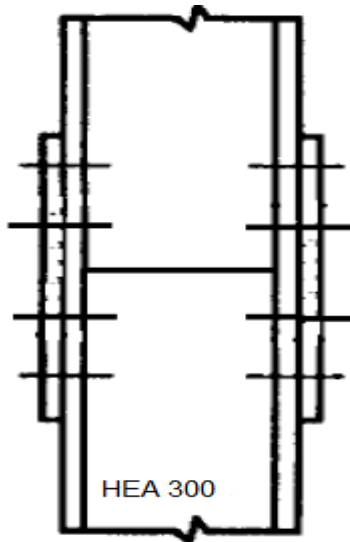


Figure VI. 6 Couvre-joint Poteau – Poteau.

VI.3.3.1 Efforts à prendre en considération

- $N_{sd} = 57948 \text{ daN}$
- $M_{y, sd} = 1140 \text{ daN.m}$
- $M_{x, sd} = 18900 \text{ daN.m}$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VI.3.3.2 Dimensionnement des couvre-joints de la semelle

➤ Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec deux fils verticaux de 4 boulons HR 10.9 $\varnothing 20$

Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \varphi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

- $2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad 48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 149,8 \text{ mm}$ Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$
- $2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 149,8 \text{ mm}$ Alors on prend $p_2 = 80 \text{ mm}$

Pince longitudinale e_1 :

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad 26,5 \text{ mm} \leq e_1 \leq 128,4 \text{ mm}$ Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$

Pince transversale e_2 :

- $1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 128,4 \text{ mm}$ Alors on prend $e_2 = 70 \text{ mm}$

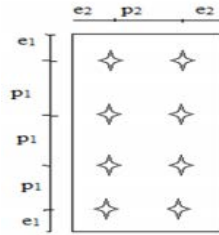


Figure VI. 7. Distance entre axe des boulons

- **Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :**
 - La dimension du couvre joint : 250×160 mm²
 - Le couvre joint est sollicité à la traction→
 - La longueur du plan de traction l = 160 mm
 - Le diamètre du trou d₀ = 22 mm

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{18900}{0,290} = 65172,4137 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.rd} = \frac{t(1-14 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(1-2 \times d_0) \times f_y} = 65172,4137 \times \frac{1,25}{(160-2 \times 22) \times 235} = 2,9884 \text{ mm}$$

on prend t = 10mm

- **Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :**

$$N_{pl.rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2 \times f_y} = \frac{579480 \times 1,1}{2 \times 235} = 1356,229787 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{135622,9787}{300} = 4,52 \text{ mm}$$

En prend une épaisseur de 10 mm

- **Vérification de la section nette :**

$$N_{pl.rd} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = (b - 2d) \times t = (300 - 2 \times 20) \times 10 = 2600 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl.rd} = \frac{0,9 \times 360 \times 2600}{1,25} = 67392000 \text{ daN}$$

$$N_{pl.rd} = 67392000 \text{ daN} > \frac{N_{sd}}{2} = 28974 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance au cisaillement des boulons des semelles :**

La résistance au cisaillement d'un boulon HR φ20 est donnée par :

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98000 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{57948}{8} = 7243,5 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 98000 \text{ daN} > F_{sd} = 7243,5 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

avec:

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,83 ; 0,96 ; 2,77 ; 1) = 0,833$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,833 \times 1000 \times 20 \times 10}{1,25} = 332000 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 7243,5 \text{ daN} < F_{b,rd} = 332000 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

VI.3.3.3 Dimensionnement des couvre-joint de l'âme :

➤ **Calcul de l'épaisseur de couvre-joint de l'âme**

- La dimension du couvre joint : 100× 250 mm²
- Le couvre joint est sollicité en cisaillement
- La longueur de plan de cisaillement l=100 mm
- Le diamètre du trou d₀=22 mm

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{(l-2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l-2d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 1040 \times \frac{1,25}{(100-2 \times 22) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 1,710 \text{ mm}$$

On prend t=10mm

➤ **Disposition constructives :**

Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \varphi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

- $2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 90 \text{ mm}$
- $2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 90 \text{ mm}$

Pince longitudinale e_1, e_2 :

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$
- $1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 70 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :**

$$N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2f_y} = \frac{579480 \times 1,1}{2 \times 235} = 1356,229 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{1356,229}{150} = 9,0415 \text{ mm}$$

On prend une épaisseur de 10 mm

➤ **Vérification de la section nette :**

$$N_{pl,rd} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

Avec: $A = (b - 2d) \times t = (150 - 2 \times 20) \times 10 = 1100 \text{ mm}^2$

$$N_{pl,rd} = \frac{0,9 \times 360 \times 1100}{1,25} = 285120 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = 285120 \text{ daN} > \frac{N_{sd}}{2} = 289740 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance au cisaillement des boulons d'âme :**

La résistance au cisaillement d'un boulon HR $\varphi 24$ est donnée par:

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 1100}{1,25} = 440000 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{579480}{8} = 72435 \text{ daN}$$

$$F_{v,rd} = 440000 \text{ daN} > F_{sd} = 72435 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0,66, 1,36, 2,77, 1) = 0,66$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 1000 \times 20 \times 10}{1,25} = 264000 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 72435 \text{ daN} < F_{b,rd} = 264000 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VI.3.4.Assemblage poutre – poutrelle

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la poutrelle IPE160 avec l'âme de la poutre IPE300, avec une file verticale de deux boulons.

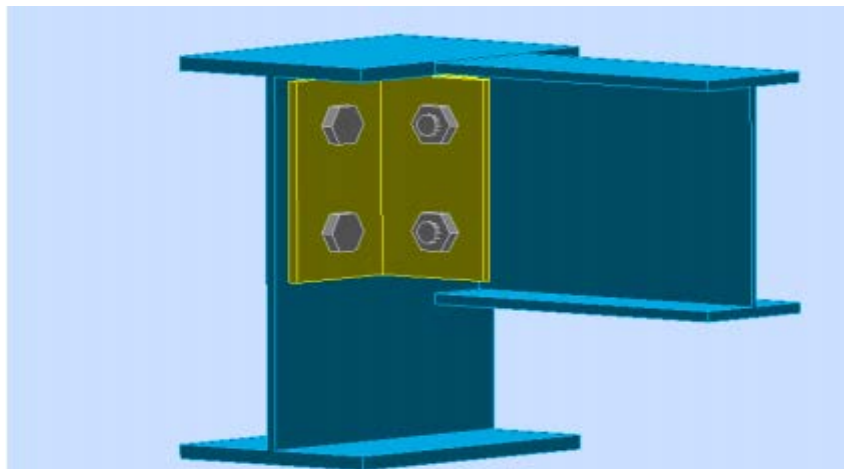


Figure VI. 8. Assemblage poutre solive

VI.3.4.1.Efforts sollicitant

$$V_{sd} = 3132.6 \text{ daN}$$

➤ **Epaisseur de la cornière :**

La hauteur de la cornière : 127 mm

Le gousset est sollicité en cisaillement

La longueur du plan de cisaillement l = 100 mm

Le diamètre de trou d₀ = 18 mm

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{(l - 2 d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(1-2 d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)} = 31326 \times \frac{1.25}{(100-2 \times 18) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 4.51 \text{ mm}$$

