

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Université A/Mira de Bejaia
Faculté Science Technologie
Département Génie Civil
Spécialité Structures



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER**
en Génie Civil
Option structures

Thème :

Étude d'un bâtiment (sous-sol + RDC + 5 étages) en
charpente métallique avec plancher collaborant
à usage bureau

Réalisé par :
AOUANE Idir
AZZI Arys

Encadré par :
LARABAT ZIANE Ahmed

Membres jurys
Président :
BANOUNE Brahim
Examineur :
BENYASSAD Djamel

Année universitaire 2020/2021

REMERCIEMENTS

Après avoir rendu grâce à Dieu le tout puissant et le miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce mémoire. Il s'agit plus particulièrement de :

- *Remercier notre encadrant Mr LARABAT ZIANE Ahmed qui nous a orienté et conseillé durant la période du travail.*
- *Remercier l'ingénieur Mr AZIEZ Aghilas et tout les membres du bureau de l'entreprise EURL EIC pour leur soutien et leur aide pendant la durée du stage.*
- *Nos profonds respects et remerciements aux membres du jury pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.*
- *Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études, depuis notre première année scolaire jusqu'à la dernière année universitaire.*
- *Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

DEDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail a ceux qui, quels que soient les termes embrassés. Je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

- *A l'homme. Mon précieux offert du Dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect, il était toujours à mes coté pour me soutenir et m'encourage : mon cher père Slimane, que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.*

- *A la femme qu'a souffert sans me laisse souffrir, qui n'a jamais dit non a mes exigences et qui n'a pas épargné aucun effort pour me rendre heureux : mon adorable mère Nadira*

A ceux que j'aime et respecte :

- *A mon adorable sœur Djamila ,son mari Brahim, ma nièce adoré Taous et mon neveu adoré Rabah Yani.*

- *A mon frère Achour, sa femme Sara et mon neveu adoré Massi Karim.*

- *A mes chers frères Azzedine et Koceila.*

A qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments :

- *A mon binôme Arys et toutes sa famille.*

A qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation :

- *A mes chers amis Moussa, Salim, Ilyes, Ouassim, Yacine, Amir, Nour - eddine, Anis.*

- *A mes chères amies Camelia Thiziri et Sonia.*

- *A mes amies Sakina, Cylia, Massiva, Alicia, Fatima et Sara.*

- *A toutes la promotion 2021.*

- *A tous mes collègues du club scientifique.*

Aouane
Idir

AOUANE
Idir

DEDICACES

Je souhaite adresser ma reconnaissance et toute ma gratitude aux personnes qui ont contribué et aidé à faire ce modeste travail de fin d'étude .

- *A l'homme, qui doit ma réussite et tout mon respect, il était toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, mon très cher père.*
- *A la femme qu'est ma tout donnée et qu'elle a tout sacrifié pour moi, ma très chère mère.*

A ceux que j'aime et je respecte :

- *A Mon grand père que dieu l'accueille dans son vaste paradis qui m'a guidé et m'a appris trop de chose.*
- *A Ma petite sœur*
- *A toute ma famille.*
- *A mes chers cousins et cousines.*

A qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments :

- *A mon binôme et mon cher ami Idir et toutes sa famille*

A qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

- *A mon meilleur ami qu'est comme un frère pour moi Adel.*
- *A ma meilleur amie Kenza.*
- *A mes chers amis Ouassim, Yacine, Amir, Nour –eddine, Walid, Rahim.*
- *A mes amie Sakina, Cylia, Massiva, Fatima.*
- *A tous mes collègues du club scientifique.*

Azzi

Arys



Table des matières

Introduction Générale	1
Chapitre I Présentation de l'ouvrage et généralité.	
Introduction	2
I.1 Présentation du projet.....	2
I.1.1 Nature de l'ouvrage	2
I.1.2 Les données géométriques du projet	3
I.1.3 Les données géotechnique du projet.....	3
I.2 Le choix des matériaux	3
I.2.1 Acier	3
I.2.2 béton armé	5
I.2.3 plancher mixte	7
I.2.4 Escaliers.....	8
Chapitre II étude climatique.	
Introduction	9
II-1 Étude de la neige.....	9
II.1.1 Calcul de la charge de la neige S	9
II.2 Etude de vent.....	9
II.2.1 Données relatives au site	10
II.2.1.1 Effet de la région	10
II.2.1.2 Effet du site.....	11
Chapitre III Prédimensionnement des éléments	
Introduction	17
III.1 Evaluation des charges et surcharges	17
III.2 Pré-dimensionnement de la solive	20
III.2.1 Terrasse accessible.....	20
III.2.2-Etage courant	22
III.3 Prédimensionnement de la poutre principale.....	23
III.4 Prédimensionnement de la poutre secondaire	24
III.5 Prédimensionnement du poteau.....	25
Chapitre IV études des éléments secondaires	
Introduction	27
IV.1 Les escaliers principaux	27
IV.1.1 Prédimensionnement de l'escalier	27
IV.1.1.1 Pré dimensionnement de la cornière du support	28
IV.1.1.2 Prédimensionnement du limon.....	29

