

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen
Faculté de Technologie, Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme de
MASTER en Génie civil
Option : Construction métalliques et mixtes

THEME :

**Etude d'un bâtiment Sous-Sol+RDC+11 à usage
d'habitation en construction métallique avec planchers
collaborant**

Présenté le 22 juin 2019 par :

Mr. BOUHADI RIYAD

Mr. BENBELAID YASSINE

Devant le jury composé de :

Mr. N. HASSAINE

Président

Mr. S. BABA AHMED

Examineur

Mr. Z.E.A. CHERIF

Encadreur

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, tous nos louanges à ALLAH, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos parents pour tous les bienfaits qu'ils nous accordé, leur écoute, leur disponibilité, leurs supports et aussi leur grand Amour

A notre cher encadreur Monsieur Cherif Z.E.A avec qui nous avons eu le privilège de travailler et d'apprécier ses qualités et ses valeurs. Son sérieux, sa Compétence et son sens du devoir nous ont énormément marqués. Veuillez trouver ici l'expression de notre respectueuse considération et notre profonde admiration pour toutes vos qualités scientifiques.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à Mr Kazi Tani Nabil, qui a mis à notre disposition toutes ces connaissances ainsi les documents nécessaires pour réaliser notre mémoire de fin d'étude. Nous le remercions aussi pour ses précieux conseils, pour le partage de son expérience et pour sa générosité.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus et spécialement les professeurs de la construction métallique.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner ce travail.

Nos remercions vivement Monsieur HASSAINE.N qui a bien voulu accepter de présider ce jury ainsi que Monsieur BABA AHMED Smain d'avoir pris la peine de lire et évaluer notre modeste travail

Bouhadi Riyad & Benbelaid Yassine

Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études.

A ma très chère mère Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse ALLAH, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon père tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager que ce travail traduit ma gratitude et mon affection

A mes frères, à toute la famille Benbelaid

A toutes les personnes qui sont proches à mon cœur mes amis Hichem, Nabil, Salah, Anes, ainsi à tous mes camarades de promo avec qui j'ai partagé 2 années superbes.

*Je remercie mon binôme Mr **Bouhadi Riyad** avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.*

Benbelaid Yassine

Dédicaces

C'est d'abord grâce à ALLAH que cet humble travail fut accompli.

Je tiens à le dédier :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon très cher frère Mohammed El Amine et mes sœurs

A mes meilleurs amis en particuliers Anes, Alae, Fedlo, sidahmed et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A mon encadreur bien sûr : " Mr ZEA CHERIF " qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A tout la promotion de Génie Civil 2019.

Bouhadi Riyad

TABLE DE MATIERE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1 introduction	1
I.2 présentation de l'ouvrage	1
I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage	2
I.2.2. Moyen de circulation	2
I.2.3 Localisation et données concernant le site	2
I.3. Règlements utilisés	3
I.4. Logiciels utilisés	3
I.5. Matériaux utilisés	3
I.5.1 Acier de construction	3
I.5.2.le béton.....	4
I.6 Assemblages	4
I.7 Conception structurale	4
I.7.1 Introduction.....	4
I.7.2 Conception architectural	4
I.7.3 Structure horizontal.....	5
I.8 Systèmes de stabilités	5
I.9 Escaliers	5

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES

II.1. Introduction	6
II.2. Charges permanentes	6
II.2.1. Les planchers	6
II.2.2. Les escaliers.....	7
II.2.3. Les cloisons	8
II.2.4. L'acrotère.....	8
II.3. Charges d'exploitation.....	9
II.4. Charge climatique.....	9
II.4.1. Charge de neige	9
II.4.2. Charge du vent.....	10
II.5. Conclusion	26

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

III.1. Introduction	27
III.2. Pré dimensionnement	28
III.2.1. Les solives	28
III.2.2. Les poutres principales.....	33
III.2.3. Les poteaux	38
III.3 Conclusion.....	43

CHAPITRE IV : ETUDE PLANCHER MIXTE

IV.1. Introduction	44
IV.2. Calcul plancher mixte	44
IV.2.1. Phase de construction.....	44
IV.2.2.Phase final	47
IV.3 Calcul de l'acrotère	55
IV.3.1 Introduction	55
IV.3.2 Calcul au séisme.....	56
IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère	56
IV.3.4 Ferrailage de l'acrotère	58
IV.4 Conclusion	60

CHAPITRE V : ETUDE DE L'ASCENSEUR

V.1. Introduction	61
V.2 Les caractéristiques de l'ascenseur.....	61
V.3 Evaluation des charges et surcharges	62
V.3.1 Pré dimensionnement des solives de la dalle	62
V.3.2 Charge uniformément répartie.....	63
V.3.3 Charge centrée	65
V.4 Etude des connecteurs	68
V.4.1 Nombre de connecteurs	69
V.5Conclusion.....	69

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

VI.1. Introduction	70
VI.2. Principe de la méthode modale spectrale	70
VI.3. Critères de classification par le rpa99v2003	70

VI.4. Analyse dynamique de la structure	71
VI.4.1. Modélisation de la structure	71
VI.4.2. Spectre de réponse de calcul	72
VI.4.3. Analyse modale.....	73
VI.5.Vérification de la structure.....	74
VI.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	74
VI.5.2. Vérification de la force sismique à la base	75
VI.5.3. Vérification des déplacements	77
VI.6. Conclusion	78

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

VII.1. Introduction.....	79
VII.2. Dimensionnement des poutres	79
VII.2.1. Poutre principale de rive terrasse.....	79
VII.2.2. Poutre intermédiaire pour terrasse	80
VII.2.3. Poutre principale de rive d'étage courant	82
VII.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant	83
VII.2.5. Poutre principale en console pour terrasse	85
VII.2.6. Poutre principale en console d'étage courant	86
VII.2.7. Poutres secondaires.....	88
VII.3. Dimensionnement des poteaux	90
VII.3.1. Tronçon du RDC au 3ème étage.....	90
VII.4. Dimensionnement des contreventements	94
VII.4.1. Contreventement en X	95
VII.5. Dimensionnement des escaliers	96
VII.5.1. Le nombre de marches (m)	97
VII.5.2. Longueur de la volée (LV)	97
VII.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs	97
VII.6. Conclusion	102

CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.1. Introduction	103
VIII.2. Rôle des assemblages	103

VIII.3. Calcul des assemblages	103
VIII.3.1. Assemblage poteau – poutre (HEA300 – IPE330).....	103
VIII.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 300 – IPE 220)	109
VIII.3.3. Assemblage poutre – solive (IPE 330 – IPE 160)	111
VIII.3.4. Assemblage poteau – poteau (HEA 360 – HEA 360)	113
VIII.3.5. Assemblage des contreventements	116
VIII.4. Conclusion.....	119

CHAPITRE IX : ETUDE DE L’INFRASTRUCTURE

IX.1. Introduction	120
IX.2.choix de type de fondation	120
IX.3. Le rapport géotechnique.....	120
IX.3.1. investigation In-situ.....	120
IX.3.2. Aperçu géologique du site.....	120
IX.3.3. caractéristique géotechnique	121
IX.3.4. Recommandations	121
IX.4. Pied de poteau	121
IX.4.1. Efforts sollicitant.....	122
IX.4.2. Dimensionnement de la plaque d’assise	122
IX.4.3. Disposition constructive.....	124
IX.4.4. Vérification de la résistance de pied de poteau	125
IX.5. Calcul des fondations	131
IX.5.1. Semelle filante.....	132
IX.5.2. Radier général	132
IX.5.3. Voile périphérique.....	146

CHAPITRE X : MANAGEMENT DU PROJET

X.1. Introduction	154
X.2. management d’un projet	154
X.2.1. projet	154
X.2.2. Le cycle de vie d’un projet.....	155
X.2.3. Les différents intervenants du projet	156
X.2.4. Les objectifs du projet.	157
X.2.5. Classification des Projets par type.....	157

X.2.6.Les phases d'un projet	158
X.3. Les rôles du manager	159
X.4. Le Management des Coûts du Projet	163
X.4.1. Estimations des couts	164
X.4.2. Budgétisation.....	164
X.4.3. Maîtrise des coûts	165
X.5. Le Management des délais du Projet	166
X.6.Etude économique	170
X.7.conclusion	171

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES

ANNEXE A : Modélisation (logiciel robot)

ANNEXE B : Etude plancher mixte

ANNEXE C : Etude des assemblages

ANNEXE D : les plans architecturaux

ANNEXE E : exemple d'un rapport géotechnique

ANNEXE F : tableaux béton

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Figure I.1. Modélisation de La résidence	1
Figure I.2. Localisation du bâtiment (Google Earth)	2

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES

Figure II.1. Composition de la marche.....	7
Figure II.2. Les cloisons.....	8
Figure II.3. Schéma de l'acrotère	8
Figure II.4. Vent sur les quatre côtés de la structure.....	11
Figure II.5. Hauteur de référence	13
Figure II.6. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent	17
Figure II.7. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3)	17
Figure II.8. Hauteur de la structure avec l'acrotère.....	18
Figure II.9. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3)	18
Figure II.10. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent	19
Figure II.11. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)	19
Figure II.12. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).....	20
Figure II.13. Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'	22
Figure II.14. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I	22
Figure II.15. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.....	24
Figure II.16. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I	25

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure III.1. Espacement et longueur des solives	29
Figure III.2. Solive articulée uniformément chargé	29
Figure III.3. Poutre articulée uniformément chargé.....	34
Figure III.4. Surface reprise par le poteau le plus sollicité	38
Figure III.5. Surface reprise par le poteau le plus sollicité	39

Chapitre IV : ETUDE PLANCHER MIXTE

Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton	44
Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée	45
Figure IV.3. Caractéristiques géométriques	45
Figure IV.4. L'abaque de MAQUART des moments fléchissant de la tôle profilée	46
Figure IV.5. Flèches de la tôle profilée	47
Figure IV.6. Largeur efficace de la dalle	48

Figure IV.7. Goujons à tête soudée avec le profilé	52
Figure IV.8. Les dimensions d'un connecteur	52
Figure IV.9. Dimension de la tôle profilée et connecteur	54
Figure IV.10. Espacement entre connecteurs.....	55
Figure IV.11. Schéma statique de l'acrotère.....	56
Figure IV.12. Charges sur l'acrotère.....	56
Figure IV.13. Disposition des armatures dans l'acrotère.....	59
CHAPITRE V : ETUDE DE L'ASCENSEUR	
Figure V.1 concept de l'ascenseur	61
Figure V.2 Coupe transversal de l'ascenseur	62
Figure V.3 : Schéma représentant la surface d'impact.....	65
CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE	
Figure VI.1. Modèle de la structure en 3D.....	71
Figure VI.2. Spectre de réponse suivant X.....	73
Figure VI.3. Spectre de réponse suivant Y.....	74
Figure VI.4. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.....	74
CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES	
Figure VII.1. Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.....	96
Figure VII.2. Constituants d'un escalier.....	96
Figure VII.3. Descente des charges sur l'escalier.....	100
Figure VII.4. Charge équivalente.....	100
CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES	
Figure VIII.1. Assemblage poteau-poutre.....	104
Figure VIII.2. Assemblage poteau-poutre secondaire.....	109
Figure VIII.3. Assemblage poutre-solive.....	111
Figure VIII.4. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.....	113
Figure VIII.5. Assemblage contreventement X.....	116
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Figure IX.1. Assemblage pied de poteau.....	122
Figure IX.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).....	123
Figure IX.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.....	126
Figure IX.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.....	128
Figure IX.5. Schéma statique de la semelle filante (sens X-X).....	132

Figure IX.6. Distribution de contrainte sur le radier.	137
Figure IX.7. Schéma statique du ferrailage du radier.	146
Figure IX.8. Schéma d'un voile périphérique.	147
Figure IX.9. Schéma statique du ferrailage du voile périphérique.	153

CHAPITRE X : MANAGEMENT DU PROJET

Figure X.1. Les objectifs des projets	155
Figure X.2. Cycle de vie d'un projet.....	156
Figure X.3. Exemple d'une WBS.....	164
Figure X.4. Différence entre le financement max et la fin de référence de base	165
Figure X.5. Courbe d'avancement	166
Figure X.6. Diagramme technique de projet(OTP)	167

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I-1:Caractéristique des nuances d'acier selon CCM97	3
---	---

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES

Tableau II-1 : Charges permanente plancher étage courant	6
Tableau II-2 : Charge permanente plancher terrasse inaccessible	6
Tableau II-3 : Charge permanente plancher dalle d'ascenseur	7
Tableau II-4 : Charge permanente des escaliers (volée)	7
Tableau II-5: Charge permanente escaliers (paliers).....	7
Tableau II-6 : Charge permanente des cloisons	8
Tableau II-7: Calcul du coefficient dynamique.....	12
Tableau II-8: Valeurs de la hauteur Z_e sur V1, V3	13
Tableau II.9. Valeurs de la hauteur Z_e sur V2, V4	14
Tableau II-10 : Valeurs du coefficient de rugosité sur V1 et V3	14
Tableau II-11 : Valeurs du coefficient de rugosité sur V2 et V4	14
Tableau II.12. Valeurs du coefficient de turbulence sur V1, V3	15
Tableau II.13. Valeurs du coefficient de turbulence sur V2, V4	15
Tableau II.14. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3	15
Tableau II.15. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4	16
Tableau II.16. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3	16
Tableau II.17. Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4	16
Tableau II.18. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3)17	
Tableau II.19. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1, V3)	18
Tableau II.20. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)..19	
Tableau II.21. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4)	20
Tableau II.22. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3)	21
Tableau II.23. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	22
Tableau II.24. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3)	22
Tableau II.25. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)	23
Tableau II.26. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)	23
Tableau II.27. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	24
Tableau II.28. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)	24
Tableau II.29. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	24

Tableau II.30. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4)	24
CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
Tableau III-1 : Limites recommandées pour les flèches verticales	28
Tableau III-2 : Caractéristiques du profilé IPE140	30
Tableau III.3. Vérification de la flèche des solives	32
Tableau III.4. Vérification des sollicitations sur les solives	32
Tableau III.5. Caractéristique du profilé IPE 160	33
Tableau III.6. Vérification de la flèche des poutres	36
Tableau III.7. Vérification des sollicitations sur les poutres	37
Tableau III.8 : Caractéristique du profilé IPE 500	37
Tableau III-9: Caractéristique du profilé IPE 400	37
Tableau III-10 : Caractéristique du profilé IPE 270	37
Tableau III.11. Les charges reprises par les poteaux	39
Tableau III.12. Vérification des sollicitations sur les poteaux tenant compte d'instabilité	42
Tableau III.13. Caractéristique du profilé HEA 260	42
Tableau III.14. Caractéristique du profilé HEA 320	42
Tableau III.15. Caractéristique du profilé IPE 160	43
Tableau III.16. Caractéristique du profilé IPE 360	43
CHAPITRE IV : ETUDE PLANCHER MIXTE	
Tableau IV-1: Vérification de la position de l'axe neutre	49
CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE	
Tableau VI-1: Valeur du facteur de qualité	73
Tableau VI.2. Les forces sismiques suivant les deux sens	76
Tableau VI.3 : Comparaison de V_{dyn} avec $80\% V_t$	76
Tableau VI.4: Déplacements résultants suivant X	77
Tableau VI.5 : Déplacements résultants suivant Y	77
CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES	
Tableau VI.1. Vérification des sollicitations sur les poutres	89
Tableau VI.2. Efforts et moments sollicitant sur les poteaux	94
Tableau VI.3. Résistance et déplacements des poteaux	94
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Tableau IX.1. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu	127

LISTE DES NOTATIONS

LES CHARGES

G : Charge permanente. Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

LES CARACTERISTIQUES D'UN PROFIL EN I U H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

H : Hauteur du profilé.

tw : Epaisseur de l'âme de profile.

tf : 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.

D : Déplacement de l'isolateur FPS

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en général.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

K_p : La rigidité post-élastique de l'isolateur FPS

K_e : La rigidité élastique de l'isolateur FPS

K_v : La rigidité verticale de l'isolateur FPS

K_{eff} : La rigidité effective de l'isolateur FPS

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

MRd : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

MPl : Moment plastique.

Mpl, Rd : Moment plastique résistant.

Mb, Rd : Moment de la résistance au déversement.

Np, Rd : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

Nb, Rd : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

NSd : Effort normal sollicitant.

$NtSd$: Effort normale de traction.

$NcSd$: Effort normal de compression.

Nc, 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

VSd : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$Vref$: Vitesse de référence du vent.

Vm : Vitesse moyenne du vent

Wpl : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

MINUSCULES LATINES

f : La flèche.

fy : Limite d'élasticité

h : Hauteur d'une pièce.

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

lf : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

$Z0$: Paramètre de rugosité.

Zeq : Hauteur équivalente.

$n1, x$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

MINUSCULES GRECQUES

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

β : L'amortissement effectif de l'isolateur FPS

βw : Facteur de corrélation.

γM : Coefficient partiel 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

crit: Critique.

adm: Admissible

eff: Efficace.

fr:Frottement.

m: Moyenne.

réf:Référence.

max: Maximum.

min: Minimum.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation en master de Génie Civil à l'Université Abou-BekrBelkaid de Tlemcen, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'étude

P.F.E. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre technique et scientifique, et de regrouper l'ensemble des connaissances acquises tout au long de notre formation pour une l'étude d'un bâtiment R+11 avec ossature métallique situé dans la wilaya de Tlemcen.

L'acier comme matériau de construction se distingue par plusieurs avantages tels que la légèreté, la facilité et la rapidité de montage, et essentiellement une résistance sismique importante grâce à son comportement élastique avec une résistance et une rigidité élevées.

L'ossature métallique peut supporter des contraintes très importantes jusqu'à sa limite d'élasticité. L'utilisation d'une ossature métallique pour la construction de bâtiments multi-étages est une solution idéale.

Ce travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction, on a :

Dans le premier chapitre une présentation du projet est donnée, le deuxième chapitre qui est consacré à l'évaluation des charges permanentes et d'exploitations, selon le règlement Algérien charges et surcharges et aussi les charges climatiques selon le règlement «RNV99 Version 2013». Le troisième chapitre, le pré-dimensionnement des éléments structuraux selon le règlement «CCM97» a été réalisé. Le plancher collaborant a été calculé et dimensionné dans le quatrième chapitre par «L'EUROCODE 4». Le cinquième chapitre traite l'ascenseur de la structure, selon le règlement «CCM97». Dans le sixième chapitre, le dimensionnement des éléments secondaires selon le règlement «CCM97» a été traité. Le septième chapitre, le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été analysé par la méthode modale spectrale, selon le règlement «RPA99 version 2003», grâce au logiciel 'AUTODESK ROBOT. Le système de contreventement de la structure a été ajouté afin d'assurer la stabilité de la structure. Par la suite, le dimensionnement des assemblages des différents éléments de la structure est présenté dans le huitième chapitre. L'étude de l'infrastructure a été réalisé dans le chapitre neuf. Pour clôturer, une étude de management de projet a été réalisé dans le chapitre dix.

Le travail a été achevé par une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation du projet

I.1. INTRODUCTION

L'étude des structure est une étape clé et c'est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquise durant les années de formation de master.

La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, donc il est nécessaire de connaitre l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs couts.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment R+11 en charpente métallique à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de TLEMCEM et plus exactement à Remchi qui est classée comme zone de faible sismicité d'après les règles parasismiques algériennes [1].

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et d'un planchés mixtes collaborant (acier béton).

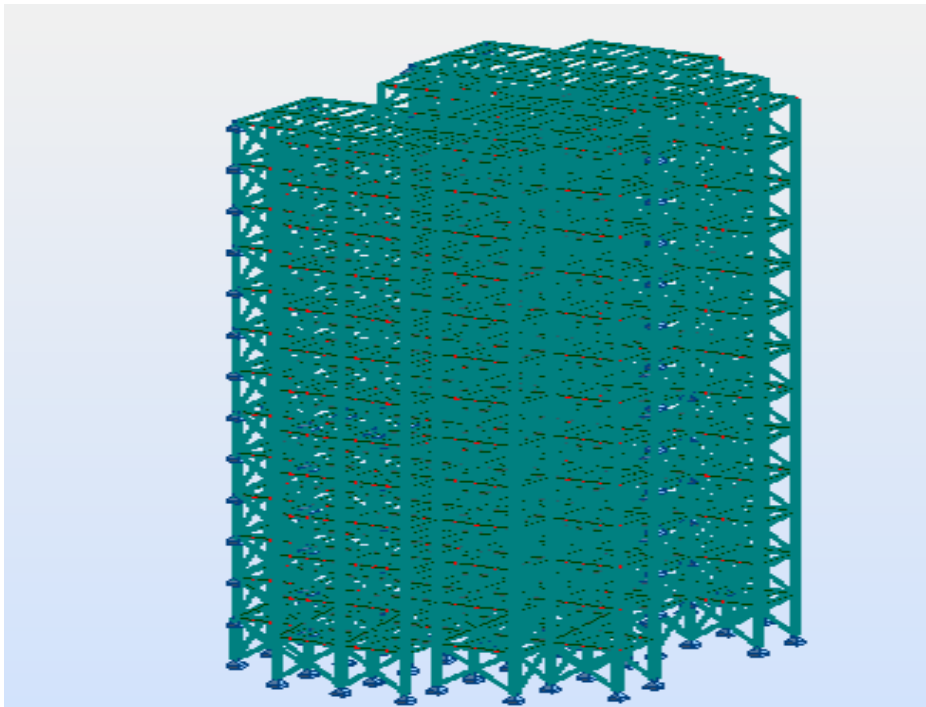


Figure I.1. Modélisation de la résidence

I.2.1 Données géométriques des projets :

- Longueur totale..... 28m
- Largeur totale..... 19.60m
- Hauteur du Rez de chaussée 3,40 m
- Hauteur des étages 3,40 m
- Hauteur total du bâtiment 40.8m

I.2.2 Moyen de circulation

La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I .2.3 Localisation et données concernant le site:

Le projet est un bâtiment implanté à Remchi dont :

- Altitude : 213m
- Zone de neige : Zone B (commune II)
- Zone du vent : Zone II
- Zone sismique : Zone I (faible sismicité)
- Contrainte admissible du sol σ_{sol} : 1.5 bars



Figure I.2. Vue aérienne du bâtiment (Google Earth).

I.3 Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

CCM 97: Règle de calcul des constructions en acier

RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003

RNV99/2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent version 2013

BAEL : Béton armé aux états limites

DTR C2.2 : Charges et structures

I.4 logiciels utilisés :

AUTODESK Auto CAD 2013

AUTODESK robot 2014

I.5 Matériaux utilisés :

I.5.1 Acier:

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

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t < 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

Nous avons utilisé l'acier du a des caractéristiques comme suit :

Nuance d'acier : Fe360.

La limite élastique : $f_y = 235$ MPA.

La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPA.

Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPA.

La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

Module de cisaillement : $G = E / (2(1 + \nu)) = 81000 \text{ MPA}$.

I .5.2 Béton :

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/ m^3 .

Béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

❖ Caractéristiques du béton :

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

La résistance à la compression à 28 jours $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$

La résistance à la traction est $f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_c 28 = 2.1 \text{ MPa}$

I .6 Assemblages:

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

Boulon à haute résistance.

Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées

I .7 Conception structurale :

I .7.1 Introduction :

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

I.7.2 Conception architecturale :

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 11 étages.

Le RDC et du 1^{er} au 11^{ème} étage seront destinés pour des logements.

3 appartements F3

1 appartement F2

I.7.3 Structure horizontale:

Elle désigne les planchers courants et terrasses

Pour notre bâtiment, les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant.

I.8 Systèmes de stabilités :

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique

I.9 Escaliers

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers les 11^{ème} étage. Ils sont constitués de garde-corps et d'un palier intermédiaire métallique.

Chapitre II :
Evaluation des charges

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermiques et climatiques.

Ces charges vont influencer sur la stabilité de l'ouvrage tout entier. Pour cela, on respecte les normes qui respectent les valeurs des charges qui sont inscrits le règlement technique DTR.B.C2.2 (charges et surcharges). [2]

II.2 charges permanentes :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

II.2.1 Les planchers :

Type	Charges permanentes
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m ²
Revetment en carrelage (2 cm)	40 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	40 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	16 daN /m ²
Dalle de compression ep (8cm)	200 daN /m ²
TN40	10daN /m ²
Faux plafond (ep.=2cm)	20 daN /m ²

G= 416daN /m²

Tableau II-1 : Charge permanente d'un plancher courant

Type	Charges permanentes
Etanchéité multicouche (5 cm)	30 daN /m ²
Protection gravierroulée (5 cm)	85 daN /m ²
Béton de pente (10 cm)	220 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	16 daN /m ²
Dalle de compression (ep=8cm)	200 daN /m ²
TN40	10daN /m ²
Faux plafond (ep=2cm)	20 daN /m ²

G= 581daN /m²

Tableau II-2 : Charge permanente de terrasse inaccessible

Type	Charges permanents
Etanchéité multicouche (5 cm)	30 daN /m ²
Protection gravierroulée (5 cm)	85 daN /m ²
Béton de pente (10 cm)	220 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	16 daN /m ²
Dalle de compression (ep=10cm)	250 daN /m ²
TN40	10daN /m ²

$$G= 611 \text{ daN /m}^2$$

Tableau II-3 : Charge permanente de la dalle de l'ascenseur

II.2.2 Escalier

1. Volé :

Type	Charges permanentes
Tôle striée (5mm)	45 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	40 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	40 daN /m ²

$$G= 125\text{daN /m}^2$$

Tableau II -4 : Charge permanente pour escalier volé

2. Palier :

Type	Charges permanentes
TN40	10 daN /m ²
Poids de la dalle ep (8cm)	200 daN /m ²
Mortier de pose (ep2 cm)	40 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	40 daN /m ²

$$G= 290\text{daN /m}^2$$

Tableau II -5 : Charge permanente pour escalier palier

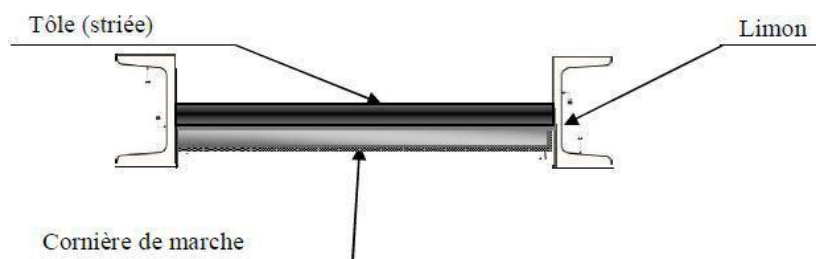


Figure II.1. Composition de la marche.

II.2.3 Les cloisons :

Type	Charges permanentes
Cloison de répartition (ép = 10 cm)	100 daN /m ²
Cloison de façade en double parois (ép=10cm)	180daN /m ²
Enduit en mortier	18daN /m ²
Enduit plâtre	10 daN /m ²

$$G = 308 \text{ daN / m}$$

Tableau II -6 : Charge permanente pour les cloisons

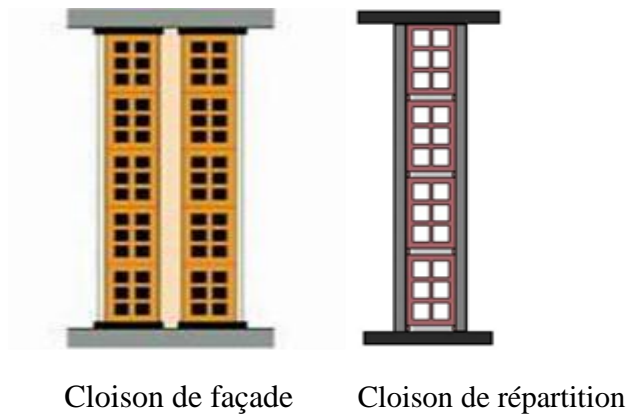


Figure II.2. Les cloisons.

II.2.4 L'acrotère

$$\text{Surface} = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère (0.069 × 2500) 172.5 daN/ml

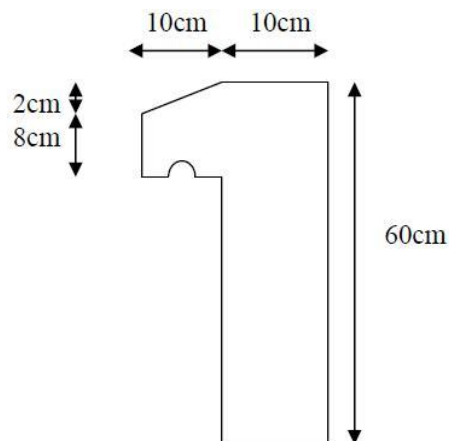


Figure II.3. Schéma de l'acrotère.

II.3 CHARGES D'EXPLOITATION :

Les charges d'exploitation notées « Q », correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y'a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation). [2]

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

II.4. CHARGE CLIMATIQUE :

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99 version 2013). [3]

II.4.1 Charge de neige :

Le règlement [RNV 99 version 2013] [3] s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_K \quad [\text{KN/m}^2] \quad [3]$$

S_K est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV99 version 2013) [3], 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 et donnée au paragraphe 6 (RNV99 version 2013). [3]

a. Charge de neige au sol (S_K)

Notre bâtiment situé à la wilaya de TLEMCEM c'est-à-dire en zone de neige : zone B et une altitude d'environ de 213 m. [3]

$$S_K = \frac{0.04H+10}{100} = \frac{0.04 \times 213 + 10}{100} = 0.1852 \text{KN/m}^2$$

b. Coefficient d'ajustement (μ) :

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 0^\circ$. Et d'après le tableau 6.1. (RNV version 2013) on a : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$ [2]

c. charge de neige (S):

$$S = 0.8 \times 0.1852 = 0.14816 \text{ KN/m}^2 \quad S \approx 15 \text{ daN/m}^2$$

II.4.2 Charge du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.[3]

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II.4.2.1 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve dans la wilaya de TLEMCEM dont :

$$\text{Zone de vent II : } q_{ref} = 43.5 \text{ daN/m}^2$$

Catégorie du terrain IV :

$$K_T = 0.234 ; Z_0 = 1 \text{ m} ; Z_{min} = 10 \text{ m} ; \varepsilon = 0.67$$

Nature du site : Plat $C_d = 1$

II.4.2.2 Détermination de la pression due au vent :

Selon le RNV99 version 2013[3] la pression due au vent est calculée par la formule :

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

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.

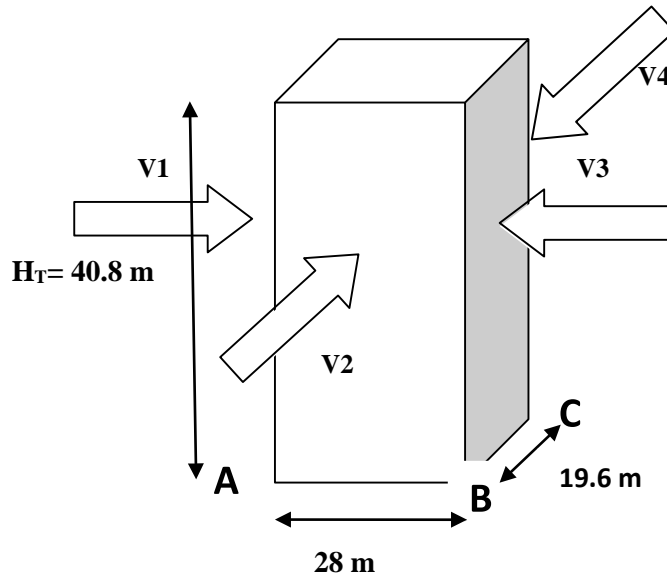


Figure II.4. Vent sur les quatre côtés de la structure.

II.4.2.2.1 Coefficient dynamique (C_d) :

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature est comportant des murs, et dont la hauteur h est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée est conservative $C_d = 1$ peut être considérée. [3]

Cependant pour montrer l'applicabilité de la procédure détaillée le tableau ci-dessous illustre les différentes étapes de calcul du coefficient C_d .

Paramètre	Formule analytique	Référence	Résultat après (V1, V3)	Résultat après (V2, V4)
$L_i(Z_{eq})$	$L_i(Z_{eq})=300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon$	[3]	73.440	73.440
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i Z_{eq}}\right) 0.63}$	[3]	0.164	0.197
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{46}{h}$	[3]	1.127Hz	1.127Hz
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	[3]	0.08	0.08
$V_m(Z_{eq})$	$V_m(Z_{eq})=C_r(Z_{eq}) \times C_t Z_{eq} \times V_{réf}$	[3]	28.78	28.78
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})}$	[3]	2.875	2.884
R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	[3]	0.066	0.066
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(Z_{eq})}$	[3]	7.347	7.370
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(Z_{eq})}$	[3]	5.0509	3.540
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	[3]	0.126	0.126
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	[3]	0.178	0.242
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	[3]	0.0191	0.124
v	$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0.08$	[3]	0.673	0.700
G	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	[3]	3.637	3.648
$I_V(Z_{eq})$	$I_V(Z_{eq}) = \frac{1}{C_t Z_{eq} \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)}$	[3]	0.321	0.321
C_d	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_V(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 \times R^2}}{1 + 7 \times I_V(Z_{eq})}$	[3]	0.549	0.617

Tableau II.7. Calcul de coefficient dynamique.

II.4.2.2.2 Pression dynamique (q_{dyn})

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

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

$q_{réf}$: 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. Z_e : Hauteur de référence.

Selon le RNV99 version 2003 [3]

Pour les parois verticales Z_e est déterminé en fonction de la hauteur maximale h du bâtiment, et la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, Z_e est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.

Pour les toitures Z_e est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.

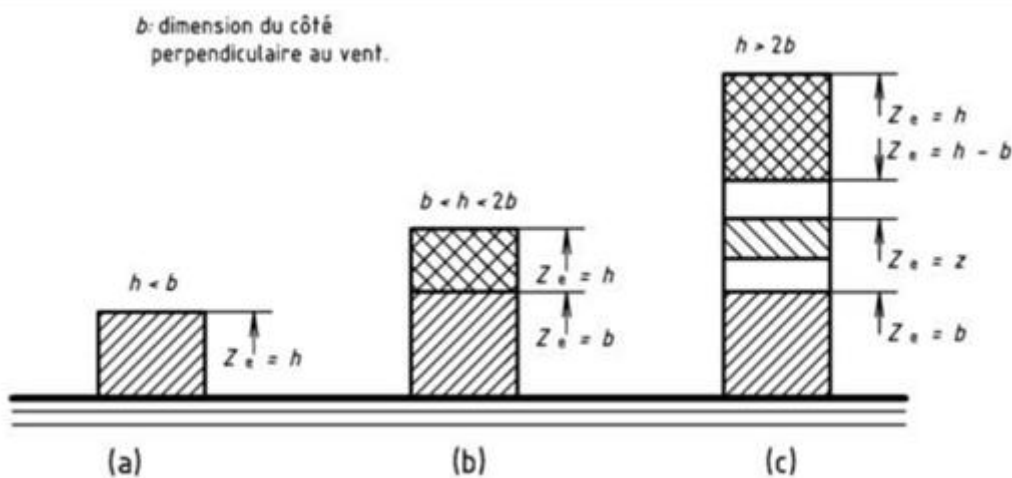


Figure II.5. Hauteur de référence.

La direction V1, V3 du vent ($b = 28$ m) :

$$h = 40.8 < b = 2 \times 28 = 56 \text{ (cas b)}$$

La hauteur h est supérieure à la longueur b du côté, mais inférieure à $2b$, donc la paroi doit être considérée comme étant constituée de deux parties :

Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à b .

Une partie supérieure du reste de la hauteur jusqu'au sommet.

Tronçon b	Z_e
De 0 à 28 m	28m
De 28m à 40.8m	34.8m

Tableau II.8. Valeurs de la hauteur Z_e sur V1, V3.

La direction V2, V4 du vent (b = 19.6 m) :

$$h = 40.8\text{m} > 2 \times b = 2 \times 19.6 = 39.2\text{m} \text{ (cas c)}$$

Hauteur h est supérieure à 2b, donc la paroi doit être considérée comme étant constituée de plusieurs parties :

- Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à b.
- Une partie supérieure s'étendant vers le bas, depuis le sommet, sur une hauteur égale à b.
- Une partie intermédiaire, entre la partie inférieure et la partie supérieure, divisée en un nombre suffisant de bandes horizontales de hauteur maximale b.

Tronçon b	Z_e
De 0 à 19.6m	19.6m
De 19.6m à 25.6m	25.6m
De 25.6m à 31.6m	31.6m
De 31.6m à 37.6m	37.6m
De 37.6m à 40.8m	40.8m

Tableau II.9. Valeurs de la hauteur Z_e sur V2, V4.**b. Coefficient de rugosité (C_r) :**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

Les valeurs de C_r sont obtenus dans les tableaux II.10 et II.11.

Tronçon b	C_r
De 0 à 28 m	0.7797
De 28m à 40.8m	0.8678

Tableau II.10. Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.

Tronçon b	C_r
De 0 à 19.6m	0.6962
De 19.6m à 25.6m	0.7447
De 25.6m à 31.6m	0.7933
De 31.6m à 37.6m	0.8418
De 37.6m à 40.8m	0.8678

Tableau II.11. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.

c. Intensité de turbulence (I_v) :

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

$$I_v(Z_{eq}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)} \quad Z_e \geq Z_{min}$$

$$I_v(Z_{eq}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)} \quad Z_e \geq Z_0$$

Les valeurs de I_v sont présentées dans les tableaux suivants II.12 et II.13

Tronçon b	I_v
De 0 à 28 m	0.3
De 28m à 40.8m	0.2696

Tableau II.12. Valeurs du coefficient de turbulence sur V1, V3

Tronçon b	I_v
De 0 à 19.6m	0.3360
De 19.6m à 25.6m	0.3170
De 25.6m à 31.6m	0.2984
De 31.6m à 37.6m	0.2796
De 37.6m à 40.8m	0.2696

Tableau II.13. Valeurs du coefficient de turbulence sur V2, V4

d. Coefficient d'exposition (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent C_e tient en compte des effets de la rugosité du terrain (C_r) et de la topographie du site (C_t) et de la nature turbulente du vent (I_v).

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

Les valeurs de C_e sont présentées dans les tableaux suivants II.14 et II.15

Tronçon b	C_e
De 0 à 28 m	1.8845
De 28m à 40.8m	2.1742

Tableau II.14. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3

Tronçon b	C_e
De 0 à 19.6m	1.6246
De 19.6m à 25.6m	1.7801
De 25.6m à 31.6m	1.9356
De 31.6m à 37.6m	2.0912
De 37.6m à 40.8m	2.1742

Tableau II.15. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4

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

Les valeurs de $q_{dyn} = 43.5N/m^2$ sont présentées dans les tableaux suivants II.16 et II.17.