On prend alors : L 100×100×10

➤ **Disposition constructive :**

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø16 classe 8.8, dans les deux côtés de la cornière.

$$t = \min (t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min (7.4 ; 10) = 7.4 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

- **Entraxes (P₁)**

$$2,2 d_0 \leq P_1 \leq 14t \quad 2,2 \times 18 \leq P_1 \leq 14 \times 7.4 \text{ Alors on prend } P_1 = 100\text{mm.}$$

- **Pinces (e₁, e₂)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad 21.6 \leq e_1 \leq 88.8 \text{ Alors on prend } e_1 = 60\text{mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad 27 \leq e_2 \leq 88.8 \text{ Alors on prend } e_2 = 65\text{mm.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 60288 \text{ N}$$

$$F_{v,rd} = 6028.8 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par effort tranchant (V_{sd}) :**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{3132.6}{4} = 783.15 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par moment (V_{m,sd}) :**

$$(V_{m,sd}) = \frac{(M_{sd})}{P_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{P_1} = \frac{\frac{3132.6}{2} \times 65}{100} = 1018.095 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement total (V_{t,sd}) :**

$$V_{t,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(783.15)^2 + (1018.095)^2} = 1284.46 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 1284.46 \text{ daN} < F_{v,rd} = 6028.8 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée, la résistance au cisaillement est assurée.

VI.3.5. Assemblage des éléments de contreventement

VI.3.5.1. Contreventement en X :

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau. Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

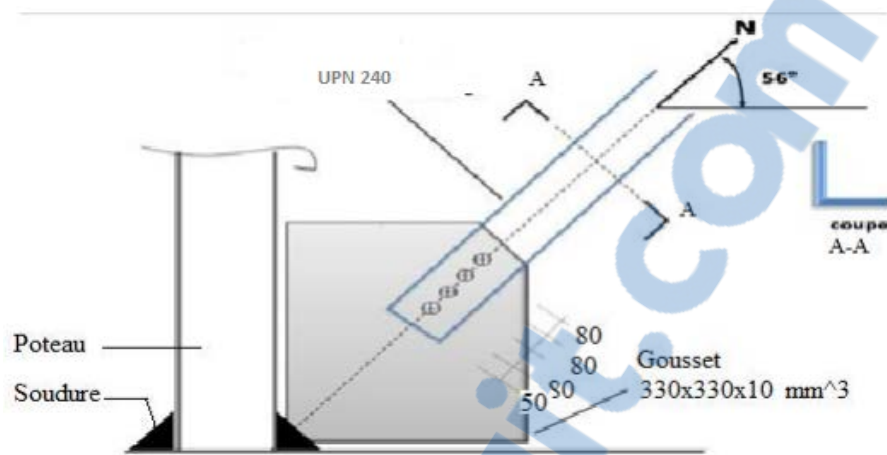


Figure VI. 9. Assemblage contreventement X.

L'assemblage se fait par des boulons 8.8Ø20. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec UPN240

➤ **Effort sollicitant :**

Pour ce type de contreventement, d'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorables sont sous la combinaison G+Q+ 1.2Ey et les profilés en UPN 240

Avec :

$$N_{sd} = 25422.7 \text{ daN}$$

➤ **Cordon de soudure gousset-poteau :**

Gousset 330mm x 330mm x 10mm

$$a \geq \beta_w \cdot \gamma_{mw} \frac{N \cdot \sqrt{3}}{f_u \cdot \Sigma l}$$

$$a \geq 0,7 \times 1,25 \times \frac{25422.7 \cdot \sqrt{3}}{360 \times 330} = 0,3243 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de a= 5mm

➤ **Disposition constructives de pinces et de pats :**

- $2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1=80 \text{ mm}$
- $2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2=80 \text{ mm}$

Pince longitudinale e_1, e_2 :

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$
- $1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

➤ **Boulon en cisaillement:**

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94080 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{4} = \frac{25422,7}{4} = 6355,675 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 6355,675 \text{ daN} \leq F_{v,rd} 94080 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec:

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0,83; 0,96; 2,22; 1) = 0,83$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 800 \times 20 \times 10}{1,25} = 265600 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 6355,675 \text{ daN} \leq F_{b,rd} = 265600 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Résistance en traction :**

La résistance en traction de la section est déterminée par deux conditions, l'une en section brute, l'autre en section nette :

➤ **Section brute :**

$$N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{4}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{235 \times 42,30 \times 10^2}{1,1} = 903681,8182 \text{ daN} \geq \frac{N_{sd}}{4} = \frac{25422,7}{4} = 6355,675 \text{ daN}$$

Condition est vérifiée.

• **Section nette :**

$$N_{pl,rd} = \frac{\beta_3 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{nette} = A - t \times d = 4230 - 10 \times 20 = 4030 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{0,59 \times 360 \times 4030}{1,25} = 684777,6 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = 684777,6 \text{ daN} \geq \frac{N_{sd}}{4} = \frac{25422,7}{4} = 6355,675 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VI.5.3.2. Contreventement en V :

L'assemblage UPN240 se fait par des boulons. Une seule rangée de 3 boulons 8.8 $\varnothing 20$ sont fixés sur un gousset soudé sur la semelle du poteau aussi à l'âme de la poutre avec un gousset de 330mmx330mmx10mm.

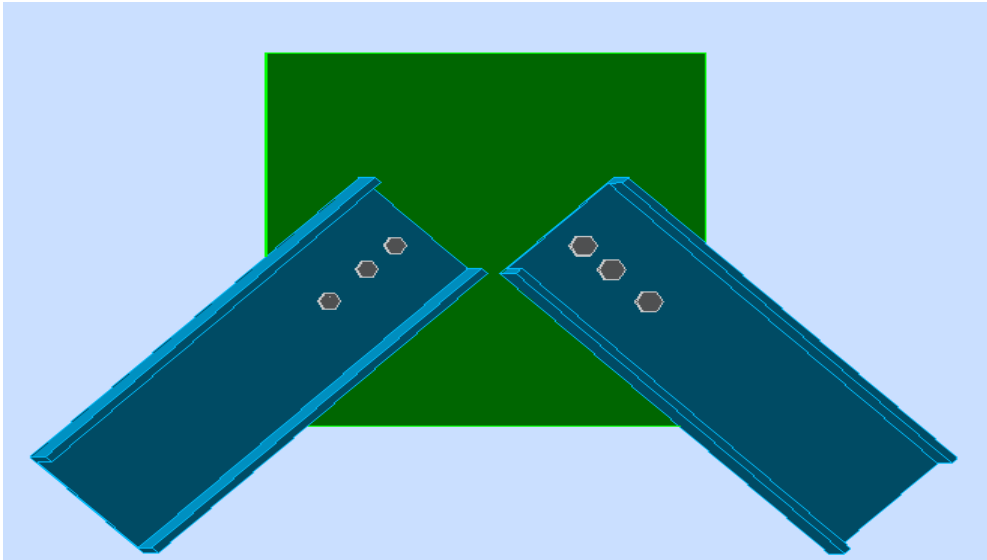


Figure VI. 10. Assemblage contreventement en V.