IV.1.1.3 Étude de la poutre palière.....	31
Chapitre V Etudes des planchers mixtes	
Introduction	34
V.1 Etude de la dalle collaborant.....	34
V.1.1 Phase de construction.....	34
V.1.2 Phase finale	34
V.2 Vérification des solives de terrasse accessible	34
V.2.1 Phase de construction.....	34
V.2.1.1 Vérification de la résistance à L'ELU	35
V.2.1.2 Vérification de la flèche en service	35
V.2.2 Phase finale	35
V.2.2.1 Plancher terrasse accessible :	36
V.3 Etude des connecteurs.....	40
V.4 Ferrailage de la dalle:	43
V.4.1 Les schémas de ferrailage du plancher collaborant	46
Chapitre VI Etude sismique	
Introduction	47
VI.1 Modélisation.....	47
VI.1.1 Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	47
VI.2 Analyse de la structure	48
VI.2.1 Type d'analyse.....	48
VI.3 Méthode de calcul	48
VI.3.1 La méthode statique équivalente	48
VI.3.2 La méthode modale spectrale	52
VI.4 Résultante des forces sismique.....	55
VI.4.2 Vérification des déplacements.....	55
VI.5 Vérification de l'effet P- Δ :.....	56
Chapitre VII Vérification de l'ossature	
Introduction	58
VII.1 Vérification de la poutre principale (IPE 240).....	58
VII-2 Vérification de la poutre secondaire	60
VII-2.1 la poutre secondaire IPE 120 terrasse accessible	60
VII.3 Vérification des poteaux B2.....	61
VII.4 Vérification des système de contreventement.....	66
VII.4.1 Palées triangulées en crois de Saint-André	66

VII.4.2 Vérification des palées triangulées en V inversé.....	68
Chapitre VIII Calcul des assemblages	
Introduction	69
VIII.1 Fonctionnement des assemblages	69
VIII.2 Assemblage Poutre Principale Poteau	69
VIII.2.1 Détermination des efforts dans les boulons	70
VIII.2.2 Prédimensionnement des boulons.....	70
VIII.2.3 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage	71
VIII.2.4 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque bouton.....	71
VIII.2.5 Assemblage platine-poutre.....	71
VIII.3 Assemblage poutre secondaire-poteau	74
VIII.3.1 Assemblage platine poutre :.....	75
VIII.4 Assemblage solive-poutre principales	76
VIII.5 Assemblage poteau-poteau	78
VIII.6 Assemblage des éléments de contreventement.....	80
VIII.6.1 Assemblage du contreventement en croix de Saint-André portique.....	80
VIII.6.1.1 Assemblage gousset-nœud du portique.....	81
VIII.6.1.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau di nœud de portique.	82
VIII.6.1.3 Assemblage de contreventement en « V » inversé :.....	84
VIII.7 Calcul des pieds de poteau.....	87
Chapitre IX etude de l'infrastructure	
Introduction	91
IX.1 Choix de type de fondations.....	91
IX.1.1 Combinaisons d'actions à considérer	91
IX.2 Calcul des fondations	91
IX.2.1 Calcul de la surface.....	91
IX.2.2 Définition du radier générale	92
IX.2.3 Pré dimensionnement du radier	92
IX.2.4 Vérifications	93
IX.2.4.1 Vérification de la poussée hydrostatique	93
IX.2.4.2 Vérification au poinçonnement.....	94
IX.2.4.3 Vérification au cisaillement	94
IX.2.5 Ferrailage du radier.....	96
IX.2.5.1 Calcul des sollicitations	96
IX.2.6 Calcul des nervures.....	101

IX.2.6.1 Calcul des sollicitations	102
IX.2.6.2 Ferrailage des nervures	103
IX.2.6.3 Les vérifications.....	105
IX.2.6.4 Schémas de ferrailage des nervures	107
IX-3 Voile périphérique.....	107
IX.3.1 Définition.....	107
IX.3.2 Dimensionnement du voile	108
IX.3.3 Caractéristiques du sol.....	108
IX.3.4 Évaluations des charges sur le voile	108
IX.3.5 Ferrailage du voile	109
IX.3.5.1 Calcul des sollicitations	109
IX.3.5.2 Vérifications.....	110
IX.3.5.3 Schéma de ferrailage du voile.....	111

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et généralité

Tableau I. 1 Les valeurs nominales de limites d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier de construction.	4
Tableau I. 2 valeurs nominales de limite élastique f_{yb} et de la résistance ultime a la traction f_{ub} des boulons	5
Tableau I. 3 caractéristiques pour le calcul de la resistance d'une soudure.....	5
Tableau I. 4 caractéristiques mécaniques des armatures d'acier.....	7

Chapitre II étude climatique.