Tronçon b	q_{dyn}
De 0 à 28 m	81.975
De 28m à 40.8m	94.5777

Tableau II.16. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3

Tronçon b	q_{dyn}
De 0 à 19.6m	70.6701
De 19.6m à 25.6m	77.4343
De 25.6m à 31.6m	84.1986
De 31.6m à 37.6m	90.9672
De 37.6m à 40.8m	94.5777

Tableau II.17. 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 de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Pour un vent dont la direction V1, V3 et les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

a. Direction V1, V3 du vent (b = 28 m)

$$e = \min b, 2 \times h$$

$$e = \min (28 \text{ m} ; 2 \times 40.8 \text{ m}) = 28 \text{ m} \quad d = 19.6 \text{ m}$$

Parois verticales

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure (RNV99 version 2013). Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau (RNV99 version 2013). [3]

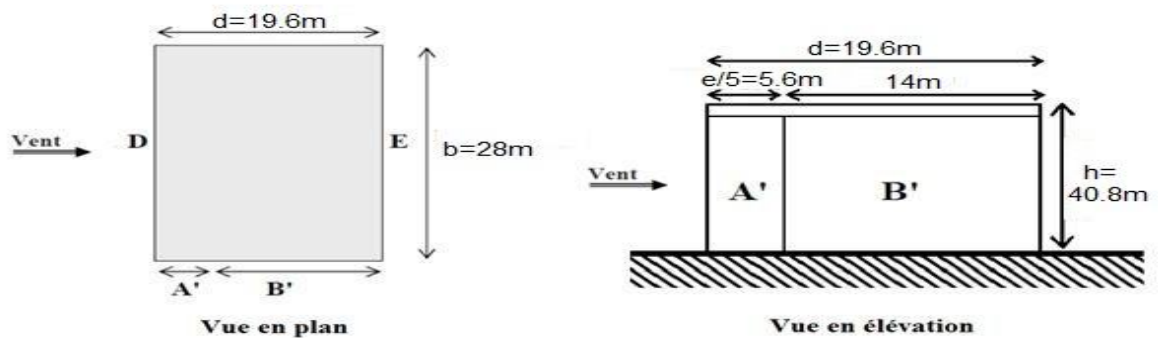


Figure II.6. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).
 Dans ce cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

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.18. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

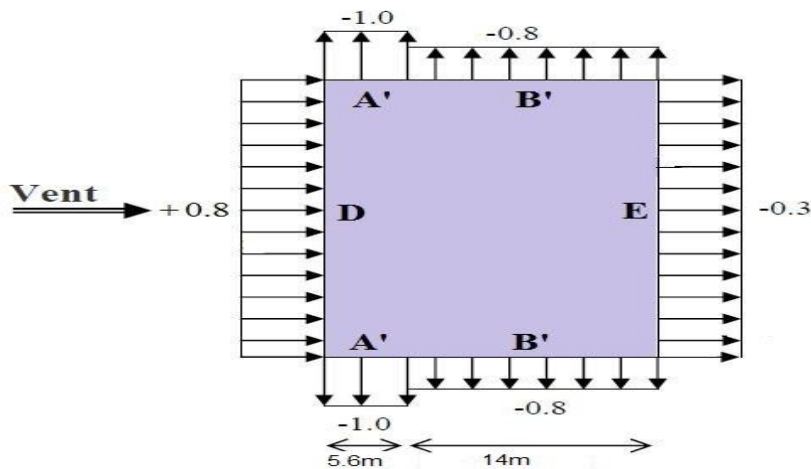


Figure II.7. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3)

Toiture

La pente de notre toiture est inférieure à 5°, donc notre toiture est considérée comme toiture plate.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV99 version 2013) [3].

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013) [3]

Dans ce cas $h_p/h = 0,6/40.8 = 0,015$ ou

h_p La hauteur de l'acrotère ($h_p= 0.6m$).

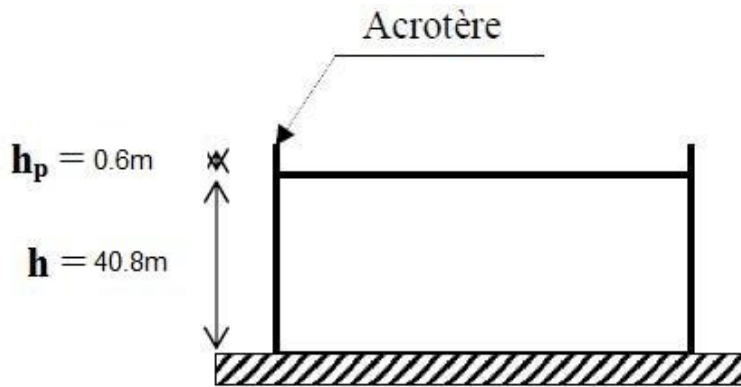


Figure II.8. Hauteur de la structure avec l'acrotère.

Les valeurs de $C_{pe.10}$ sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0$ (sans acrotère) et $h_p/h = 0.025$ et représentées dans le tableau II.19.

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.72	-1.24	-0.70	+0.2

Tableau II.19. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

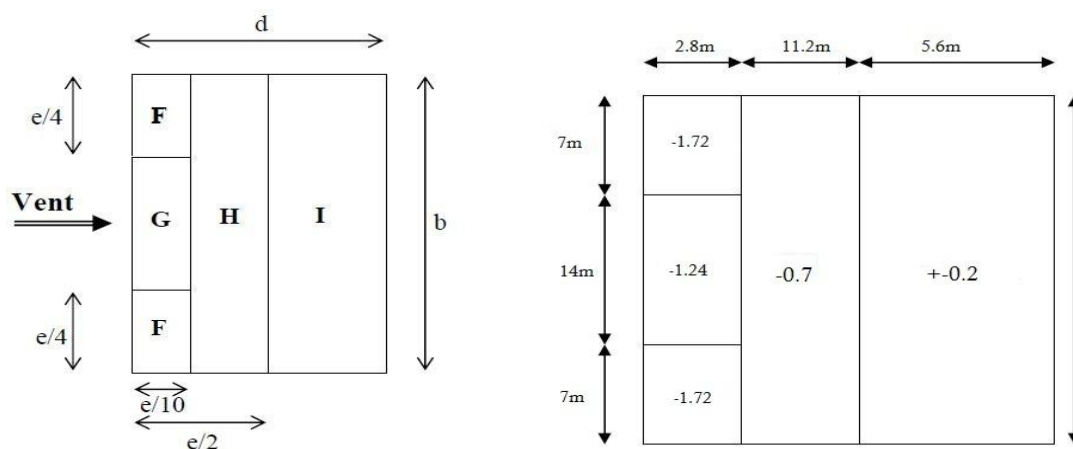


Figure II.9. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3).

b. direction V2, V4 du vent (b = 19.6 m)

Pour un vent dont la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

Parois verticale

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013). [3]

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013).[3]
 $e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [19.6 ; 81.6] = 19.6m$

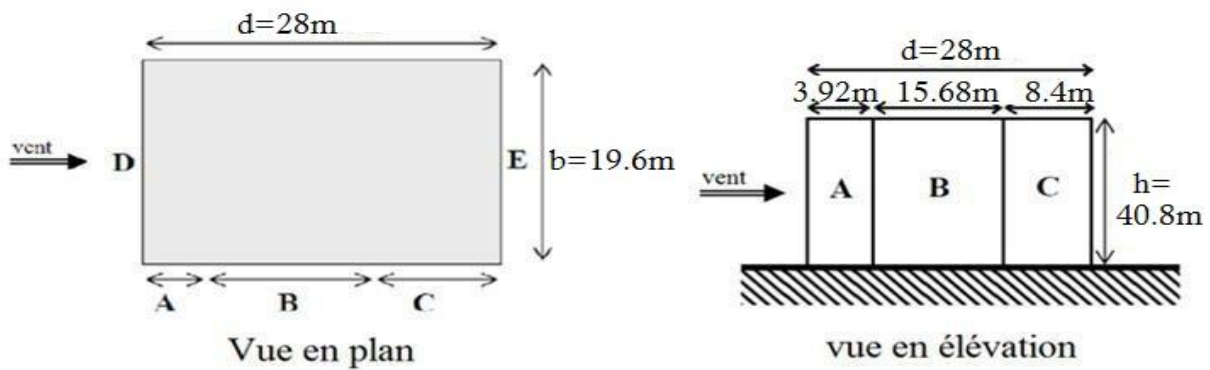


Figure II.10. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4).
 Dans ce cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

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

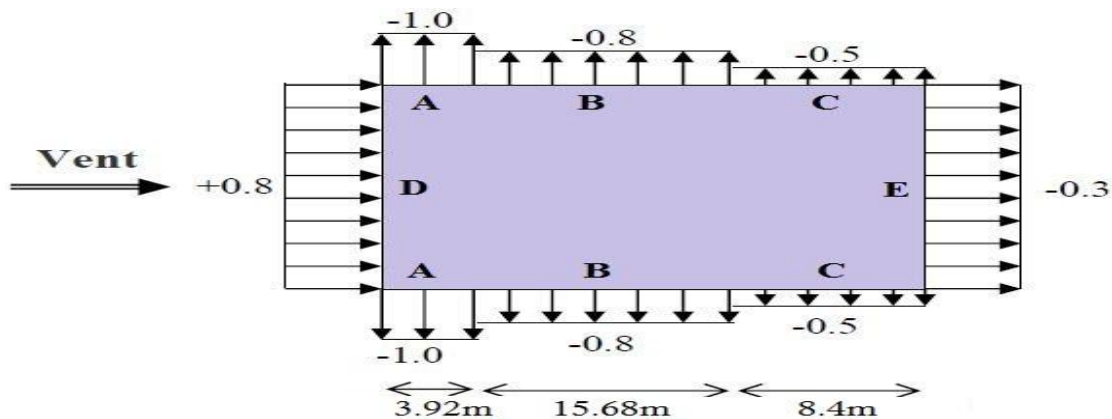


Figure II.11. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Toiture

La pente de notre toiture est inférieure à 5° , donc notre toiture est considérée comme toiture plate.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV99 version 2013).[3]

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013).[3]

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/40,8 = 0,015$ ou

h_p La hauteur de l'acrotère ($h_p = 0.6m$).

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.72	-1.24	-0.70	+0.2

Les valeurs de $C_{pe.10}$ sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0$ (sans acrotère) et $h_p/h = 0.025$ et représentées dans le tableau II.21.

Tableau II.21. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

$$e = \min [b, 2h] \quad \Rightarrow \quad e = \min [19.6m ; 81.6m] = 19.6m$$

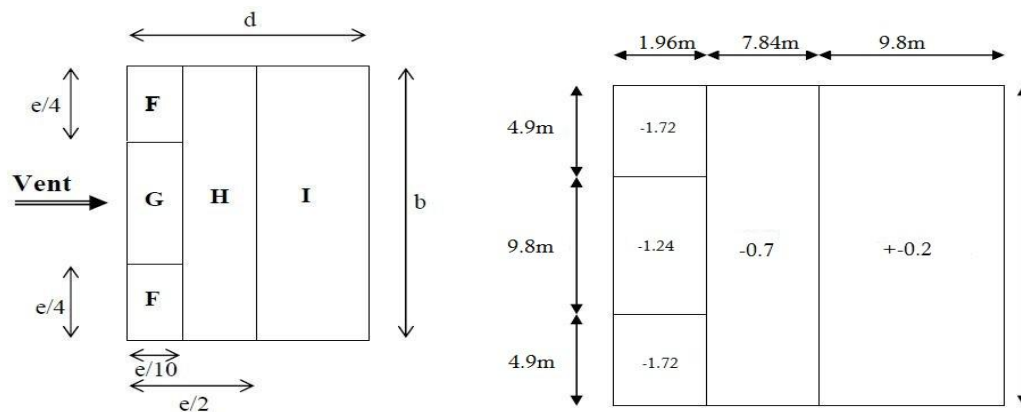


Figure II.12. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

II.2.2.4 Coefficient de pression intérieure (C_{pi}) :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

Dans ce cas il s'agit d'un bâtiment résidentiel (bâtiment cloisonné) donc l'indice de perméabilité doit être nul, mais d'après la figure 5.14 du (RNV99 version 2013)[3] ce dernier est pris au minimum $\mu_p = 0.3$.

II.2.2.4 Valeurs de la pression due au vent (q_j) :

Après avoir défini tous les coefficients, c'est possible de calculer la pression due au vent:

a. Direction V1, V3 du vent ($b = 28$ m)

Paroi verticale :

1^{er} tronçon : De 0 à 28 m

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
A'	1	94.577	-1.0	0.35	-1.35	-127.678
B'	1	94.577	-0.8	0.35	-1.15	-108.761
D	1	81.975	+0.8	0.35	0.45	36.888
E	1	81.975	-0.3	0.35	-0.65	-53.283

Tableau II.22. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

2^{ème} tronçon : de 28 m à 40.8 m

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
A'	1	94.577	-1.0	0.35	-1.35	-128.218
B'	1	94.577	-0.8	0.35	-1.15	-109.223
D	1	94.577	+0.8	0.35	0.45	42.739
E	1	94.577	-0.3	0.35	-0.65	-61.735

Tableau II.23. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

Toiture

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
F	1	94.577	-1.72	0.35	-2.07	-195.774
G	1	94.577	-1.24	0.35	-1.61	-152.26
H	1	94.577	-0.7	0.35	-1.05	-99.305
I	1	94.577	+0.2	0.35	-0.55	-52.017
					-0.15	-14.186

Tableau II.24. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

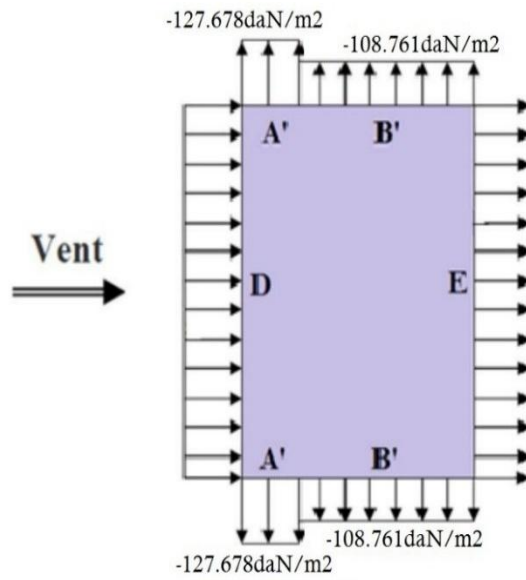


Figure II.13. Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'

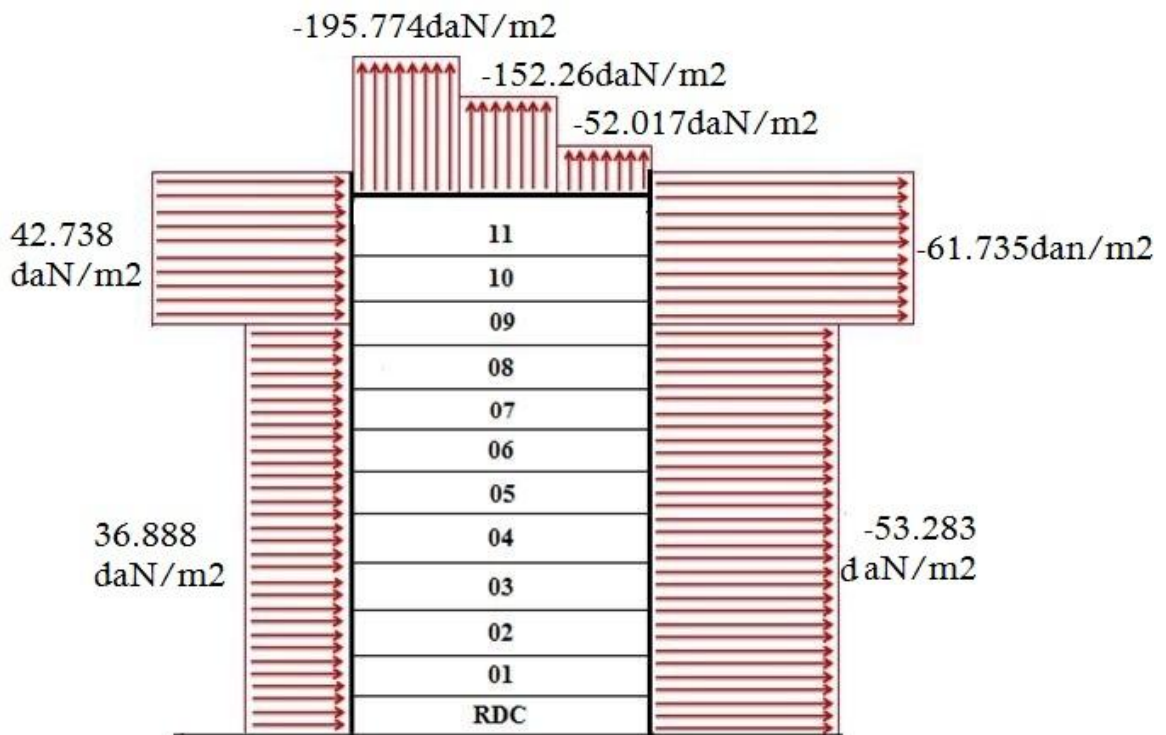


Figure II.14. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.

b. Direction V2, V4 du vent (b = 19.6 m)**Paroi verticale :**1^{er} tronçon : de 0 à 19.6 m

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
A	1	94.577	-1.0	0.35	-1.35	-127.678
B	1	94.577	-0.8	0.35	-1.15	-108.763
C	1	94.577	-0.5	0.35	-0.85	-80.390
D	1	70.6701	+0.8	0.35	0.45	31.801
E	1	70.6701	-0.3	0.35	-0.65	-45.935

Tableau II.25. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).2^{ème} tronçon : de 19.6 m à 25.6 m

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
A	1	94.577	-1.0	0.35	-1.35	-127.678
B	1	94.577	-0.8	0.35	-1.15	-108.763
C	1	94.577	-0.5	0.35	-0.85	-80.390
D	1	77.434	+0.8	0.35	0.45	34.845
E	1	77.434	-0.3	0.35	-0.65	-50.332

Tableau II.26. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).3^{ème} tronçon : de 25.6 m à 31.6 m

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
A	1	94.577	-1.0	0.35	-1.35	-127.678
B	1	94.577	-0.8	0.35	-1.15	-108.763
C	1	94.577	-0.5	0.35	-0.85	-80.390
D	1	84.198	+0.8	0.35	0.45	37.889
E	1	84.198	-0.3	0.35	-0.65	-54.728

Tableau II.27. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).4^{ème} tronçon : de 31.6 m à 37.6 m

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
A	1	94.577	-1.0	0.35	-1.35	-127.678
B	1	94.577	-0.8	0.35	-1.15	-108.763
C	1	94.577	-0.5	0.35	-0.85	-80.390
D	1	90.967	+0.8	0.35	0.45	40.935
E	1	90.967	-0.3	0.35	-0.65	-59.128

Tableau II.28. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)

5^{ème} tronçon : de 37.6 m à 40.8 m

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
A	1	94.577	-1.0	0.35	-1.35	-127.678
B	1	94.577	-0.8	0.35	-1.15	-108.763
C	1	94.577	-0.5	0.35	-0.85	-80.390
D	1	94.577	+0.8	0.35	0.45	42.559
E	1	94.577	-0.3	0.35	-0.65	-61.475

Tableau II.29. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4)

Toiture

Zone	Cd	q_{dyn} daN/m ²	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q_j
F	1	94.577	-1.72	0.35	-2.07	-183.511
G	1	94.577	-1.24	0.35	-1.59	-141.89
H	1	94.577	-0.7	0.35	-1.05	-93.08
I	1	94.577	+0.2	0.35	-0.55	-48.759
					-0.15	-13.297

Tableau II.30. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

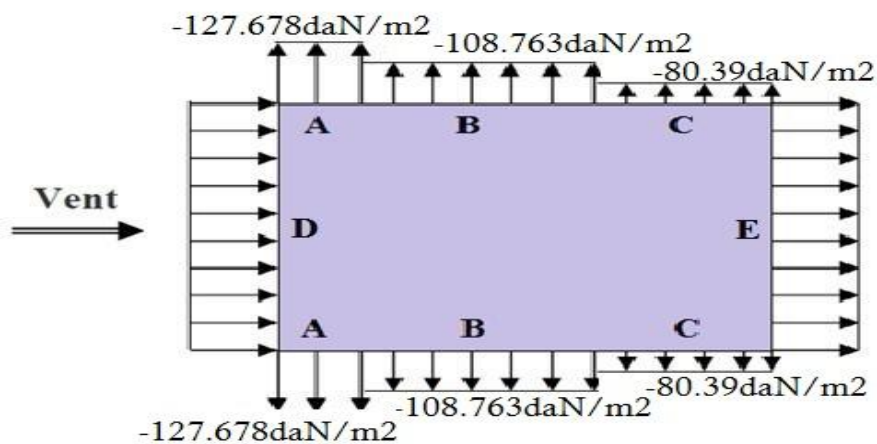


Figure II.15. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.

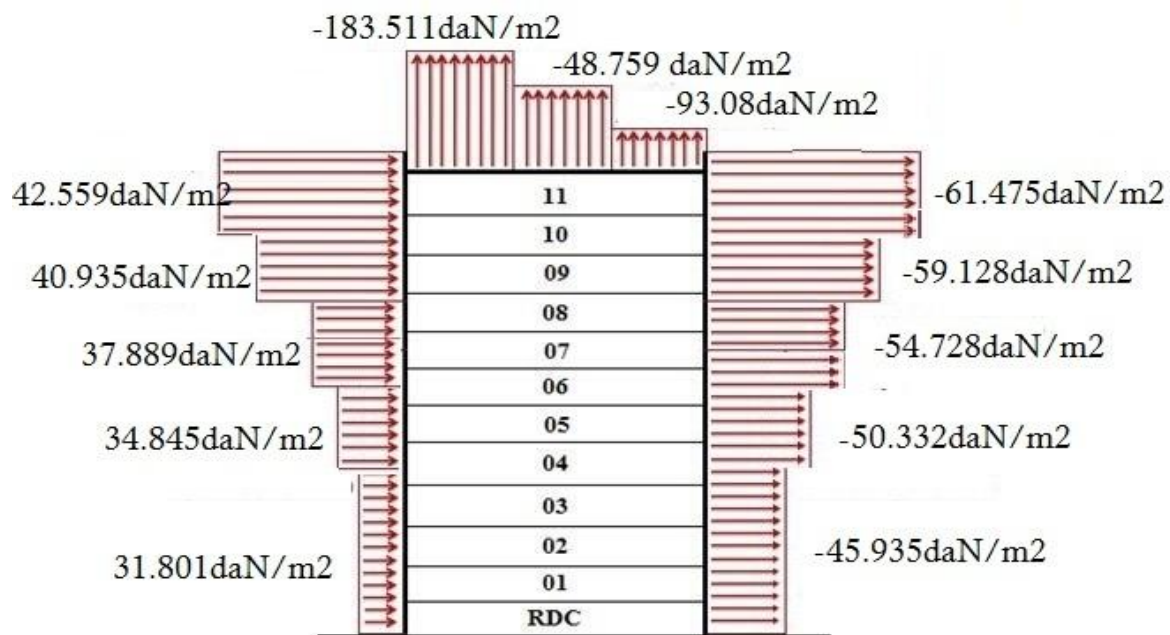


Figure II.16. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I

II.4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent

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

Condition à vérifier :

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

Direction V1, V3

$$2 (19.6 \times 40.8) \leq 4(2 \times 28 \times 40.8)$$

$$1599.36 \leq 9139.2 \quad \text{Vérfiée.}$$

Direction V2, V4

$$2 (28 \times 40.8) \leq 4(2 \times 19.6 \times 40.8)$$

$$2284.8 \leq 6397.44 \quad \text{Vérfiée.}$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

II.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (solives, poutres, poteaux,....).

CHAPITRE III:

Pré dimensionnements des éléments structuraux

III.1 INTRODUCTION

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

- Vérification de la condition de flèche
- Vérification de la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

Le règlement CCM97 [4] a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu.
- Classification des sections transversales selon le CCM97 [4]

Pour les besoins de calcul le CCM97 [4] a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

Classe 2

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

Classe 3

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

Classe 4

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

Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

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

Tableau III-1 : Limites recommandées pour les flèches verticales

III.2 PRE DIMENSIONNEMENT

III.2.1 Les solives

Les solives sont des poutrelles continues sur 5 appuis qui reposent sur les poutres principales et qui travaillent à la flexion simple.

III.2.1.1 L'entraxe des solives

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

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

Longueur de la poutre principale $L_{max} = 4.40\text{m}$

Donc : $Entraxe = \frac{4.40}{4} = 1.1\text{m} < 1.2$

Avec le nombre de solive est égal à 3

Comme les longueurs ne sont pas les mêmes on va prendre le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la plus longue portée $L = 3.30\text{ m}$.

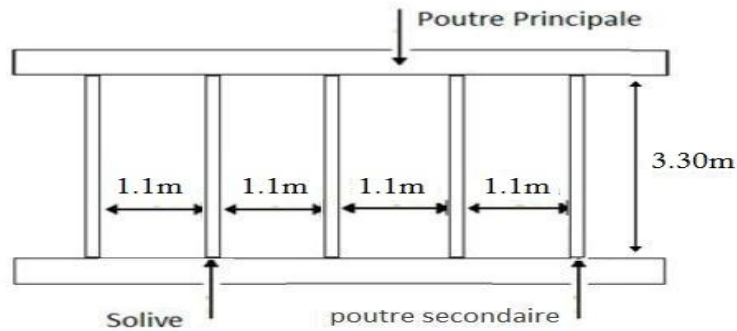


Figure III.1. Espacement et longueur des solives

III.2.1.2 Solives du plancher étage courant

III.2.1.2.1 Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{vmax} \quad \text{avec} \quad \delta_{vmax} = L/250$$

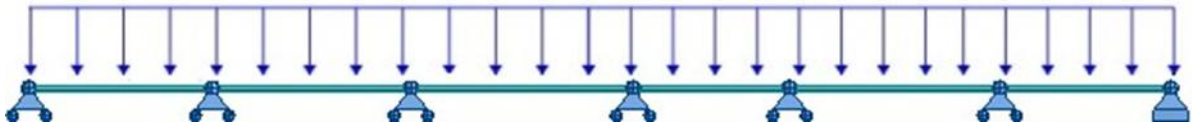


Figure III.2. Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.

Selon l'abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.495f_0 = 0.495 \times \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

Avec

f_0 : La flèche d'une poutre simplement appuyée

L : La longueur de la travée la plus longue de la poutre

La charge est de :

$$Q_{ELS} = G + Q = 416 + 150 = 566\text{ daN/m}^2$$

$$q = 566 \times 1.10 = 622.6\text{ daN/ml}$$

$$I_y = \frac{0.495 \times 5 \times 622.6 \times 3.30^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y > 171.67 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE140 avec $I_y = 541.2 \text{ cm}^4$

Profile	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y c m	i _z cm
IPE 140	12.9	16.4	140	73	6.9	4.7	112.2	54.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.96

Tableau III-2 : Caractéristiques du profilé IPE140

V.2.1.2.2 Vérification de la flèche (poids propre inclus)

$$f \leq \delta v_{\max} \quad \delta v_{\max} = L/250 = 3.30/250 = 0.0132 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit := 12.9kg/m

La charge sera $Q_{ELS} = 622.6 + 12.9$

$$Q_{ELS} = 635.5 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{0.495 \times 5 \times 635.5 \times 3.30^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 5.41 \times 10^{-6}} = 4.275 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$0.00427 \text{ m} < \delta v_{\max} = 0.0165 \text{ m}$$

Classe du profilé IPE 140

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \frac{235}{f_y}$$

$$\frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

La semelle comprimée de classe 1

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

$$\frac{73}{6.9} = 5.28 \leq 10 \varepsilon$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

III.2.1.2.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{plyrd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de

$$M_{sd} = 0.857 M_0 = 0.857 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

M_0 : Le moment d'une poutre simplement appuyée

L : à longueur de la travée la plus longue de la solive

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35 \times pp + G + 1.5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times [12.9 + (416 \times 1.1)] + 1.5 \times (150 \times 1.1)$$

$$Q_{ELU} = 882.675 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0.857 \frac{882.675 \times 3.30^2}{8}$$

$$M_{sd} = 1029.72 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{plyRd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 1887.26 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = 1887.26 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1029.72 \text{ daN.m}$$

III.2.1.2.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant)

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

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{882.675 \times 3.30}{2} = 1456.41 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} = 94372.88 \text{ N}$$

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r) tf$$

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 1456.41 \text{ daN.m} < V_{plRd} = 9437.288 \text{ daN}$$

Le profilé IPE140 résiste eu cisaillement

$$V_{sd} = 1456.41 \text{ daN.m} < 0.5V_{plRd} = 4718.644 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

Le profilé **IPE140** répond à toutes les conditions de règlement **CCM97** [4] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : la procédure de calcul de la solive si dessus est la même pour les autres solives.

Le calcul des solives est récapitulé dans les tableaux III.3 et III.4 suivant :

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δ _{v max} (m)
Solive étage courant	IPE 140	3.30	1.1	635.5	882.675	0.0042	0.013
Solive console étages courants	IPE 160	3.30	1.1	1215.8	886.59	0.0081	0.013
Solive terrasse	IPE 140	3.30	1.1	817	1045.2	0.0054	0.013
Solives console terrasse	IPE 140	3.30	1.1	762	1045.2	0.0051	0.013

Tableau III.3. Vérification de la flèche des solives

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M _{sd} (daN.m)	M _{plyRd} (daN.ml)	V _{sd} (daN)	0.5V _{plyRd} (daN)
Solive étage courant	IPE 140	Classe I	1029.72	1887.263	1456.413	4718.644
Solives console étages courants	IPE 160	Classe I	1034.28	2646.954	1462.873	5988.263
Solive terrasse	IPE 140	Classe I	1219.32	1887.26	1724.58	4718.024
Solives console terrasse	IPE 140	Classe I	1219.32	1887.263	1724.58	4718.64

Tableau III.4. Vérification des sollicitations sur les solives.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _r mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5.0	127.2	869	68.3	124	26.1	6.58	1.84

Tableau III.5. Caractéristique du profilé IPE 160.

III.2.2 Les poutres principales

III.2.2.1 Poutre intermédiaire courant

Les poutres principales sont des poutres continues sur 6 appuis qui reposent sur les poteaux et qui travaillent à la flexion simple avec un entraxe de 4,40 m.

III.2.2.1.1 Chargement

Charges permanentes

$$G_{solive} = \frac{PP}{entraxes solives} \times N_{solives} = \frac{12.9Kg/m}{1.1} \times 3$$

$$G_{solive} = 35.18 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 416 \text{ daN/m}^2$$

$$G = (G + G_{solive}) \times 3.25$$

$$G = (416 + 35.18) \times 3.25 + 3.40 \times 308 = 4869.735 \text{ daN/ml}$$

Charges d'exploitation

$$Q_T = 150 \times 3.25$$

$$Q_T = 487.5 \text{ daN/ml}$$

III.2.2.1.2 Vérification de la condition de flèche (ELS)

$$f \leq \delta v \text{ max} \quad \text{avec} \quad \delta v \text{ max} = L/250$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

Selon l'abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.495 f_0 = 0.495 \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

$$Q_{ELS} = G_{total} + Q_{total} = 4869.735 + 487.5$$

$$Q_{ELS} = 5357.235 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0.495 \times 5 \times 1953.835 \times 4.40^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 3.50157 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 35015.748 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 500

➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

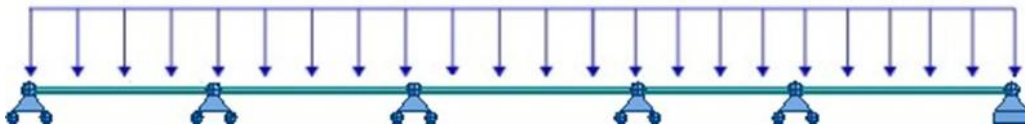


Figure III.3. Poutre articulée uniformément chargée.

$$f \leq \delta v \text{ max} \quad \text{avec} \quad \delta v \text{ max} = L/250 = 4.40/250 = 0.0176 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 57.1 \text{ Kg/m} = 57.1 \text{ daN/ml}$

La charge sera :

$$Q_{ELS} = 5357.235 + 90.7$$

$$Q_{ELS} = 5447.935 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{0.495 \times 5 \times 5447.935 \times 4.40^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 429.30 \times 10^{-6}}$$

$$f = 0.00032 \text{ m} < 0.0176 \text{ m}$$

III.2.2.1.3 Vérification de la condition de résistance (ELU)

Classe du profilé IPE 500

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = 72 \varepsilon \text{ avec} \quad \varepsilon = \frac{235}{f_y}$$

$$\frac{426}{10.2} = 41.76 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

La semelle comprimée de classe 1

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

$$\frac{100}{16} = 6.25 \leq 10\varepsilon$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

➤ **Vérification au moment fléchissant**

On doit vérifier $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0.842 M_0 = 0.842 \frac{Q \times L^2}{8}$$

Donc

$$Q_{ELU} = 1.35 (G + PP) + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 (4869.735 + 90.7) + 1.5 (150 \times 3.25)$$

$$Q_{ELU} = 8841.557 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0.842 \frac{8841.557 \times 4.40^2}{8}$$

$$M_{sd} = 18015.91 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{plyRd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{plyRd} = 46871818.8 \text{ N.mm} = 46871.8188 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 18015.91 \text{ daN.m} < M_{plyRd} = 46871.8188 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification au cisaillement (effort tranchant) :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{8841.557 \times 4.40}{2} = 19451.425 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 6035.2}{1.1}$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 11600 - 2 \times 200 \times 16 + (10.2 + 42)16$$

$$A_v = 6035.2 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = 747816.145 \text{ N} = 74781.614 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 19451.425 \text{ daN} < V_{plRd} = 74781.614 \text{ daN}$$

Le profilé IPE500 résiste au cisaillement

$$V_{sd} = 19451.425 \text{ daN} < 0.5V_{plRd} = 37390.80 \text{ daN}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

Le profilé IPE 500 répond à toutes les conditions de CCM97[4] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : la procédure de calcul de la poutre si dessus est la même pour les autres poutres.

Le calcul des poutres est récapitulé dans le tableau III.6 et III.7

Eléments	profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δv max (m)
Poutre intermédiaire courant	IPE500	4.40	3.25	5357.235	8841.557	0.00032m	0.0176
Poutre de rive étage courant	IPE400	3.65	1.425	3510.186	2559.825	0.0018	0.0176
Poutre intermédiaire terrasse	IPE400	4.40	3.25	2556.385	3280.494	0.0012	0.0176
Poutre de rive terrasse	IPE270	3.65	1.425	1168.08	1186.56	0.0009	0.0176

Tableau III.6. Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	profilés	Classe de profilés	Entre axe (m)	M_{sd} (daN/ml)	M_{plyRd} (daN/ml)	V_{sd}	$0.5V_{plRd}$
Poutre intermédiaire courant	IPE500	Classe I	3.25	18015.91	46871.81	19451.425	37390.80
Poutre de rive étage courant	IPE400	Classe I	1.425	6194.775	27922.27	7722.409	303961.39
Poutre intermédiaire terrasse	IPE400	Classe I	3.25	6684.465	27922.27	7217.086	26473.79
Poutre de rive terrasse	IPE270	Classe I	1.425	1975.99	10340	2165.472	13687.74

Tableau III.7. Vérification des sollicitations sur les poutres.

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90.7	116	500	200	16	10.2	426	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

Tableau III.8 : Caractéristique du profilé IPE 500

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 400	66.3	84.5	400	180	13.5	8.5	331	23130	1318	1307	229.0	16.55	3.95

Tableau III-9: Caractéristique du profilé IPE 400

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 270	36.1	45.9	270	135	10.2	6.6	219.6	5790	419.9	484	96.95	11.23	3.02

Tableau III-10 : Caractéristique du profilé IPE 270

III.2.3 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

III.2.3.1 Vérification de la condition de flèche (ELS)

On doit d'abord vérifier pour tous les poteaux la flèche en flexion simple par rapport aux effets du vent appliqué.

On considère que le poteau est encasté à la base et encasté à la tête.

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta v \text{ max} \quad \text{avec} \quad \delta v \text{ max} = L/250$$

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte la plus grande surface d'action de charge de vent (la direction V1, V3).

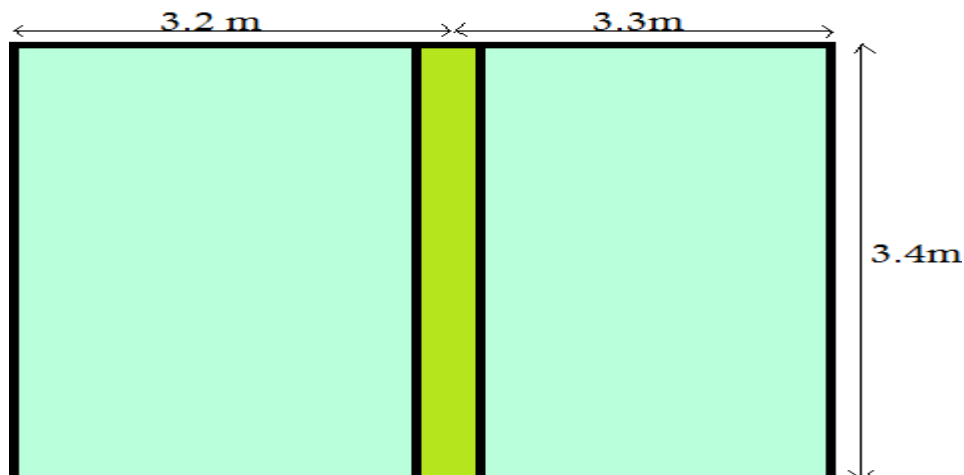


Figure III.4. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

La charge du vent est de $V = 61.735 \text{ daN/m}^2$

$$Q = 61.735 \times (1.65 + 1.6) = 200.638 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{200.638 \times 3.40^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^9} = 1.173 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \quad I_y \geq 1173.49 \text{ cm}^4$$

Donc les poteaux doivent être au minimum HEA160

III.2.3.2 Vérification de la condition de résistance (ELU)

Pour la vérification de résistance de section on calcule les poteaux à la compression simple. Pour la raison d'économie la hauteur du bâtiment est décomposée en 4 tronçons dont chaque tronçon est constitué de 4 étages avec section des poteaux différente.

La hauteur des poteaux est de $h = 3.4\text{m}$.

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface de $S = 13.048\text{m}^2$.

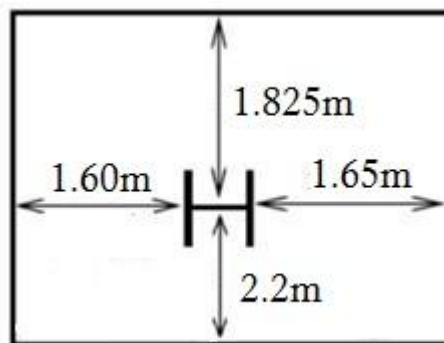


Figure III.4. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Les charges concentrées appliquées sur les poteaux sont représentées dans le tableau III.11.