Pour ce modèle de contreventement, d'après le logiciel SAP2000, les charges les plus défavorable sont sous la combinaison G+Q+1.2E_y et les profilés en UPN 240.

Avec : N_{sd} = 13980.9 daN

➤ **-Cordon de soudure gousset-poteau :**

On prend le Gousset 330mm x 330mm x 10mm

$$a \geq \beta_w \cdot \gamma_{mw} \frac{N \cdot \sqrt{3}}{f_u \cdot \Sigma l}$$

$$a \geq 0,7 \times 1,25 \times \frac{13980,9 \times \sqrt{3}}{360 \times 330} = 0,17835 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de a= 5mm

Disposition constructives de pinces et de pats :

- $2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1=60$ mm
- $2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2=80$ mm

Pince longitudinale e₁, e₂ :

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 50$ mm
- $1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 75$ mm

➤ **Boulon en cisaillement:**

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94080 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{13980,9}{3} = 4660,3 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 4660,3 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 94080 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec:

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0,83; 0,90; 2,22; 1) = 0,83$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 800 \times 20 \times 10}{1,25} = 265600 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 4660,3 \text{ daN} \leq F_{b,rd} = 265600 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Résistance en traction :**

La résistance en traction de la section est déterminée par deux conditions, l'une en section brute, l'autre en section nette :

• **Section brute :**

$$N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{4}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{235 \times 42,30 \times 10^2}{1,1} = 903681,8182 \text{ daN} \geq \frac{N_{sd}}{3} = \frac{13980,9}{3} = 4660,3 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

• **Section nette :**

$$N_{pl,rd} = \frac{\beta_3 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{nette} = A - t \times d = 4230 - 10 \times 20 = 4030 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{0,59 \times 360 \times 4030}{1,25} = 684777,6 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = 684777,6 \text{ daN} \geq \frac{N_{sd}}{3} = \frac{13980,9}{3} = 4660,3 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

VI.4. Conclusion

Les résultats trouvés répondent conformément aux conditions de CMM 97, ainsi que l'eurocode 3, donc on peut dire que les éléments représentent un bon assemblage.

chapitre VII : Etude de l'infrastructure
chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Pied de poteau :

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 encastrés.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrages noyées dans le béton.

Pour cette structure, nous avons choisi le type encastré.

L'encastrement des poteaux métallique avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage.

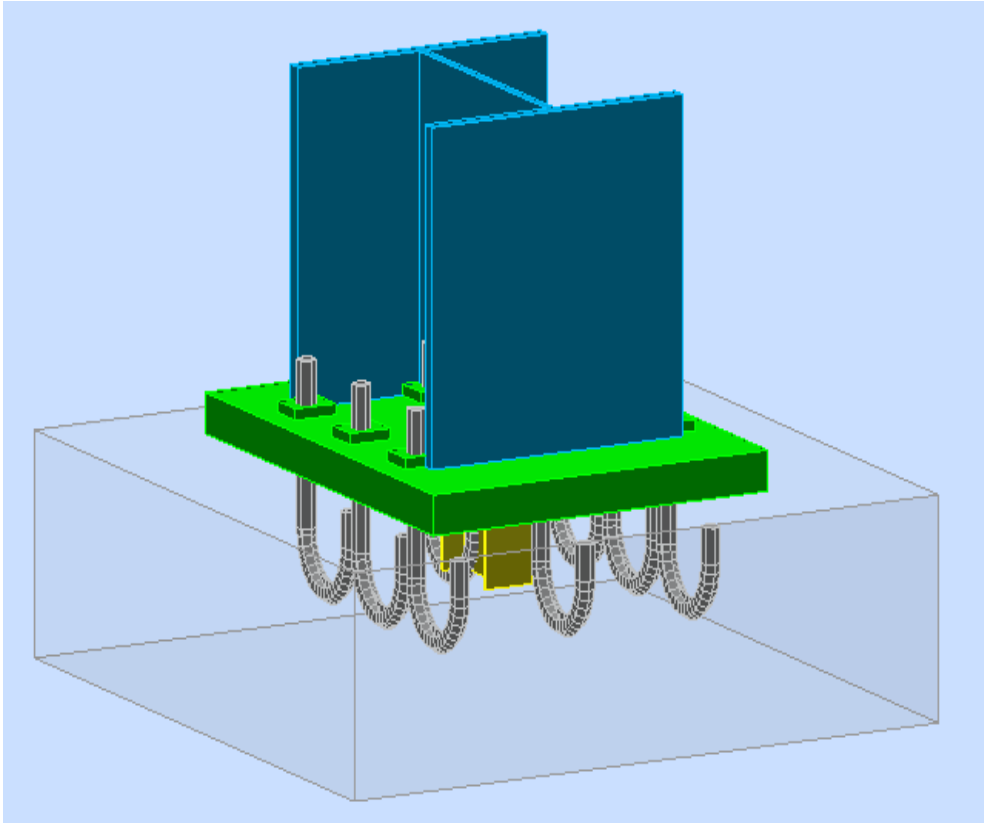


Figure VII. 1. Assemblage pied de poteau encastré.

Efforts à prendre en considération :

- $N_{sd} = 136898$ daN
- $M_{sd} = 1488$ daN.m
- $V_{sd} = 682$ daN

VII.2.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est une plaque en acier rectangulaire soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau

La plaque d'assise doit être dimensionnée afin de résister à l'effort de compression.

➤ **Résistance du matériau de scellement :**

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

Sachant que :

- β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3.
- k_j : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5.
- f_{cd} : La résistance du béton à la compression.
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa.}$$

➤ **Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

L'estimation de l'aire de la plaque d'assise est calculée en choisissant la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{j,sd}}{f_j}\right]^2; \frac{N_{j,sd}}{f_j}\right) = \left(\frac{1}{310 \times 300} \times \left[\frac{1368980}{16.67}\right]^2; \frac{1368980}{16.67}\right) = \max(72517.04; 82122.38)$$

$$A_{c0} = 82122.38 \text{ mm}^2$$

➤ **Choix du type de la plaque d'assise**

$A_{c0} \geq 0.95 h \times b$: Adopter une plaque d'assise à projection étendue.