Tableau II. 1 Définition des catégorie du terrain	10
Tableau II. 2 résumé des coefficients des 2 hauteur pour la zone D.....	13
Tableau II. 3 C_{pe} pour les parois verticales de batiments à base rectangulaire.....	14
Tableau II. 4 les aires des ouvertures	15

Chapitre III Prédimensionnement des éléments

Tableau III. 1 Evaluation des charges pour la terrasse accessible	17
Tableau III. 2 Caractéristiques de la pente	18
Tableau III. 3 Evaluation des charges pour la étage courant	18
Tableau III. 4 Evaluation des charges pour murs extérieur	18
Tableau III. 5 Evaluation des charges pour murs intérieur.....	19
Tableau III. 6 Evaluation des charges pour le palier	19
Tableau III. 7 Evaluation des charges pour la volée.....	19
Tableau III. 8 Valeur limites recommandées pour les flèches verticales	20
Tableau III. 9 caractéristiques de IPE 120 pour terrasse accessible	21
Tableau III. 10 caractéristiques de IPE 120 pour etage courant	22
Tableau III. 11 caractéristiques de IPE 450.....	23
Tableau III. 12 résumé des résultats pour étage courant.....	24
Tableau III. 13 Les charges permanentes dû au poteaux	25
Tableau III. 14 récapitulatifs des sections adoptées	26

Chapitre IV études des elements secondaires

Tableau IV. 1 caractéristiques de la cornière 40 x 40 x 4 mm ³	29
Tableau IV. 2 caractéristiques du profilé UPN140	30
Tableau IV. 3 résumé des efforts internes.....	31
Tableau IV. 4 les charges reviennent à la poutre palière	31
Tableau IV. 5 caractéristiques du profilé IPE270	32
Tableau IV. 6 les résultats de βM	32
Tableau IV. 7 les résultats des λy et λz	32
Tableau IV. 8 les résultats des λy et λz	33
Tableau IV. 9 les résultats des χy et χz	33

Chapitre V Etudes des planchers mixtes

Tableau V. 1 tableau des charges du plnacher terrasse inaccessible	36
---	----

Tableau V. 2 la résistance a l'ELU.....	36
Tableau V. 3 la résistance a l'ELS	37
Tableau V. 4 caractéristique du connecteur M18 classe 4.6	41
Tableau V. 5 les charges sur le plancher terrasse accessible.....	43
Tableau V. 6 résultats de la section d'acier en appuis.....	45
Tableau V. 7 Vérification a l'ELS.....	45
Tableau V. 8 Vérification de la contrainte du béton en appuis	45
 Chapitre VI Etude sismique	
Tableau VI. 1 coefficient d'accélération de zone A.....	49
Tableau VI. 2 Valeur de T1 et T2 (tableau 4.6 RPA2003)	49
Tableau VI. 3 les valeurs de la période fondamentale pour les deux sens.....	50
Tableau VI. 4 Valeur de ε (tableau 4.2 RPA2003).....	50
Tableau VI. 5 les valeurs de D dans les deux sens.....	50
Tableau VI. 6 valeur de pénalité P_q et le facteur de qualité Q.....	51
Tableau VI. 7 les poids des étages extraire par logiciel	51
Tableau VI. 8 le pourcentage de participation de masse.....	53
Tableau VI. 9 Les résultats des efforts statistiques et dynamiques.....	55
Tableau VI. 10 Déplacement selon le sens X-X	56
Tableau VI. 11 Déplacement selon le sens Y-Y	56
Tableau VI. 12 Effet de $P-\Delta$ sens X-X.....	57
Tableau VI. 13 Effet de $P-\Delta$ sens Y-Y	57
 Chapitre VII Vérification de l'ossature	
Tableau VII. 1 Résultats Vérification de cisaillement de la poutre secondaire IPE120	61
Tableau VII. 2 Résultats Vérification au moment résistant de la poutre secondaire IPE120	61
Tableau VII. 3 résultats du diversement de la poutre secondaire IPE 120	61
Tableau VII. 4 les résultats de poteau HEA280 le plus défavorable B2 sur robot	62
Tableau VII. 5 les caractéristiques de la vérification du poteau HEB 320	64
 Chapitre VIII Calcul des assemblages	
Tableau VIII. 1 distances entre les boulon et l'axe.....	74
Tableau VIII. 2 effort dans le boulons	74
Tableau VIII. 3 Pré dimensionnement des boulons	74
Tableau VIII. 4 Disposition constructives	75
Tableau VIII. 5 moment résistant effectif de l'assemblage	75
Tableau VIII. 6 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon	75
Tableau VIII. 7 dimensions des gorges	75
Tableau VIII. 8 Les efforts sur les différents cordons	76
Tableau VIII. 9 Vérification des cordons	76
Tableau VIII. 10 épaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.....	81