Les charges (daN)		Etages courants daN/m ²	Terrasse daN/m ²
Charges permanente G	Plancher	9446.752	7802.704
	Poutre	365.065	266.857
	solive	125.775	125.775
Charge d'exploitation Q		1304.8	1957.2

Tableau III.11. Les charges reprisent par les poteaux.

III.2.3.3 Tronçon du 8^{ème} au 11^{ème} étage

III.2.3.3.1 Chargement

Charges permanentes

$$G_{total} = (G_{plan\ ter} + G_{sol\ ter} + G_{pou\ ter}) + 3(G_{plan\ cou} + G_{sol\ cou} + G_{pou\ cou})$$

$$G_{total} = (7802.704 + 125.775 + 266.857) + 3(9446.752 + 125.775 + 365.065)$$

$$G_{total} = 38008.112\text{daN/m}^2$$

Charges d'exploitation :

$$G_{total} = Q_{plancher\ ter} + 3G_{plancher\ cour}$$

$$G_{total} = 5871.6 \text{ daN}$$

III.2.3.3.2 Section du poteau

$$N_{sd} \leq N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(38008.112) + 1.5(5871.6)$$

$$N_{sd} = 60118.359 \text{ daN}$$

$$A > \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{60118.359 \times 1.1}{235}$$

$$A > 281.405 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : HEA 160 avec $A = 3880 \text{ mm}^2$

Effort sollicitant avec poids propre inclus

On ajoute le poids propre du profilé choisit :

$$q_{pp} = 30.4 \times 3.40 = 103.36 \text{ daN}$$

La charge sera :

$$N_{sd} = 60118.359 + (1.35 \times 3 \times 103.36) = 60536.967 \text{ daN}$$

III.2.3.3.3 Vérification à la compression :

Classe du profilé HEA160

$$\frac{d}{t_w} = 72 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \frac{235}{f_y}$$

$$\frac{104}{6} = 17.33 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

La semelle comprimée de classe 1

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

$$\frac{80}{9} = 8.88 \leq 10 \varepsilon$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

III.2.3.3.4 Calcul de l'effort résistant

$$N_{sd} = \chi \times \beta A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

On vérifie le flambement selon l'axe qui correspond à la plus faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \beta A^{0.5}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 3.40}{3.98 \times 10^{-2}} = 42.71 \quad \text{avec } l_f = 0.5l$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$\bar{\lambda} = 0.45 > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement du poteau.

Donc la formule :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection α correspond à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3) [4]

$$\frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0.95 \leq 1.2$$

$$t_f = 9\text{mm} < 100\text{mm}$$

Donc la courbe de flambement est C $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.45 - 0.2) + 0.45^2]$$

$$\phi = 0.6625$$

$$\chi = \frac{1}{0.6625 + [0.6625^2 - 0.45^2]^{0.5}}$$

$$\chi = 0.870$$

$$N_{plRd} = 0.870 \times 1 \times 3880 \times \frac{235}{1.1}$$

$$N_{plRd} = 721150.9daN$$

$$N_{sd} = 61946.445daN < N_{plRd} = 721150.9da$$

Le profilé HEA 160 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistance.

Remarque : la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau III.12

Tronçon	profilé	N_{sd}	Classe	χ	N_{plRd}
Du RDC au 4 ^{ème} étage	HEA320	183101.95	Classe I	0.979	260182.6
Du 4 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	HEA260	121610.16	Classe II	0.964	178834.29
Du 8 ^{ème} au 11 ^{ème} étage	HEA160	61946.445	Classe I	0.870	721150.9
Sous-sol	HEA360	198474.926	Classe I	0.976	297509.81

Tableau III.12. Vérification des sollicitations sur les poteaux tenant compte des effets d'instabilité.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	tr mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA260	68.2	86.8	250	260	12.5	7.5	177	10450	3668	919.8	430.2	10.9	6.5

Tableau III.13. Caractéristique du profilé HEA 260

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	tr mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA320	97.6	124.4	310	300	15.5	9	225	22930	6985	1628	709.6	13.58	7.49

Tableau III.14. Caractéristique du profilé HEA 320.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _r mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5.0	127.2	869	68.3	124	26.1	6.58	1.84

Tableau III.15. Caractéristique du profilé IPE 160

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _r mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	112	142.8	350	300	17.5	10	261	33090	7887	2088	802.3	15.22	7.43

Tableau III.16. Caractéristique du profilé IPE 360

III.3 Conclusion

Pré dimensionnement c'est une étude approximative qui nous a permis d'avoir des idées sur les profilés intégrés dans notre structure sur la base de l'évaluation des charges déjà obtenues dans le chapitre précédent.

CHAPITRE IV:

Etude du Plancher mixte

V.1. INTRODUCTION

Les structures des planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m^2 .

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, le bac est utilisé comme coffrage autoportant et constitue une plateforme de travail. Ainsi que le calcul des dalles mixtes se basent sur le règlement d'EUROCODE4. [8]

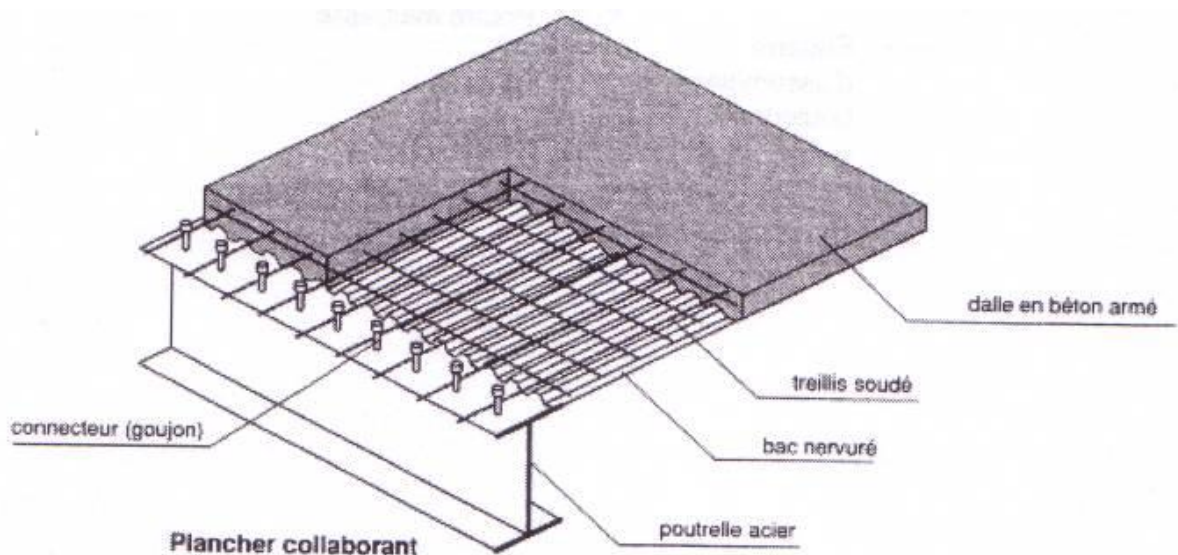


Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton.

IV.2. CALCUL DU PLANCHER MIXTE :

Pour l'étude de la dalle collaborant, on calcule la dalle pour 2 phases :

Phase de construction : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.

Phase finale : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

IV.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.

IV.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée

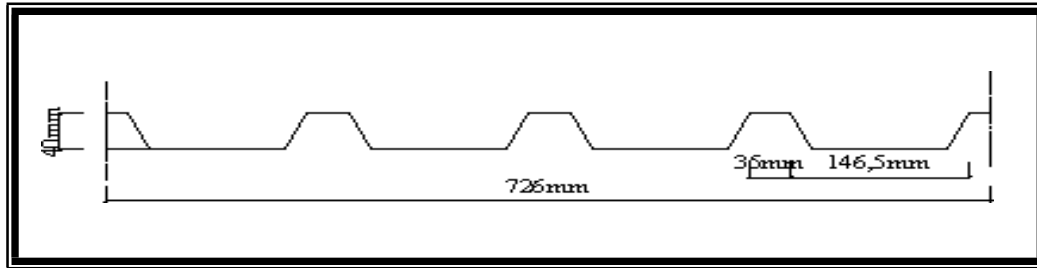


Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.

- Poids propre (1mm d'épaisseur)P = 10daN/m²
- Contrainte de rupturefu = 360 MPa
- Contrainte élastiquefy = 235 MPa
- Module d'élasticité.....E=2,1 x10⁵ N/mm²
- Moment de résistance plastique.....M_{plRd}=197,4daN.m
- Moment d'inertieI= 27,21 cm⁴

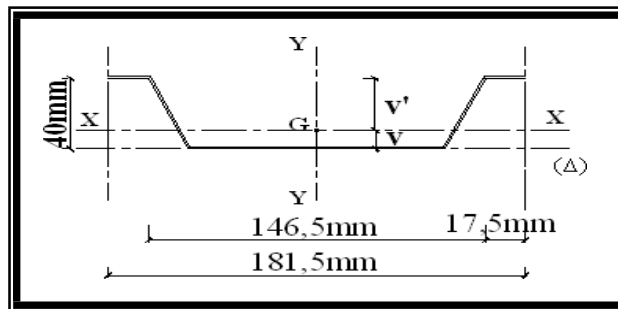


Figure IV.3. Caractéristiques géométriques

$$S_{NT40} = [8 \times \sqrt{(7.5)^2 + \sqrt{(40)^2}} + (4 \times 146.5) + (2 \times 17.5) + (3 \times 20)] = 1005.6 \text{ mm}^2$$

- Position du centre de gravité :

$$V' = \frac{\sum S_i \times Y_{i/\Delta}}{S_i} = \frac{4 \times 146 \times 39.5 \times 1 + 3 \times 20 \times 0.5 \times 1 + 2 \times 17 \times 0.5 \times 1 + 8 \times 40 \times 20 \times 1}{1005.6}$$

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

$$V = h - v' = 40 - 29,43 \text{ V} = 10,57 \text{ mm}$$

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

$$I_x = 49389,25 \text{ mm}^2$$

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

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

$$I = 27.21 \text{ cm}^4$$

IV.2.1.2. Chargement du plancher mixte

➤ **Charge permanent**

$$G_{dalle \text{ béton}} = 2500 \times 1,1 \times 0,08 = 220 \text{ daN/ml}$$

$$G_{tôle} = 10 \text{ daN/ml}$$

$$G_{total} = 230 \text{ daN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation (chantier)**

$$Q_T = 150 \times 1,1 = 165 \text{ daN/ml}$$

IV.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime

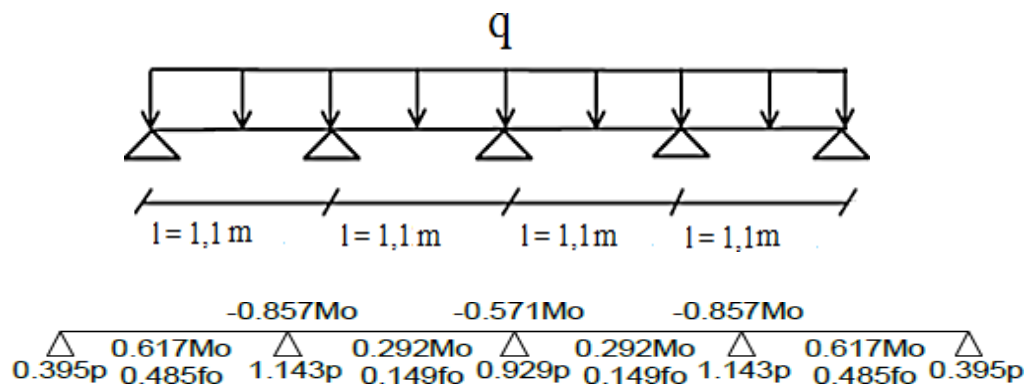


Figure IV.4. l'abaque de MAQUART des moments fléchissant de la tôle profilée.

$$M_0 = \frac{Q \times l^2}{8}$$

$$P = Q \times L$$

$$Q_{ELU} = 1,35 (G + PP) + 1,5Q$$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times 230 + 1,5 \times 165$$

$$Q_{ELU}=558\text{daN/ml}$$

$$M_{sd}=0.857M_0=0.857 \times \frac{558 \times 1.1^2}{8}$$

$$M_{sd}=72.32\text{daN.ml}$$

$$M_{plRd}=\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}=\frac{9.24 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{plRd}=1974000\text{N.mm}=197.4\text{daN.ml}$$

La vérification de condition à L'ELU est adaptable

IV.2.1.4 Vérification à l'état limite service

La flèche doit satisfaire la condition suivante: $f \leq f_{\max}$ avec $f_{\max} = L/250$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MAQUART (ANNEXEB). On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

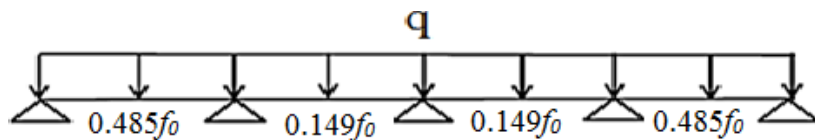


Figure IV.5. Flèches de la tôle profilée.

$$f_0=\frac{5 \times q \times l^4}{384EI_{eff}}$$

$$Q_{ELS}=G+Q$$

$$Q_{ELS}=395\text{daN/ml}$$

$$f_0=0.485 \times \frac{5 \times 395 \times 1.1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 27.21 \times 10^{-8}}$$

$$f_0=0.00063 < 0.0044$$

La vérification de condition à L'ELS est adaptable

IV.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.

IV.2.2.1 plancher terrasse

Pour le plancher de la terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8cm et les solives sont faites de profilés IPE140.

IV.2.2.1.1 Vérification de la section mixte

➤ Largeur efficace de la dalle

Calcul de la largeur efficace de la dalle :

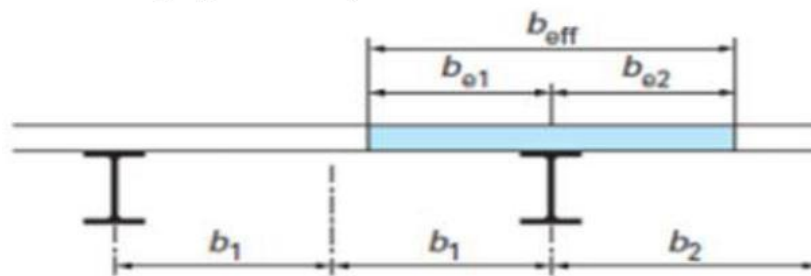


Figure IV.6. Largeur efficace de la dalle.

$$b_{eff} = \min\left(\frac{L_0}{8}, b_i\right)$$

$$b_1 = b_2 = \frac{1.1}{2} = 0.55\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \left[\frac{3.3}{8}, 0.55\right] = 0.4125\text{m}$$

$$b_{eff} = 2 \times 0.4125 = 0.825\text{m}$$

➤ Chargement

• Charges permanentes

$$G_{solive} = 12.9\text{daN/ml}$$

$$G_{solive} = 15.8\text{daN/ml}$$

$$G_{étage} = 416 \times 1.1 = 457.6\text{daN/ml}$$

$$G_{étage\ ter} = 598 \times 1.1 = 657.8\text{daN/ml}$$

$$G_{total} = G_{solive} + G_{étage}$$

$$G_{total} = 457.6 + 12.9 = 470.5\text{daN/ml}$$

$$G_{total} = 657.8 + 15.8 = 673.6\text{daN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 150 \times 1.1 = 165 \text{ daN/ml}$$

- **Position de l'axe neutre**

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

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

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression

$F_c > F_a$	$F_c < F_a$	$F_a - F_c \leq 2bt_f f_y / \gamma_a$	$F_a - F_c > 2bt_f f_y / \gamma_a$
Axe neutre plastique dans la dalle	Axe neutre plastique dans la poutre	axe neutre plastique dans semelle	Axe neutre plastique dans l'âme

Tableau IV-1: Vérification de la position de l'axe neutre

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

A_a : Section du profilé IPE 140 : $A_a = 1640 \text{ mm}^2$

Alors

$$F_c = 0.825 \times 80 \times (0.85 \times \frac{25}{1.1}) = 127500 \text{ daN}$$

$$F_a = 1640 \times \frac{235}{1.1} = 35036.3532 \text{ daN}$$

$F_a = 35036.35 \text{ daN} < F_c = 127500 \text{ daN}$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

$$Z = \frac{350363.352}{0.825 \times 10^3 \times (0.85 \times \frac{25}{1.1})} = 29.97 \text{ mm}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{plRd} = F_a \times [\frac{H_a}{2} + H_c + H_p - \frac{Z}{2}]$$

$$M_{plRd} = 350363.325 \times [\frac{0.140}{2} + 0.08 + 0.04 - \frac{0.02997}{2}]$$

$$M_{plRd}=6131.887\text{daN.ml}$$

H_a : hauteur de profilé IPE140.

H_p : hauteur des nervures.

H_c : épaisseur de la dalle en béton.

$$Q_{ELU}=1.35G+1.5Q=1.35(470.5)+1.5(165)$$

$$Q_{ELU}=882.675\text{daN.ml}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{882.675 \times 3.3^2}{8}$$

$$M_{sd}=1201.94\text{daN.ml}$$

$M_{sd}=1201.94\text{daN.ml} < M_{plRd}=6131.887\text{daN.ml}$ La condition vérifiée.

➤ Vérification du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{882.675 \times 3.30}{2}$$

$$V_{sd}=1456.413\text{daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 761.63}{1.1}$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1640 - 2 \times 73 \times 6.9 + (4.7 + 14) 6.9$$

$$A_v = 761.63\text{mm}^2$$

$$V_{plRd} = 94372.88\text{N} = 9437.288\text{daN}$$

$$V_{sd} = 1456.413\text{daN} < V_{plRd} = 94372.88\text{N} = 9437.288\text{daN}$$

Le profilé IPE140 résiste au cisaillement

$$V_{sd} = 1456.413\text{daN} < 0.5V_{plRd} = 4718.644\text{daN}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

➤ **Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} < f_{max} \quad \text{Avec } f_{max} = \frac{L}{250} \text{ et } f_{adm} = \frac{5 \times Q_{ELS} \times l^4}{384 E I_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a (Z_a - Z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$)

n : coefficient d'équivalence avec $n = \frac{E_a}{E_c'}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E_c' : Module d'équivalence du béton avec $E_c' = \frac{E_{cm}}{2}$ pour les bâtiments d'habitation

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ pour un béton de classe C25/C30

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_1 = 541.2 \times 10^4 + 1640(170 - 29.27)^2 + \frac{825 \times 80}{13.77} \times \left(\frac{80^2}{12} + \left(29.27 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_1 = 37.8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 470.5 + 165$$

$$Q_{ELS} = 635.5 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 635.5 \times 3.30^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 37.8 \times 10^{-6}}$$

$$f_{adm} = 0.00123$$

$$f_{max} = L/250 = 3.30/250 = 0.0132$$

$$f_{adm} = 0.00123 < f_{max} = 0.0132 \quad \text{vérifiée.}$$

IV.2.2.1.2 Etude des connecteurs :

➤ **Définition**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier.

En d'autre terme ils sont destinés à résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible. Les calculs sont traités selon L'EUROCODE 4. [8]

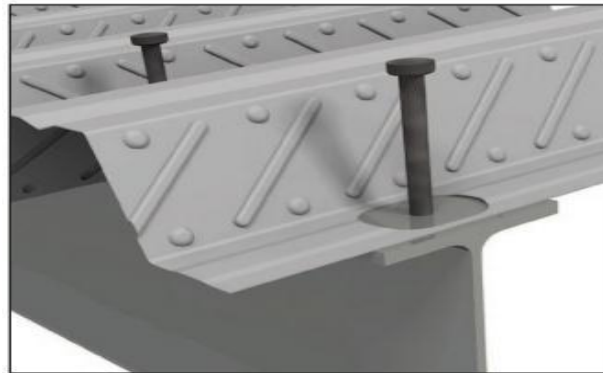


Figure IV.7. Goujons à tête soudée avec le profilé

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

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

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

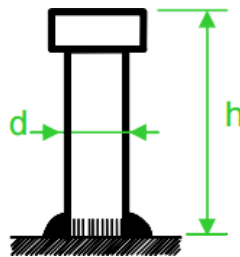


Figure III-8. Les dimensions d'un connecteur

➤ **Résistance du connecteur isolé**

Résistance du goujon en cisaillement :

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

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs est pris égal à 1,25 (ANNEXE B)

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

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = 5 > 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 \text{ les nervures sont parallèle a l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) k_{t,max} \text{ les nervures sont perpendiculaire a l'effort de cisaillement} \end{array} \right.$$

Les nervures sont perpendiculaires à l'effort de cisaillement :

$k_{t,max}$: Limite supérieure pour le facteur k égal à 0.85 (ANNEXE B Tableau 6.2)

N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1

$$b_0 = 36\text{mm}$$

$$h_p = 40\text{mm}$$

$$h_{sc} = 80\text{mm}$$

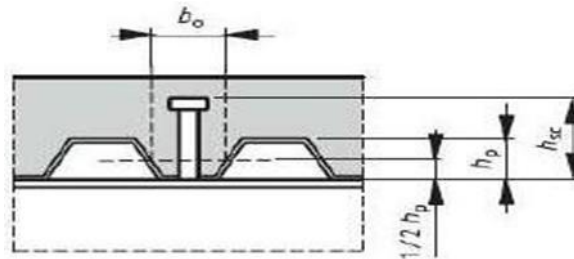


Figure IV.9 Dimension de la tôle profilée et connecteur

Alors

$$\frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{36}{40} \left(\frac{80}{40} - 1 \right) = 0.63 < 0.85 \text{ Donc } k=0.63$$

$$P_{rd} = \frac{0.29 \times 0.63 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 3267.29 \text{ daN}$$

$$P_{rd} = \frac{0.8 \times 0.63 \times 430 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \right)}{1.25} = 3484.16 \text{ daN}$$

Alors

$$P_{rd} = 3267.29 \text{ daN}$$

➤ Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V_1}{P_{rd}} = 10.72 = 11$$

n : Le nombre de connecteurs

V_l : Effort de cisaillement longitudinal avec :

$$V_l = \min F_a ; F_c = \min 35036.3532 \text{ daN} ; 127500 \text{ daN} = 35036.353 \text{ daN}$$

P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

On prend 11 connecteurs pour chaque solive

➤ Espacement des connecteurs

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

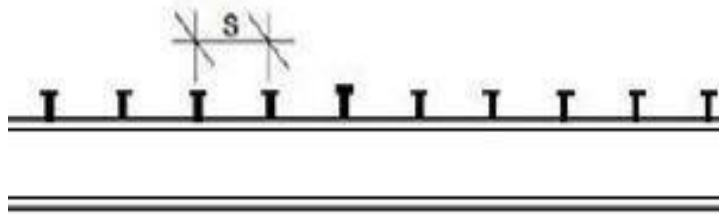


Figure IV.10. Espacement entre connecteurs.

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{330}{11-1} = 33 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 33 cm

➤ Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} \geq 0.4\%$$

$$A_s = 0.004 \times 725 \times 80 = 320$$

$$A_s \geq 160 \text{ mm}^2$$

On choisit Ø8, maillage de 100mm $\Rightarrow A_s = 552.96 \text{ mm}^2$

IV.3 CALCUL DE L'ACROTÈRE

IV.3.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l'étanchéité des terrasses inaccessibles.

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante.

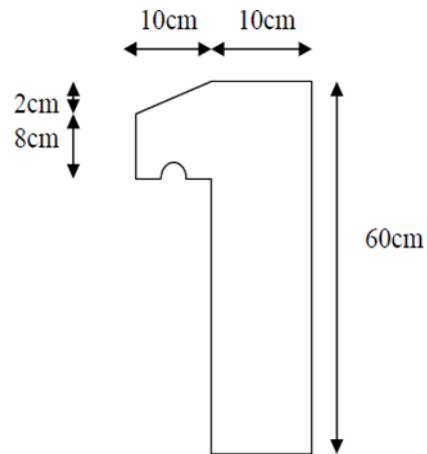


Figure IV.11 Schéma statique de l'acrotère

IV.3.2 Calcul au séisme:

Selon le [RPA 99 version 2003, art 6-2-3] [1] l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale " F_P " due au séisme calculé suivant la formule [1] :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

$A = 0.10$: Coefficient d'accélération (zone, groupe de tableau selon 1B selon le tableau 1 du. RPA) [1]

$C_P = 0.8$: Coefficient d'accélération (selon le tableau 1 du. RPA) [1]

$W_P = \text{poidepropre}_{\text{acrotère}} = 172.5 \text{ daN/ml}$ Alors

$$F_P = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 172.5$$

$$F_P = 55.20 \text{ daN/ml}$$

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 $Q = 100 \text{ daN/ml}$

IV.3.3 Calculs des sollicitations :

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

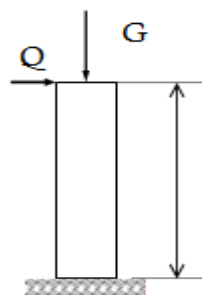


Figure IV-12 Charges sur l'acrotère

- Charge permanente (poids propre) $G_{acrotère}=172.5kg/ml$.
- Charge d'exploitation (main courante) $Q = 100 daN/ml$.

A L'ELU

$$N_U = 1.35 G_{acrotère}$$

$$M_U = 1.5 \times Q \times h$$

Excentricité du 1ère ordre :

$$N_U = 1.35 \times 172.5 = 232.875 daN/ml$$

$$M_U = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 da.m$$

Excentricité du 1ère ordre :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} + e_0 = \frac{90}{232.875} + 0.02$$

$$e_1 = 0.41m$$

$$e_0 = \max(2cm ; \frac{h}{250}) = (2cm ; 0.24cm) = 2cm$$

Excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3l_p^2}{10^4 b} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0.2 \times 0.63)$$

$$e_2 = 0.0092m$$

$$l_f = 2l = 2 \times 0.6 = 1.2m$$

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{172.5}{172.5+100} = 0.63$$

Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 232.875 daN/ml$$

$$M_u = N_u \times (e_1 + e_2)$$

$$e_0 = e_1 + e_2$$

$$N_u = 232.875 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 97.621 \text{ daN.m}$$

$$e_0 = 0.41 + 0.0092 = 0.4192 \text{ m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = 0.459$$

$$M_{UA} = M_U \times e_A = 0.459 \times 232.875 = 106.936 \text{ daN.m}$$

A L'ELS

$$N_s = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m}$$

$$e_{0s} = 0.347 \text{ m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_{0s} + \left(d - \frac{b}{2}\right) = 0.387 \text{ m}$$

$$M_{SA} = N_s \times e_A = 172.5 \times 0.387 = 66.758 \text{ daN.m}$$

IV3.4 ferrailage de l'acrotère :

Le BAEL 91 (art 5-3-1) préconise de prévoir pour les éléments exposés aux intempéries, le ferrailage est effectué pour des bandes de 1m de largeur [5].

Moment réduit de référence :

$$\mu_r = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.793$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_u = \frac{M_{UA}}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{0.0011}{1 \times 0.09^2 \times 14.16} = 0.01$$

Avec

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.09 \text{ m}$$

Dans ce cas

$$\mu_u < \mu_r = 0.493 \text{ section à simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0011}{0.09 \times 384} = 0.352 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = d \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.09 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25 \times \sqrt{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}} = 1.25 \times \sqrt{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}} = 0.012$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384$$

IV.3.4.1 Armature en flexion composée :

$$A_{min} = \max\left(\frac{4}{\text{périmètre}}; \frac{0.2B}{100}\right) = (3.47 ; 2) = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 5T10 avec : $A_{St} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

IV.3.4.2 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc, on opte pour les armatures de répartition 4T10 avec : $A_{St} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

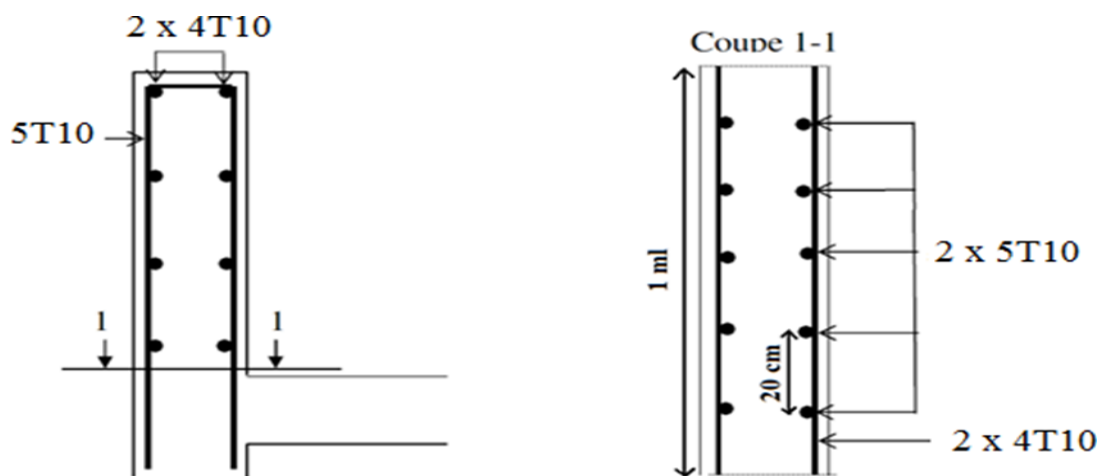


Figure IV.13 Disposition des armatures dans l'acrotère

IV.4 conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour dimensionné le plancher mixte de la structure étudiée (la tôle, le béton, l'acrotère). Celle-ci nous permette d'avoir une grande résistance ainsi et nous profiter des avantage de caractéristique de chaque élément (béton et acier).

Chapitre V

Etude de l'ascenseur

V.1 Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et

Le contre poids.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

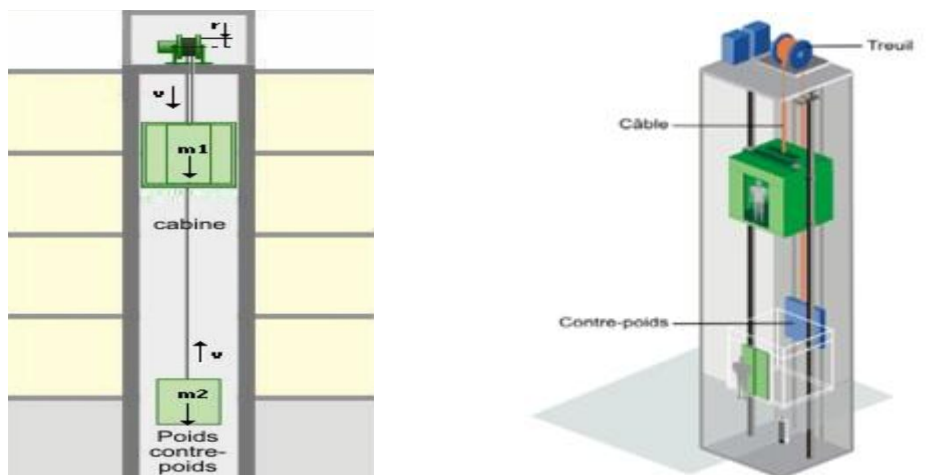


Figure V.1 concept de l'ascenseur

V.2 Les Caractéristiques de l'ascenseur :

- $V=1.6\text{m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m=15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur
- $D_m=51\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.
- $F_c=145\text{KN}$: Charge due à la cuvette
- $B_s \times T_s = 3\text{m}^2$ dimensions de la gaine.
- Le poids propre de la cabine d'ascenseur est de 630Kg
- le contre poids est de 630Kg

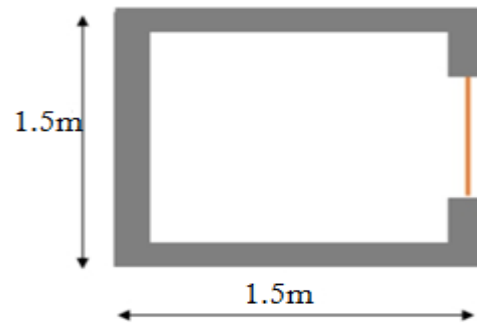


Figure V.2 Coupe transversal de l'ascenseur

V.3 Évaluation des charges et surcharges :

Poids propre de la dalle et de revêtement :

$$G1 = 5.81 + 22 \times 0.05 = 6.91 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la cuvette :

$$G2 = \frac{F_c - 145}{s} = \frac{145}{3} = 48.33 \text{ KN/m}^2$$

Poids total:

$$G_t = G1 + G2 = 6.91 + 48.33 = 55.24 \text{ KN/m}^2$$

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

V.3.1 Pré dimensionnement des solives de la dalle

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

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

Longueur de la poutre principale $L = 4.40 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \text{Entraxe} = \frac{4.40}{4} = 1.1 \text{ m} < 1.2$$

Avec le nombre de solive est égal à 3

La portée de la solive dont le quelle on va poser notre ascenseur est de 3.30m

V.3.2 Charge uniformément répartie

V.3.2.1 Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v\max} \quad \text{avec} \quad \delta_{v\max} = L/250$$

Selon l'abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.495 f_0 = 0.495 \times \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

Avec

f_0 : La flèche d'une poutre simplement appuyée

L : La longueur de la travée la plus longue de la poutre

La charge est de :

$$Q_{ELS} = G + Q = 55.24 + 1 = 56.24 \text{ KN/m}^2 = 562.4 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 470.9 \times 1.10 = 618.6 \text{ daN/ml}$$

$$I_y = \frac{0.495 \times 5 \times 618.6 \times 3.30^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y > 170.57 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE140 avec $I_y = 541.2 \text{ cm}^4$

V.3.2.2 Vérification de la flèche (poids propre inclus)

$$f \leq \delta v \max \quad \delta v \max = L/250 = 3.30/250 = 0.0132 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit := 12.9 kg/m

La charge sera $Q_{ELS} = 618.6 + 12.9$

$$Q_{ELS} = 631.5 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{0.495 \times 5 \times 631.5 \times 3.30^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 5.41 \times 10^{-6}} = 4.248 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$0.00424 \text{ m} < \delta v \max = 0.0165 \text{ m} \quad \text{vérifier}$$

Classe du profilé IPE 140

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = 72 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \frac{235}{f_y}$$

$$\frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

La semelle comprimée de classe 1

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

$$\frac{73}{6,9} = 5,28 \leq 10 \varepsilon$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

V.3.2.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{plyrd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment nt le plus défavorable

$$\text{est de } M_{sd} = 0,857 M_0 = 0,857 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

M_0 : Le moment d'une poutre simplement appuyée

L : La longueur de la travée la plus longue de la solive

Donc :

$$Q_{ELU} = 1,35 \times pp + G + 1,5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times [12,9 + (552,4 \times 1,1)] + 1,5 \times (100 \times 1,1)$$

$$Q_{ELU} = 1002,729 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0,857 \frac{1002,729 \times 330^2}{8}$$

$$M_{sd} = 1169,77 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{plyRd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \times 10^3}{1,1} \times 235 = 1887,26 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1169,77 \text{ daN.m} < M_{plyrd} = 1887,26 \text{ daN.m} \text{ la condition est vérifié}$$

V.3.2.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1002.729 \times 3.30}{2} = 1654.50 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} = 94372.88 \text{ N}$$

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl, rd}$$

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r) tf$$

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 1654.50 \text{ daN} \cdot m < V_{plRd} = 9437.288 \text{ daN}$$

Le profilé IPE140 résiste au cisaillement

$$V_{sd} = 1654.50 \text{ daN} \cdot m < 0.5 V_{plRd} = 4718.644 \text{ daN}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

Le profilé **IPE140** répond à toutes les conditions de règlement **CCM97 [4]** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

V.3.3 charge centrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$

Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$. Surfacesur la quel elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.



Figure V.3 : Schéma représentant la surface d'impact.

h_1 : épaisseur de revêtement

$h_0/4$: épaisseur de la dalle

$$P = P_m + D_m + P_{personne} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

V.3.3.1 Vérification de la flèche (poids propre inclus)

$$f \leq \delta v \text{ max} \quad \delta v \text{ max} = L/250 = 3.30/250 = 0.0132 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit := 12.9kg/m

La charge sera $Q_{ELS} = 723 + 12.9$

$$Q_{ELS} = 735.9 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{735.9 \times 3.30^3}{48 \times 21 \times 10^9 \times 5.41 \times 10^{-6}} = 4.849 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$0.00484 \text{ m} < \delta v \text{ max} = 0.0165 \text{ m} \quad \text{vérifié}$$

V.3.3.2 Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{plyrd}$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times L}{4}$$

P_u : la charge concentré appliqué

L : la longueur de la solive

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$Q_{ELU} = 976 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{976 \times 3.30}{4}$$

$$M_{sd} = 805.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{plyRd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 1887.26 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 805.2 \text{ daN.m} < M_{plyrd} = 1887.26 \text{ daN.m} \text{ vérifié}$$

V.3.3.3 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{976 \times 3.30}{2} = 1610.4 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} = 94372.88 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 1610.4 \text{ daN} \leq V_{plRd} = 9437.28 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl, rd}$$

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r) tf$$

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 1610.4 \text{ daN} \cdot m < V_{plRd} = 9437.28 \text{ daN}$$

Le profilé IPE140 résiste au cisaillement

$$V_{sd} = 1610.4 \text{ daN} \cdot m < 0.5 V_{plRd} = 4718.644 \text{ daN}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

Le profilé **IPE140** répond à toutes les conditions de règlement **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

V.3.3.4 Vérification au poinçonnement :

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91 [5]:

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre du rectangle d'impact

$$U = a_0 + 2 \frac{h}{2}$$

$$V = b_0 + 2 \frac{h}{2}$$

$$a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}$$

$$U = V = 80 + 2 \frac{15}{2} = 95 \text{ cm}$$

U et V : représentent les côtes du rectangle (U//Lx et V//Ly) sur lequel la charge Pu s'applique, compte tenu de la diffusion

à 45 degré dans le béton.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (95+95) = 380 \text{ cm}$$

$$97.6 \leq 0.045 \times 3800 \times 240 \times \frac{25}{1.5}$$

$$97.6 \text{KN} \leq 684 \text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement

V.4 Etude des connecteurs :

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

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

Le P_{rd} k est calculé dans le chapitre de planchers mixtes

$$P_{rd} = 3267.29 \text{ daN}$$

$$\alpha = 1$$

$$k = 0.63$$

➤ **Largeur efficace de la dalle**

Calcul de la largeur efficace de la dalle :

$$b_{eff} = \min\left(\frac{L_0}{8}, b_i\right)$$

$$b_1 = b_2 = 1.57 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \left[\frac{3.15}{8}, 0.55\right] = 0.39 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2 \times 0.39 = 0.78 \text{ m}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

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

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

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression

$$F_c = 780 \times 100 \times (0.85 \times \frac{25}{1.5}) = 110500 \text{ daN}$$

$$F_a = 1640 \times \frac{235}{1.1} = 35036.3532 \text{ daN}$$

$F_a = 35036.35 \text{ daN} < F_c = 110500 \text{ daN}$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times (0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_{m0}})} = \frac{35036.352}{0.78 \times 10^3 \times (0.85 \times \frac{25}{1.1})} = \text{mm}$$

V.4.1 Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}} = 10.72 = 11$$

n : Le nombre de connecteurs

V_l : Effort de cisaillement longitudinal avec :

$$V_l = \min (F_a ; F_c) = \min (35036.3532 \text{ daN} ; 110500 \text{ daN}) = 35036.3532 \text{ daN}$$

P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

On prend 11 connecteurs pour chaque solive

V.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la dalle de l'ascenseur étudiée. Les résultats trouvés sont vérifiées pour assurer la sécurité des personnes déplacées sur toute la hauteur de la structure.