$A_{c0} \leq 0.95 h \times b$: Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$$A_{c0} = 82122.38 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 310 \times 300 = 88350 \text{ mm}^2$$

Donc : La plaque d'assise est à projection courte

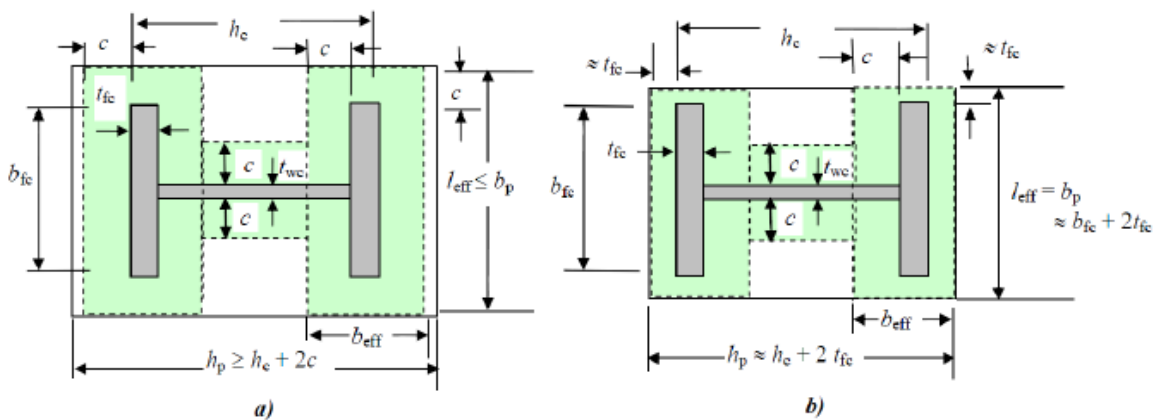


Figure VII.2 :Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).

➤ **Détermination de la largeur d'appui additionnelle c :**

La valeur de la largeur d'appui additionnelle c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré. Le calcul de cette dernière se fait selon les étapes suivantes :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A, B et C, sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise.
 Pour cette structure la plaque d'assise est à projection courte, alors :

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2b - t_w + h \\ C = (b \cdot t_f + 0.5 \cdot h \cdot t_w - t_f \cdot t_w) - \frac{N_{j,sd}}{2f_j} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2 \times 300 - 9 + 310 \\ C = (300 \times 15.5 + 0.5 \times 310 \times 9 - 15.5 \times 9) - \frac{1368980}{16.67} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 901 \\ C = -76216.88 \end{cases}$$

$$c = \frac{-901 + \sqrt{901^2 - 4 \times 2 \times (-76216.88)}}{2 \times 2} = 72.82$$

On prend : c = 73 mm

➤ **Détermination des dimensions de la plaque d'assise :**

Les dimensions de la plaque d'assise à projection courtes se dénombrent comme suit :

h : hauteur de la section HEA 320 h = 310 mm

b : la base de la section HEA 320 b = 300 mm

$$b_p \geq b + 2t_f = 300 + 2 \times 15.5 = 331 \text{ mm.}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 310 + 2 \times 15.5 = 341 \text{ mm.}$$

On prend alors :

$$\begin{cases} b_p = 400 \text{ mm} \\ h_p = 500 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque doit satisfaire la condition suivante :

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{m0}}{f_y}} = 73 \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 35.32$$

On prend alors l'épaisseur de la plaque d'assis : 36 mm

VII.5.2. Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec 3 files de 3 tiges d'encrege Ø20 de classe 8.8.

Boulon	d(mm)	d ₀ (mm)	A(mm ²)	A _s (mm ²)	d _m (mm)	f _{yb} (N/mm ²)	f _{ub} (N/mm ²)
M20	20	22	314	245	32.4	640	800

Tableau VIII.1. Caractéristiques de boulon

$$t = t_p = 36 \text{ mm}$$

Entraxes (P_1, P_2)

- $2,2 d_0 \leq P_1 \leq 14t$ $2,2 \times 22 \leq P_1 \leq 14 \times 36$ $48,5 \leq P_1 \leq 504$ Alors on prend $P_1 = 120$ mm.
- $3 d_0 \leq P_2 \leq 14t$ $3 \times 22 \leq P_2 \leq 14 \times 36$ $66 \leq P_2 \leq 504$ Alors on prend $P_2 = 150$ mm.

Pinces (e_1, e_2)

- $1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ $26,4 \leq e_1 \leq 432$ Alors on prend $e_1 = 240$ mm.
- $1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ $33 \leq e_2 \leq 432$ Alors on prend $e_2 = 160$ mm.

Cordon de soudure : On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de pré dimensionnement de la gorge **(a)**. **(ANNEXE B)**

HEA 320 :

$$t_f = 15.5 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 3.9 \text{ mm} \leq t_f \leq a_{\max} = 11.7 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 2.7 \text{ mm} \leq t_w \leq a_{\max} = 6 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 12 mm

VII.2.3. Vérification de la résistance du pied de poteau :**VII.2.3.1. Vérification de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial :**

La résistance à la flexion dépend de l'excentricité :

$$e_N = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{14.88}{1368.98} = 0.011 \text{ m} < - Z_c = -0,142 \text{ m} \quad (\text{Moment de flexion dominant})$$

VII.2.3.2. Vérification de la résistance à la compression :

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par des tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau.

Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

$$F_{c,rd} = f_j \times b_{\text{eff}} \times L_{\text{eff}}$$

- b_{eff} : largeur efficace du tronçon en T tel que : $b_{\text{eff}} \leq t + 2c$
- L_{eff} : longueur efficace du tronçon en T

Avec :

$$L_{\text{eff}} = \min(b_p; b_{fc} + 2c)$$

$$L_{\text{eff}} = \min(400; 300 + 2 \times 73) = 400 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = \min\left(c; \frac{h_c}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$b_{\text{eff}} = \min\left(73; \frac{310}{2} - 15.5\right) + 15.5 + \min\left(73; \frac{400 - 310}{2}\right) = 133.5 \text{ mm}$$

$$F_{c,rd} = 16.67 \times 133.5 \times 400 = 890178 \text{ N}$$

$$N_{c,sd} = 136898 \text{ daN} < F_{c,rd} = 89017.8 \text{ daN}$$

La condition $N_{c,sd} \leq F_{c,rd}$ est vérifiée, donc le pied de poteau résiste à la compression.