Chapitre IX etude de l'infrastructure

Tableau IX. 1 résumé des résultats de ferrailage	98
Tableau IX. 2 Le ferrailage du panneau le plus sollicité.	98
Tableau IX. 3 Vérification des contraintes dans le béton.	99
Tableau IX. 4 Vérification des contraintes dans l'acier.	100
Tableau IX. 5 Section d'armatures choisies.....	100
Tableau IX. 6 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.	103
Tableau IX. 7 Efforts tranchants sur la nervure dans le sens longitudinal.....	103
Tableau IX. 8 Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens transversal.	103
Tableau IX. 9 Efforts tranchants sur la nervure dans le sens transversal.....	103
Tableau IX. 10 Résumé des résultats de ferrailage sens X-X.	104
Tableau IX. 11 Résumé des résultats de ferrailage sens Y-Y.	105
Tableau IX. 12 Vérification de l'effort tranchant.	105
Tableau IX. 13 Vérification des contraintes dans le béton.	105
Tableau IX. 14 Vérification des contraintes dans l'acier.	106
Tableau IX. 15 Section d'armatures choisies.....	106
Tableau IX. 16 Calcul des sections d'armatures pour le ferrailage du voile.	109
Tableau IX. 17 Vérification des contraintes dans le béton (voile).....	110
Tableau IX. 18 Vérification des contraintes dans l'acier (voile).	110
Tableau IX. 19 Section d'armatures choisies.....	110
Tableau IX. 20 Section d'armatures choisies pour le voile de grande portée	111

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et généralité

Figure I. 1 Vue sur le map de notre projet.....	2
Figure I. 2 vue coupe A-A.....	2
Figure I. 3 vue en plan.....	3
Figure I. 4 Diagramme contrainte-déformation d'un acier.	4
Figure I. 5 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	6
Figure I. 6 schéma d'un plancher mixte	7
Figure I. 7 Planchers mixtes acier-béton : avantages statiques et économiques	8
Figure I. 8 escaier à 3 volées et palier intermédiaire.....	8

Chapitre II étude climatique.

Figure II. 1 direction du vent.....	11
Figure II. 2 hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique. ...	11
Figure II. 3 hauteur de référence Z_e pour $b \leq h \leq 2b$	12
Figure II. 4 Légende pour les parois verticales.....	14
Figure II. 5 Valeurs des coefficients de C_e sur les parois verticales	15
Figure II. 6 Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante....	16

Chapitre III Prédimensionnement des éléments

Figure III. 1 schéma de forme de pente	17
Figure III. 2 forme de pente pour notre projet	18
Figure III. 3 disposition des solives	20
Figure III. 4 Schémas statique du sommier	23
Figure III. 5 schéma de la surface afférente.....	25

Chapitre IV études des éléments secondaires

Figure IV. 1 vue d'un escalier	27
Figure IV. 2 plan des escaliers	27
Figure IV. 3 coupe A-A pour escalier en charpente métallique.....	28
Figure IV. 4 schéma statique des escaliers.....	28
Figure IV. 5 constituant de la cornière de support	28
Figure IV. 6 Schémas statique de la cornière de support	29
Figure IV. 7 les charge applique sur limon plus défavorable.....	30
Figure IV. 8 Schémas statique de limon.....	30
Figure IV. 9 schéma de la poutre palière.....	31

Chapitre V Etudes des planchers mixtes

Figure V. 1 constituant d'un plancher mixte.....	34
Figure V. 2 schéma de B_{eff}	36
Figure V. 3 Schéma du goujon	41
Figure V. 4 dimensionnement du boulon	41
Figure V. 5 schéma de ferrailage sens X-X.....	46
Figure V. 6 schéma de ferrailage sens Y-Y.....	46