Chapitre VI
Etude sismique

VI.1. INTRODUCTION

Les actions dynamiques les plus complexes appliquées sur un bâtiment, sont généralement des actions dus au séisme.

Ces actions sismiques induisent au niveau de la fondation des mouvements essentiellement horizontaux. Et à la superstructure des forces d'inertie qui s'oppose aux mouvements du sol, qui donnent des déplacements assez importants [1].

L'objectif est de déterminer tout d'abord des efforts sismiques sollicités la structure, et de vérifier après plusieurs paramètre.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48) [1], qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

La méthode statique équivalente,

La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.2. PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

VI.3. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 V 2003

Pour ce cas, la structure se trouve dans la wilaya de TLEMEN qui se situe dans une zone de faible sismicité zone I [1].

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur est 40m, il est considéré comme ouvrage à grande importance [1]

Le site est meuble donc classé en catégorie S3 [1].d'après le rapport géotechnique (ANNEXE E)

VI.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

VI.4.1. Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

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

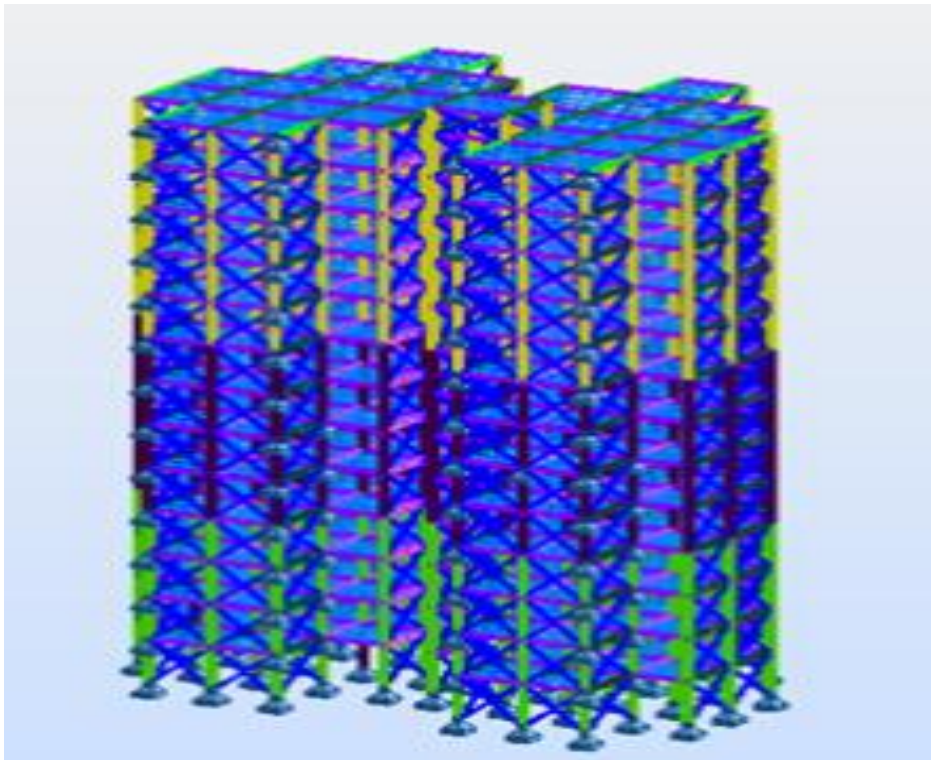


Figure VI.1. Modèle de la structure en 3D.

VI.4.2. Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissage

Quand $\xi = 5\%$ (acier dense), on a $\eta = 1$ (Tableau 4.2 valeur de $\xi\%$ RPA99 V2003)[1].

η : facteur de correction d'amortissement.

T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 : (Tableau 4.7 RPA99 V2003). [1]

T1=0.15s

T2=0.5s

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3 RPA99 V2003) [1] en fonction du système de contreventement :

Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q=1+ \sum_5^1 P_q$ (Tableau 4.4) [1].

Critère q »	P_q	
	suivant X	suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	$Q_x= 1.25$	$Q_y= 1.25$

Tableau VI-1: Valeur du facteur de qualité

VI.4.3 Analyse modale spectrale

Analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I
- Groupe d'usage **1B (ouvrages de grande importance)**.
- Site ferme (S_3)
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$).
- Facteur de qualité ($Q = 1.25$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q = 1.25$) suivant Y.

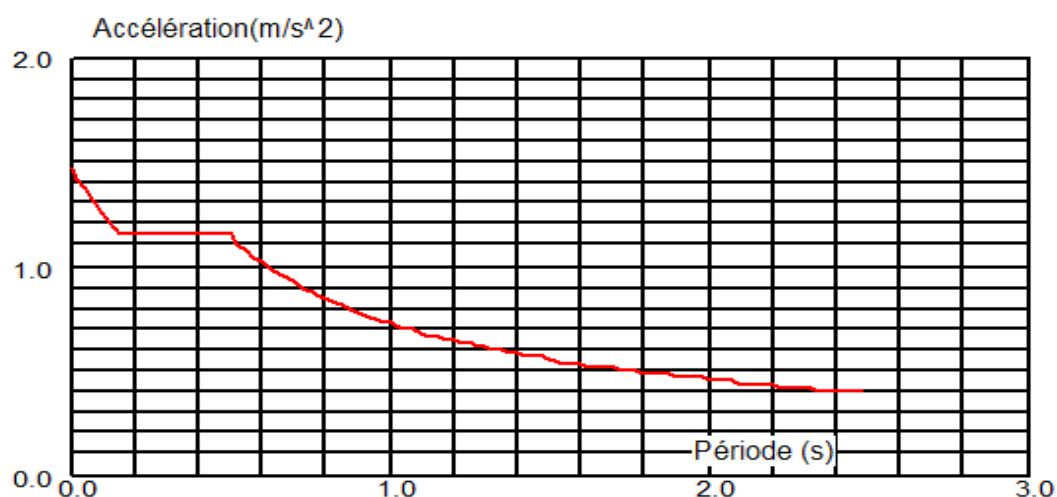


Figure VI.2. Spectre de réponse suivant X

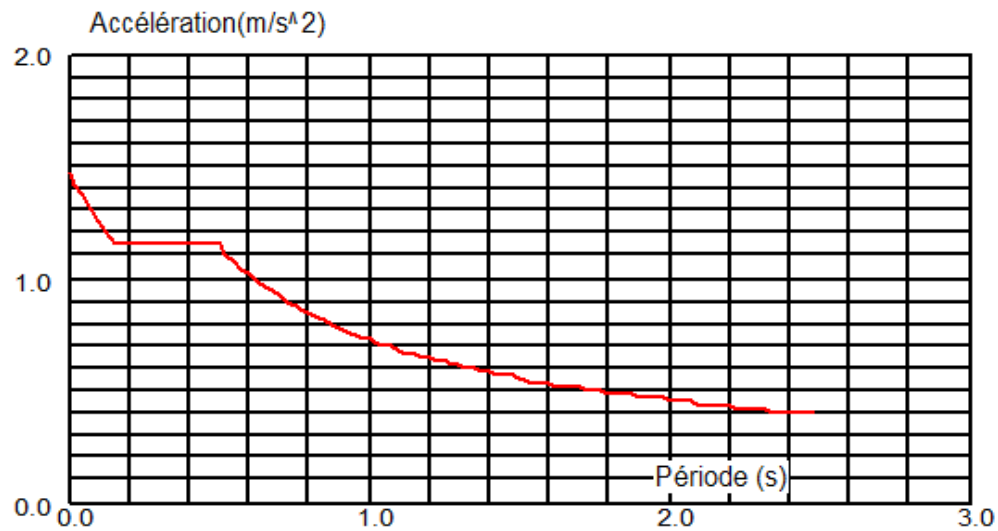


Figure VI.3. Spectre de réponse suivant Y

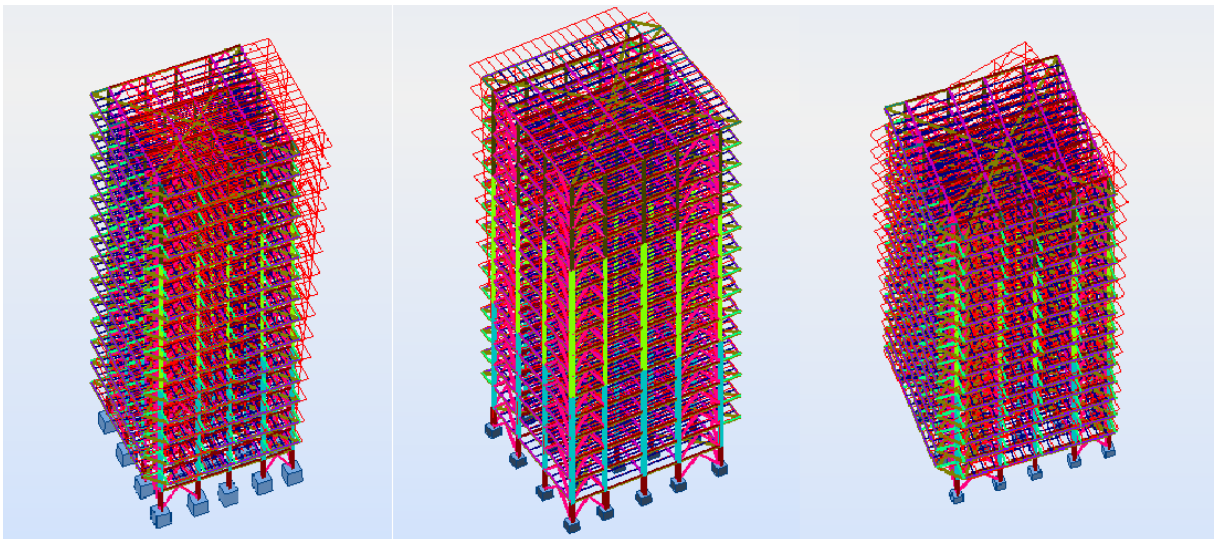


Figure VI.4. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.

VI.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE

VI.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale obtenue par le logiciel: $T = 1.23s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T_{empirique} = C_T \times h_N^{3/4} \quad [1]$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
(N): $h_N = 44.2\text{m}$

C_T : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_t = 0,05$ Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

(Tableau 4.6 RPA99 V2003) [1]

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 44.2^{3/4} = 0.857\text{s}$$

$$\text{Donc } T = 1.23 > T + 30\% \quad T = 1.3 \times 0.857 = 1.11\text{s}$$

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible, sachant que nous avons eu de mal à ajouter des contreventements pour le bon fonctionnement de la structure (bâtiment).

VI.5.2 Vérification de la force sismique à la base

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad [1]$$

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,1$ [1]

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement moyen η et de la période fondamentale de la structure [1]

$T_1 T_2$: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site ($T_1 = 0.15\text{s}$) ($T_2 = 0.5\text{s}$). [1]

η : Facteur de correction d'amortissement. $\eta = 1$ [1]

W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 4373422.84\text{daN}$

Q : Facteur de qualité ($Q_x = 1.25$; $Q_y = 1.25$) [1]

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement

($R = 4$) [1].

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

$$D_x = D_y = 2.5$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.51 \left(\frac{0.5}{1.23}\right)^{2/3} = 1.371$$

$$V_x = V_y = \frac{0.1 \times 1.371 \times 1.25}{4} \times 4373422.84 = 187373.83 \text{ daN}$$

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 déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée[1].

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

	GLOBAL F_x(daN)	GLOBAL F_y(daN)
E_x	186516.49	20239.30
E_y	27832.86	187339.53

Tableau VI.2. Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$V_{xdyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 187611.38 \text{ daN}$$

$$V_{ydyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 189395.79 \text{ daN}$$

	V_t(daN)	V(daN)	80% V (daN)	$V_t > 80\% V$
V_x	187611.38	187373.83	149899.06	Verifier
V_y	189395.79	187373.96	149899.06	verifier

Tableau VI.3 : Comparaison de V_{dyn} avec 80% V_t .

VI.5.3. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad [1]$$

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

R : Coefficient de comportement.

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

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niveau	$\delta_{ex}(cm)$	δ_k	D_x	$H_{étage}/100$	$D_x < H_{étage}$
RDC	0.1	0.4	0.4	3.4	Vérifier
1	0.2	0.8	0.4	3.4	Vérifier
2	0.2	0.8	0	3.4	Vérifier
3	0.3	1.2	0.4	3.4	Vérifier
4	0.3	1.2	0	3.4	Vérifier
5	0.6	2.4	1.2	3.4	Vérifier
6	0.8	3.2	0.8	3.4	Vérifier
7	1.1	4.4	1.2	3.4	Vérifier
8	1.4	5.6	1.2	3.4	Vérifier
9	1.7	6.8	1.2	3.4	Vérifier
10	2.1	8.4	1.6	3.4	Vérifier
11	2.5	10	1.6	3.4	Vérifier

Tableau VI.4: Déplacements résultants suivant X

Niveau	$\delta_{ex}(cm)$	δ_k	D_x	$H_{étage}/100$	$D_x < H_{étage}$
RDC	0.1	0.4	0.4	3.4	Vérifier
1	0.2	0.8	0.4	3.4	Vérifier
2	0.2	0.8	0	3.4	Vérifier
3	0.2	0.8	0	3.4	Vérifier
4	0.3	1.2	0.4	3.4	Vérifier
5	0.8	3.2	2	3.4	Vérifier
6	1.2	4.8	1.6	3.4	Vérifier
7	1.7	6.8	2	3.4	Vérifier
8	2.2	8.8	2	3.4	Vérifier
9	2.7	10.8	2	3.4	Vérifier
10	3.2	12.8	2	3.4	Vérifier
11	3.8	15.2	2.4	3.4	Vérifier

Tableau VI.5 : Déplacements résultants suivant Y

VI.5.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié le comportement de cette structure sous l'effet du séisme selon le Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, par deux méthodes : Méthode statique équivalent et Méthode spectrale modale, par lesquelles nous avons déterminé l'effort tranchant à la base, après avoir contreventer la structure par des contreventements en X et en X qui ont été les mieux adaptés pour le bon fonctionnement du bâtiment vis-à-vis des ouvertures, le bon comportement (les modes) et la résistance adéquate de ce dernier face au séisme.

CHAPITRE VII :

*Dimensionnement des éléments
Structuraux et secondaires*

VII.1. INTRODUCTION

La solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples est donnée par les ossatures en acier simples, contreventées, rigides, La structure est composée de poutres principales et de poteaux et les éléments secondaires sont les poutres secondaires et les contreventements.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de sorte à résister aux charges appliquées et cela en passant par la réglementation du CCM97 [4].

VII.2. 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.

VII.2.1. Poutre principale de rive terrasse

Pour les poutres principales de rive de terrasse, on utilise des profilés en IPE270 conformément aux calculs précédents.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + Ex$ avec :

$$M_{sd}=1895.35\text{daN.m}$$

$$V_{sd}=2713.76\text{daN}$$

VII.2.1.1. Classe du profilé IPE 270 :

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135/2}{10.2} = 6.61 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VII.2.1.2. Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \text{ avec } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 2209.22 \text{mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2209.22}{1.1} = 273742.44 \text{N}$$

$$V_{sd} = 2713.76 \text{daN} \leq V_{pl,rd} = 27374.244 \text{daN}$$

le profilé IPE270 Résiste au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 2713.76 \text{daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 13687.122 \text{daN} \quad \text{vérifiée.}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

VII.2.1.3. Vérification du profilé IPE270 au moment fléchissant

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

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{235 \times 484.10^3}{1.1} = 103400000 \text{N.mm}$$

$$M_{sd} = 1895.35 \text{daN.m} \leq M_{ply,rd} = 10340 \text{daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

le profilé IPE270 Résiste au moment fléchissant

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistance.

VII.2.2. Poutre intermédiaire pour terrasse(IPE330)

Pour les poutres principales intermédiaires de terrasse, on a tiré des profilés en IPE 330.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + Ex$ avec :

$$M_{sd} = 5169.79 \text{daN.m}$$

$$V_{sd}=6262.95daN$$

VII.2.2.1. Classe du profilé IPE 330

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{160/2}{11.7} = 6.95 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VII.2.2.2. Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times fy \times Av}{\gamma m_0}$$

$$\text{Avec } Av = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 3080.25mm^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3080.25}{1.1} = 381670N$$

$$V_{sd} = 6262.95daN \leq V_{pl,rd} = 38167daN$$

Le profilé IPE330 Résiste au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 6262.95daN \leq 0.5V_{pl,rd} = 15903.459daN$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

VII.2.2.3. Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{235 \times 804.3 \cdot 10^3}{1.1} = 171827727.3 \text{ N.mm s}$$

$$M_{sd} = 5169.79 \text{ daN.m} \leq M_{ply,rd} = 17182.77 \text{ daN.m} \quad \text{vérifiée.}$$

le profilé IPE330 Résiste eu moment fléchissant

Le profilé IPE330 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistance.

VII.2.3. Poutre principale de rive d'étage courant(IPE300)

Pour les poutres principales de rive d'étage courant, on a tiré des profilés en IPE 300. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + Ex avec :

$$M_{sd} = 533.16 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 1572.63 \text{ daN}$$

VII.2.3.1. Classe du profilé IPE 300

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{248.6}{7.1} = 35.01 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{150/2}{10.7} = 7 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VII.2.3.2. Vérification du cisaillement

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

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

$$\text{Avec } A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 2566.97\text{mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2566.97}{1.1} = 318070.91\text{N}$$

$$V_{sd} = 1572.63\text{daN} \leq V_{pl,rd} = 31807.09\text{daN}$$

le profilé IPE300 Résiste au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 1572.63\text{daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 15903.54\text{daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

VII.2.3.3. Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{235 \times 628.4 \cdot 10^3}{1.1} = 134249090.5\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{sd} = 5169.79\text{daN} \cdot \text{m} \leq M_{ply,rd} = 13424.909\text{daN} \cdot \text{m} \text{ vérifiée.}$$

le profilé IPE300 Résiste au moment fléchissant

Le profilé IPE300 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistante.

VII.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant(IPE360)

Pour les poutres principales intermédiaires d'étage courant, on a tiré des profilés IPE 360.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + Ex$ avec :

$$M_{sd}=2630.24 \text{ da N.m}$$

$$V_{sd}=3725.3 \text{ daN}$$

VII.2.4.1. Classe du profilé IPE 360

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{298.6}{8} = 37.31 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{150/2}{12.7} = 6.69 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VII.2.4.2. Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times fy \times Av}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec } Av = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 3510.8 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3510.8}{1.1} = 435020.02 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 3725.3 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 43502 \text{ daN}$$

le profilé IPE360 Résiste au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 3725.3 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 21751 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

VII.2.4.3. Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{235 \times 1019 \cdot 10^3}{1.1} = 217695454.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{sd} = 2630.24 \text{ daN} \cdot \text{m} \leq M_{ply,rd} = 21769.5454 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

le profilé IPE360 Résiste au moment fléchissant

Le profilé IPE360 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistante.

VII.2.5. Poutre principale en console pour terrasse (IPE140)

Pour les poutres principales en console pour terrasse, on a tiré des profilés en IPE 140.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G + 1.5 Q avec :

$$V_{sd} = 1381.5 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 1171.8 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

VII.2.5.1. Classe du profilé IPE 140

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{73/2}{6.9} = 5.28 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VII.2.5.2. Vérification du cisaillement

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

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

$$\text{avec } A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 761.63\text{mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 761.63}{1.1} = 94372.88\text{N}$$

$$V_{sd} = 1381.5\text{daN} \leq V_{pl,rd} = 9437.288\text{daN}$$

le profilé IPE140 Résiste au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 1381.5\text{daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 4718.64\text{daN}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

VII.2.5.3. Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{235 \times 88.3 \cdot 10^3}{1.1} = 18872636.36\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{sd} = 1171.8\text{daN} \cdot \text{m} \leq M_{ply,rd} = 1887.2\text{daN} \cdot \text{m} \quad \text{vérifiée.}$$

le profilé IPE140 Résiste au moment fléchissant

Le profilé IPE140 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistante.

VII.2.6. Poutre principale en console d'étage courant(IPE140)

Pour les poutres principales en console d'étage courant, on a tiré des profilés en IPE 140.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes

sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G + 1.5 Q avec :

$$V_{sd}=2865.57\text{daN}$$

$$M_{sd}=1698.21\text{daN} \cdot \text{m}$$

VII.2.6.1. Classe du profilé IPE 140

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{73/2}{6.9} = 5.28 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VII.2.6.2. Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times fy \times Av}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec } Av = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 761.4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 761.4}{1.1} = 94372.88 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 1381.5 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 9437.288 \text{ daN}$$

le profilé IPE140 Résiste au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 2865.57 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 4733.3271 \text{ daN} \quad \text{vérifiée.}$$

le profilé IPE140 Résiste au cisaillement

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

VII.2.6.3. Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{235 \times 88.3 \cdot 10^3}{1.1} = 18864090.91 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{sd} = 1698.21 \text{ daN} \cdot \text{m} \leq M_{ply, rd} = 1886.4 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

le profilé IPE140 Résiste au moment fléchissant

Le profilé IPE140 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistante.

VII.2.7. Poutres secondaires(IPE220)

Pour les poutres secondaires, on a tiré des profilés en IPE 220. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + EY avec :

$$M_{sd} = 3723.68 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$V_{sd} = 2958.77 \text{ daN}$$

VII.2.7.1. Classe du profilé IPE 220

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{177.6}{5.9} = 30.1 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{110/2}{9.2} = 5.97 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VII.2.7.2. Vérification du cisaillement

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

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

$$\text{Avec } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 1591\text{mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1591}{1.1} = 197139.36\text{N}$$

$$V_{sd} = 2958.77\text{daN} \leq V_{pl,rd} = 19713.93\text{aN}$$

Le profilé IPE220 résiste au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 2958.77\text{daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 9856.96\text{aN} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

VII.2.7.3. Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{235 \times 205.4 \cdot 10^3}{1.1} = 43880909.09\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{sd} = 3723.68\text{daN} \cdot \text{m} \leq M_{ply,rd} = 4388.09\text{daN} \cdot \text{m} \text{ vérifiée.}$$

Le profilé IPE220 résiste au moment fléchissant

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistante.

Eléments	profilés	Classe de profilé	Entre axe (m)	M_{sd} (daN/ml)	M_{plyRd} (daN/ml)	V_{sd}	$0.5V_{plRd}$
Poutre intermédiaire courant	IPE360	Classe I	3.25	2630.24	21769.54	3725.3	21751
Poutre de rive étage courant	IPE300	Classe I	1.425	533.16	13424.90	1572.63	15923.54
Poutre intermédiaire terrasse	IPE330	Classe I	3.25	5169.79	17182.77	6262.95	19083.54
Poutre de rive terrasse	IPE270	Classe I	1.425	1895.35	10340	2713.76	13687.74

Tableau VI.1. Vérification des sollicitations sur les poutres.

VII.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

VII.3.1. Tronçon du Sous-sol au 3ème étage

Pour ce tronçon on a tiré des profilés en HEA 360. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + 1.2 EX$ avec :

$$N_{sd}=251710.66\text{daN}$$

$$M_{y_{sd}}=8942\text{daN.m}$$

$$M_{z_{sd}}=1056.32\text{daN.m}$$

$$V_{sd}=1523.21\text{daN}$$

VII.3.1.1. Classe du profilé HEA 360

➤ Classe de l'âme fléchie et comprimée

Dans ce cas $\alpha = 0.23 < 0.5$ ANNEXE C

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{261}{10} = 26.1 < \frac{36}{0.23} = 156.52 \rightarrow \text{l'ame est de classe I}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{300/2}{17.5} = 8.57 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VII.3.1.2. Vérification de la résistance à la flexion composée

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

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

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

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

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L. \left(\frac{W_{ply}^2}{I_{wLz}} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{KL^2.G.I_t}{\pi^2.E.I_w} \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5.3400. \left(\frac{(2088.10^3)^2}{2177.10^9.7887.10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[1 + \frac{0.5.3400^2.81000.148.8.10^4}{3.14^2.210000.2177.10^9} \right]^{0.25}} = 11.97$$

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

$$\bar{\lambda} = \frac{11.97}{93.9} = 0.127 < 0.4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, donc il n'y a pas risque de déversement

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

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{y, sd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{z, sd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ Calcul de X_{min}

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0.5.3400}{93.9\varepsilon} = \frac{152.2}{93.9} = 0.1189 \leq 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{0.5.3400}{93.9\varepsilon} = \frac{74.3}{93.9} = 0.243 \geq 0.2 \end{cases}$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.49(0.243 - 0.2) + 0.243^2] = 0.536]$$

Avec $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b

$$X_{min}=X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi^2 - \lambda^2]^{0.25}} = \frac{1}{0.5368 + [0.536^2 - 0.243^2]^{0.25}} = 0.9847$$

➤ Calcul de k_y et k_z

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$

Avec $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta M_y - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$

$$\mu_y = 0.1189(2 \times 2.15 - 4) + \frac{(2088 - 1891)}{1891} = 0.1398$$

$$k_y = 1 - \frac{0.1398 \cdot 251710 \cdot 66 \cdot 10}{1.142 \cdot 8 \cdot 10^2 \cdot 238} = 0.89513$$

- $k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y}$

Avec $\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta M_z - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$

$$\mu_z = 0.243(2 \times 2.15 - 4) + \frac{(2088 - 1891)}{1891} = 0.41753$$

$$k_z = 1 - \frac{0.41753 \cdot 251710 \cdot 66 \cdot 10}{0.9847 \cdot 142 \cdot 8 \cdot 10^2 \cdot 238} = 0.68195$$

βM_y ; βM_z : Facteurs de moment uniforme équivalent

Après avoir déterminé k_y et k_z et χ_{min}

$$\frac{251710 \cdot 66 \cdot 10}{0.9847 \cdot 142 \cdot 8 \cdot \frac{235}{1.1}} + \frac{0.89513 \cdot 8942 \cdot 10^4}{2088 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}} + \frac{0.68195 \cdot 1056 \cdot 32 \cdot 10^4}{802 \cdot 3 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}} = 0.875 \leq 1$$

Le profilé HEA360 est stable à la flexion composée

VII.3.1.3. Vérification du cisaillement

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

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

Avec $A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 4900 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 4900}{1.1} = 607154.54 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 1523.2 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 60715.45 \text{ daN}$$

Le profilé HEA 360 résiste au cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 1523.2 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 30357.72 \text{ daN}$$

Le profilé HEA 360 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de la résistante.

VII.3.1.4. Vérification des déplacements

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux Δ , afin de se prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.

$$\Delta \leq \Delta_{ad} \quad \text{avec} \quad \Delta_{ad} = \frac{h}{400} = \frac{340}{400} = 0.85$$

$$\Delta = \frac{h^2 \sigma_f}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2k}\right)$$

➤ σ_f : La contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y, sd}}{W_{ply}} = \frac{8942}{2088.10^{-6}} = 42.83 \text{ MPa}$$

➤ h : Hauteur du poteau

➤ H : Hauteur du profil du poteau

$$k = \frac{I_{y,poutre}}{l_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{16270}{4.4} \times \frac{3.4}{27690} = 0.454$$

$$\Delta = \frac{3.4^2 42.83}{3 \times 10000 \times 0.35} \left(1 + \frac{1}{2.0.457}\right) = 0.099 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.099 \text{ cm} \leq \Delta_{adm} = 0.85 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Le déplacement Δ est inférieur à Δ_{adm}

Remarque : la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tronçons	profilés	Nsd (daN)	Mysd (da N.m)	Mzsd (da N.m)	Vsd (daN)	Classe
Du 7 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEA300	189333.75	6531.2	868.35	5068.32	Classe I
Du 3 ^{ème} au 6 ^{ème}	HEA320	189333.75	6531.2	598.1	4035.21	Classe I
Du Sous-sol au 3 ^{ème}	HEA360	251710.66	8942	1056.32	1523.21	Classe I

Tableau VI.2. Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.

Tronçon	Profilés	$\overline{\lambda L T}$	$\overline{\lambda z}$	Xmin	Ratio	0.5Vpl rd (daN)	Δ (cm)	Δ_{adm} (cm)
Du 7 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEA300	0.1215	0.242	0.9851	0.4629	23096.64	0.1448	0.85
Du 3 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEA320	0.1271	0.241	0.9854	0.7629	25481.88	0.0953	0.85
Du Sous-sol au 3 ^{ème}	HEA360	0.1275	0.243	0.9847	0.8754	30357.72	0.099	0.85

Tableau VI.3. Résistance et déplacements des poteaux.

VII.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature. On peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Pour ce cas on a un type de contreventement :

- Contreventement en X

La disposition des contreventements (voir ANNEXE A) s'est faite de tels sorte à minimiser

la période et le déplacement, bonne répartition de la rigidité tout en respectant la fonctionnalité du bâtiment.

VII.4.1. Contreventement en X

Pour ce type de contreventement on a tiré des profilés en 2 UPN200 avec $L = 5.65$ m
Puisque c'est un contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = L/2 = 2.219$ m

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + 1.2 EY$ avec :

$$N_{sd}=32757.26daN$$

VII.4.1.1. Vérification à la traction

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N_{pl,rd}: \text{Résistance plastique de la section brute} \\ N_{u,rd}: \text{Résistance ultime de la section nette} \end{array} \right.$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3220 \times 235}{1.1} = 687909.09N$$

$$N_{u,rd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m2}} = 0.9 \times \frac{360 \times 1936.5}{1.25} = 501940.8N$$

$$\text{Avec } A_{net}=A-(d \times t)=3220-151.8.5=1936.5mm^2$$

$$\text{Donc } N_{t,rd} = \min[N_{pl,rd}; N_{u,rd}] = 501940.8N$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = 16378.63daN \leq N_{t,rd} = 50194.08daN \quad \text{vérifiée}$$

Le contreventement résiste à la traction.

VII.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Les escaliers sont en charpente métallique, ils sont constitués de trois volées droites et deux paliers intermédiaires.

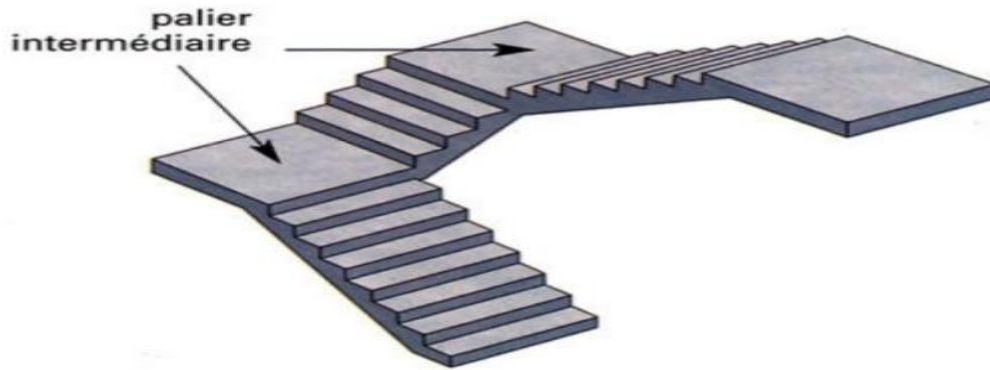


Figure VI.1. Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.

Pour le dimensionnement des marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 \leq (g + 2h) \leq 66$$

Dont h Varie de 14 cm à 20 cm et g Varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage 3.4 m \rightarrow On prend : $h = 20$ cm et $g = 25$ cm. $\rightarrow 25 + 2 \times 20 = 65$

$$59\text{cm} \leq 65 \leq 66\text{cm}$$

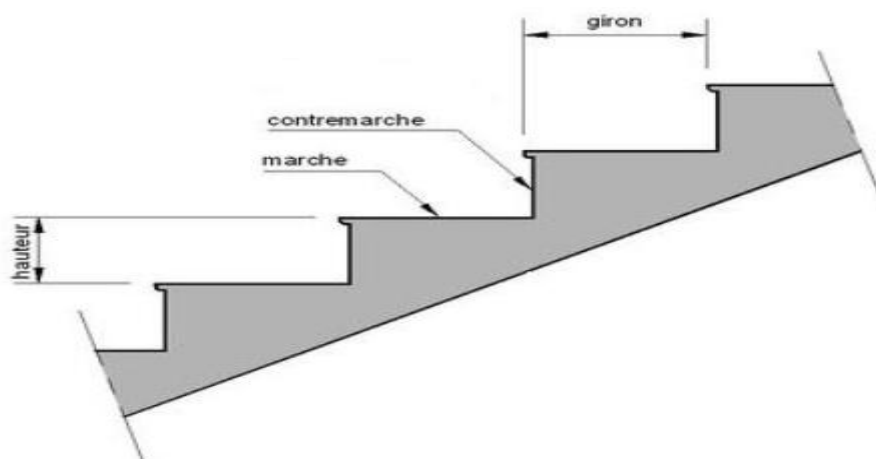


Figure VI.2. Constituants d'un escalier.

VII.5.1. Le nombre de marches (m)

Pour calculer le nombre de marches (m) il faut d'abord déterminer le nombre de contre marche (n) on devisant la hauteur total des escaliers sur la hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

$$M=n-1=9$$

On a 9 marches pour la 1ère volée et 10 pour la 2eme volée et 9 pour la 3eme volée
La longueur totale de l'escalier sera donc $L=g.n=25.10=250\text{cm}$

VII.5.2. Longueur de la volée (LV)

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{170}{250} \right) = 34.22^\circ$$

$$Lv = \left(\frac{100}{\sin(34.22)} \right) = 3.02\text{m}$$

VII.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs

VII.5.3.1. Cornière de marche

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont $L = 1\text{m}$

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

VII.5.3.1.1. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta v_{max} \rightarrow \delta v_{max} = \frac{L}{250} = \frac{1}{250} = 0.004\text{m avec } f = \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

$$q=(G+Q).g=(125+250).0.25=93.75\text{daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5.93,75.250.1^3}{384.21.10^9} = 1.45 \times 10^{-8}\text{m} = 1.45\text{cm}^4$$

Donc on choisit : $L30 \times 30 \times 4 \quad I_y = 1.8\text{cm}^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

La charge sera : $Q_{ELS}=q+pp=93.75+1.78 \rightarrow Q_{ELS} = 95.52daN/m$

$$f = \frac{5qL^4}{384EIy} = \frac{5 \times 95.52 \times 1}{384 \times 21 \times 10^9 \times 1.8 \times 10^{-8}} = 0.003m < 0.004m$$

➤ **Classe de la cornière**

$$\frac{h}{t} < 15\varepsilon \rightarrow \frac{30}{4} 7.5 < 15$$

$$\frac{b+h}{2t} < 11.5\varepsilon \rightarrow \frac{60}{8} = 7.5 < 11.5$$

Donc la cornière est de classe 3

VII.5.3.1.2. Vérification de la résistance

➤ **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que : $Vsd \leq Vpl,rd$

$$Vsd = \frac{Q_{elu}.L}{2} = \frac{138.37}{2} = 69.16daN$$

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

Avec $A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 120mm^2$

$$Vpl,rd = \frac{0.58 \times 235 \times 120}{1.1} = 14869.1N$$

$$Vsd = 69.16daN \leq Vpl,rd = 1486.91daN$$

La cornière résiste au cisaillement

$$Vsd \leq 0.5Vpl,rd$$

$$Vsd = 69.16daN \leq 0.5Vpl,rd = 743.54daN \quad \text{vérifiée.}$$

Donc le Vsd peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

➤ **Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que : $Msd \leq Mply,rd$

Ajout du poids propre du profilé choisit $pp=1.78Kg/m=1.78daN/ml$

$$Q_{ELU}=1.35 (G+pp) +1.5=1.35 [(125.025) +1.78] +1.5 (250.0. ,25)=138.37daN/ml$$

$$Msd = \frac{138.37}{8} = 17.29daN.m$$

$$Mply,rd = \frac{Wely}{\gamma m0} \times fy = \frac{235 \times 0,85 \cdot 10^3}{1.1} = 181590.9N.mm$$

$$Msd = 17.29daN.m \leq Mply,rd = 18.159daN.m \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La cornière résiste au moment fléchissant

La cornière L 30×30×4 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

VII.5.3.2. Limon

VII.5.3.2.1. Chargement

➤ **Charge permanente :**

$$G_{volée}=125daN/m^2$$

$$G_{palier}=290daN/m^2$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q=250daN/m^2$$

Chargement à l'ELS :

$$\text{Sur volée } Q1 = \frac{1}{2} \times (125 + 250) \times \cos(34.22) = 155.04daN/m$$

$$\text{Sur palier } Q2 = 1/2 \times (290 + 250) = 270daN/m$$

Chargement à l'ELU :

$$\text{Sur volée } Q1 = [1.35 \left(125 \times \frac{1}{2} + 10.6\right) + 1.5 \times \left(250 \times \frac{1}{2}\right)] \cos(34.22) = 381.76daN/m$$

$$\text{Sur palier } Q2 = [1.35 \left(290 \times \frac{1}{2} + 10.6\right) + 1.5 \times \left(250 \times \frac{1}{2}\right)] = 651.525daN/m$$

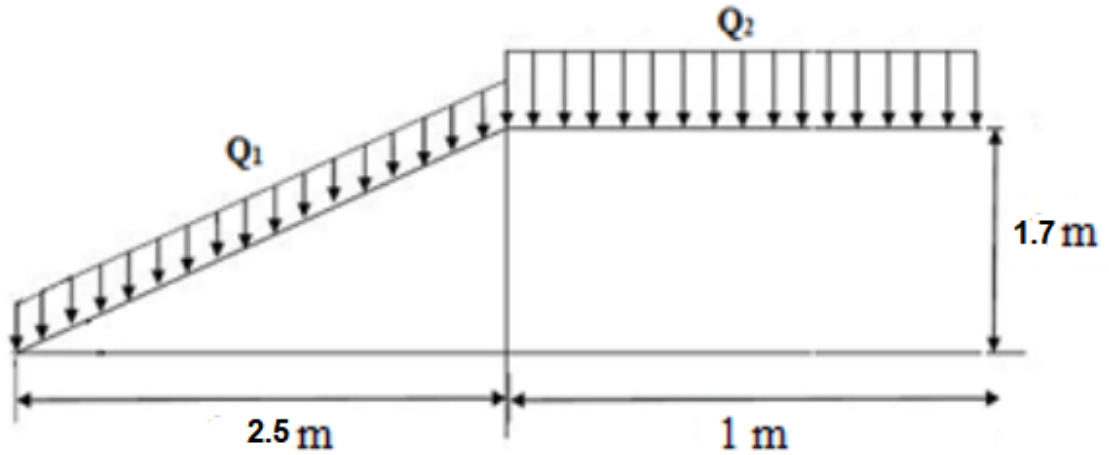


Figure VI.3. Descente des charges sur l'escalier.