VII.2.3.3. calcul de la résistance à la traction :

Pour déterminer la résistance de l'assemblage à la traction face aux efforts de soulèvement on modélise ce dernier par un tronçon en T équivalent, tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

VII.2.3.3.1. Résistance des tiges d'ancrage :

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,rd,anchor}$ est égale à la plus petite des valeurs entre la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,rd}$ et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,rd}$.

$$F_{t,rd,anchor} = \min (F_{t,bond,rd} , F_{t,rd})$$

Sachant que :

- $F_{t,rd,anchor}$: est la résistance de l'adhérence de la tige avec le béton.

$$F_{t,rd,anchor} = \frac{\pi \cdot d \cdot l_b \cdot f_{bd}}{\alpha}$$

$$\begin{cases} \text{si } d < 32 \text{ mm} & f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \\ \text{si } d \geq 32 \text{ mm} & f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \frac{132 - d}{100} \end{cases}$$

Sachant que :

- o d: diamètre de la tige $d = 20 \text{ mm}$.
- o l_b : l'encrage dans le béton $l_b = 640 \text{ mm}$.
- o f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.
- o α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet : $\alpha = 0.7$

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1.2$$

$$F_{t,rd,anchor} = \frac{\pi \times 20 \times 640 \times 1.2}{0.7} = 68935.52 \text{ N}$$

$F_{t,rd}$: Résistance de la tige a la traction.

$$F_{t,rd} = 0.9 \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{245 \times 800}{1.5} = 117600 \text{ N}$$

$$F_{t,rd,anchor} = \min (6893.55 \text{ daN} , 11760 \text{ daN})$$

$$F_{t,rd,anchor} = 6893.55 \text{ daN}$$

VII.2.3.3.2. Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu :

La longueur participante du tronçon en T est la suivante

Mécanisme circulaire : $l_{eff,cp} = 2 \pi m$

Mécanisme non circulaire : $l_{eff,nc} = 4 m + 1.25 e$

Sachant que :

$$m = \frac{P_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0.8 \sqrt{2a} = \frac{150}{2} - \frac{9}{2} - 0.8 \sqrt{2 \times 12} = 66.58$$

a : cordon de soudure pris égal $a_w = 12$ mm

$$e = e_2 = 160$$
 mm

$$l_{\text{eff,cp}} = 2 \pi m = 2 \times \pi \times 66.58 = 418.33$$
 mm

$$l_{\text{eff,nc}} = 4 m + 1.25 e = 4 \times 66.58 + 1.25 \times 160 = 466.32$$
 mm

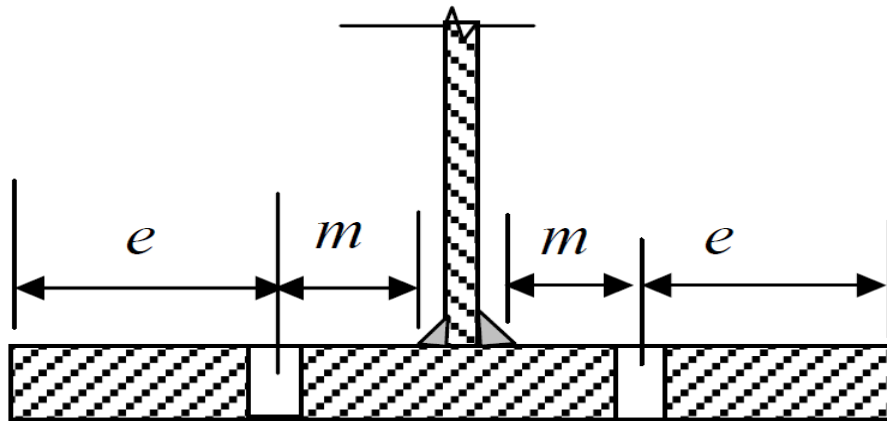
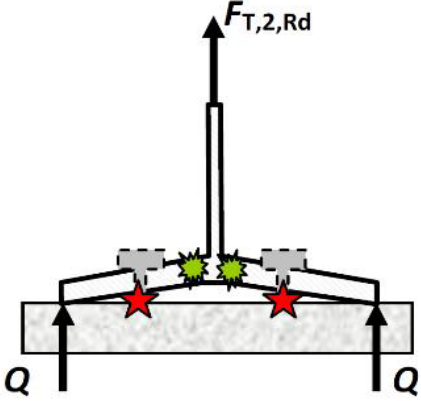
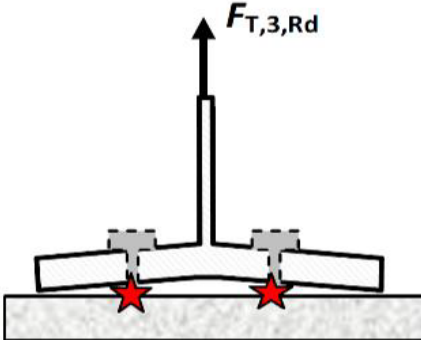
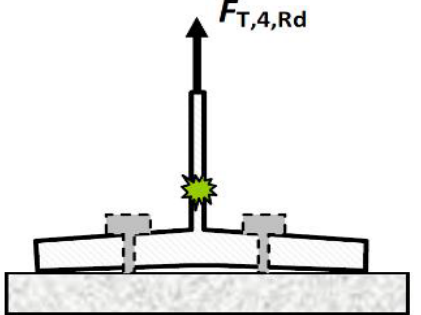
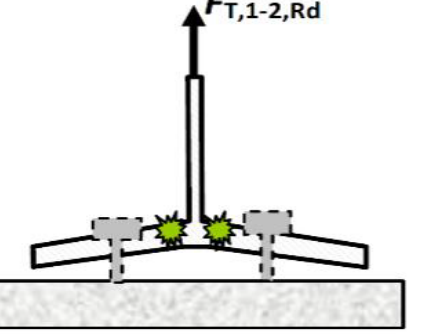


Figure VIII.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

VII.2.3.3.3. Modes de ruine :

Les modes de ruine possibles d'un tronçon en T équivalent tendu sont résumés dans le suivant

Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t1,rd} = \frac{4 M_{pl1,rd}}{m}$

<p>Mode 2</p>	<p>Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage.</p>		$F_{t2,rd} = \frac{4 M_{pl2,rd}}{m+n} + \frac{2nF_{t,rd,anchor}}{m+n}$
<p>Mode 3</p>	<p>Ruine du boulon d'ancrage</p>		$F_{t3,rd} = 2F_{t,rd,anchor}$
<p>Mode 4</p>	<p>Plastification de l'âme tendue.</p>		$F_{t4,rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = b l_{eff,1}$
<p>Mode 1-2</p>	<p>Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d'assise de la fondation du fait de l'allongement du boulon d'ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace les premier et deuxième modes de ruine.</p>		$F_{t1-2,rd} = \frac{2 M_{pl1,rd}}{m}$

$$M_{pl1,rd} = m_{pl,rd} l_{eff,1} ; \quad m_{pl,rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}} ; \quad l_{eff,1} = \min (l_{eff,nc} ; l_{eff,cp})$$

$$M_{pl2,rd} = m_{pl,rd} l_{eff,2} ; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc} ; \quad n = \min (e, 1.25 m)$$

Tableau VIII.2. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.