Chapitre VI Etude sismique

Figure VI. 1 Vue d'ensemble de la structure.....	47
Figure VI. 2 Dispositions des palées de stabilités	48
Figure VI. 3 Diagramme de spectre de réponse selon (X-X).....	52
Figure VI. 4 Diagramme de spectre de réponse selon (Y-Y).....	53
Figure VI. 5 Mode 1 translation suivant l'axe Y-Y.....	54
Figure VI. 6 Mode 2 translation suivant l'axe X-X.....	54
Figure VI. 7 mode 3 Torsion suivant l'axe X-Y	55

Chapitre VII Vérification de l'ossature

Figure VII. 1 la poutre principale la plus sollicitée.....	58
Figure VII. 2 la poutre secondaire IPE 220 terrasse accessible la plus sollicitée	60
Figure VII. 3 poteau HEA280 le plus défavorable B2.....	62
Figure VII. 4 Les systèmes de contreventements.....	66

Chapitre VIII Calcul des assemblages

Figure VIII. 1 schéma d'assemblage poutre principal - poteau	69
Figure VIII. 2 assemblage platine -poutre principale	72
Figure VIII. 3 schéma d'assemblage poutre secondaire - poteau	74
Figure VIII. 4 Assemblage platine poutre secondaire.....	75
Figure VIII. 5 Schéma d'assemblage solive – poutre principal de rive.....	76
Figure VIII. 6 Schéma d'assemblage solive – poutre principal intermédiaire.....	77
Figure VIII. 7 disposition constructive des boulons	78
Figure VIII. 8 schéma d'assemblage poteau - poteau.....	79
Figure VIII. 9 assemblage gousset noeud du portique par cordon de soudure.	81
Figure VIII. 10 assemblage des diagonales sur gousset.....	82
Figure VIII. 11 Disposition géométrique.....	83
Figure VIII. 12 Assemblage de contreventement en V inversé.	84
Figure VIII. 13 assemblage des diagonales sur le gousset.....	85
Figure VIII. 14 schéma d'assemblage poteau - poteau.....	87
Figure VIII. 15 dimension de la tige d'ancrage.	88
Figure VIII. 16 dispositions des tiges d'ancrage.....	89
Figure VIII. 17 Excentricité de l'effort normal.....	90

Chapitre IX etude de l'infrastructure

Figure IX. 1 Distribution des contraintes sous le radier.....	95
Figure IX. 2 Dimensions du panneau le plus sollicité.....	96
Figure IX. 3 Schéma de ferrailage du radier en 3D.....	100
Figure IX. 4 Schémas des lignes de rupture sur le radier	101
Figure IX. 5 Schémas des lignes de rupture sur le radier sens X-X.....	101
Figure IX. 6 Schémas des lignes de rupture sur le radier sens X-X.....	101
Figure IX. 7 Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens X-X.	102
Figure IX. 8 Section à ferrailer.....	104
Figure IX. 9 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X.	107
Figure IX. 10 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y.	107

Figure IX. 11 schéma du voile périphérique	108
Figure IX. 12 Schéma du ferrailage du voile transversale	111
Figure IX. 13 Schéma du ferrailage du voile longitudinal.....	112



Introduction

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels, dans le domaine de la construction, elle engendre plusieurs axes à noter la charpente métallique comme des batiments, viaducs, gratciels,...ect.

Elle a subit un énorme développement et une grande progression ,Cette progression est la conséquence de développement et la recherche des nouvelles méthodes, des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul (Autodesk Robot structural analysis 2021) pour avoir une meilleure optimisation.

Parmi les déférents modes de construction, la construction métallique, qui a vécu un développement important dans le domaine industriel et publique ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçue globalement de manière a assuré que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tous au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de tous les actions qui lui sont appliqué ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les foncions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment, ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire une étude et une conception d'un bâtiment (sous-sol+ RDC + 5 étages) d'une hauteur de 23.96m à usage du bureau, avec utilisation des logiciels CAO (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021) et DAO (Autodesk AutoCad, Tekla...)

Pour ce faire, nous allons à suivre le travail en chapitre à savoir :

- ❖ Chapitre I : présentation de l'ouvrage et généralités.
- ❖ Chapitre II : étude climatique
- ❖ Chapitre III : Prédimensionnement des éléments
- ❖ Chapitre IV : études des elements secondaires
- ❖ Chapitre V : Etudes des planchers mixtes
- ❖ Chapitre VI : Etude sismique
- ❖ Chapitre VII : Vérification de l'ossature
- ❖ Chapitre VIII : Calcul des assemblages
- ❖ Chapitre XI : Etude de l'infrastructure



Chapitre I

Présentation

de l'ouvrage

et généralités.