➤ La charge équivalente

$$Q_{eq-Els} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = 565.42 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq-Elu} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = 459.47 \text{ daN/m}$$



Figure VI.4. Charge équivalente.

VII.5.3.2.2. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{vmax} = \frac{L}{250} = \frac{3.50}{250} = 0.014 \text{ avec } f = \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5.565,42.250.3.5^3}{384.21.10^9} = 3.75 \times 10^{-8} \text{ m}^4 = 37.5 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : UPN140 avec $I_y = 60.5 \text{ cm}^4$

➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 7.09 \text{ Kg/m} = 7.09 \text{ daN/ml}$
 La charge sera : $Q_{eq-els} = Q_{eq+pp} = 565.42 + 7.09 = 572.51 \text{ daN}$

$$f = \frac{5qL^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 572.51 \times 3.5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 60.5 \times 10^{-7}} = 0.006 \text{ m} < 0.01 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.3.2.3. Vérification de la résistance

➤ Classe du profilé UPN 140

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{98}{7} = 14 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{60/2}{10} = 3 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ Vérification du cisaillement

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

$$V_{sd} = \frac{Q_{eq-Elu} \times L}{2} = \frac{459.47 \times 3.5}{2} = 804.07 \text{ daN}$$

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

$$\text{avec} \quad A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1210 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1210}{1.1} = 164923 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 804.07 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 16492.3 \text{ daN}$$

La section UPN140 résiste au cisaillement

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

$$V_{sd} = 804.07 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 8246.15 \text{ daN} \quad \text{vérifiée.}$$

Donc le V_{sd} peut être négligé et le calcul se fait juste pour le M_{sd}

➤ **Vérification du moment fléchissant**

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{eq} - Elu \times L^2}{8} = \frac{459.47 \times 3.5^2}{8} = 703.56 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ely}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{235 \times 86.4 \cdot 10^3}{1.1} = 18458181.81 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 703.56 \text{ daN.m} \leq M_{ply,rd} = 18458.18 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La section UPN140 résiste au moment fléchissant

Le profilé UPN 140 répond à toutes les conditions de CCM97 [4] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

VII.5.4 Conclusion

D'après les résultats obtenue par le logiciel AUTODISK ROBOT 2014 on a conclu un dimensionnement plus confortable ainsi économique et plus précise qui nous a permettre de réalisé notre structure.

Chapitre VIII :
Calcul des assemblages

VIII.1.INTRODUCTION

L'importance du calcul des assemblages en construction métallique est comme celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

L'assemblage doit être fait correctement pour assurer la continuité de matière.

Un mauvais assemblage peut mettre en cause le fonctionnement global de la structure.

Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :

- Les abouts des éléments structurels attachés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

Tout les assemblages sont calculés selon L'EUROCODE 3[6]

Les dessins techniques et autre détails sont représentés dans l'ANNEXE E.

VIII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES

Un dispositif d'Un assemblage permet de réunir plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces.

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

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

VIII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES

VIII.3.1.Assemblage poteau – poutre (HEA300 IPE330)

Chaque assemblage poteau-poutre doit être de type rigide [1].

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectuées sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

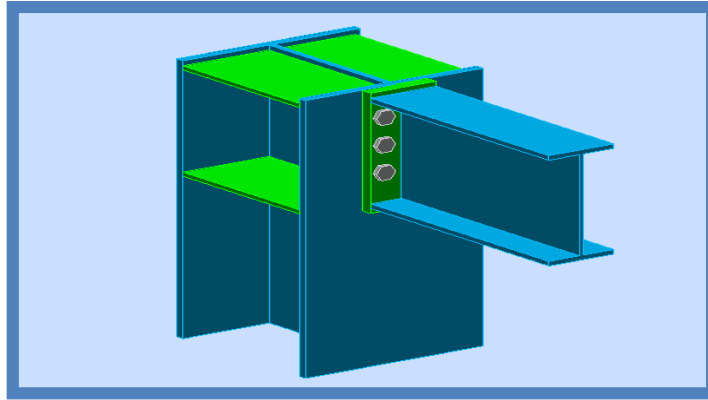


Figure VIII.1. Assemblage poteau-poutre

VIII.3.1.1. Efforts sollicitant

d'après le logiciel Autodesk robot, Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.2 EX$:

$$V_{sd} = 8532.12 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 10201.36 \text{ daN.m}$$

VIII.3.1.2. Soudure de la platine

➤ Cordon de soudure

Epaisseur de la platine : $ép = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 300 : $t_f = 10.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 300 : $t_w = 7.1 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 6 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 6 \text{ mm}$

➤ Vérification de la soudure de la semelle a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{10201.36}{0.33} = 30913, 21 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{\alpha \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc : $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{mw} = 1.25$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 299.5 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{6 \times 299.5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 45744.152 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 30913, 21 \text{ daN} \leq F_{w,rd} = 45744.152 \text{ daN} \quad \text{vérifiée}$$

La soudure d'épaisseur $a = 6 \text{ mm}$ de la semelle résiste à la traction.

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} < F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc : $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{mw} = 1.25$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 307 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{6 \times 307 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 38285.25 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8532.12 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 38285.25 \text{ daN}$$

La soudure de l'âme résiste au cisaillement

VIII.3.1.3. Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 3 boulons $\varnothing 20$ classe 8.8 HR avec :

$h_1 = 240$, $h_2 = 160$, $h_3 = 80$; h_i la distance entre le boulon et l'axe de la semelle comprimée

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(14, 20) = 14 \text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p1, p2)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 80 \text{ mm}$

➤ **Pinces (e1, e2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 100 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$.

VIII.3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 53.11 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qui fait que tous les boulons travaillent à la traction.

VIII.3.1.5. Vérification à la traction

$$F_{t,sd} < F_{p,rd}$$

Avec $F_{t,sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{10201.36 \times 0.24}{2 \times \sum 0.24^2 + 0.16^2 + 0.08^2} = 13662.54 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 245 \times 1000 = 17150 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 13662.54 \text{ daN} < F_{p,rd} = 17150 \text{ daN}$$

Le boulon résiste à la traction

VIII.3.1.6. Vérification au non poinçonnement de la platine

$$F_{t,sd} \leq B_{p,rd}$$

$$B_{p,rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{10.6 \times 3.14 \times 28.28 \times 20 \times 360}{1.25} = 30689.01 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 13662.54 \text{ daN} \leq B_{p,rd} = 30689.01 \text{ daN}$$

La platine résiste au poinçonnement

VIII.3.1.7. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,rd}$$

➤ $K_s = 1$ trou nominal

➤ $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

➤ $n = 1$ un plan de glissement

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p,rd}}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 17150}{1.1} = 4677.27 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{8532.12}{6} = 1422.02 \text{ daN} \leq F_{s,rd} = 4677.27 \text{ daN}$$

Le boulon résiste au glissement

VIII.3.1.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = t w \times p 1 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 8.5 \times 80 \times \frac{235}{1.1} = 14527.27 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{10201.36}{0.330 - 0.012} = 32079.75 \text{ daN}$$

$$F_{t,rd} = 14527.27 \text{ daN} \leq F_v = 32079.75 \text{ daN} \text{ Condition non vérifiée}$$

Remarque : La résistance de l'âme du poteau à la traction est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur.

VIII.3.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2}}$$

$$\triangleright b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p = 270.65 \text{ mm}$$

$$\triangleright \sigma_{c,sd} \leq 0.7 f_y \rightarrow K_c = 1; \sigma_{c,sd} \geq 0.7 f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \sigma_{c,sd} / f_y$$

$\sigma_{c,sd}$: Contrainte normale de compression ans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} Z_{max}}{I_y} = \frac{85321.2}{11250} + \frac{102013.6 \times 145}{18260 \times 10^4} = 7.66 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{c,sd} = 7.66 < 0.7 f_y = 164.5 \rightarrow K_c = 1$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_p :$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0.72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.0932 \sqrt{\frac{b_{eff} d_w c f_y}{E t w c^2}} = 0.0932 \sqrt{\frac{270.65 \times 208 \times 235}{210000 \times 8.5^2}} = 0.087 < 0.72 \Rightarrow \rho = 1$$

$$F_{c,rd} = \frac{1 \times 1 \times 270.65 \times 8.2 \times 235}{1.1 \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{270.65}{290}\right)^2}} = 33657.02 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_1 = \frac{Msd \times h_1}{\sum hi^2} = N_1 = \frac{10201.36 \times 0.24}{0.08^2 + 0.24^2 + 0.16^2} = 27325.07 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{Msd \times h_2}{\sum hi^2} = N_2 = \frac{10201.36 \times 0.16}{0.08^2 + 0.24^2 + 0.16^2} = 18216.7 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{Msd \times h_3}{\sum hi^2} = N_3 = \frac{10201.36 \times 0.08}{0.08^2 + 0.24^2 + 0.16^2} = 9108.36 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 27325.07 \text{ daN} + 18216.7 \text{ daN} + 9108.36 \text{ daN} = 54650.13 \text{ daN}$$

$$F_{c,rd} = 33657.02 \text{ daN} < N_{sd} = 54650.13 \text{ daN} \text{ Condition no vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur.

VIII.3.1.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = \frac{(0.58 \times f_y \times A_v)}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 3728}{1.1} = 46193.3 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{Msd}{h - t_f} = \frac{10201.36}{0.330 - 0.012} = 32079.75 \text{ daN}$$

$$F_v = 32079.75 \text{ daN} \leq V_{rd} = 46193.3 \text{ daN} \quad \text{vérifiée}$$

L'âme du poteau résiste dans la zone cisailée

VIII.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA300-IPE220)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre secondaire avec la platine soudée perpendiculairement avec l'âme du poteau.

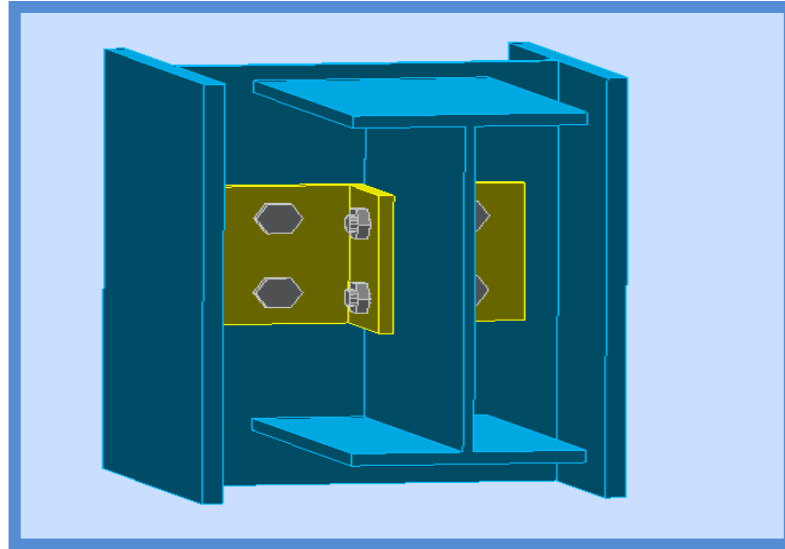


Figure VIII.2. Assemblage poteau-poutre secondaire

VIII.3.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EX :

$$V_{sd} = 4282.6 \text{ daN}$$

VIII.3.2.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : $h = 160 \text{ mm}$
- la cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 160 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{(l - 3d_0) \times t \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) \times (l - 3d_0)} = 42826 \times \frac{1.25}{(160 - 3 \times 18) \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 3.72 \text{ mm}$$

On prend L120x120x8

VIII.3.2.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø16 classe 8.8 dans chaque côté.

$$t = \min (t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min (5.9 ; 10) = 5.9 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

•Entraxes (p1)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 55 \text{ mm}$.

•Pinces (e1, e2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 55 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 55 \text{ mm}$.

VII.3.2.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$V_{T,sd} \leq F_{v,rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 6028.8 \text{ daN}$$

•Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 1070.65 \text{ daN}$$

•Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)

$$V'_{sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd} \times e_2}{2}}{p_1} = \frac{\frac{4282.6 \times 0.055}{2}}{0.055} = 2141.3 \text{ daN}$$

•Cisaillement total ($V_{T,sd}$)

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(1070.65)^2 + (2141.3)^2} = 2394.05 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 2394.05 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 6028.8 \text{ daN} \text{ vérifiée}$$

L'âme du poteau résiste au cisaillement

VIII.3.2.5. Vérification de la pression diamétrale

$$V_{T,sd} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e1}{3d0}; \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1\right) = \min(1.02; 0.77; 2.22; 1) = 0.77$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.77 \times 360 \times 20 \times 8}{1.25} = 8870.4 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 2394.05 \text{ daN} \leq F_{b,rd} = 8870.4 \text{ daN} \quad \text{vérifiée}$$

L'âme du poteau résiste à la pression diamétrale

VIII.3.3. Assemblage poutre – solive (IPE330 IPE160)

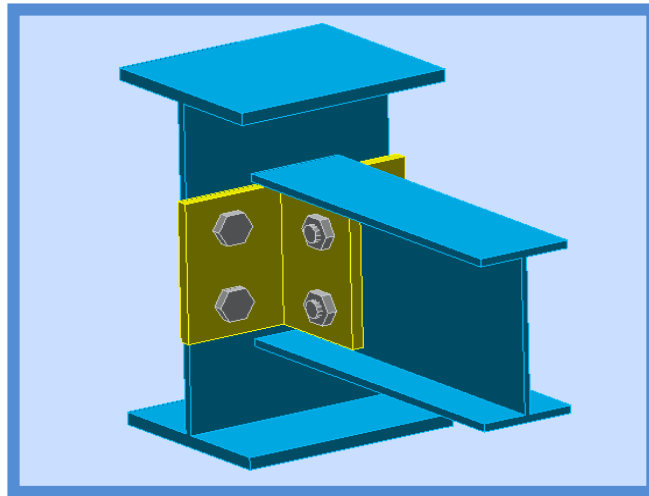


Figure VIII.3. Assemblage poutre-solive

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE160 avec l'âme de la poutre IPE330, avec une file verticale de deux boulons.

VII.3.3.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q :

$$V_{sd} = 925.21 \text{ daN}$$

VIII.3.3.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 100 mm
- Le gousset est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 100 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d0 = 14 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{(l - 2d0) \times t \times \frac{fy}{\sqrt{3}}}{\gamma m2}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma m_2}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) \times (l - 2d_0)} = 925.21 \times \frac{1.25}{(100 - 2 \times 14) \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 1.2 \text{ mm}$$

On prend L80x80x6

VIII.3.3.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø12 classe 8.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min (t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min (5 ; 6) = 4.1 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 1 = 13 \text{ mm}$$

•Entraxes (p1)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 45 \text{ mm}$.

•Pinces (e1, e2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 30 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 45 \text{ mm}$

VIII.3.3.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$V_{T,sd} \leq F_{v,rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{84.3 \times 800}{1.25} = 3237.12 \text{ daN}$$

•Cisaillement par effort tranchant (Vsd)

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 231.3 \text{ daN}$$

•Cisaillement par moment :

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd} \times e_2}{2}}{p_1} = \frac{\frac{925.21 \times 0.045}{2}}{0.045} = 462.605 \text{ daN}$$

L'assemblage résiste au cisaillement

•Cisaillement total ($V_{T,sd}$)

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(231.3)^2 + (462.605)^2} = 517.21 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 517.21 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 3237.12 \text{ daN} \text{ vérifiée}$$

La résistance au cisaillement est assurée

VIII.3.3.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (0.77; 0.90; 2.22; 1) = 0.77$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.77 \times 360 \times 12 \times 6}{1.25} = 3991.68 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 517.21 \text{ daN} \leq F_{b,rd} = 3991.68 \text{ daN} \text{ vérifiée}$$

L'âme résiste à la pression diamétrale

VIII.3.4. Assemblage poteau – poteau (HEA360-HEA360)

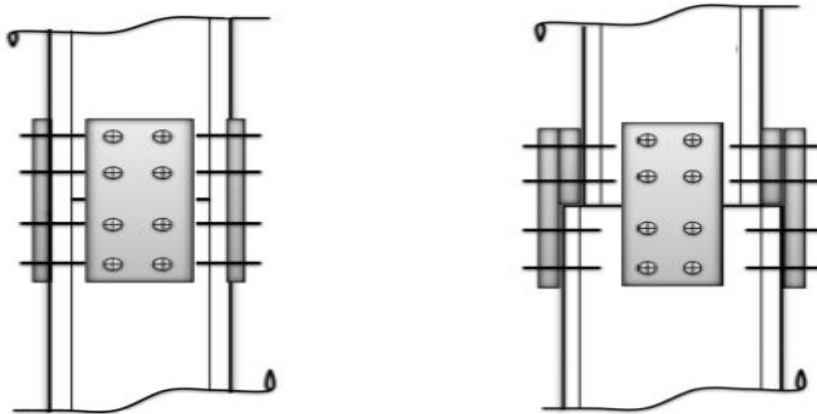


Figure VIII.4. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons. Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successive.

VIII.3.4.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.2 EX$:

$$V_{sd} = 2312.92 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 7546.12 \text{ daN.m}$$

VIII.3.4.2. Couvre joint de l'âme

VIII.3.4.2.1. Epaisseur du couvre joint

- La dimension du couvre joint : $320 \times 250 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 250 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{plRD} = \frac{(l - 2d_0) \times t \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) \times (l - 2d_0)} = 23129.2 \times \frac{1.25}{(250 - 2 \times 20) \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 1.02 \text{ mm}$$

On prend $t=6 \text{ mm}$

VIII.3.4.2.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 4 boulons $\emptyset 18$ classe 8.8 HR.

$$t = \min(t_w ; t_{c_j}) = \min(10; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

•Entraxes (p1, p2)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 90 \text{ mm}$.

•Pinces (e1, e2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 80 \text{ mm}$.

VIII.3.4.2.3. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,rd}$$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{p,rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s=1$ trou nominal
- $\mu=0.3$ coefficient de frottement (brossé)
- $n=1$ un plan de glissement

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p,rd}}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 10752}{1.1} = 2932.36 \text{ daN}$$

$$F_{p,rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{2312.92}{8} = 289.12 \text{ daN} \leq F_{s,rd} = 2932.32 \text{ daN} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Le boulon r\u00e9siste au glissement

VIII.3.4.3. Couvre joint de la semelle

VIII.3.4.3.1 Epaisseur du couvre joint

➤ La dimension du couvre joint : $320 \times 280 \text{ mm}^2$

➤ Le couvre joint est sollicit\u00e9 \u00e0 la traction

➤ La longueur du plan de traction $l = 280 \text{ mm}$

➤ Le diam\u00e8tre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{8721.143}{0.35} = 24348.98 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{t(l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times f_y} = 24348.98 \times \frac{1.25}{(280 - 2 \times 20) \times 235} = 5.4 \text{ mm}$$

On prend $t = 8 \text{ mm}$

VIII.3.4.3.2. Disposition constructive

L'assemblage est r\u00e9alis\u00e9 avec deux files de 4 boulons $\varnothing 18$ classe 8.8.

$$t = \min(t_f; t_j) = \min(17.5; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 \text{ mm}$$

• Entraxes (p1)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$.

• Pinces (e1, e2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$.

VIII.3.4.3. Vérification au glissement

$$\frac{V'sd}{n} \leq F_{s,rd}$$

$$Nsd = \frac{Msd}{h} = \frac{7546.12}{0.35} = 21560.34 \text{ daN}$$

➤ $K_s = 1$ trou nominal

➤ $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

➤ $n = 1$ un plan de glissement

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p,rd}}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 10752}{1.1} = 2932.36 \text{ daN}$$

$$\bullet F_{p,rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$\frac{V'sd}{n} = \frac{21560.34}{8} = 2695.04 \text{ daN} \leq F_{s,rd} = 2932.32 \text{ daN} \quad \text{vérifiée}$$

Le boulon résiste au glissement

VIII.3.5. Assemblage des contreventements [en X (2UPN200)]

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.

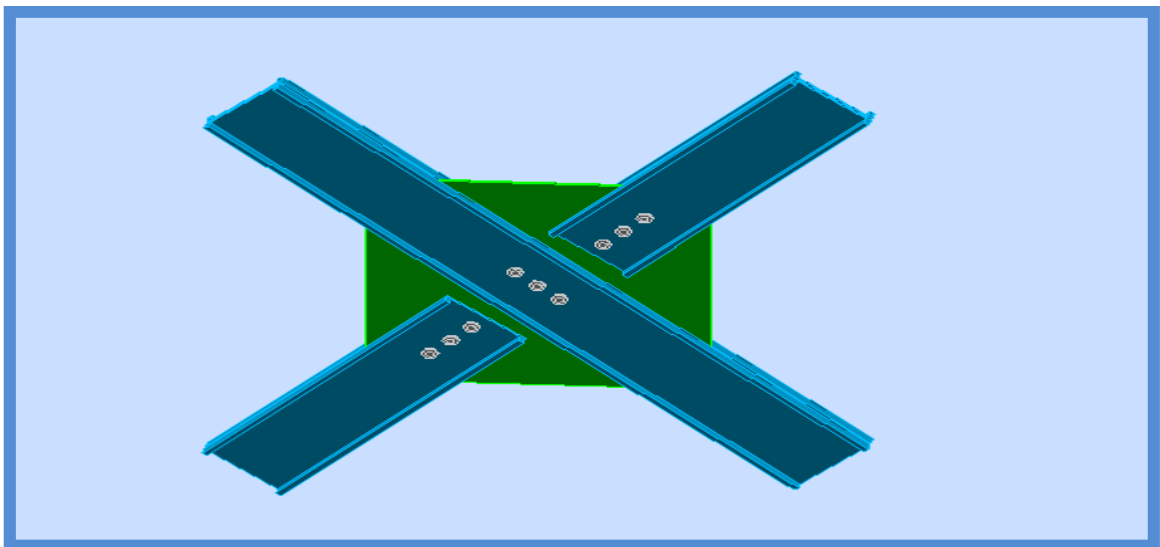


Figure VIII.5. Assemblage contreventement X.

VIII.3.5.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EY :

$$N_{sd}=32757.26\text{daN}$$

VIII.3.5.2. Epaisseur du gousset

➤ La dimension du gousset : gousset central 400×40 mm²

gousset de rive 300×300 mm²

➤ Le gousset est sollicité en traction

➤ La longueur du plan de traction l = 200 mm

➤ Le diamètre de trou d0 = 18 mm

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{t(l - d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(f_y) \times (l - d_0)} = 23129.2 \times \frac{1.25}{(250 - 18)(235)} = 9.57\text{mm}$$

On prend t=16mm

VIII.3.5.3 Soudure du gousset

•Cordon de soudure

Epaisseur du gousset : ép = 16 mm → amin = 3.5 mm ≤ a ≤ amax = 11 mm

Epaisseur de l'âme HEA 280 : tw = 8.5 mm → amin = 3 mm ≤ a ≤ amax = 6mm

On prend une valeur commune : a = 6mm

•Vérification de la soudure a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{\alpha \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ fu La nuance d'acier utilisé est S 235 donc : βw=0.8 ; γmw=1.25

➤ ∑l La longueur totale des cordons de soudure de la semelle ∑l=500mm

$$F_{w,rd} = \frac{6 \times 500 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 83310.035\text{daN}$$

$$N_{sd} = 32757.26\text{daN} \leq F_{w,rd} = 83310.035\text{daN} \quad \text{vérifiée}$$

La soudure du gousset résiste à la traction

VIII.3.5.4. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\varnothing 16$ classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(8.5; 16) = 8.5 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

•Entraxes (p1)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

•Pinces (e1)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$.

VIII.3.5.5. Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq nF_{v,rd}$$

Avec n le nombre de boulons $n = 3$

$$3 \times F_{v,rd} = 3 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 3 \times 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 18086.4 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 16378.63 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 18086.4 \text{ daN} \quad \text{vérifiée}$$

Les boulons résistent au cisaillement

VIII.3.5.6. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74, 0.86, 2.22, 1) = 0.74$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 16}{1.25} = 13639.63 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 10919.09 \text{ daN} < F_{b,rd} = 13639.63 \text{ daN} \quad \text{vérifiée}$$

Le boulon résiste à la pression diamétrale

VIII.4.CONCLUSION

L'assemblage d'une charpente métallique est l'action de réunir les pièces de métal en vue de réaliser l'ossature porteuse d'une construction. La charpente fait partie de la toiture et permet la couverture d'un bâtiment. Afin d'obtenir le parfait assemblage d'une métallique, il est important de respecter la convergence des axes de barre, ainsi que l'ensemble des hypothèses de calcul. Cependant, il faut savoir qu'il existe deux façons permettant l'assemblage d'une charpente métallique :

'Assemblage démontable et l'assemblage indémontable.

CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure

IX.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la super structure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant toutes les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

IX.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par la structure.

IX.3. LE RAPPORT GEOTECHNIQUE

IX.3.1. Investigation In-situ

Les investigations en matière géologique et géotechnique ont porté par SARL ECOBAT:

- Neuf (9) essais pénétrométriques réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.

- Trois (3) sondage carottés à partir de 14 m de profondeur, réalisés à l'aide d'une sondeuse qui nous permet d'établir une coupe géologique des sols rencontrés.

IX.3.2. Aperçu géologique du site

Les sondages nous donnent un sol relativement homogène, il est constitué d'une argile limoneuse beige à jaunâtre peu sableuse, surmontée de galets centimétrique à décimétrique avec le sable noirâtre peu compact, le tout est masqué par des limons sableux beige à jaunâtre, le remblai est de faible épaisseur.

IX.3.3. caractéristiques géotechniques

D'après le rapport géotechnique effectué :

$$\sigma_{sol}=1.5\text{bar (ANNEXE E)}$$

$$\gamma =2.09\text{t/m}^3$$

$$c=0.16\text{bar}$$

$$\rho=14.2^\circ \rightarrow N_\gamma=1.69 ; N_q=3.29 ; N_c=9.8$$

IX.3.4. Recommandations

- Les fondations seront superficielles de type filantes ou radier général.
- Les ancrés à 4.5 m de profondeur.
- Prendre en considération l'effet interaction entre les tours.
- Un drainage en périphérie des blocs pour protéger les fondations.
- Prendre en conscience de l'effet de décaissement des fondations sur le voisinage.

IX.4. PIEDDEPOTEAU

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé .ils sont admis soit articulés, soit encastés. Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des tiges d'ancrage noyées dans le béton.

Pour notre structure, nous avons choisis le type articulé.

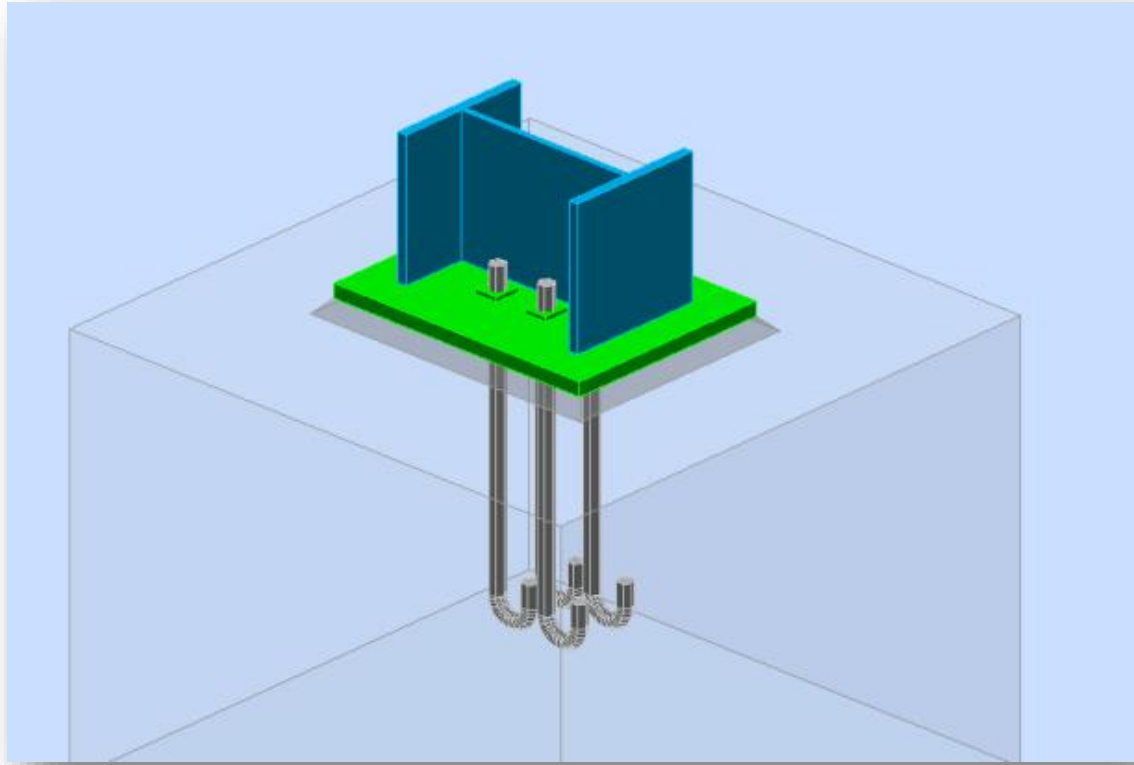


Figure IX.1. Assemblage pied de poteau.

IX.4.1. Efforts sollicitants

D'après le logiciel AUTODESK ROBOT, Les efforts sollicitants a l'assemblage sous la combinaison 0.8 G - EX :

$$N_{t,sd}=39240.72\text{daN}$$

$$V_{sd}=14211.22\text{daN}$$

IX.4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

La plaque d'assise doit être dimensionnée de tel sort à résister à l'effort de compression.

➤ **L'effort à prendre en compte :**

L'effort le plus défavorable à tenir en compte sous la combinaison G + Q + 1.2 EY est :

$$N_{c,sd}=352122.34\text{daN}$$

➤ **Résistance du matériau de scellement :**

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

kj : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5

fcd : La résistance du béton à la compression égal $afcd = \frac{fck}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67MPa$

$$fj = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67MPa$$

➤ Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left(\frac{1}{b \times h} \times \left[\frac{Nj, sd}{fj} \right]^2; \frac{Nj, sd}{fj} \right) = \max \left(\frac{1}{350 \times 300} \times \left[\frac{3521223.4}{16.67} \right]^2; \frac{3521223.4}{16.67} \right) = 211231.2mm^2$$

$$A_{c0} = 211231.2mm^2$$

➤ Choix du type de la plaque d'assise :

$A_{c0} \geq 0.95h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{c0} < 0.95h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection courte

$A_{c0} \geq 0.95 \times 300 \times 350 = 99750mm^2 \rightarrow$ Plaque d'assise à projection étendue

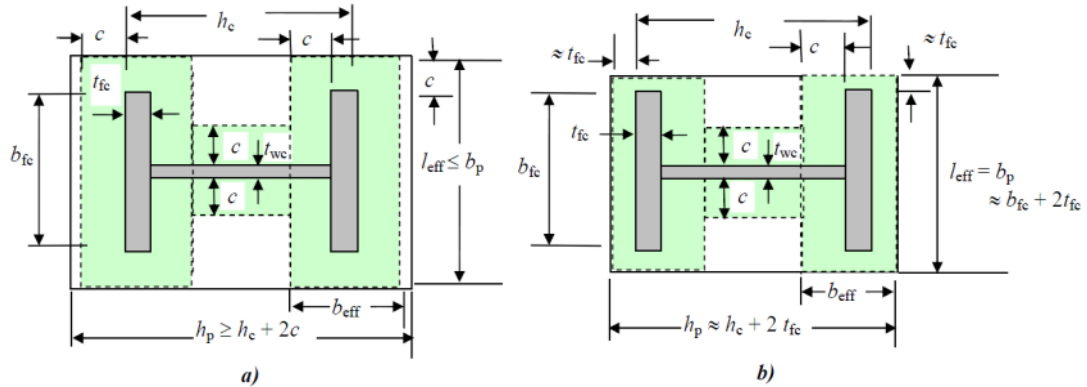


Figure IX.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).

➤ Détermination de la largeur d'appui supplémentaire :

La valeur de la largeur d'appui supplémentaire 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 comme suit :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A , B et C , sont déterminées en fonction du type de la plaque d'assise

$$\text{Plaque d'assise à projection étendue : } \begin{cases} A = 2 \\ B = 2b - tw + h \\ C = (btf + 0.5htw - tftw) - \frac{N_{j,sd}}{2f_j} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2 \times 300 - 10 + 350 = 940 \\ C = (300 \times 17.5 + 0.5 \times 300 \times 10 - 17.5 \times 10) - \frac{3521223.4}{2 \times 16.67} = -99040.57 \end{cases}$$

$$c = \frac{-940 + \sqrt{940^2 - 4 \times 2 \times -99040.57}}{2 \times 2} = 88.6\text{mm} \approx 90\text{mm}$$

➤ Détermination des dimensions de la plaque d'assise

Les dimensions de la plaque d'assise à projection étendue se calculent comme suit :

$$\begin{cases} bp \geq b + 2c = 300 + 2 \times 90 = 480\text{mm} \\ hp \geq h + 2c = 350 + 2 \times 90 = 610\text{mm} \end{cases}$$

➤ Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$tp \geq tp, \min = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma m_0}{f_y}} = 90 \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 43.5\text{mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $tp=45\text{mm}$

IX.4.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 2 tiges d'ancrage $\emptyset 33$ classe 4.6

$t=tp=45\text{mm}$

➤ Entraxes (p_1 , p_2)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 140 \text{ mm}$.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 150 \text{ mm}$.

➤ Pincés (e_1 , e_2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 260 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 200 \text{ mm}$.

IX.4.4. Vérification de la résistance de pied de poteau

IX.4.4.1 Vérification de la résistance à la compression

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par trois 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.

$$F_{c,rd} = (2Af + Aw)f_j$$

Où :

$$Af = (b + 2c)(2c + tf) = 94800\text{mm}^2$$

$$Aw = (h - 2c - 2tf)(2c + tw) = 26662.5\text{mm}^2$$

$$N_{c,sd} = 352122.34\text{daN} < F_{c,rd} = 360509.587\text{daN}$$

Le pied de poteau résiste à la compression

IX.4.4.2. Vérification de la résistance à la traction

Pour déterminer la résistance de l'assemblage à la traction provoquée par les efforts de soulèvement on modélise se 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.

IX.4.4.2.1. Résistance des tiges d'ancrage

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,rd}$, Anchor égale à la plus petite des valeurs de 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 $F_{t,bond,rd}$.

$$F_{t,rd, anchor} = \min(F_{t, bond, rd}; F_{t, rd})$$

- $F_{t,bond,rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t, bond, rd} = \frac{\pi d lb 0.36 \sqrt{f_{ck}}}{1.5\alpha} \times \frac{132 - d}{100}$$

➤ d : Diamètre de la tige $d = 33\text{mm}$

➤ α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

➤ lb : L'ancrage dans le béton $lb = 600\text{mm}$

➤ fck : résistance du béton $f_{ck} = 25\text{MPa}$

$$F_{t,bond,rd} = \frac{3.14 \times 33 \times 600 \times 0.36 \sqrt{25}}{1.5\alpha} \times \frac{132 - 33}{100} = 10551.48 daN$$

- $F_{t,rd}$: Résistance de la tige a la traction

$$F_{t,rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{694 \times 400}{1.5} = 16656 daN$$

$$F_{t,rd,anchor} = F_{t,bond,rd} = 10551.476 daN$$

IX.4.4.2.2. Longeurs 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 : $l_{eff,cn} = 4m + 1.25e$

Avec : $m = \frac{p^2}{2} - \frac{tw}{2} - 0.8\sqrt{2a}$ $e=e_2$

➤ a : cordon de soudure pris égal $a_w=8mm$

$$m = \frac{150}{2} - \frac{10}{2} - 0.8\sqrt{2 \times 8} = 66.8 mm \quad e=e_2=200mm$$

$$l_{eff,cp} = 2 \times 66.8 \times 3.14 = 419.6 mm$$

$$l_{eff,nc} = 4 \times 66.8 + 1.25 \times 200 = 517.2 mm$$

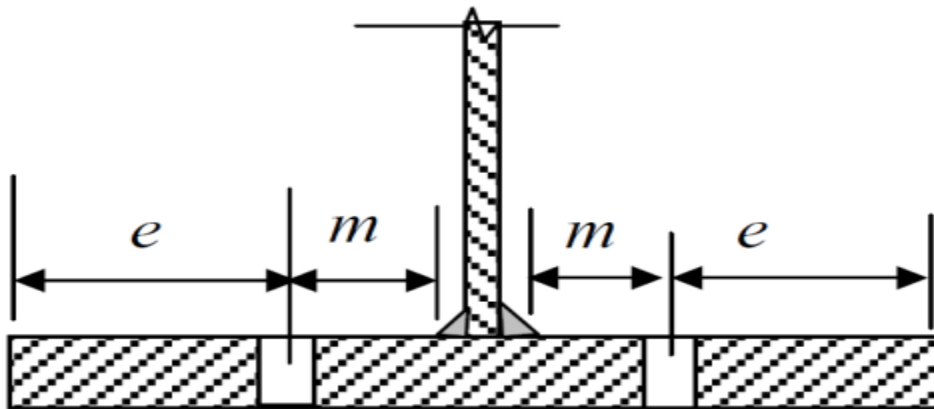


Figure IX.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

X.4.4.2.3. Modes de ruine

Les modes de ruine possibles d'un tronçon en T équivalent tendu sont illustrés sous forme de schémas dans la Tableau suivant :

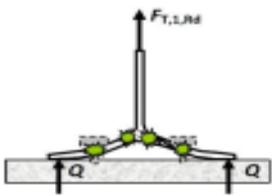
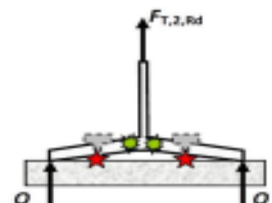
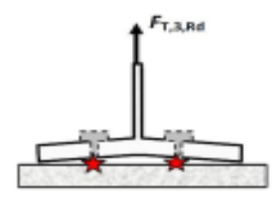
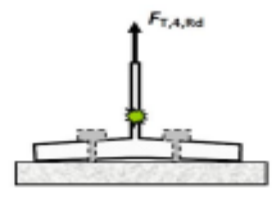
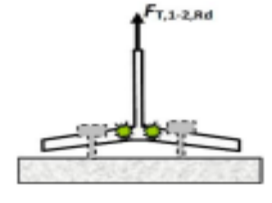
Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m + n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$
Mode 3	Ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$
Mode 4	Plastification de l'âme tendue		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = l_{eff,1}$
Mode 1-2	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.		$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$
$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1}; \quad m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}}; \quad l_{eff,1} = \min(l_{eff,CP}; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2}; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad n = \min(e; 1.25 m)$			

Tableau IX.1. 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 :

$$Lb > Lb^*$$

➤ Lb : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage $Lb = 8d + em + tp + t_{wa} + 0.5k$

- t_{wa} : Epaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5\text{mm}$
- k : Epaisseur de l'écrou $k = 0.8d$
- e_m : Epaisseur de mortier de calage $e_m = 30\text{mm}$

$$L_b = 8 \times 33 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 33 = 352.2\text{mm}$$

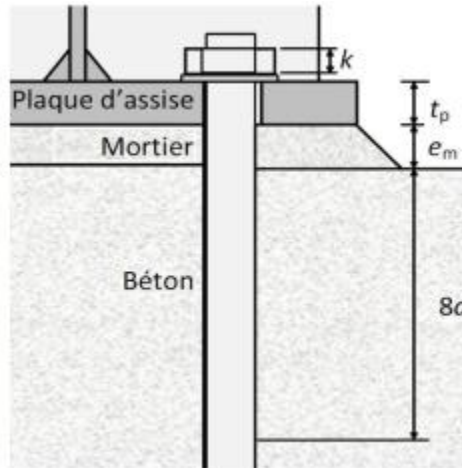


Figure IX.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

- L_b^* : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b^* = \frac{8.8 A_s m^3}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 694 \times 66.8^3}{419.5 \times 45^3} = 47.6\text{mm} < L_b \quad [3]$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés

IX.4.4.2.4. Calcul de la résistance de l'assemblage a la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{t,rd} = \min (F_{t, 1-2, rd}; F_{t,3,rd}; F_{t,4,rd})$$

➤ Mode 1-2

$$l_{eff,1} = l_{eff,cp} = 419.5\text{mm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{45^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 10815.34\text{daN}$$

$$M_{pl,1,rd} = 10815.34 \times 0.419 = 4531.63\text{daN.m}$$

$$F_{t,1,rd} = \frac{4 \times 4531.63}{0.066} = 274644.24\text{daN}$$

➤ **Mode 3**

$$F_{t,3,rd} = 2 \times 10551.476 = 21102.95 \text{ daN}$$

➤ **Mode 4**

$$F_{t,4,rd} = \frac{419.5 \times 10 \times 235}{1.1} = 89620.45 \text{ daN}$$

➤ **Valeur de la résistance finale**

$$F_{t,rd} = F_{t3,rd} = 21102.95 \text{ daN}$$

Puisque l'assemblage contient 2 rangées de boulons la valeur de la résistance devient :

$$F_{t,rd} = 2F_{t,rd} = 42205.9 \text{ daN}$$

$$N_{t,sd} = 39240.72 \text{ daN} < F_{t,rd} = 42205.9 \text{ daN}$$

L'assemblage résiste à la traction

IX.4.4.2.5. Vérification de la soudure

➤ **Cordon de soudure**

Epaisseur de la semelle HEA360 : $t_f = 17.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 4 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA360: $t_w = 11.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 6.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 16 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 8 \text{ mm}$

➤ **soudure de la semelle a la traction**

$$N_{t,sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times f_u \times \sum l}{\beta_w \times \gamma_m \times \sqrt{2}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 500 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{8 \times 500 \times 360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{2}} = 65166.96 \text{ daN}$$

$$N_{t,sd} = 39240.72 \text{ daN} \leq F_{w,rd} = 65166.96 \text{ daN}$$

La soudure résiste à la traction

IX.4.4.2.6. Vérification au non poinçonnement de la plaque

$$F_{t,sd} \leq B_{p,rd}$$

$$B_{p,rd} = \frac{0.6 \times \pi \times dm \times tp \times fu}{\gamma mb} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 49.6 \times 45 \times 360}{1.25} = 121106.35 daN$$

$$\frac{N_{t,sd}}{4} = 39240.72 daN < B_{p,rd} = 121106.53 daN$$

La plaque résiste au poinçonnement

IX.4.4.3. Vérification au cisaillement

Pour assurer la transmission des efforts de cisaillement au bloc de béton on doit vérifier :

- Le cisaillement des boulons d'ancrage
- 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 bèches de cisaillement.