➤ **Vérification de la présence d'un effet de levier :**

Le mode de ruine 1-2 peut remplacer les premier et deuxième modes si la condition suivante relative à l'existence d'un effet de levier est satisfaite : $L_b > L_b^*$

Sachant que :

- L_b : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage : $L_b = 8d + e_m + t_p + t_w + 0.5 k$
- t_{wa} : Epaisseur de la rondelle : $t_{wa} = 4 \text{ mm}$
- k : Epaisseur de l'écrou : $k = 0.8 d$
- e_m : Epaisseur de mortier de calage : $e_m = 50 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 20 + 50 + 36 + 9 + 0.5 \times 0.8 \times 20 = 263 \text{ mm.}$$

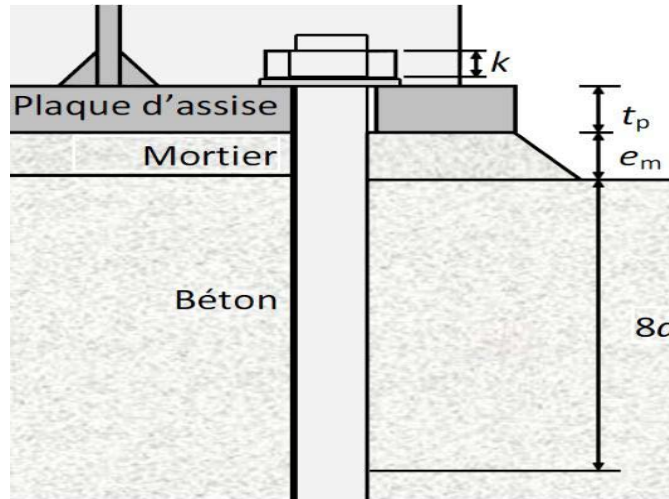


Figure VII.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

L_b^* : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8.8 \text{ m}^3 A_s}{l_{\text{eff},1} t_p^3}$$

$$l_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff,cp}}, l_{\text{eff,nc}}) = 418.33 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8.8 \times 66.58^3 \times 245}{418.33 \times 36^3} = 32.60 \text{ mm}$$

$$L_b^* = 33 \text{ mm} < L_b = 263 \text{ mm}$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

VII.2.3.3.4. Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction :

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la plus petite valeur de résistance des modes de ruine.

$$F_{t,rd} = \min(F_{t1-2,rd} ; F_{t3,rd} ; F_{t34rd}).$$

Mode 1-2 :

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff,nc}} = 418.33 \text{ mm.}$$

$$m_{pl,rd} = \frac{t_p^2 \cdot f_y}{4 \gamma_{m0}} = \frac{36^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 69218.18 \text{ N}$$

$$M_{pl1,rd} = m_{pl,rd} \cdot l_{eff,1} = 69218.18 \times 418.33 = 28956041.24 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl1,rd} = 2895.6 \text{ daN.m}$$

$$F_{t1,rd} = \frac{4M_{pl1,rd}}{m} = \frac{4 \times 2895.6}{0.06658} = 173962.15 \text{ daN}$$

Mode 3 :

$$F_{t3,rd} = 2 F_{t,rd,anchor} = 2 \times 6893.55$$

$$F_{t3,rd} = 13787.1 \text{ daN}$$

Mode 4 :

$$F_{t4,rd} = \frac{b_{eff,t} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{418.33 \times 9 \times 235}{1.1} = 804334.5 \text{ N}$$

$$F_{t4,rd} = 80433.45 \text{ daN}$$

Valeur de la résistance finale

$$F_{t,rd} = \min (F_{t1-2,rd} ; F_{t3,rd} ; F_{t34rd}) = \min (173962.15 ; 13787.1 ; 80433.45)$$

$$F_{t,rd} = 13787.1 \text{ daN}$$

L'assemblage comporte 3 rangées de boulons, alors la valeur de la résistance est :

$$F_{T,rd} = 3 F_{t,rd} = 3 \times 13787.1 = 41361.3 \text{ daN}$$

$$F_{T,rd} = 41361.3 \text{ daN}$$

VII.2.3.3.5. Calcul la résistance de la soudure de la semelle à la traction :

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ a = 12 \text{ mm} \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 331 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{12 \times 331 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 1011106.13 \text{ N}$$

$$F_{w,rd} = 101110.613 \text{ daN}$$

VII.2.3.3.6. Calcul la résistance au non poinçonnement de la plaque :

$$B_{P,rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

- t_p : Épaisseur de la plaque d'assise, $t_p=36 \text{ mm}$.
- d_m : Diamètre moyen (entre cercles inscrit et circonscrit) de la tête du boulon ou de l'écrou, en prenant la plus petite des deux valeurs, $d_m=32,4\text{mm}$.

$$B_{P,rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \times 32.4 \times 36 \times 360}{1.25} = 633200.31 \text{ N}$$

n : nombre de boulon n = 8

$$B_{P,rd} = 506560.25 \text{ daN}$$

VII.2.3.4. Vérification au cisaillement :

Pour assurer la transmission des efforts de cisaillement au bloc de béton on doit vérifier :

- o Le cisaillement des boulons d'ancrage
- o La résistance par frottement entre la plaque d'assise et le béton

Si les deux conditions ne sont pas suffisantes on peut aller à l'utilisation des bûches de cisaillement.

Dans le cas des assemblages sollicités à la traction, aucune résistance au cisaillement par friction ne peut se développer ce qui est notre cas.

VII.2.3.4.1. Vérification des tiges d'encrage :

$$V_{sd} \leq nF_{v,rd}$$

Avec : n : nombre de tiges d'encrage

$$8 \times F_{v,rd} = 8 \times 0.6 \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 8 \times 0.6 \frac{245 \times 800}{1.25} = 752640 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 685 \text{ daN} \leq nF_{v,rd} = 75264 \text{ daN}$$

La condition : $V_{sd} \leq nF_{v,rd}$ est vérifiée, alors les tiges d'ancrage résistent au cisaillement.

VII.2.3.4.2. Vérification de la soudure :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ a = 12 \text{ mm} \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 331 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{12 \times 331 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 1011106.13 \text{ N}$$

La condition $V_{sd} \leq F_{v,rd}$ est vérifiée, les cordons de soudure résistent à l'effort.

VII.2.3.4.3. Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 20 \times 36}{1.25} = 518400 \text{ N}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (3.64 ; 2.023 ; 2.22 ; 1) = 1$$

$$\frac{V_{sd}}{8} = 682 \text{ daN} < F_{b,rd} = 51840 \text{ daN}$$

La condition $\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,rd}$ est vérifiée.