Introduction

Ce chapitre consiste la présentation de notre projet et décrire les caractéristiques de notre ouvrage, les éléments constitutifs avec les matériaux utilisés.

I.1 Présentation du projet

Ce projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment (sous-sol + R+5) en charpente métallique à l'usage de bureau. Ce projet va s'implanter à la commune de Bejaia Wilaya de Bejaia qui est une ville située à 4m d'altitude, et classé selon le RPA comme zone de moyenne sismicité (II-a). L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de plancher mixte collaborant (béton – acier).

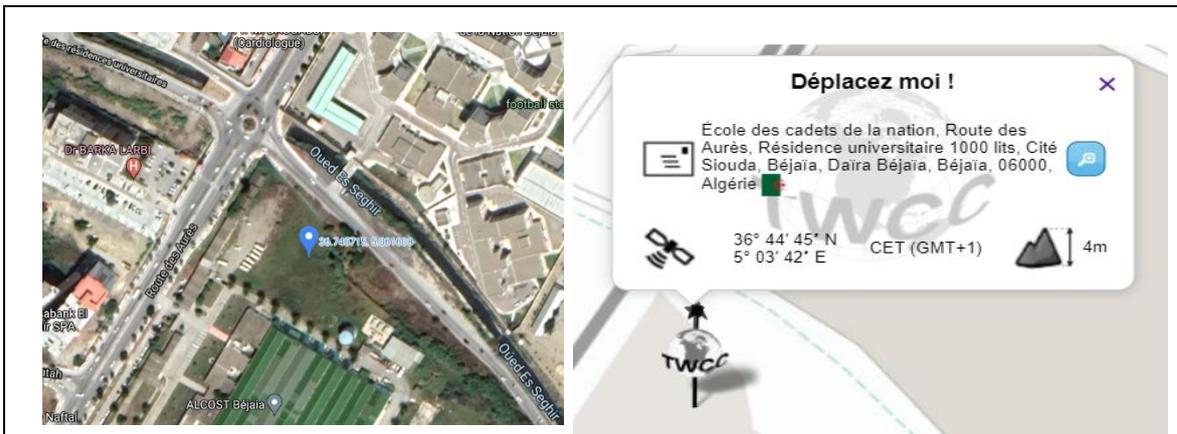


Figure I. 1 Vue sur le map de notre projet

I.1.1 Nature de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment R+5 et comportant :

- 01 sous-sol pour parking des véhicules .
- Du RDC jusqu'à 5^{ème} étage sont des étages courant à usage de bureau .
- 01 cage d'escaliers principal (à 3 volées droite avec palier intermédiaire).
- 01 terrasse accessible.

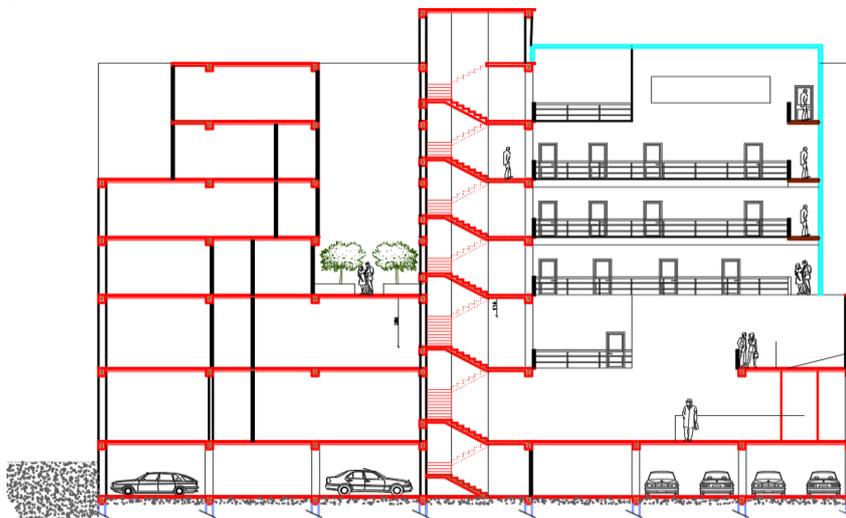


Figure I. 2 vue coupe A-A

Les valeurs nominales de limites d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour les éléments structuraux en acier lamine à chaud sont indiquées dans le tableau ci-dessous pour les nuances d'acier Fe360, Fe430, Fe510.

Article 3.3.2 DTR BC 2-4.10

Nuance d'acier	Épaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I. 1 Les valeurs nominales de limites d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier de construction.