Dans le cas des assemblages sollicités à la traction, aucune résistance au cisaillement par friction ne peut se développer ce qu'il est notre cas.

IX.4.4.3.1. Vérification des tiges d'ancrage

$$V_{sd} < nF_{v,rd} \text{ avec } n: \text{ Nombre de tiges d'encrage}$$

$$8 \times F_{v,rd} = 8 \times 0.6 \times \frac{As \times f_{ub}}{\gamma mb} = 8 \times 0.6 \times \frac{694 \times 400}{1.25} = 106598.4 daN$$

$$V_{sd} = 14211.22 daN < F_{v,rd} = 106598.4 daN$$

Les tiges d'ancrage résistent au cisaillement

IX.4.4.3.2. Vérification de la soudure

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times fu \times \sum l}{\beta w \times \gamma mw \times \sqrt{3}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta w = 0.8 \\ \gamma mw = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 600 mm$

$$F_{v,rd} = \frac{8 \times 360 \times 600}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 99766.13 daN$$

$$V_{sd} = 14211.22 daN \leq F_{v,rd} = 99766.13 daN$$

La soudure résiste à l'effort

IX.4.4.3. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,rd} = \frac{2.5 \times a \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $a = \min(e/3d_0; p/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) = \min(2.47; 1.08; 2.22; 1) = 1$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 33 \times 30}{1.25} = 71280 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{8} = 1776.402 \text{ daN} \leq F_{b,rd} = 71280 \text{ daN}$$

IX.4.4.4. Vérification de la combinaison traction cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{n F_{vrd}} + \frac{F_{t, sd}}{1.4 F_{t, rd}} \leq 1$$

$$\frac{14211.22}{106598.84} + \frac{39240.72}{1.4 \times 42205.9} = 0.79 \leq 1$$

La résistance à la traction et cisaillement combinés est vérifiée.

IX.5. CALCUL DES FONDATIONS

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

IX.5.1. Semelle filante

IX.5.1.1. Les sollicitations aux fondations

Les efforts normaux de la super structure sur les poteaux, ainsi que le moment qui est le résultant de 3 types de moments : la somme de moment appliqué aux pieds de poteaux

Le moment dû aux efforts normaux par rapport au centre de gravité de la semelle, et le produit de l'effort tranchant par le bras de levier « qui est la profondeur d'ancrage ».

$$\text{ELU} : \sum N_{elu} = -2312589.12 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{elu} = 452139.213 \text{ daN.m}$$

$$\text{ELS} : \sum N_{els} = -1320146.211 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{els} = 352012.3 \text{ daN.m}$$

$$\text{RPA} : \sum N_{rpa} = -2156971.523 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{rpa} = 410569.53 \text{ daN.m}$$

IX.5.1.2. Calcul de la surface des semelles filantes

Le calcul de la largeur « b » se fait dans le sens (X-X) qui est le plus défavorable, à travers les combinaisons les plus prépondérantes de l'ELS et celles aussi du RPA.

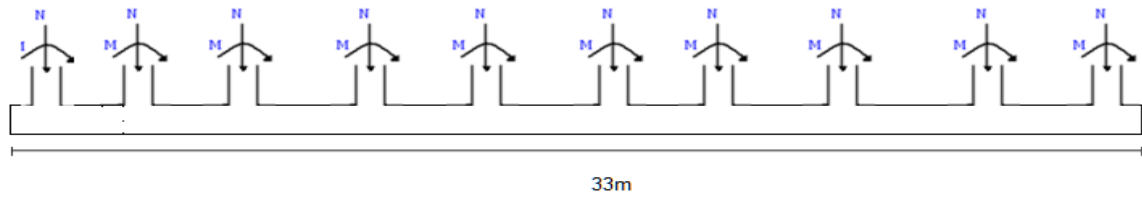


Figure IX.5. Schéma statique de la semelle filante (sens X-X)

➤ La largeur peut être déterminé par la condition suivante : $l=33m$

$$\sigma = \frac{\sum Ni}{b \times l} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow b \geq \frac{\sum Ni}{l \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

À l'ELS: $G + 0.9Q + 0.9V2$

ELS : $\sum Nels = -1320146.211 daN$; $\sum Mels = 352012.3 daN.m$

$$b \geq \frac{-1320146.211}{33000 \times 0.15} = 2666.96 mm$$

En RPA : $G + Q + EX$

RPA: $\sum Nrpa = -2156971.523 daN$; $\sum Mrpa = 410569.53 daN.m$

$$b \geq \frac{-2156971.523 daN}{33000 \times 0.15} = 4357.52 mm$$

La largeur maximale des deux valeurs précédentes est prise $b=4.4m$

Donc il y a un risque de chevauchement des semelles, et qui nous mène à écarter l'idée des semelles filantes et d'envisager un radier général comme fondation.

IX.5.2. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans notre cas on opte pour un radier de dalle massive.

IX.5.2.1. calcul de l'épaisseur du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les poteaux de l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol. L'épaisseur (hr) du radier est définie comme suite :

➤ **Condition forfaitaire**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{l_{max}}{5}$$

Avec l_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux qui est égale à 3.30m

Donc : $0.46m < hr < 0.73m$

➤ **Condition de rigidité**

$$l_{max} = \frac{\pi}{2} \text{ Avec } le = \left(\frac{4EI}{Kb}\right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{4E \frac{bhr^3}{12}}{Kb}\right)^{\frac{1}{4}}$$

Avec : Le : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen ($K = 40 \text{ MPa}$).

D'où :

$$hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2l_{max}}{\pi}\right)^4 \times \frac{3k}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.30}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32000}} = 0.418$$

➤ **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} [7]$$

On prend le plus grand panneau de notre structure $\begin{cases} l_x = 3.30m \\ l_y = 4.40m \end{cases}$

$$V_{ux} = \frac{l_x \times l_y \times \sigma_{sol}}{2l_y + l_x} = 0.18 \text{ MN} \text{ et } V_{uy} = \frac{l_x \times l_y \times \sigma_{sol}}{3l_y} = 0.165 \text{ MN}$$

$$\frac{0.18}{0.9h} \leq 1.25 \Leftrightarrow h \geq 0.16$$

➤ **Condition de non poinçonnement**

Nous effectuons la vérification pour le voile reprenant la plus grande proportion de charges verticales :

$$Nu \leq 0.045 \times Uc \times hr \times f_{c28} \quad [5]$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($N_u = 2312589.12 \text{ daN}$)

U_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier d'où :

$$U_c = 2(a + b + 2hr)$$

Avec les dimensions de la plaque d'assise : $\begin{cases} a = 480mm \\ b = 610mm \end{cases}$

On trouve : $hr \geq 76.56cm$

$Nu = 2312589.12daN \leq 4514934.6daN$

Choix final

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées ci-dessus est : $h = 80 cm$

IX.5.2.2. Calcul du débord du radier

La surface du radier doit être au moins égale à celle du bâtiment augmentée de bord pour les conditions de coffrage.

$$ld = \max\left(\frac{hr}{2}; 30cm\right) = \max(40; 30) = 40cm$$

On prend $ld = 40cm$

IX.5.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

Donc la surface du radier sera comme suite : $S_r = S_B + S_d = 607.6m^2$;

Donc les dimensions du radier sont : $\begin{cases} lx = 31m \\ ly = 19.6m \end{cases}$

➤ Centre de gravité du radier $\begin{cases} x_{gr} = 15.5m \\ y_{gr} = 9.8m \end{cases}$

➤ Centre de masse de la structure $\begin{cases} X_{gs} = 15.05 + 0.45 = 15.5m \\ Y_{gs} = 9.49 + 0.45 = 9.96m \end{cases}$

➤ Excentricité $\begin{cases} ex = X_{gr} - X_{gs} = 0m \\ ey = 9.8 - 9.95 = 0.16m \end{cases}$

➤ Calcul des inerties $\begin{cases} I_x = 36509.41m^4 \\ I_y = 57073.21m^4 \end{cases}$

IX.5.2.4. Vérification à l'effort hydrostatique

Pour qu'il n'y aura pas de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique, il faut que :

$$W \geq 1.5 \times \gamma_w \times D \times S_r$$

Avec :

W : poids total du bâtiment

γ_w : Poids volumique de l'eau

D : profondeur de la fondation

Sr : surface du radier

$$4317286.4daN \geq 1.5 \times 4.5 \times 607.6 = 4101300daN$$

Le radier résiste à l'effort hydrostatique

IX.5.2.5. Evaluation des charges agissantes sur le radier

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

➤ Effort normal du au charges verticales

La charge sera calculée comme suite :

$$ELU : N_{ELU} = Nu + 1.35 \times (N_{radier} + N_{voile})$$

$$ELS : N_{ELS} = Ns + N_{radier} + N_{voile}$$

•Masse superstructure

$$ELU : Nu = 109521569.12daN$$

$$ELS : Ns = 6254123.221daN$$

•Masse du voile périphérique

Le voile est d'épaisseur de 20 cm le long de la structure d'une longueur de $l = 102.3m$ sur une hauteur de 3,60 m

$$N_{voile} = e \times l \times h \times \gamma b = 0.2 \times 102.3 \times 3.6 \times 2500 = 184140daN$$

•Masse du radier

$$N_{ELU} = Sr \times hr \times \gamma b = 607.6 \times 0.8 \times 2500 = 1215200daN$$

Enfin on aura :

$$ELU : N_{ELU} = 109521569.12 + 1.35 \times (184140 + 1215200) = 111410678.12daN$$

$$ELS : N_{ELS} = 6254123.221 + 184140 + 1215200 = 7653463.221dan$$

➤ Moment d'excentricité dus aux charges verticales

On a la formule suivante : $M = \bar{N} \times e$

$$\text{Avec : } \bar{N} = N_T - N_{radier} = 111410678.12 - 1215200 = \begin{cases} ELU : 110195478.12daN \\ ELS : 6438263,221 \square aN \end{cases}$$

Donc :

$$ELU : \begin{cases} Mux = \bar{N}_{ELU} \times ex = 110195478,12 * 0 = 0 \\ MUY = \bar{N}_{ELU} \times ey = 110195478,12 * 0.16 = 1763127,65 daN.m \end{cases}$$

$$\text{ELS:} \begin{cases} M_{sx} = \bar{N}_{ELS} \times ex = 6438263,221 * 0 = 0 \\ M_{sy} = \bar{N}_{ELS} \times ey = 6438263,221 * 0.16 = 1030122.12 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment de renversement dus au séisme**

$$M_E = M_0 + V_{0D}$$

Avec

$$\begin{cases} M_0: \text{Moment sismique à la base de la structure} \\ T_0: \text{effort tranchant à la base de la structure} \\ D: \text{profondeur de l'infrastructure} \end{cases}$$

Sens X-X :

$$M_0 = 10275612.213 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 325115.21 \text{ daN}$$

$$\text{Donc } M_{Ex} = 10275612.213 + 325115.21 \times 4.5 = 11738630.658 \text{ daN.m}$$

Sens Y-Y:

$$M_0 = 8823158.25 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 242569.21 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } : M_{Ey} = 8823158.25 + 242569.21 \times 4.5 = 9308296,67 \text{ daN.m}$$

IX.5.2.6. Stabilité au renversement

$$\frac{M_{\text{stat}}}{M_E} \geq 1.5$$

$$\text{Avec} \begin{cases} M_{\text{stat}}: \text{moment statibimisant du radier} \\ M_E: \text{moment de renversement dus aux forces sismique} \end{cases}$$

Sens X-X

$$M_{\text{stat}} = N_{els} \times (x_{gr} - ex) = 7653463.221 \times (15.5 - 0) = 75003937.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ex} = 11738630.658 \text{ daN.m}$$

$$\frac{75003937.4}{11738630.6581} = 6.34 > 1.5$$

Sens Y-Y

$$M_{\text{stat}} = N_{els} \times (y_{gr} - ey) = 7653463.221 \times (9.8 - 0.16) = 76228493,68116 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ey} = 9308296,67 \text{ daN.m}$$

$$\frac{9308296,67}{76228493,681} = 8.18 > 1.5$$

Donc il n'y a pas un risque de renversement.

IX.5.2.7. Evaluation et Vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

σ_{max} et σ_{min} sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales au radier.

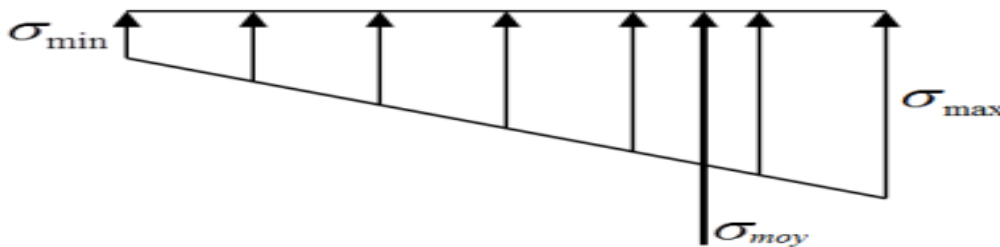


Figure IX.6. Distribution de contrainte se le radier

Nous avons une contrainte admissible du sol $\sigma_{spl} = 0.15MPa$, qui en aucun cas ne doit être dépassée par les contraintes moyennes, les contraintes devront donc vérifier

Les conditions suivantes :

$$\text{Elu} : \sigma_{moy} < 1.33 \sigma_{sol} = 0.2MPa$$

$$\text{Els} : \sigma_{moy} < \sigma_{sol} = 0.15MPa$$

$$\text{RPA} : \sigma_{moy} < 1.33 \sigma_{sol} = 0.2MPa$$

$$\text{ELU} : \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{M_{ELU}}{Sr} + ygr \times \frac{M_{ux}}{Ix} + \frac{xgr \times M_{uy}}{Iy} = 0.193MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELU}}{Sr} - ygr \times \frac{M_{ux}}{Ix} - xgr \times \frac{M_{uy}}{Iy} = 0.193MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = 0.19 < 1.33 \sigma_{sol} = 0.2 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{ELS:} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{M_{ELS}}{S_r} + ygr \times \frac{M_{Sx}}{I_x} + \frac{xgr \times M_{Sy}}{I_y} = 0.129 \text{MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - ygr \times \frac{M_{Sx}}{I_x} - xgr \times \frac{M_{Sy}}{I_y} = 0.123 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Els : } \sigma_{moy} = 0.092 < \sigma_{sol} = 0.15 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens X-X

$$\text{RPA:} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{M_{ELS}}{S_r} + ygr \times \frac{M_{Sx}}{I_x} + \frac{xgr \times M_{Sy}}{I_y} + \frac{xgr \times M_{Ey}}{I_y} = 0.154 \text{MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - ygr \times \frac{M_{Sx}}{I_x} - xgr \times \frac{M_{Sy}}{I_y} - xgr \times \frac{M_{Ey}}{I_y} = 0.100 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = 0.14 < 1.33 \sigma_{sol} = 0.2 \text{Mpa}$$

Sens Y-Y

$$\text{RPA:} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{M_{ELS}}{S_r} + ygr \times \frac{M_{Sx}}{I_x} + \frac{xgr \times M_{Sy}}{I_y} + \frac{ygr \times M_{Ey}}{I_y} = 0.160 \text{MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - ygr \times \frac{M_{Sx}}{I_x} - xgr \times \frac{M_{Sy}}{I_y} - ygr \times \frac{M_{Ey}}{I_y} = 0.092 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = 0.143 < 1.33 \sigma_{sol} = 0.2 \text{Mpa}$$

IX.5.2.8. Calcul du ferrailage du radier

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau

$$\text{On prend le panneau le plus défavorable} \begin{cases} l_x = 3.30 \text{m} \\ l_y = 4.40 \text{m} \end{cases}$$

$$\text{On doit vérifier que} \begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.30}{4.4} = 0.75$$

Donc la dalle du radier porte sur les deux sens le chargement des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes calculées.

Selon les conditions composées par le BAEL9 [5], les moments fléchissant développés au centre du panneau sont :

$$\text{- Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les chargements des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes.

ELU : $q_{ELU} = \sigma_{moy} = 0.190 \text{ mpa}$

ELS : $q_{ELS} = \sigma_{moy} = 0.092 \text{ mpa}$

RPA : $q_{RPA} = \sigma_{moy} = 0.143 \text{ mpa}$

➤ **Sens de la petite portée (Y-Y)**

ELU :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0495 \times 0.19 \times 3.30^2 = 10242.04 \text{ daN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 7681.53 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7681.53}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.010$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.076}{0.72 \times 384} = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.012) = 0.72 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.012 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 8.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En appuis :

$$M_{Ax} = 0.5 M_x = 5121.02 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5121.02}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.007$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ax}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.063}{0.694 \times 384} = 0.236 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 2.36 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.09) = 0.694 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) = 0.09 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 8.69 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{cm}^2/\text{ml}$

ELS:

$$M_x = \mu_x \times q \times l x^2 = 0.0495 \times 0.092 \times 3.30^2 = 4959.3 \text{daN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 3719.47 \text{daN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3719.47}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.005$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.037}{0.72 \times 384} = 0.133 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 1.33 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.006) = 0.72 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.006 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 8.69 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st}=10.05\text{cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$$M_{Ax}=0.5M_x=2479.65\text{daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2479.65}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.003$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R=0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ax}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.024}{0.717 \times 384} = 0.08710^{-3} \text{m}^2 = 0.87 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.004) = 0.717 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003}) = 0.004 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 8.69 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st}=10.05\text{cm}^2/\text{ml}$

RPA :

$$M_x = \mu_x \times q \times l x^2 = 0.0566 \times 0.143 \times 3.30^2 = 8814.14 \text{dan. m/ml}$$

En travée :

$$M_{ty}=0.75M_y=6610.60\text{daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6610.60}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.009$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R=0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.066}{0.716 \times 384} = 0.239 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 2.39 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.011) = 0.716 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.011 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$$M_{ty} = 0.5 M_y = 4418.011 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4418.011}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.006$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ay}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.044}{0.717 \times 384} = 0.159 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 1.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.008) = 0.717 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.008 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.32 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Sens de la petite portée (X-X)**

ELU:

$$M_y = 0.7052 \times 12529.81 = 8836.022 \text{ daN.m}$$

En travée:

$$M_{ty} = 0.75My = 8087.22 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8087.22}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.011$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.081}{0.716 \times 384} = 0.325 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 3.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.014) = 0.716 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis:

$$M_{Ay} = 0.5My = 5391.48 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5391.48}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.007$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ay}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.063}{0.717 \times 384} = 0.216 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.008) = 0.717 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0.008 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 ft_{28} bd}{f_e} = \frac{0.32 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} m^2 = 8.69 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/ml$

ELS:

$$M_y = 0.7933 \times 6937.3 = 5503.36 \text{ daN}$$

En travée:

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 4127.522 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4127.52}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.006$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.042}{0.717 \times 384} = 0.164 \times 10^{-3} m^2 = 1.64 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.007) = 0.717 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.007 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 ft_{28} bd}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} m^2 = 8.69 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/ml$

En appuis :

$$M_{Ay} = 0.5 M_y = 2751.68 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2751.68}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.004$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ay}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.028}{0.718 \times 384} = 0.11 \times 10^{-3} m^2 = 1.1 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.005) = 0.718 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.005 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.32 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st}=10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

RPA :

$$M_y = 0.7932 \times 10782.96 = 8553.04 \text{ daN}$$

En travée :

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 6414.78 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6414.78}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.008$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.065}{0.717 \times 384} = 0.256 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.01) = 0.7 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.01 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st}=10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$$M_{Ay} = 0.5 M_y = 4276.52 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4276.52}{1 \times 0.5184 \times 14.16} = 0.005$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPA} \\ d = 0.9h = 0.72 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M A_y}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.028}{0.718 \times 384} = 0.172 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.007) = 0.718 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.007 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.32 \times 2.1 \times 1 \times 0.72}{400} = 0.869 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

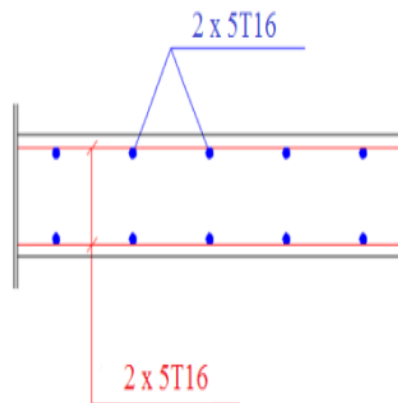


Figure IX.7. Schéma statique du ferrailage du radier.

IX.5.3. Voile périphérique

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale de 0,2m d'épaisseur en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3,6m pour permettre la réalisation d'un sous-sol

Les voiles d'infrastructures assurent :

- L'encastrement de la structure dans le sol.
- Augmentation de la rigidité de la structure.
- Protection contre les eaux agressives.

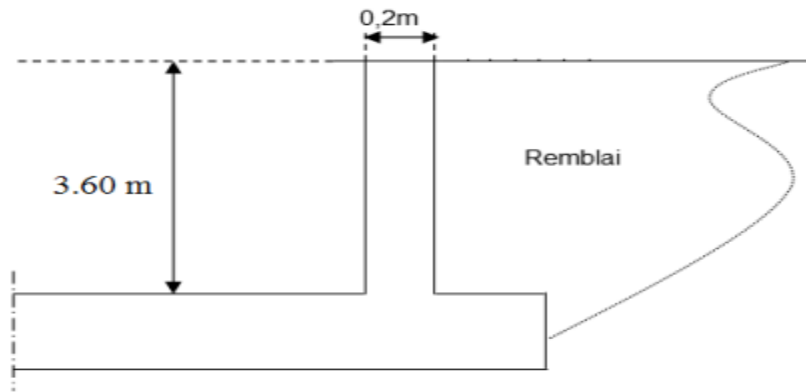


Figure IX.8. Schéma d'un voile périphérique.

Selon le RPA 99 [1]: (Art-10-1-2), le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

IX.4.3.1. Evaluation des charges agissantes sur le voile

Le voile est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma: \text{poid volumique du remblai} \\ h: \text{hauteur du voile} \\ \varphi: \text{l'angle de frottement du remblai} \end{array} \right.$$

$$P = \frac{1}{2} \times 1700 \times 3.6^2 \times \operatorname{tg}\left(\frac{160}{4} - \frac{14.1}{2}\right) = 8591.2 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$\text{ELU: } Q_{ELU} = 1.35P = 11598.08 \text{ daN/ml} \quad ; \quad \text{ELS: } Q_{ELS} = P = 8591.2 \text{ daN/ml}$$

IX.4.3.2. Détermination du ferrailage du voile

Le calcul du voile d'infrastructure se fera comme le calcul des dalles simplement appuyées sur leur contour. Nous effectuons ce calcul pour le panneau ayant la plus grande portée dans l'une de ses deux dimensions en fissuration préjudiciable

On prend le panneau le plus défavorable $\begin{cases} l_x = 3.30m \\ l_y = 4.4m \end{cases}$

On doit vérifier que $\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.30}{4.4} = 0.75$$

Donc la dalle du radier porte sur les deux sens

Le chargement des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes calculées.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à l_x**

ELU :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0697 * 11598.08 * 3.30^2 = 8803.32 \text{ san. m/ml. } \frac{m}{ml}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 6602.49 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6602.49}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.145$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.066}{0.165 \times 384} = 1.04 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 10.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.196) = 0.165 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.145}) = 0.196 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T20 avec $A_{st}=12.57\text{cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$$M_{Ax}=0.5M_x=4401.66\text{daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4401.66}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.097$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R=0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ax}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.044}{0.169 \times 384} = 0.67 \cdot 10^{-3} \text{m}^2 = 6.78 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.127) = 0.169 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.097}) = 0.127 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T14 avec $A_{st}=7.70\text{cm}^2/\text{ml}$

ELS :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0755 \times 8591.2 \times 3.30^2 = 7063.64 \text{dan.m/ml.}$$

En travée :

$$M_{tx}=0.75M_x=5297.73\text{daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5297.73}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.11$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R=0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.052}{0.169 \times 384} = 0.80 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 8.01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.146) = 0.169 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.146 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%Bvoile = 0.001 \times 100 \times 20 = 2cm^2/ml$$

Donc on opte pour 4T20 avec $A_{st}=12.57cm^2/ml$

En appuis :

$$M_{Ax}=0.5M_x=3531.82daN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3531.82}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.077$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16MPa \\ d = 0.9h = 0.18m \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R=0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ax}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.042}{0.172 \times 384} = 0.63 \cdot 10^{-3} m^2 = 6.35cm^2/ml$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.1) = 0.172 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.077}) = 0.1 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%Bvoile = 0.001 \times 100 \times 20 = 2cm^2/ml$$

Donc on opte pour 5T14 avec $A_{st}=7.70cm^2/ml$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à ly**

ELU:

$$M_y=0.4181 \times 11598.08=4849.16dan.m/ml$$

En travée :

$$M_{ty}=0.75M_y=3636.86daN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8087.22}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.08$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16MPa \\ d = 0.9h = 0.18m \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R=0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.081}{0.172 \times 384} = 0.601 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 6.01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.105) = 0.172 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.105 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T14 avec $A_{st}=6.16 \text{cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$$M_{Ax}=0.5M_y=2424.58 \text{daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2424.58}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.054$$

$$\text{Avec} \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R=0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ay}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.063}{0.175 \times 384} = 0.394 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 3.94 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.068) = 0.175 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.068 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T14 avec $A_{st}=6.16 \text{cm}^2/\text{ml}$

ELS:

$$M_y=0.5704 \times 8591.2=4900.42 \text{daN}$$

En travée :

$$M_{ty}=0.75M_y=3675.32 \text{daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3675.32 \text{daN}}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.08$$

$$\text{Avec} \begin{cases} fbc = \frac{0.85fc28}{\gamma b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.036}{0.172 \times 384} = 0.164 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 1.64 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.106) = 0.172 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.106 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 3T12 avec $A_{st} = 3.39 \text{cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$$M_{Ay} = 0.5M_y = 2450.21 \text{daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{bd^2 fbc} = \frac{2450.21}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.053$$

$$\text{Avec} \begin{cases} fbc = \frac{0.85fc28}{\gamma b} = 14.16 \text{MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Ay}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.028}{0.175 \times 384} = 0.11 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 1.1 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} z = d \times (1 - 4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.069) = 0.175 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053}) = 0.069 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{ma}} = \frac{400}{1.15} = 384 \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 3T12 avec $A_{st} = 3.39 \text{cm}^2/\text{ml}$

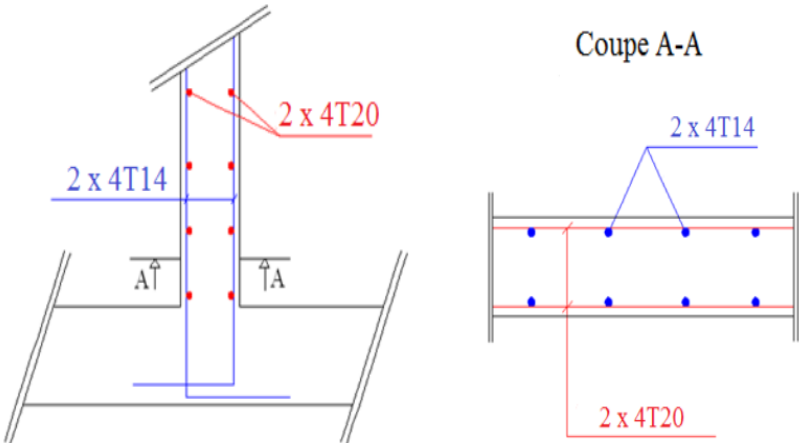


Figure IX.9. Schéma statique du ferrailage du voile périphérique.

CHAPITRE X

Management du projet

X.1 Introduction :

La construction d'un bâtiment est une opération complexe qui nécessite un ensemble de nombreux intervenants (maitre d'ouvrage, maitre d'œuvre, bureau de contrôle technique, entreprise.....) et qui s'appuie sur un ensemble de dossiers des pièces écrites et des pièces dessinées.

X.2.management d'un projet :

C'est un processus organisationnel d'utilisation des ressources, en vue d'atteindre les objectifs et buts de l'entreprise d'une manière efficace et efficiente.

X.2.1.projet :

_ Un projet est un ensemble de tâches dépendantes les unes des autres, participant à un but commun.

_ Un projet possède aussi des spécifications techniques: qui fixent à la fois sa mission et les moyens pour la réaliser.

_ Un projet est caractérisé par trois éléments :

*Qualité: Un projet est de bonne qualité si les attentes du client sont satisfaites.

*Délai: Un projet a toujours un délai, donc il faut respecter celui-ci.

*Coût: Un projet a un coût. Il faut que le chef de projet puisse contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du client et ce qu'il est prêt à payer.

A ces trois éléments, nous pouvons ajouter l'élément « Risque » qui est à prendre en compte dès la conception du projet.

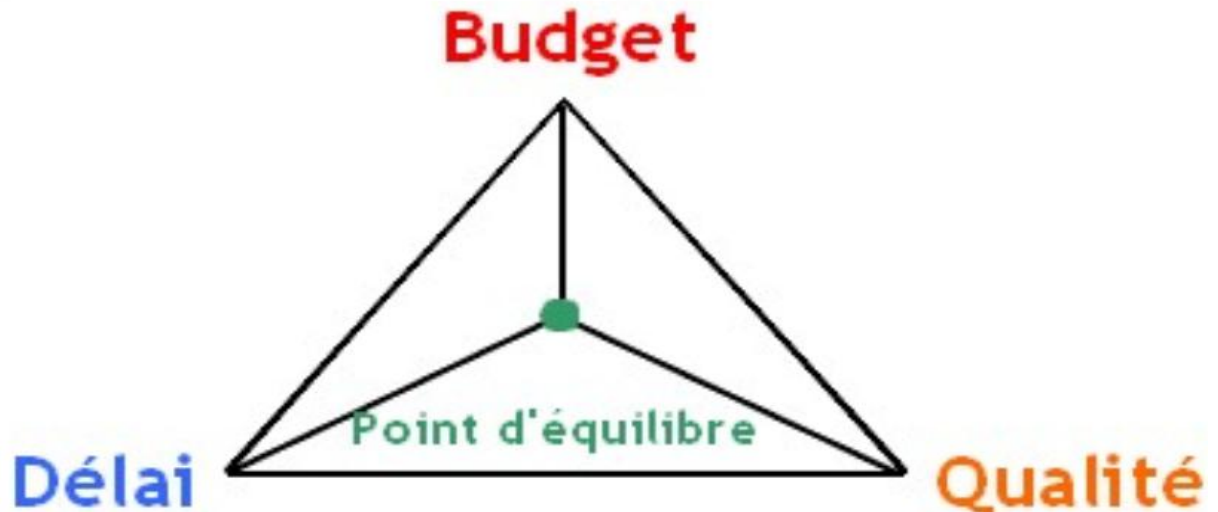


Figure X.1. Les objectifs du projet

X.2.2. Le cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise.

Phase d'identification :

La demande est clarifiée, les objectifs précisés.

Phase de définition :

Une planification détaillée est établie pour sa durée, les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.

Phase de réalisation :

Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur (maitre d'ouvrage).

Phase de clôture :

Le produit ou le service est remis au demandeur.

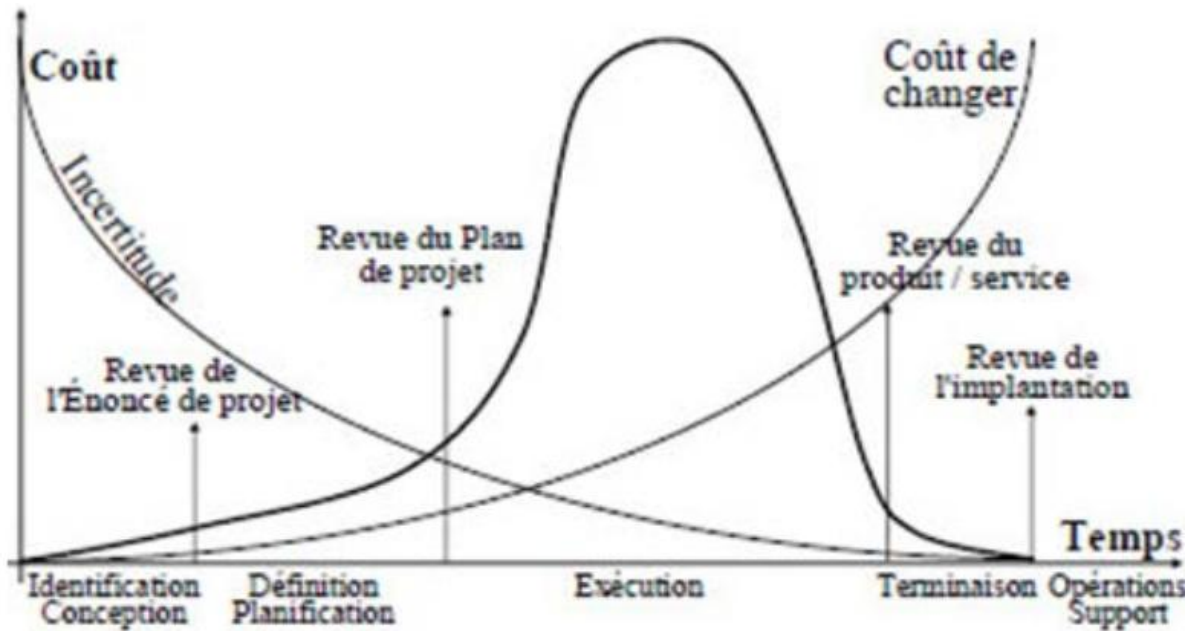


Figure X.2.Cycle de vie d'un projet

X.2.3. Les différents intervenants du projet:

Le maître d'ouvrage :

Le maître d'ouvrage est la personne physique ou morale qui sera le propriétaire de l'ouvrage.

Ses principales missions seront:

1. Fixer les objectifs.
2. Fixer l'enveloppe budgétaire.
3. Fixer les délais souhaités pour la réalisation du projet.

Il demeure le responsable après le transfert de la propriété et assure le paiement des travaux.

Le maître d'œuvre :

Le maître de l'œuvre est une personne physique/morale qui reçoit la mission du maître de l'ouvrage pour assurer la conception, la réalisation et le contrôle d'un ouvrage conformément au programme de réalisation du projet.

L'entreprise :

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître d'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus.

Organismes d'étude de sol :

Géomètre et le Géotechnicien.

Organismes de contrôles :

Personne physique ou morale choisie par le maître d'ouvrage pour exercer l'examen de la conception et de l'exécution des ouvrages.

X.2.4. Les objectifs du projet:

Les objectifs décrivent ce à quoi le projet aboutira, et quels seront ses livrables. Les objectifs doivent être « SMART » :

S spécifique (être spécifique dans le ciblage d'un objectif)

M mesurable (établir un indicateur mesurant l'évolution d'un élément)

A attribuable (objectif attribué à une personne)

R réaliste (peut être fait avec les ressources disponibles)

T temporels (le délai de l'atteinte de l'objectif)

X.2.5. Classification des Projets par type:**Nécessité opérationnelle (Compliance) Urgence :**

- Remplacement après une crise.
- Réponse à une exigence de régulation.
- Souvent financement dégagé d'urgence.

Projet stratégique :

- Réactions aux conditions de marchés.
- Réactions aux conditions financières.

- Visible et fascinant.
- Extension de produit : part du marché, ventes, plus de profits.

Projets opérationnels :

- Amélioration de qualité.
- Réduction des coûts.
- Plus efficace.
- Augmentation de la capacité.
- Amélioration technologique.