VII.2.3.5. Vérification à la résistance en flexion :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \min \left(\frac{-F_{c,Rd} \times Z}{\frac{Z_t}{e_N} - 1} ; \frac{F_{t,Rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e_N} + 1} \right)$$

Avec :

$$Z = Z_t + Z_c$$

$$Z = 0,215 + 0,142 = 0,357 \text{ m}$$

$$M_{rd} = \min \left(\frac{-89017,8 \times 0,357}{\frac{0,215}{0,011} - 1} ; \frac{41361,3 \times 0,357}{\frac{0,142}{0,011} + 1} \right) = \min (131551,75 \text{ daN.m} ; 105129,65 \text{ daN.m})$$

$$M_{rd} = 105129,65 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1488 \text{ daN.m} < M_{rd} = 105129,65 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

VII.3. Calcul des fondations :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

VII.4. Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant certains critères essentiels tel que :

- Type de construction.
- Stabilité totale du bâtiment.
- Caractéristique du sol.
- La nature et le poids de la superstructure.
- Solution économique et facile à réaliser.

VII.5. Etude des semelles :

$$\sigma_{sol} = 4 \text{ Bar}$$

VII.5.1. Charges à prendre en considération (SAP 2000):

$$N_{sd} = 156200 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 1488 \text{ daN.m}$$

VII.5.2. Dimensionnement des semelles :

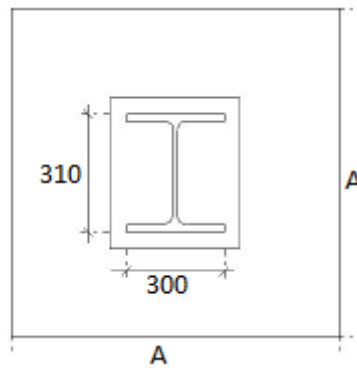


Figure VII.5. Dimensions de la semelle.

$$\frac{N_{sd}}{A^2} < \sigma_{sol}$$

$$A > \sqrt{\frac{1562000}{4}}$$

$$A > 642.9 \text{ mm}$$

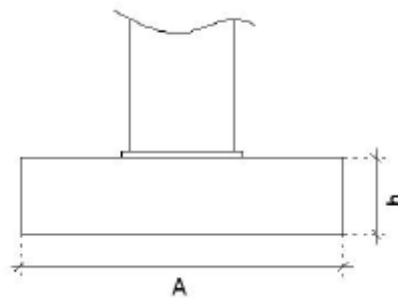


Figure VII.6. Semelle isolée.

$$h \geq d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq (A - b) / 4 = 100 \text{ mm}$$

$$h \geq 100 + 50 = 150 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} A = 700 \text{ mm} \\ h = 200 \text{ mm} \end{cases}$$

VII.5.3. Vérification de la stabilité :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{1488}{156200} = 0.01 \text{ m}$$

$$6 e < a$$

Condition vérifiée

VII.5.4. Calcul du ferrailage :

$$A_x = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \times \left(\frac{A-b}{8 \times 0.9h \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \right) = 1562000 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.01}{700} \right) \times \left(\frac{700-310}{8 \times 0.9 \times 200 \times \frac{400}{1.5}} \right)$$

$$A_x = 1586.47 \text{ mm}^2$$

$$A_y = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \times \left(\frac{A-a}{8 \times 0.9h \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \right) = 1562000 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.01}{700} \right) \times \left(\frac{700-300}{8 \times 0.9 \times 200 \times \frac{400}{1.15}} \right)$$

$$A_y = 1216.29 \text{ mm}^2$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} A_x = 12T12 = 1357.17 \text{ mm}^2 \\ A_y = 10T12 = 1357.17 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Espacement entre les barres :

$$S \leq \min (200 \text{ mm} ; 15 \Phi) = \min (200 ; 15 \times 12) = \min (200 ; 180)$$

$$\text{Donc : } S = 150 \text{ mm}$$

VII.6. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S_1 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VII.6.1. Calcul des ferrillages :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S_1 : $\alpha = 15$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$\text{ELU : } N_u = 156200 \text{ daN} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$F = \frac{156200}{15} = 10413.33 \text{ N}$$

$$A_{st} = \frac{10413.33}{347.83} = 29.94 \text{ mm}^2 = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS : } N_s = 110901 \text{ daN} \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{110901}{15} = 7393.4 \text{ N}$$

$$A_{st} = \frac{7393.4}{201.63} = 36.67 \text{ mm}^2 = 0.37 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{st \text{ min}} = 0.6\%$ de la section

$$A_{st \min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

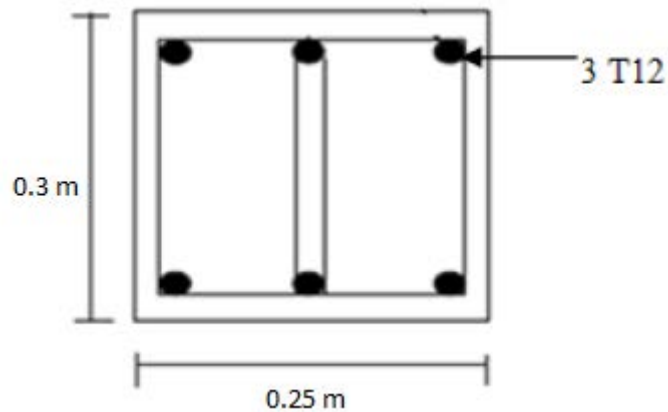


Figure VII.7. Ferrailage des longrines.

VII.6.2. Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \leq 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \leq 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 12.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 4.5 \text{ cm}^2 < 12.68 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

VII.6.3. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35} ; 12 \text{ mm} ; \frac{250}{10}\right)$$

$$\text{Avec : } \Phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

VII.6.4. Calcul de l'espacement des cadres :

Selon le RPA 99 l'espacement des cadres ne doit pas dépasser : 20 cm ; 15 Φ

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 0.8) = 12 \text{ cm}$$

Donc : en prend un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

D'une manière générale, dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complétée, elle est toujours à parfaire.

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation universitaire, ainsi que de se familiariser avec les différents règlements de dimensionnement et logiciels de calcul et de modélisation en les appliquant sur un cas réel.

La construction en charpente métallique devient une technique de plus en plus robuste et économique, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner les aspects d'une telle construction et avoir une approche réelle des dispositions constructives.

Le bâtiment étudié est un R+10. Ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes. Une vérification de la neige et du vent est donc établie. Un effet vibratoire produit par le vent combiné aux actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une telle structure, de ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

La construction métallique est largement utilisée pour les bâtiments, en introduisant les éléments structuraux et les systèmes de revêtement, dont la stabilité de la structure est assurée par la rigidité des connexions et par les systèmes de contreventement.