A. Valeurs de calcul de certaines propriétés de matériau utilisé

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- ✓ La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769.23$ MPa

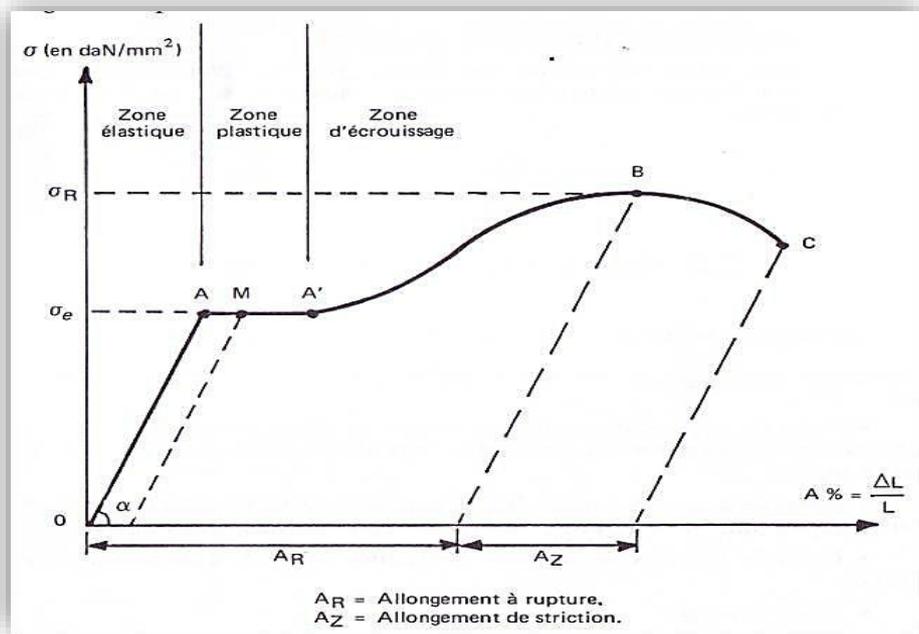


Figure I. 4 Diagramme contrainte-déformation d'un acier.

B. Assemblages

Les assemblages des éléments de la structure étudié sont réalisés par des assemblages boulonnés et soudés.

- Assemblage boulonné

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité « f_{yb} » ainsi que celle de la résistance à la traction « f_{bu} » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant :

Classe	Boulons ordinaires						Boulons HR	
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau I. 2 valeurs nominales de limite élastique f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons

- Assemblage soudé

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

Acier	F_u	B_w	γ_{mw}
S235	360	0.8	1.25
S275	430	0.85	1.3
S355	510	0.9	1.35

Tableau I. 3 caractéristiques pour le calcul de la résistance d'une soudure

I.2.2 béton armé

Le béton est un matériau composite homogène constituée de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Il est défini dans le cas usuel par sa résistance à la compression à 28 jours. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL). Il présente les avantages :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.

Le dosage des constituants d'un mètre cube de béton courant est :

- 350 kg/m³ ciment (C.P.A325)
- 400 l sable (0 < Dg < 5mm)
- 400 l gravillon (8 < Dg < 15mm)
- 400 l gravier (15 < Dg < 25mm)
- 175 l d'eau de gâchage

A. Les caractéristiques mécaniques de béton

1. **A la compression** : Le béton caractérise par résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur natif cette mesure sur comprissions axial d'un cylindre doit de $\varnothing=16\text{cm}$; $h=32\text{ cm}$

- Pour $j=28\text{jour}$, cette résistance est donnée par la relation : pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

mais en générale en calcul à 25MPa >> $f_{cj} = j \cdot f_{c28} \cdot 0.83$

N.B : Notre étude on opte pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

2. **A la traction** : La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jour noté (f_{tj}) est contre ventionnellement définie par :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad \text{donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Pour notre étude.

3. **Le module de déformation à court terme (E_{ij})**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où } j=28 \text{ jours}$$

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

4. **Le module de déformation à long terme (E_{vj})**

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 32164.20 / 3 = 10721.4 \text{ MPa.}$$

5. **Le coefficient de poisson (ν)**

Il prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0, & \text{ELU} \\ 0.2, & \text{ELS} \end{cases}$$

6. **Module de cisaillement (G)**

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{d'où } j=28 \text{ jours}$$

$$G = 13401.71 \text{ MPa.}$$

7. **Contrainte admissible σ à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Pour rectangulaire. } \sigma_{bc} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Pour}$$

$$\text{cerce. } \gamma_b = \begin{cases} 1.15, & \text{pour situation accidentelle} \\ 1.50, & \text{pour situation courante} \end{cases}$$