X.2.6. Les phases d'un projet :**Définition:**

Organisation logique des activités qui jalonnent la vie d'un produit, depuis l'idée qu'on a eu ou l'identification du besoin jusqu'à son obsolescence ou son arrêt d'utilisation.

Principe:

Décomposer le projet en plusieurs phases ou en plusieurs étapes est l'approche adoptée, la plus cohérente pour réaliser un projet.

X.2.6.1. Phase de conception :

- déterminer le but du projet
- estimer les ressources, coûts et délais
- définir le type d'organisation
- choisir le chef de projet
- estimer les risques
- estimer la rentabilité

X.2.6.2.Phase de Planification :

- Mise en place de la structure du projet.
- engagement des hommes-clés.
- définition des responsabilités.
- détail des coûts et délais.
- planification globale.

X.2.6.3.Phase de Réalisation :

- Amener le projet à sa fin.
- Le découpage dépend du métier.
- Phase générant le plus de coûts.
- mise en place de l'organisation.
- exécution du travail.
- pilotage coûts – délais – spécifications.
- résolution de problèmes.

X.2.6.4. Phase de Terminaison :

- Archivage de l'expérience.
- Engranger du savoir et savoir-faire.
- Améliorer le déroulement des projets futurs.

X.3. Les rôles du manager :

Manager est un terme anglais employé dans de nombreuses autres langues pour désigner un cadre qui a une responsabilité :

soit au sein d'une équipe de direction, et l'on parle alors de « cadre dirigeant » , soit à la tête d'une équipe de projet, d'une équipe commerciale, etc., et c'est alors un cadre moyen ou un agent de maîtrise.

X.3.1.Organiser :

-Les hommes :

Recrutement

Rôle de chacun

-Les moyens :

Locaux

Mobiliers

Outillages, engins, informatique

-Le cadre de travail :

Structure

Règles communes

Méthodes de travail

X.3.2.animer :

-Créer des équipes :

Recrutement

Rôle de chacun

-Favoriser les échanges :

Réunions

Contacts informels

-Créer la dynamique :

Définir les objectifs

Donner une vision d'avenir

Encourager l'innovation

X.3.3.Motiver :

-Donner de l'intérêt au travail

Découpage du travail

Responsabilités

-Faire participer à l'effort commun :

Informier

Décloisonner

-Créer un climat agréable :

Locaux

Climat de travail (sans stress)

-Donner les signes de reconnaissance :

Intérêt à la personne

Intérêt à son travail

-Récompenser et promouvoir :

X.3.4.Communiquer :

-Communiquer avec son équipe :

Pour s'informer

Pour s'intéresser aux personnes et leur travail

Pour comprendre les problèmes

Pour informer

-Communiquer avec l'extérieur :

La direction

Les autres services

Les clients, les sous-traitants, les fournisseurs

-Organiser les communications :

Liaisons hiérarchiques et fonctionnelles

Relations extérieures

-Favoriser la communication

X.3.5.Faire faire :

-Déléguer :

Définir la mission ou la tâche

S'assurer de ses responsabilités d'exécution en déléguant la responsabilité

-Contrôler :

S'informer (écouter et se faire un jugement)

Tirer les conclusions

-Soutenir :

Psychologiquement (compréhension) en endossant les décisions de son collaborateur en donnant les moyens nécessaires

X.3.6.Gérer :

La production

Les coûts

Le temps

Les hommes

X.3.7.Analyser :

Déterminer les critères de mesure

Analyser la productivité

Analyser l'évolution des coûts

Analyser l'évolution des délais

Analyser la situation du personnel

X.3.8.Décider :

En matière d'organisation

Les actions correctives

X.3.9.Prévoir :

L'évolution des besoins

L'évolution du financement

L'évolution du personnel

L'évolution des moyens

Une planification à long terme

X.4. Le Management des Coûts du Projet :

Problématique :

-Dans la plupart des cas, un projet de construction doit être réalisé pour un budget déterminé par le maître d'ouvrage en accord avec le maître d'œuvre.

-Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le budget contractuel, il est nécessaire de planifier, d'estimer, de budgétiser et de bien maîtriser les coûts du projet.

Introduction :

Le management des coûts du projet comprend les processus de planification, d'estimation, de budgétisation et de maîtrise des coûts nécessaires pour s'assurer que le projet peut être réalisé en respectant le budget approuvé.

Les processus de management des couts du projet comprennent :

1 / Estimation des coûts : processus pour déterminer une valeur approximative des coûts des ressources nécessaires à l'achèvement des activités du projet.

2 / Budgétisation : processus d'agrégation des estimations des coûts d'activités individuelles ou de lots de travail afin de fixer une référence de base des coûts.

3 / Maîtrise des coûts : processus utilisé pour influencer les facteurs générateurs d'écarts de coûts et maîtriser les modifications du budget du projet.

X.4.1. Estimations des couts :

L'estimation des coûts des activités de l'échéancier comprend l'élaboration d'une approximation des coûts des ressources nécessaires à l'achèvement de chaque activité de l'échéancier.

Afin de faciliter les comparaisons au sein d'un projet et entre projets. Les outils et techniques utilisés sont :

- Estimation par analogie (Top Down, Descendante, Macro).
- Détermination du taux de coût des ressources (Botton up, Ascendante, Micro).
- Estimation paramétrique.

X.4.2. Budgétisation:

Les estimations du coût des activités de l'échéancier font l'objet d'une agrégation par lots de travail conformément à la structure de découpage du projet(WBS).

Exemple :

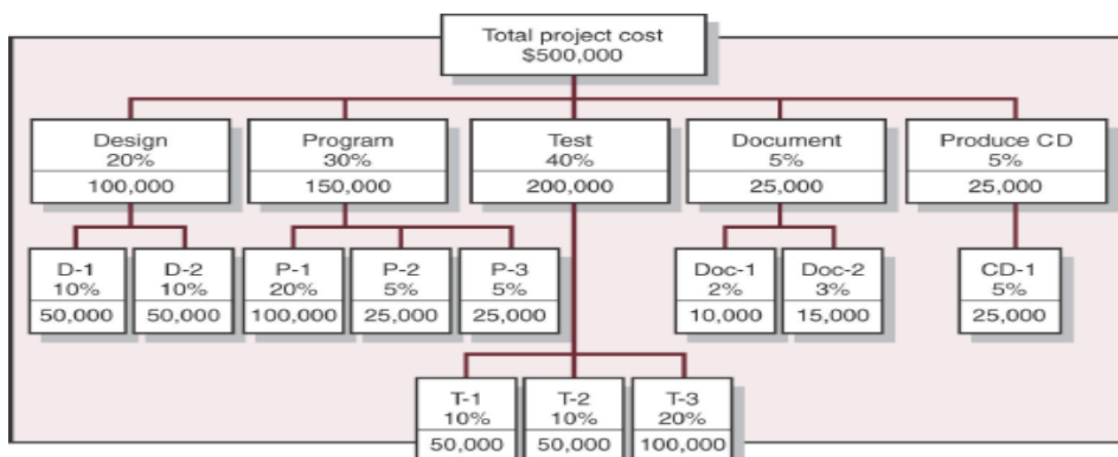


Figure X.3.Exemple d'une WBS

La référence de base des coûts est un budget réparti dans le temps et utilisé comme base de mesure, de surveillance et de maîtrise des performances globales des coûts du projet. Elle s'élabore en additionnant les coûts estimés par période et se présente habituellement sous la forme d'une courbe en S.

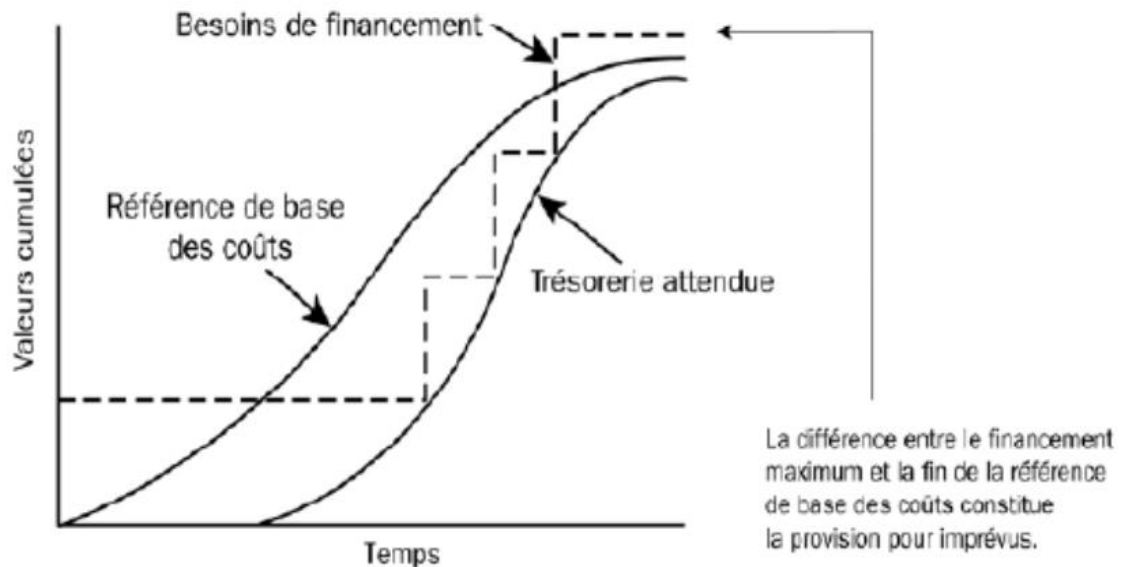


Figure X.4. différence entre le financement max et la fin de référence de base

X.4.3. Maîtrise des coûts :

La maîtrise des coûts du projet consiste à :

S'assurer que les modifications demandées sont approuvées, Gérer les modifications effectives à mesure qu'elles ont lieu, S'assurer que les surcoûts potentiels n'excèdent pas le financement périodique et le financement total autorisés pour le projet.

Analyse de la mesure de performance :

Les techniques de mesure de performance aident à estimer l'ampleur des écarts qui surviendront inévitablement.

Valeurs clés pour chaque activité :

Le budget planifié VP (CBTP) (Coût Budgété du Travail Prévu)

Le cout réel CR (CRTE) (Coût Réel du Travail Effectué)

La valeur acquise VA (CBTE) (Coût Budgété du Travail Effectué)

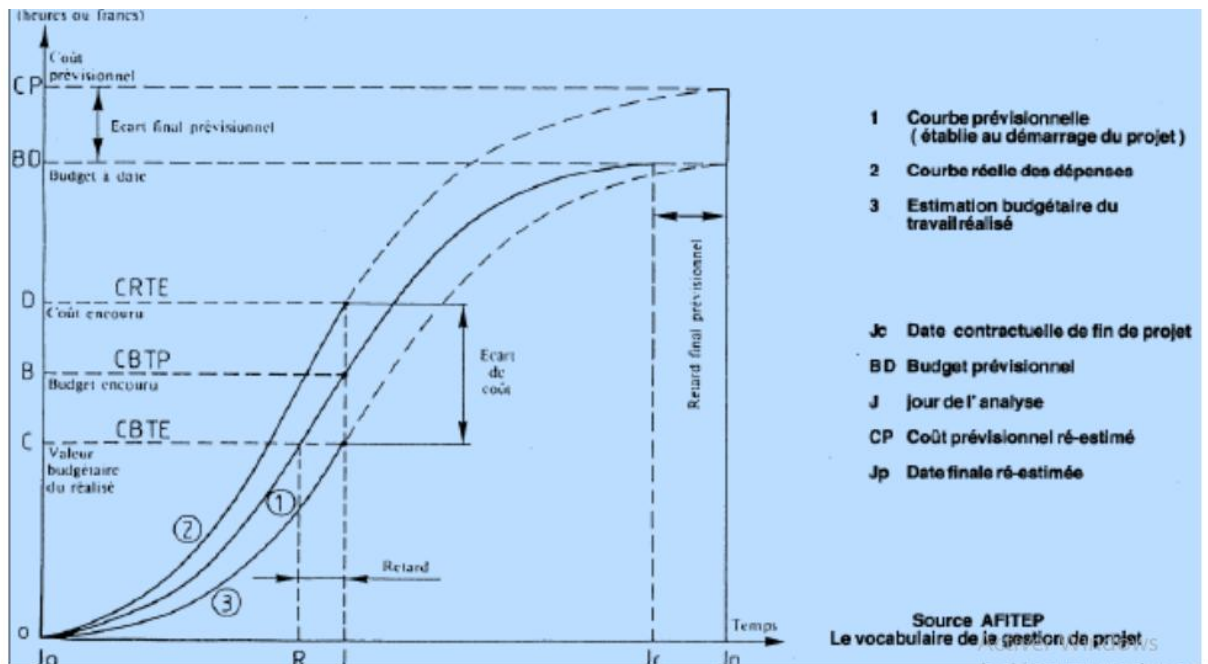


Figure X.5. Courbe d'avancement

X.5. Le Management des délais du Projet :

Problématique :

Dans la plupart des cas, un projet de construction doit être réalisé dans un délai déterminé par le maître d'ouvrage en accord avec le maître d'œuvre.

Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le délai contractuel, il est nécessaire d'organiser la coordination des différents intervenants.

Introduction :

Le management des délais du projet comprend les processus nécessaires pour s'assurer que le projet contient tout le travail requis, et uniquement celui-ci, pour assurer la bonne fin du projet.

Les processus de management des délais du projet comprennent :

- 1/ Identification des activités
- 2/ Séquence ment des activités
- 3/ Estimation des ressources nécessaires aux activités
- 4/ Estimation de la durée des activités

5/ Élaboration de l'échéancier

6/ Maîtrise de l'échéancier

X.5.1 Identification des activités :

La définition des activités de l'échéancier consiste à identifier et à documenter le travail planifié pour être exécuté. Les lots de travail du projet sont planifiés (décomposés) sous forme de composants plus petits appelés activités de l'échéancier pour fournir une base d'estimation, de planification, d'exécution, de surveillance et de maîtrise du travail du projet (OTP ou WBS).

- L'(O.T.P) est une approche systémique elle consiste en un découpage technique du projet.

Exemple d'organigramme technique de projet (OTP) :

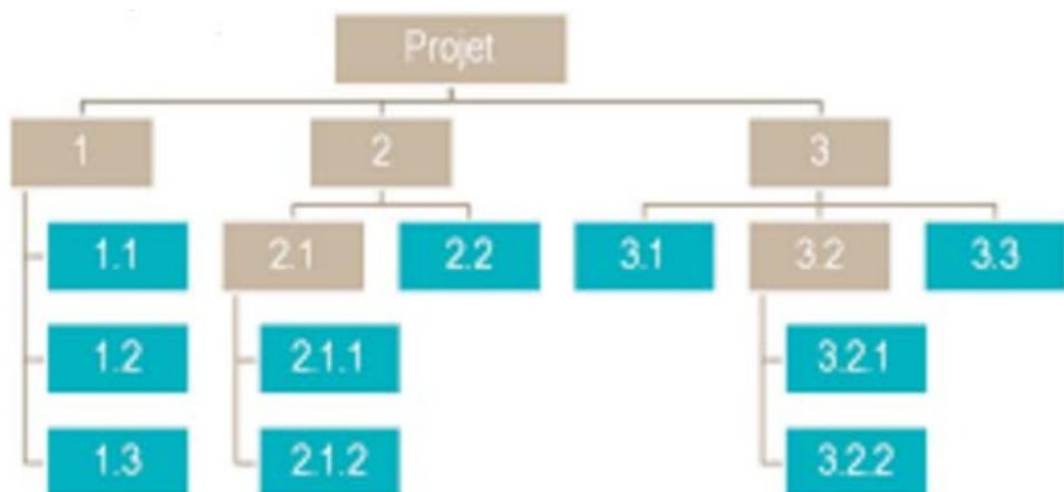


Figure X.6. Diagramme technique de projet (OTP)

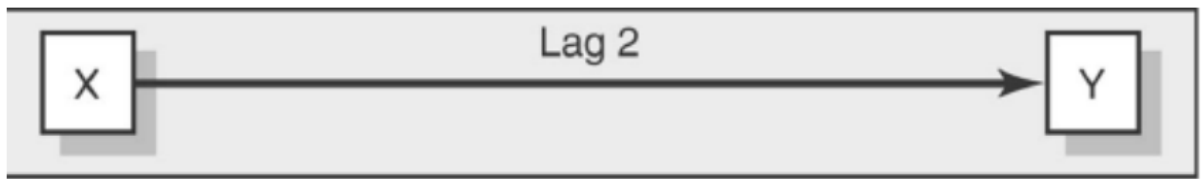
- La WBS est une approche Structurée, elle permet de visualiser l'ensemble du projet D'éviter les oublis, De faciliter les consolidations d'information, D'identification des éléments du projet de plus en plus simple.

X.5.2 Séquence ment des activités :

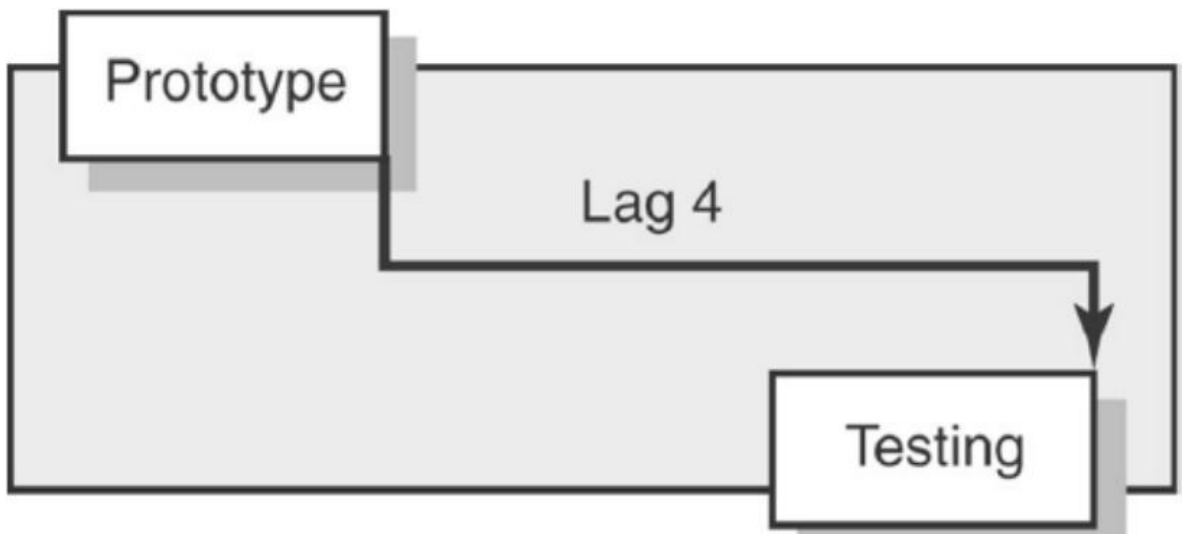
La séquence ment des activités consiste à identifier et à documenter les liens logiques entre les activités de l'échéancier.

La méthode des antécédents comprend quatre types de dépendances ou de relations d'antériorité.

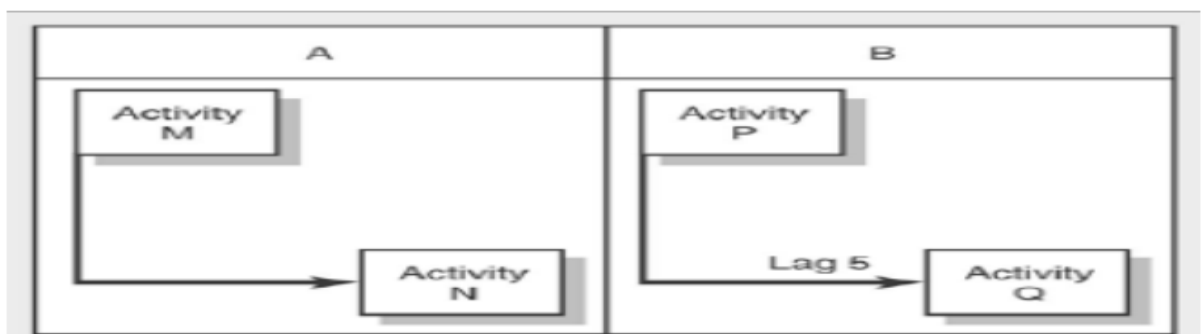
Liaison fin-début. Le démarrage de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente.



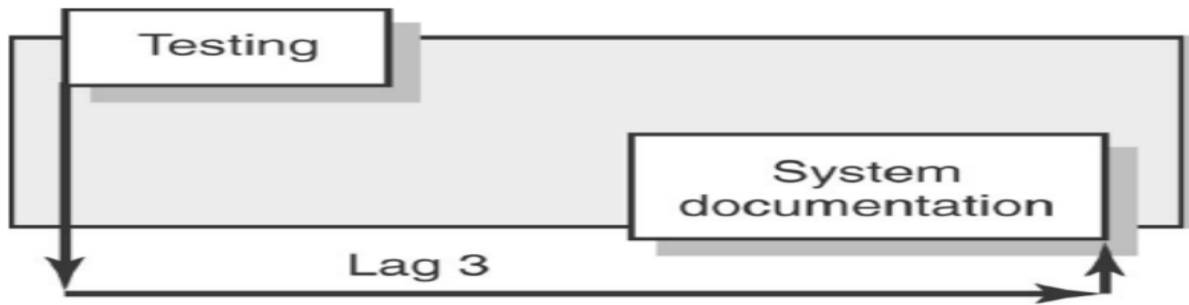
Liaison fin-fin. L'achèvement de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente.



Liaison début-début. Le démarrage de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente.



Liaison début-fin. L'achèvement de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente.



Remarque :

Dans la méthode des antécédents, la liaison fin-début est le type de relation d'antériorité le plus couramment utilisé. Les liaisons début-fin sont rarement utilisées.

X.5.3. Estimation des ressources aux activités:

L'estimation des ressources nécessaires aux activités de l'échéancier comprend la détermination de ces ressources (personnes, équipement ou matériel) et des quantités qui seront utilisées, ainsi que du moment auquel ces ressources seront disponibles pour exécuter les activités du projet.

Ce processus d'estimation est coordonné étroitement avec le processus Estimation des coûts

Données d'estimation publiées

Logiciels de gestion de projet

X.5.4. Estimation de la durée des activités:

Le processus Estimation de la durée des activités de l'échéancier utilise les informations sur le contenu du travail de l'activité, les types de ressources nécessaires, les quantités de ressources estimées

Les différentes techniques sont :

1/ Jugement d'expert

2/ Estimation par analogie

3/ Estimation paramétrique

4/ Estimations à trois points

X.5.5. Elaboration de l'échéancier:

L'élaboration de l'échéancier du projet, qui est un processus itératif, détermine les dates planifiées de début et de fin des activités du projet.

L'élaboration de l'échéancier se poursuit tout au long du projet à mesure que le travail progresse, que le plan de management du projet est modifié et que les événements à risque anticipés surviennent ou disparaissent lorsque de nouveaux risques sont identifiés.

Technique PERT.

La méthode Pert permet d'organiser les tâches pour optimiser leur enchaînement.

Technique GANTT.

Le tableau GANTT permet de réaliser une représentation graphique du déroulement d'un projet et de rendre compte de son avancement.

X.5.6. Maitrise de l'échéancier:

La maîtrise de l'échéancier fait partie du processus *Maîtrise intégrée des modifications*

Plusieurs techniques sont utilisées :

- Analyse des écarts
- Diagrammes à barres comparatifs de l'échéancier.

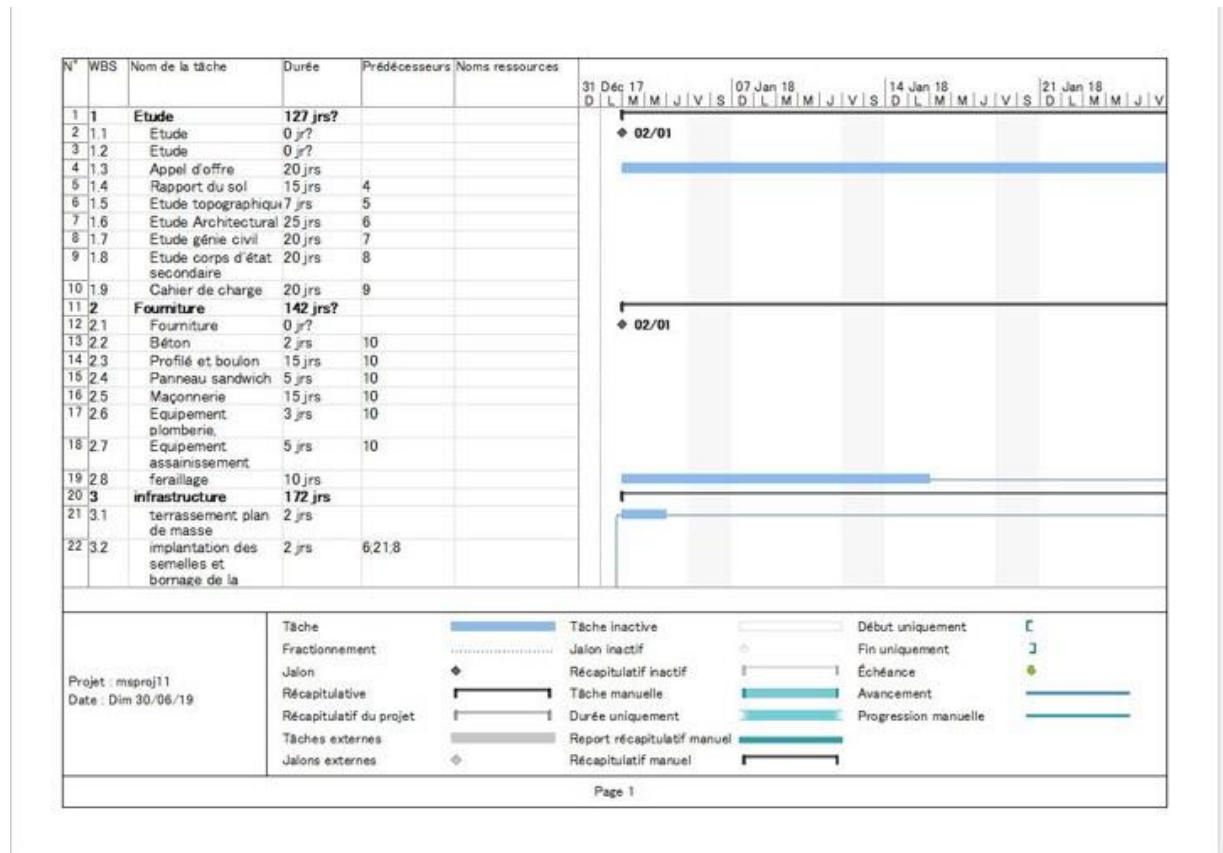
X.6. Etude économique :

L'estimation de cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée de la tâche et le cout aux ressources utilisé pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les taches avec leur durée et cette estimé avec les ressources) sur logiciel MS Projet on obtient les résultats suivants :

- La durée de projet est de **180 jours** de travail.
- Le début de projet est prévue le : **1/7/2019.**
- La fin du projet est prévue le : **1/1/2020.**
- La durée globale du projet en mois est d'environ **6mois.**
- Le cout brut de projet est de : 918 418 796,4DA

Exemple :



X.7.conclusion :

Cette étude d'estimation des couts et délais du projet de réalisation d'une structure métallique composée d'un Sous-Sol, RDC et 11 étages de 4 logements par niveau à usage habitation a été menée en vue de préparer une soumission de projet.

Le management des couts du projet comprend les processus de planification, d'estimation, de budgétisation et de maitrise des couts nécessaire pour s'assures que le projet peut être réalisé en respectant le budget approuvé.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation universitaire. Aussi, nous nous sommes familiarisés avec les différents règlements et logiciel de calcul et de modélisation en les appliquant sur un cas réel. Ce parcours nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une structure métallique. Tous les obstacles qui peuvent surgir lors d'une étude d'un projet ont été pris en charge de manière à les dépasser avec, notamment l'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que Robot, Auto CAD, Notre travail a nécessité l'application des règles de calcul à savoir le CCM 97, l'euro code 3 et 4, RPA99/Version2003 et le RNV 99(V2013). La conception de notre structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites en tenant compte des actions environnantes les plus sévères, telles que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Le dimensionnement a concerné chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction ont été observés. Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : 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).RPA 99/ VERSION 2003.

[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) RNV99 V2013. D.T.R-BC-2.2.

[3] : 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) RNV99 V2013.

[4] : 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).CMM97 D.T.R-BC-2-44.

[5] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).BAEL 91.

[6] : EUROCODE 3 «Calcul des structures en acier».

[7] : REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME « CBA 93 ».

[8] : EUROCODE 4 «Calcul des structures mixte».

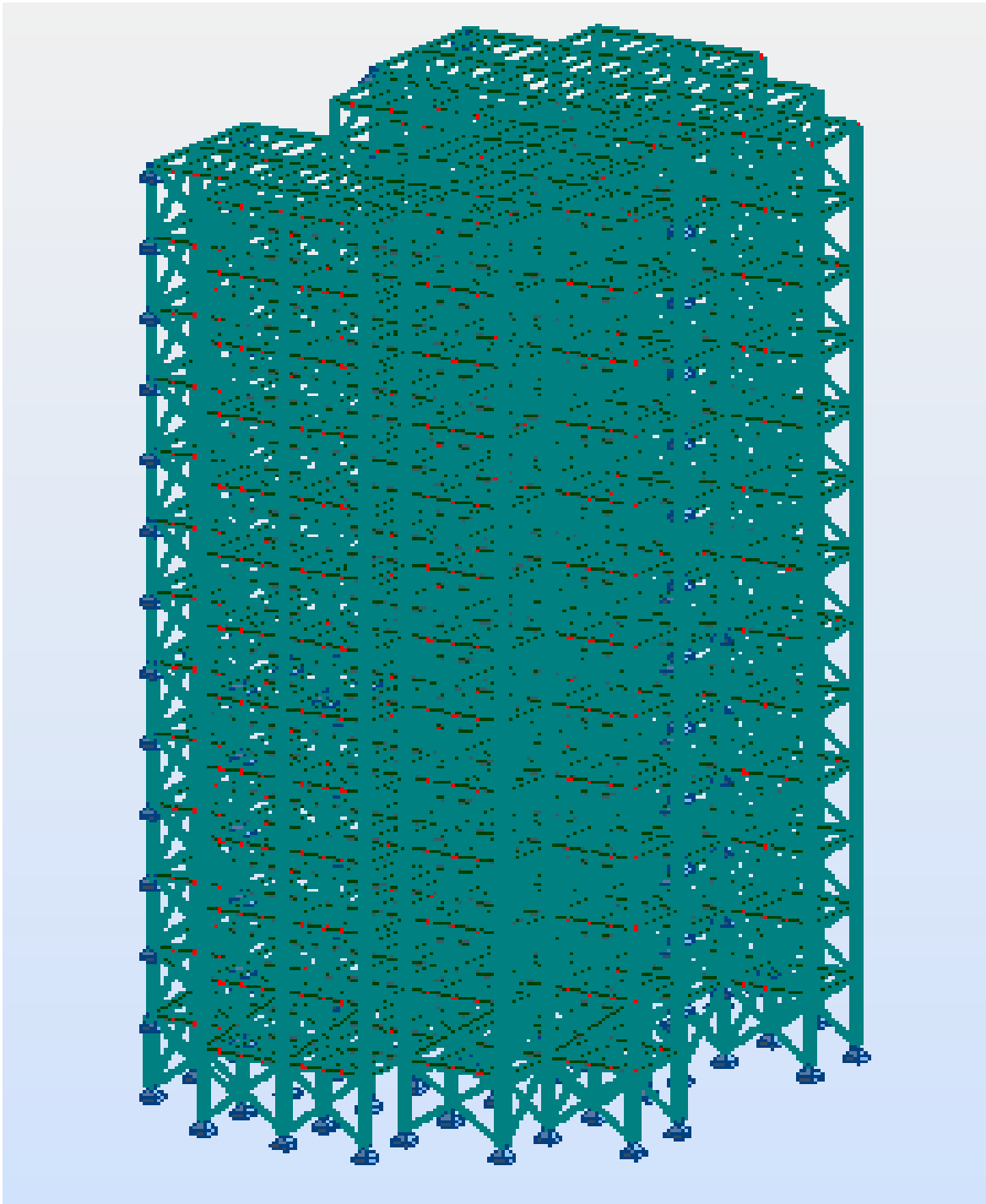
- BOUAYAD AGHA Mohammed El-Mahdi, TABET-DERRAZ Moulay Idriss.2017ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN ACIER EQUIPE DESYSTEME DE CONTREVENTEMENTET D'APPAREIL D'APPUIS EN PENDULE A FRICTION

Université AbouBekr Belkaid de Tlemcen.

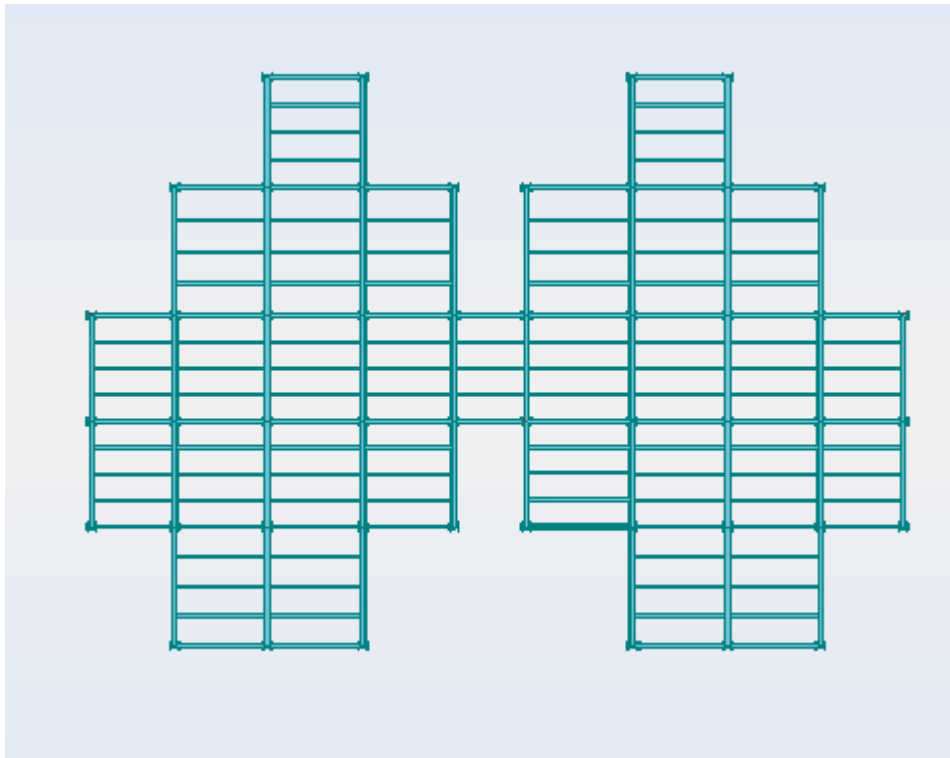
TLEMSANI YOUNES BERRAHAL, WALID.2018 ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE A USAGE D'HABITATION (R.D.C + 14+ sous-sol) A Oran. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.