En fin ce modeste travail est une première expérience pratique et une phase préparatoire importante pour les prochains projets qu'on peut réaliser à l'avenir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

[1] : Chapitre III: Critères de classification, Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/VERSION 2003». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003,(Algérie). Page 11, 12, 13.

[2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie). Page 22.

[3] : 2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT

NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[4] : formule 3.3a .Article :3.3.1 :Partie quasi-statique. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[5] : formule 3.2 .Article 3.3.1 :Partie quasi-statique. Partie quasi-statique. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[6] : formule 3.14. Article 3.3.4.2 : Bâtiment de grande hauteur. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[7] : formule 3.9. Tableau 3.1. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[8] : Annexe 2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[9] : formule 3.6. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire

Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[10] : formule 3.5. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[11] : formule 3.8a. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire

Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

[12] : formule 3.8b. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire

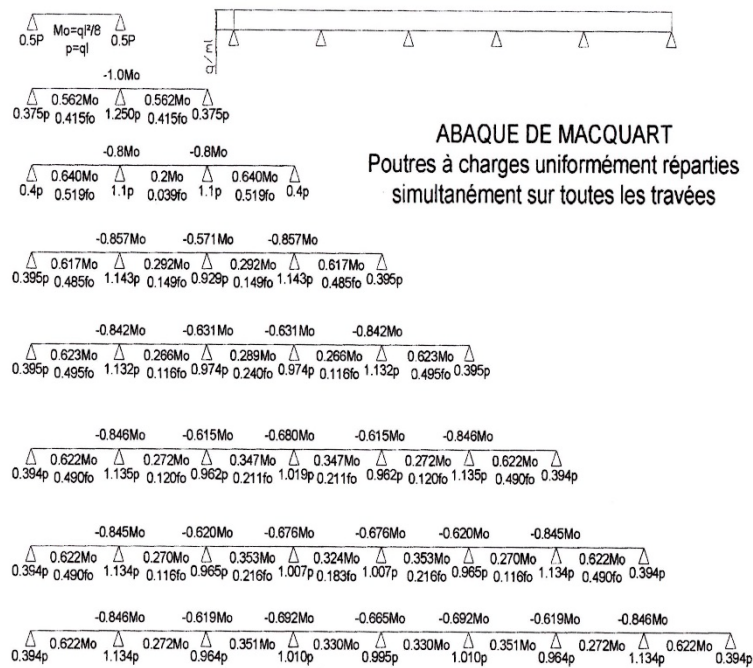
Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).

- [13]** : 3.7a. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [14]** : formule 3.7b. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [15]** : formule 3.4. Article 3.3.2 : Partie résonnante. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [16]** : formule 3.12. Article 3.3.3 : Facteur de pointe. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [17]** : formule 3.11. Article 3.3.3 : Facteur de pointe. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [18]** : formule 2.5a. Article 2.4.6 : Intensité de turbulence. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [19]** : formule 3.1. Article 3.3 : Formule générale. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [20]** : Article 3.3 : Classification des sites. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page 15.
- [21]** : Article 3.5 : Classification des ouvrages selon leur configuration. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page 22.
- [22]** : Article 4.4.2 : Modélisation. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page 25.
- [23]** : Article 4.2.4 : Estimation de la période fondamentale de la structure. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page 31.
- [24]** : Tableau 4.6. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page 31.
- [25]** : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie). Page 30.

- [26]** :Article4.2.3 : Calcul de la force sismique totale. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 25.
- [27]** : Tableau 4.1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centrenational algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 26.
- [28]** : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 26.
- [29]** : Tableau 4.7. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 34.
- [30]** : Formule 4.3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 26.
- [31]** : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 29.
- [32]** : Tableau 4.3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 28.
- [33]** : Article 4.3.6 : Résultante des forces sismiques de calcul. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 36.
- [34]** : Article 4.43: Calcul des déplacements. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003,(Algérie).Page 37.
- [35]**:Formule 4-20. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).Page 37.
- [36]** : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [37]** : Partie 1-8 : Calcul des assemblages. Eurocode 3 «Calcul des structures en acier» et document d'Application Nationale.

ANNEXEX

ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_0 , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

nota : le chargement est considéré comme une CUR uniformément répartie sur toute la longueur.

ANNEXE A : ETUDE PLANCHER MIXTE.

Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{t,max}$ pour le facteur de réduction k_t

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

ANNEXE B : ETUDE DES ASSEMBLAGES.

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d_3	Diamètre intérieur de l'écrou d_1	Diamètre de la rondelle	Section résistante A_s	Diamètre moyen d_m	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

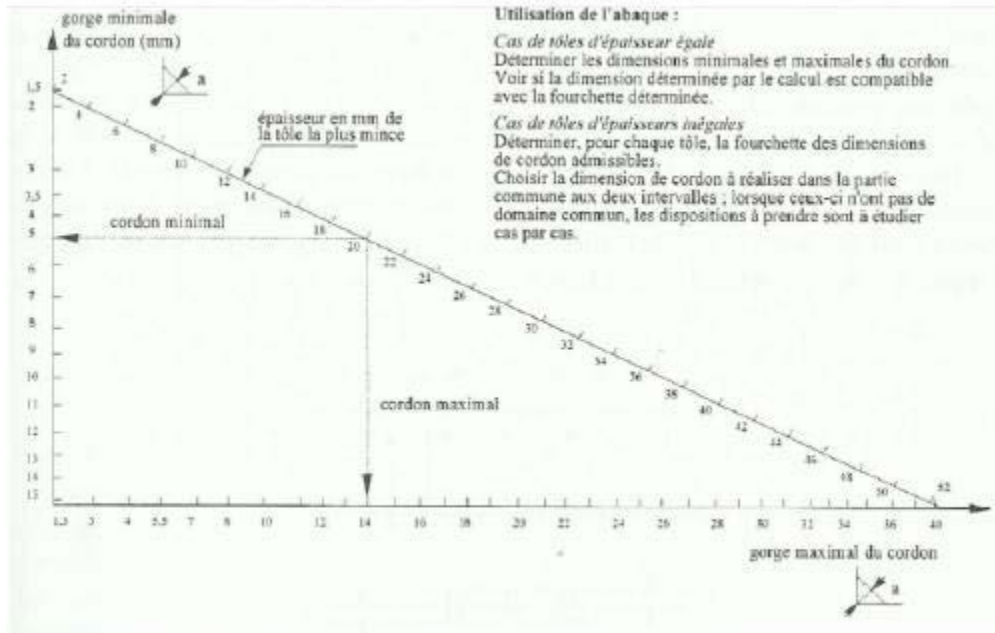


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

β_w γ_{Mw} variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenailé ou sablé
B	0.4	Grenailé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

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

Caractéristique des nuances d'acier.