ANNEXES

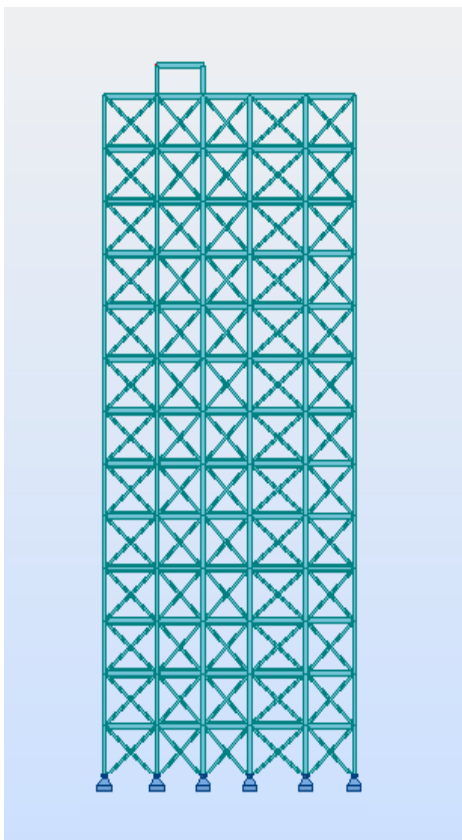
ANNEXE A : MODELISATION (LOGICIEL ROBOT)



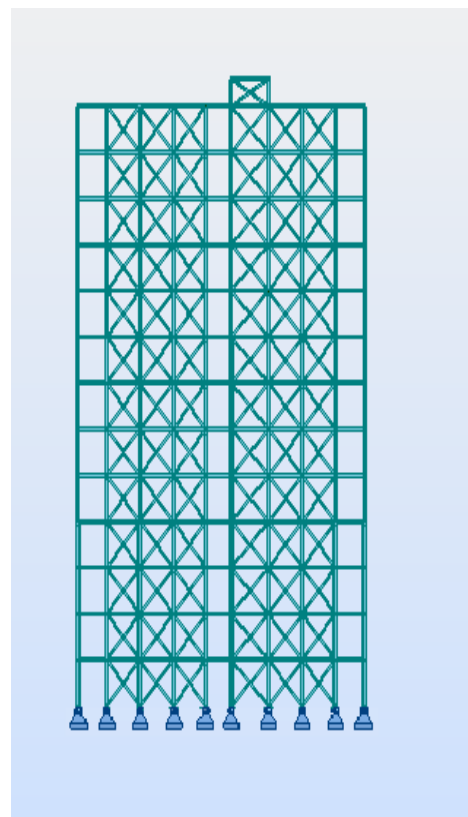
Vue en 3D



Vue plancher



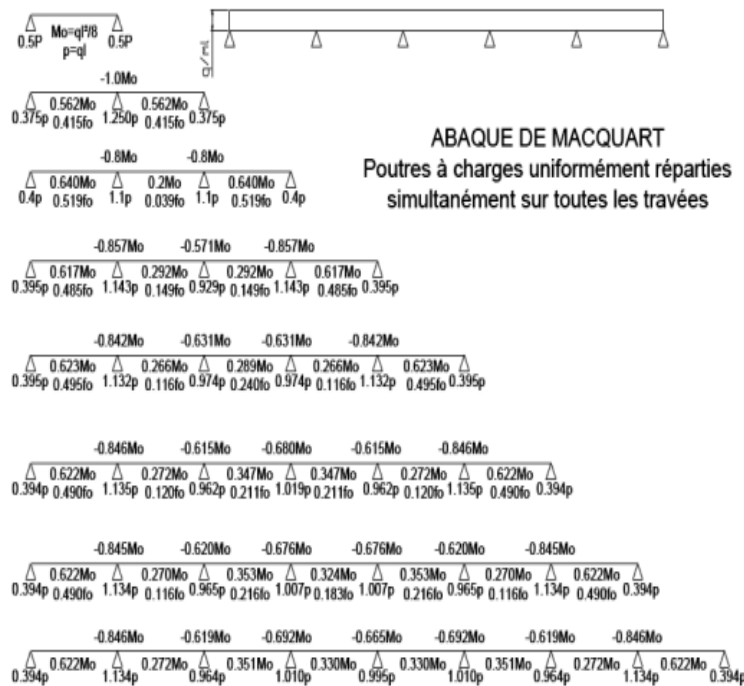
Vue de face



Vue de coté

ANNEXE B : ETUDE PLANCHER MIXTE

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

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 C : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	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

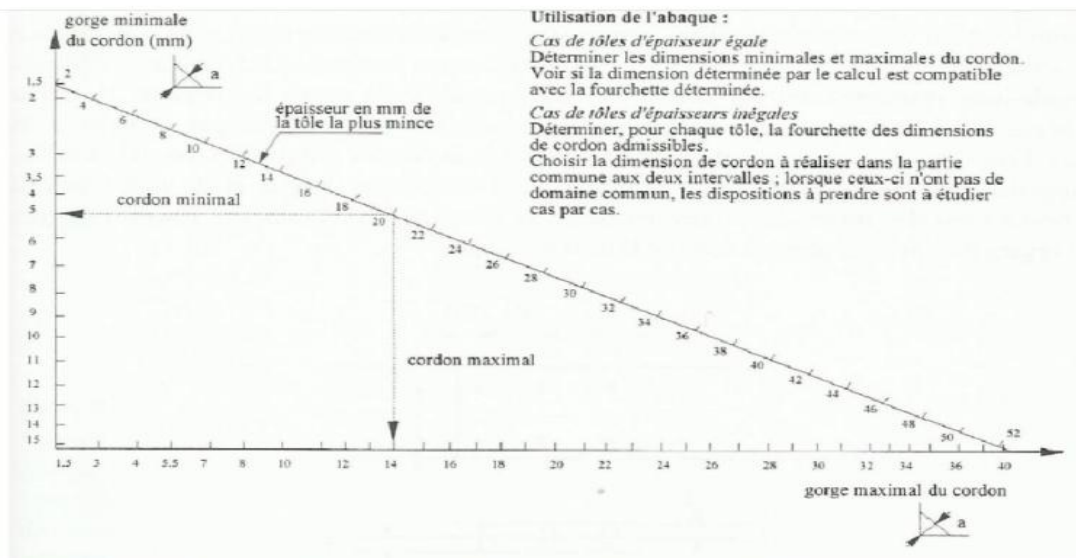


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

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	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

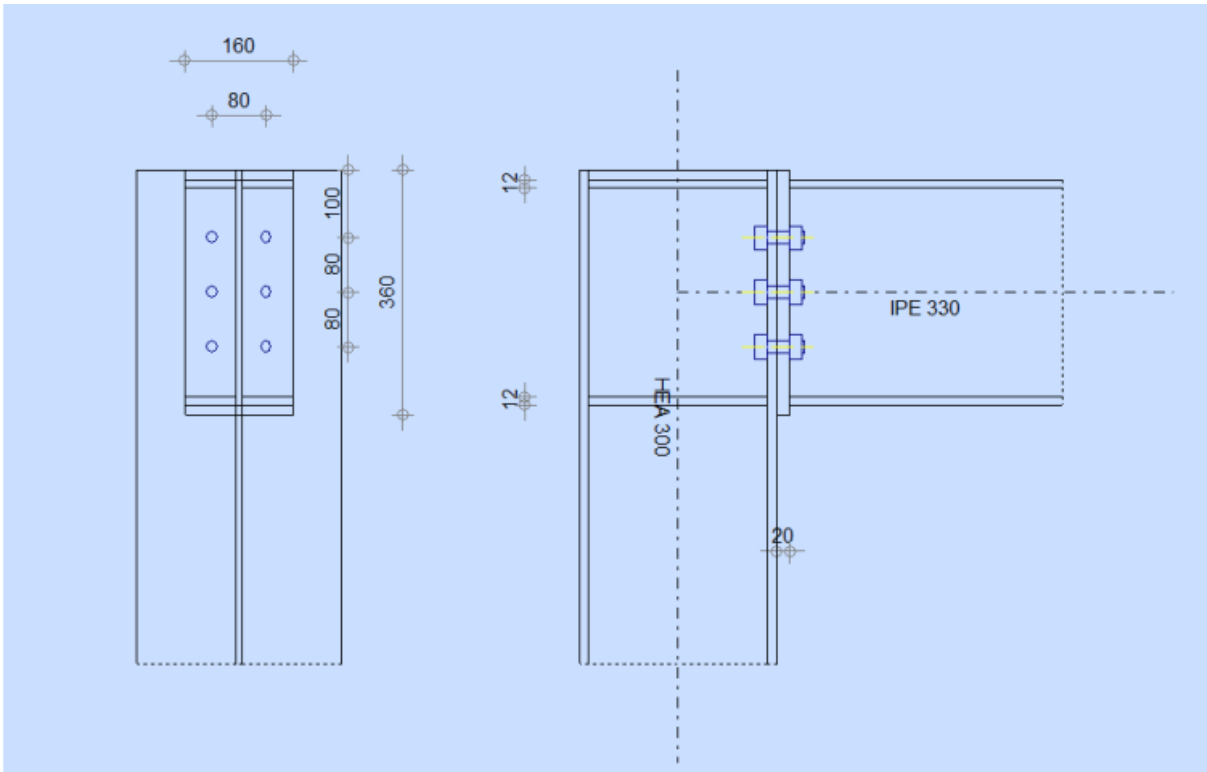


Figure. E.1. Assemblage poteau – poutre

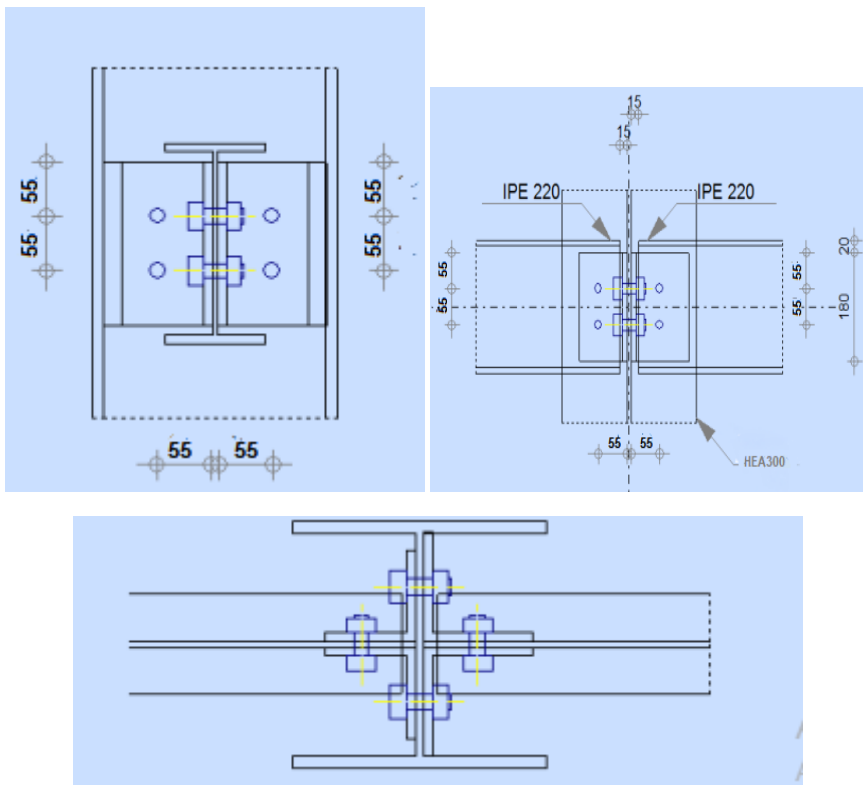


Figure. E.2. Assemblage poteau – poutre secondaire

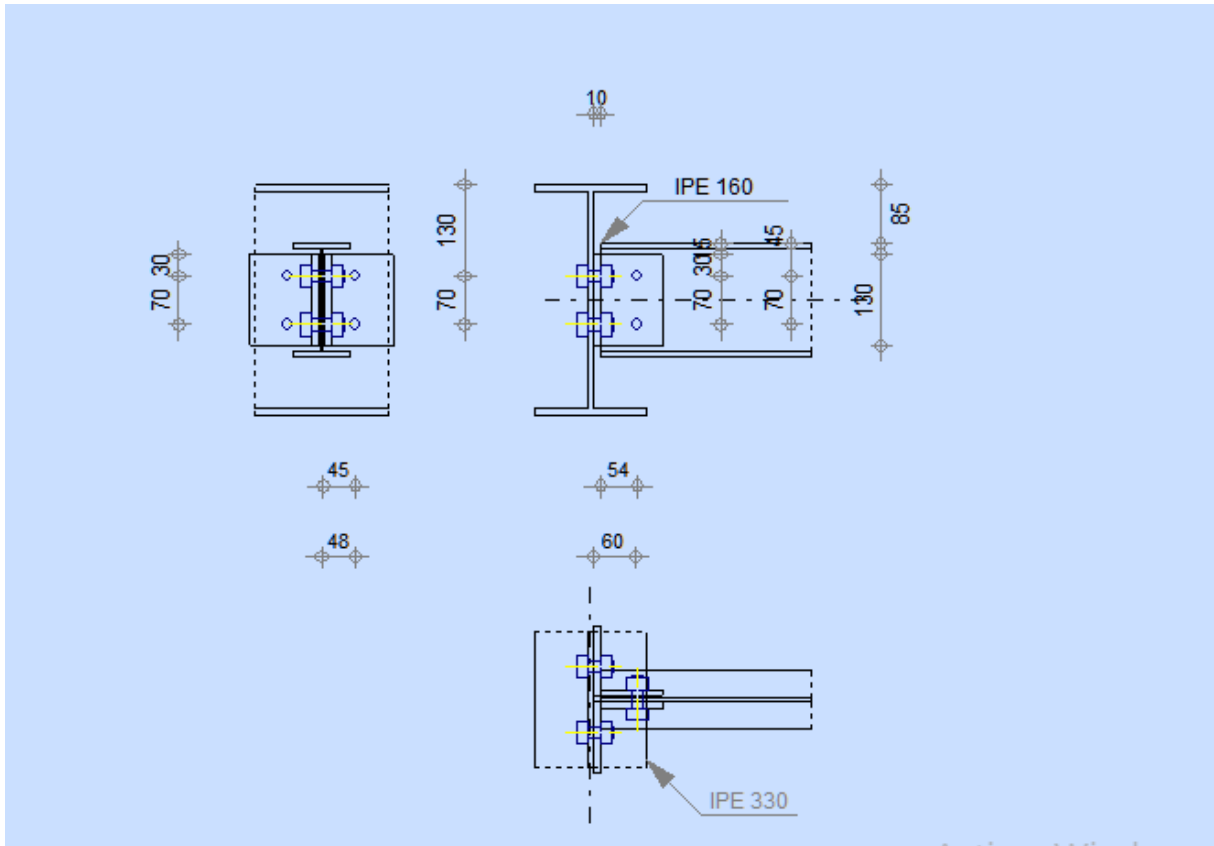


Figure. E.3. Assemblage poutre – solive

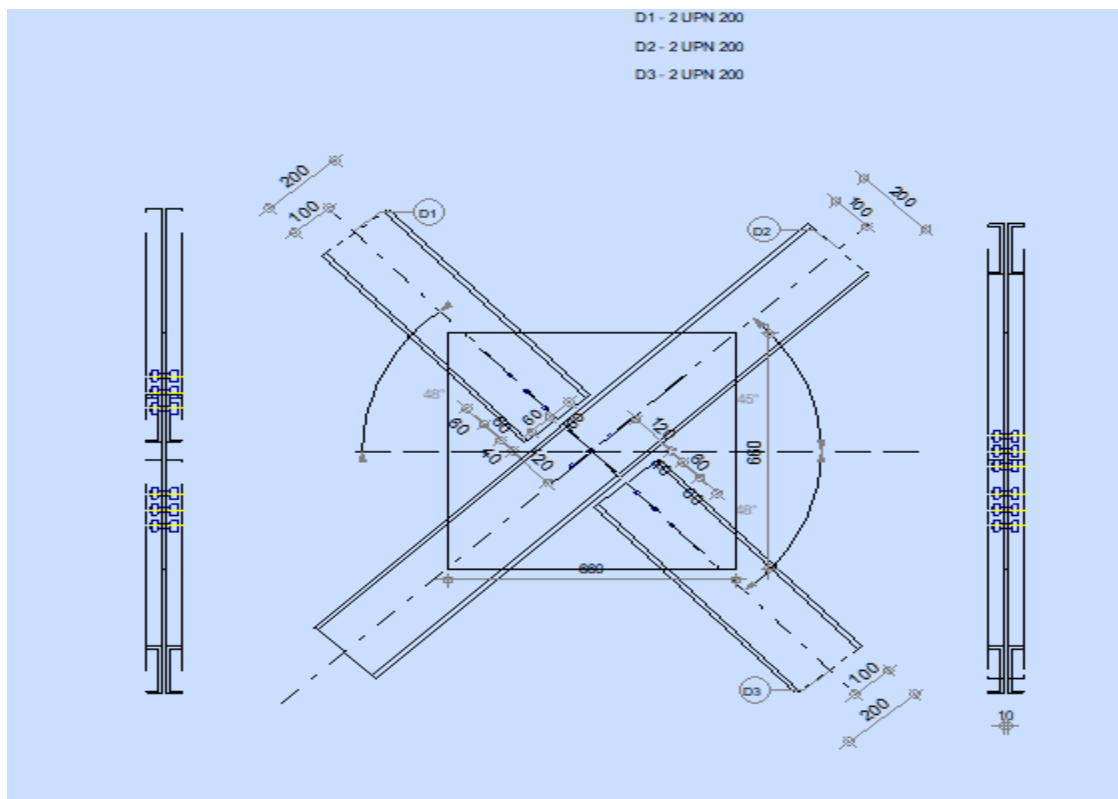


Figure. E.4. Assemblage contreventement X (gousset central)

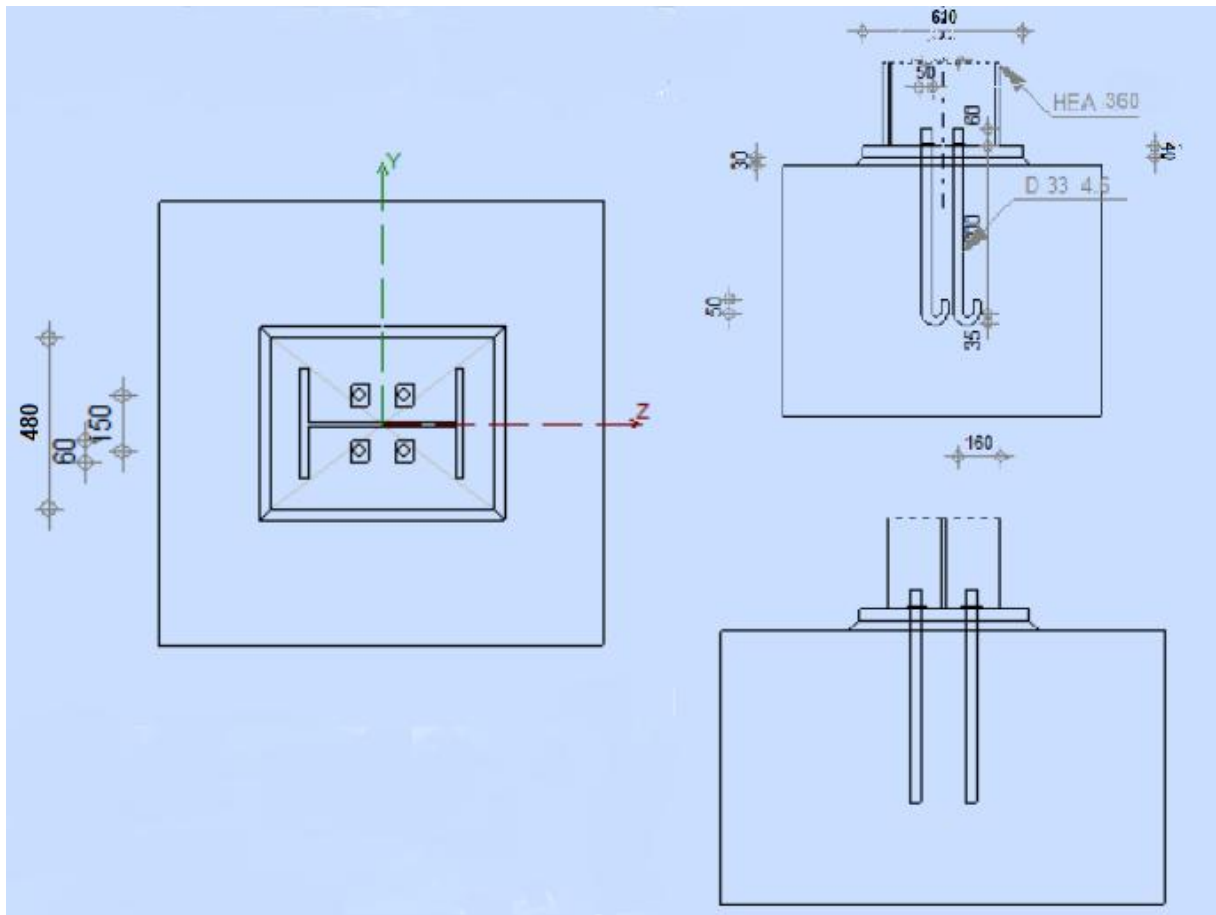
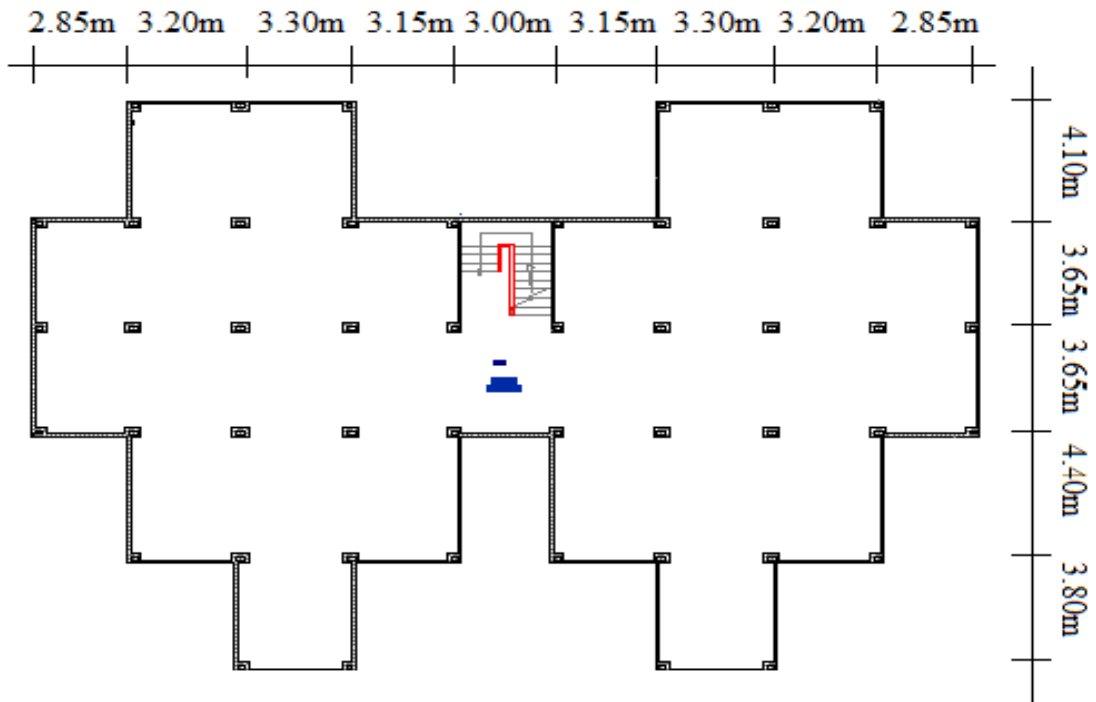
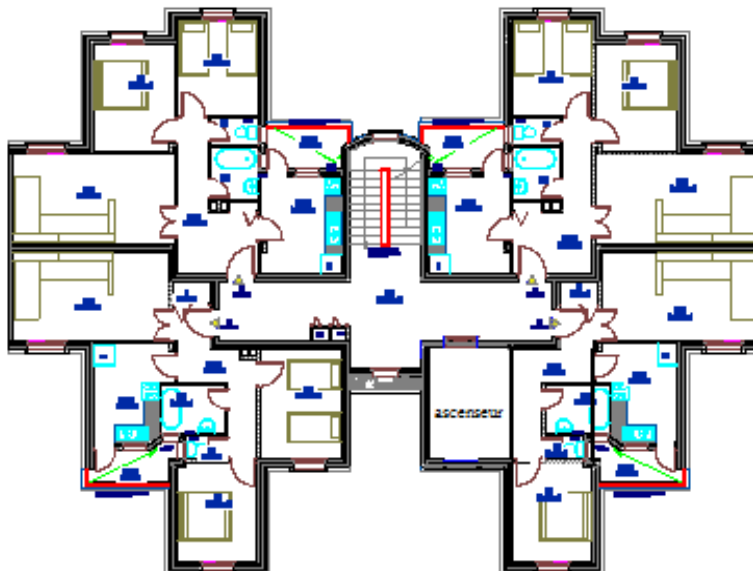


Figure. E.5. Assemblage pied de poteau

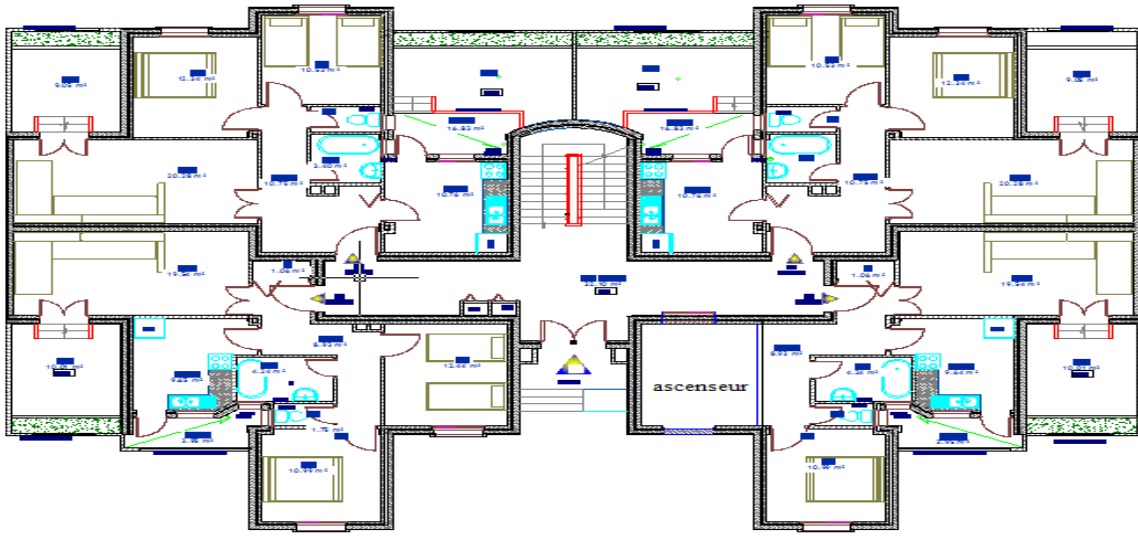
ANNEXE D



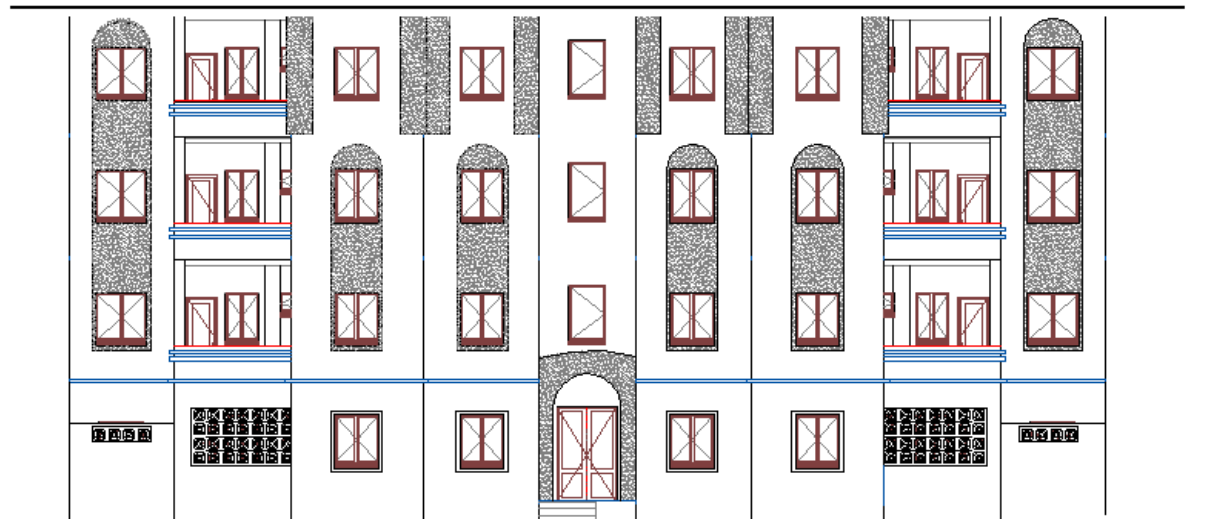
Sous-sol



Plan étage

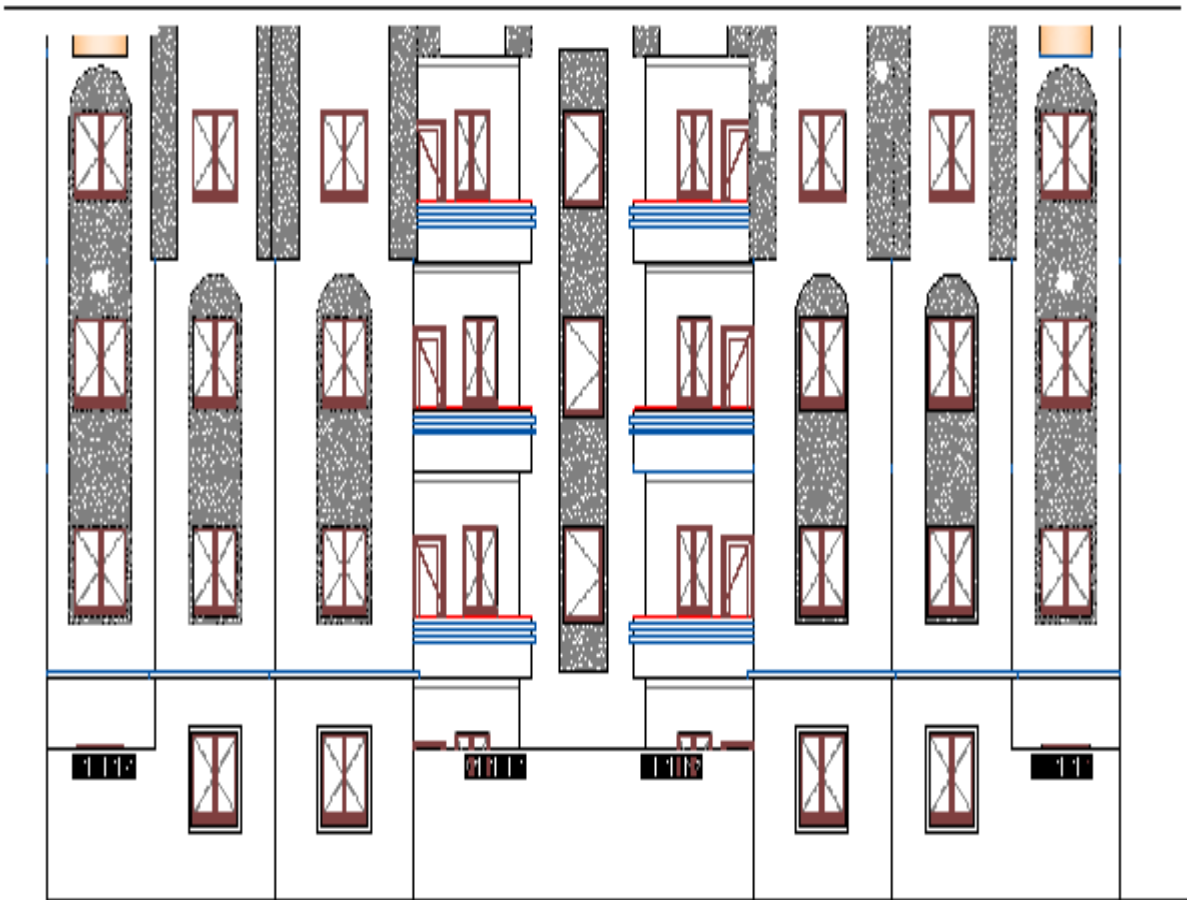


Plan RDC



FAÇADE
PRINCIPALE

Façade principale



FAÇADE
POSTERIEURE

Façade postérieure

ANNEXE E : UN EXEMPLE D'UN RAPPORT GEOTECHNIQUE

	<p>ETUDES & ENGINEERING « GENEST » LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION E.P.E./S.P.A. AU CAPITAL DE 150.000.000 DA</p> <p>L.H.C.O.</p>
<p>UNITE REGIONALE DE SIDI BEL ABBES ANTENNE D'AIN-TEMOUCHENT</p> <p><small>** Complexe route d'Oran *** Tel : 043.60.36.16 & fax 043.60.36.17 - Mobile : 0770.97.85.11 *** e-mail : lhco@comcast.tl ; dhso@ *</small></p>	
<p>ETUDE DE SOL</p>	
<p>34 LOGEMENTS PLUS COMMERCES ET SERVICES LES CERISIER TLEMCEN</p>	
<p>Ets. SARI ALI PROMOTION IMMOBILIERE</p>	
<p>DOSSIER N°41 032 /AT.11 RAPPORT 37/11 JUN 2011</p>	

I) - INTRODUCTION:

Faisant suite au bon de commande du 03.05.2011, établi par Mr E.H. SARH ALI Promotion immobilière, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction filiale d'Univast (L.H.C/O) d'Ain-Témouchent a procédé à une étude géotechnique réservée à la construction des 34 logements à Tlemcen.

Les ouvrages ont une ossature en béton armé, en R+7.

Situation : Le projet se situe au centre de la ville de Tlemcen (cité 325 logements les Cerisier). Il est délimité au Sud, Nord et à l'Est par des terrains vagues. A l'ouest par le boulevard dit Ain El Sbdia.

(Voir plan d'implantation des essais in-situ joint en annexe).

II) - INVESTIGATIONS IN-SITU :

Nos investigations en matière géologique et géotechnique ont porté sur :

• Huit (08) essais pénétrométriques réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique local «GEOTOOL» type B2 donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.

• Deux (02) sondage carotté réalisé par une sondeuse de marque «FORACO» de 22,0 x 20,0 m de profondeur qui nous a permis de prélever des échantillons intacts pour les analyses au laboratoire et établir une coupe géologique des sols rencontrés.

III) - APERÇU GÉOLOGIQUE DU SITE :

Les sondages nous donnent un terrain constitué d'argile maron avec passage de calcaire recouvert d'une couche de tuf sableux et grès, le tout reposent sur la roche de calcaire. A l'Est (SC02) les couches de grès et tuf en tendance à disparaître. La couche de terre végétale et remblai est très importante allant jusqu'à 5,00m et dans la partie SW allant jusqu'à 11,0m de profondeur.

Hydrogéologie :

Aucune venue d'eau n'a été signalée par l'équipe de sondage. Les tiges du pénétromètre n'ont pas décelé d'humidité.

IV) - CARACTERISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SOL :

a) Essais de laboratoire :

Nous avons procédé aux essais physiques en vue d'identifier le sol par rapport à la classification LCPC-USCS et aux essais mécaniques à l'effet de déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement et la compressibilité à l'œdomètre.

Vu que la nature des échantillons prélevés de sondage étant raillonneuse aucun essai physique ni mécanique n'a été possible.

b) Essais de pénétration dynamique :

Les courbes pénétrométriques nous montrent un sol hétérogène de point de vue résistance à la pénétration dynamique. Nous avons de faible à très faible résistance dynamique caractérisant des remblais. Au droit P1/2/3/4/5/6, les pénétrogrammes augmentent l'instant qu'elles dépassent la couche de remblai ; c'est à dire à partir de 4,60 m de profondeur, pour donner un refus variant entre 6,40 m et 8,00 m reflétant la couche de grès.

Au droit de P7/8 les courbes pénétrométriques oscillent en dent de scie dans un intervalle de 25 à 160. Aussi nous avons poussé les essais à 10 m de profondeur pour noter le refus.

ETUDES & ENGINEERING « GENEST »
LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION
E.P.E./S.P.A. AU CAPITAL DE 150.000.000 DA



L.H.C.O.



**UNITE REGIONALE DE SIDI BEL ABBES
ANTENNE DE TLEMCCEN**

** Bloc 3B4 lot 3 Ensemble Immobilier "Imama" (Près C.N.R.) **
** Téléphone : 043.38.26.88 / Fax : 043.38.26.89 / Mobile : 07.70.99.62.31 ** Courriel : hcollemccen@yahoo.fr **

ETUDE DE SOL COMPLEMENTAIRE

**PROMOTION
IMMOBILIERE SARI-ALI**



GENERAL SANTE PHARM

**DOSSIER N°41-142-13
RAPPORT 10/13
AVRIL 2013**

I. INTRODUCTION:

Faisant suite au bon de commande du 11/04/2013, émanant de la SARL GENERAL SANTE PHARM, l'Antenne de Tlemcen du Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Ouest (L.H.C/O) a procédé à une étude géotechnique réservée à la construction de la **Promotion Immobilière SARI ALI, Les Cerisiers** en complément à l'étude «**34 Logements Sari Ali Tlemcen**», dossier N°41.032.AT/11 réalisé par l'Antenne d'Aïn Témouchent du LHCO.

Les constructions ont une ossature en béton d'une élévation en R+8.

Lors de la visite de site, il a été constaté que le terrain a subi une excavation d'environ 6,0m. Suite à cette excavation, nous pouvons constater que le terrain a subi un important remblaiement.

Situation :

Le projet se situe à Tlemcen, près du quartier des Cerisiers. Il est limité au nord et à l'est par des terrains vagues et des habitations individuelles, au sud par une construction en R+4 et à l'ouest par un boulevard.

(Voir les plans d'implantation des essais in situ joints en annexe).



II. INVESTIGATIONS IN-SITU :

Sur demande du client, nos investigations en matière géologique et géotechnique ont portés sur :

- Un (01) sondage carotté de 15,0 m de profondeur, effectué avec une sondeuse de type GALAXY, qui nous a permis d'établir une coupe géologique des sols rencontrés et d'effectuer les essais en laboratoire.
- Quatre (04) essais pénétrométriques, effectués à l'aide d'un pénétromètre de type BORRO, donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.

III. LITHOLOGIE DU SITE :

Les sondages nous révèlent un terrain constitué de blocs déformés à métriques de roche de calcaire engoutis dans une matrice de sable argileux, surmontés d'une argile sableuse avec des passages de calcaire.

La couche de remblai est importante, atteignant 5,5 de profondeur au droit du sondage SC.

(Voir log de sondages en annexe)

Hydrogéologie :

Le rapport des sondages n'a signalé aucune présence d'eau dans la profondeur de reconnaissance. Aucune humidité sur les tiges du pénétromètre n'a été décelée. Si toute fois, au cours des travaux, il s'avère une présence d'eau, le LHCO doit être averti pour faire des prélèvements et des analyses d'eau en laboratoire et ainsi donner les recommandations techniques de mise en œuvre nécessaires.

IV. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES :

1. Essais de laboratoire :

Résistance à la compression simple :

Deux échantillons de roche a subi un écrasement de résistance à la compression uniaxiale. Les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	L (cm)	Ø (cm)	Section (cm ²)	Masse (Kg)	Volume (cm ³)	Densité (t/m ³)	Charge (KN)	Résistance (MPa)
SC	6,00-6,40	15,6	7,8	47,75	1,896	744,9	2,54	230	48,16
SC	11,20-11,40	15,6	7,8	47,75	1,913	744,9	2,56	120	25,13

La classe de résistance est de R3. La roche est de résistance moyenne.

2. Essais de pénétration dynamique (selon NF P 94-115) :

Les trois premiers essais, implantés à l'ouest du terrain, ont donné un refus aux environs de 1,5 m de profondeur.

Quant au tracé du point PD4, il accuse une faible résistance sur deux mètres, puis augment pour donner un refus à 3,0m de profondeur.

V. STABILITE DES OUVRAGES :

1) Détermination de la contrainte dynamique d'après le PDL :

Vu le tracé obtenu des courbes pénétrométriques, il est impossible de déterminer la contrainte dynamique d'après les essais PDL.

2) Evaluation de la capacité portante d'un massif rocheux :

La capacité portante peut être estimée à l'aide de la relation suivante :

$$q_{adm} = K_{sp} \times q_{0-éch}$$

q_{adm} : Capacité portante admissible

K_{sp} : Résistance moyenne en compression simple des échantillons de roche

$q_{0-éch}$: Coefficient empirique qui dépend des discontinuités dans la masse rocheuse et des ouvertures des fissures et qui comprend un facteur de sécurité de 3 et reste compris entre 0,01 et 0,04.

Le cas le plus défavorable pour nous, SC01 [4,5-4,8], donne :

$$q_{adm} = 0,01 \times 251,3$$

$$q_{adm} = 2,5 \text{ bar}$$

VI. CONCLUSION :

Le terrain étudié est constitué de blocs décimétriques à métriques de roche de calcaire engoutis dans une matrice de sable argileux, surmontés d'une argile sableuse avec des passages de calcaire.

La couche de remblai est d'environ 5,5 m de profondeur.

Nous confirmons les conclusions émises lors du 1^{er} rapport suscité (§1) qui préconisait une contrainte admissible de 2,2 bar sur la roche et de 1,4 bar sur l'argile.

Quant à l'ancrage des fondations, nous demandons, évidemment, de dépasser la couche de remblai.

Recommandations :

Nous demandons d'éviter toute venue d'eau sous les fondations pendant et après l'exécution des travaux pour préserver les caractéristiques géotechniques du sol.

Nous recommandons de poser les fondations sur un même type de sol.

Le L.H.C.O prie le client de lui faire part de tout élément nouveau mis en évidence au cours des travaux et n'ayant pas été détecté lors de la campagne de reconnaissance, afin de lui permettre de reconsidérer ou éventuellement d'adapter les solutions préconisées.

Le L.H.C.O et l'ingénieur chargé de l'étude restent à la disposition du client pour tout renseignement complémentaire.

L'INGENIEUR CHEF D'ANTENNE

كلمة مبروكة
٠ ٠ ١

ANNEXE F : BETON

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/Lx										
		v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					