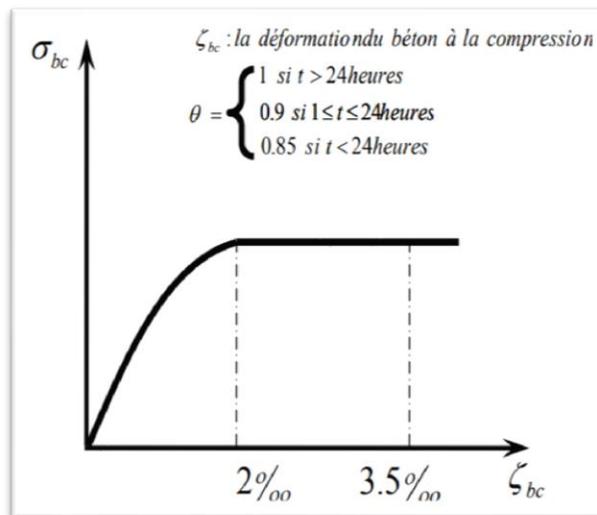


Figure I. 5 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

8. **Contrainte admissible $\bar{\sigma}$ à l'ELS**

$$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

B. Armatures

a) Caractéristiques mécaniques

	Nuance	F _y (MPa)
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau I. 4 caractéristiques mécaniques des armatures d'acier

b) Contraintes limites

• État limite ultime

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$

En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

• État limite de service :

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} Fe ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{1}{2} Fe ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

I.2.3 plancher mixte

Le plancher collaborant, encore appelé plancher mixte, est un plancher qui associe deux matériaux : le béton et l'acier. L'intérêt réside dans le fait que ces deux matériaux sont complémentaires du point de vue de leur comportement mécanique :

- Le béton est très résistant en compression mais fragile en traction.
- L'acier est très résistant en traction.

Le plancher collaborant associe le béton et l'acier pour exploiter pleinement les capacités mécaniques des deux matériaux.

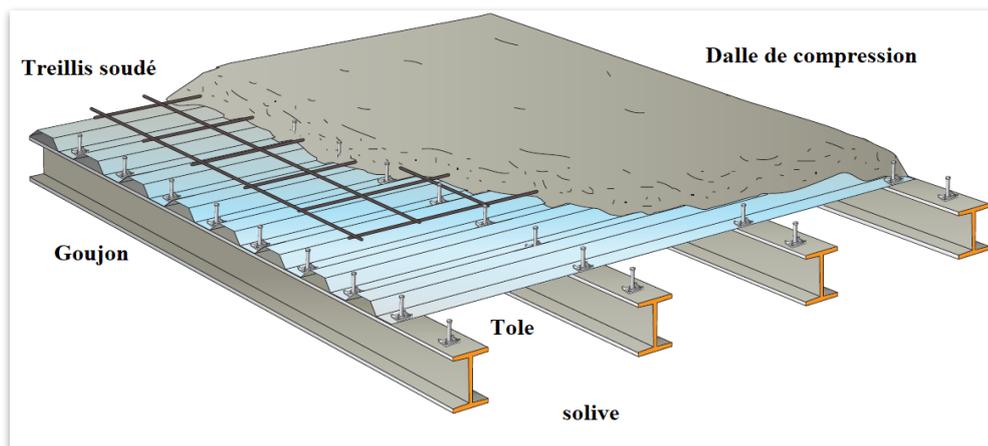


Figure I. 6 schéma d'un plancher mixte

En effet, dans un plancher collaborant les efforts de compression sont repris dans la partie supérieure du plancher constituée par la dalle de béton et ceux de traction, dans la partie inférieure où se trouve l'acier.

Cet assemblage des deux matériaux permet d'obtenir un plancher très résistant en flexion (capacité portante élevée) et d'épaisseur réduite.

L'acier n'est cependant pas le seul matériau résistant à la traction. Le bois peut également être utilisé en association avec le béton pour réaliser des planchers collaborant.

A. Constituants du plancher mixte

- Dalle en béton armé.
- Solives.
- Connecteurs de cisaillement de type goujon.

B. Les avantages du plancher mixte ¹

- Un plancher avec les connexions peut supporter 260% de poids.
- Réduction de poids des structures en acier.
- Une hauteur totale des structures inférieure.
- Plus grande rigidité.
- Une meilleure résistance au feu.

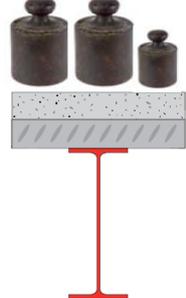
IPE 240 non connectée charge utile 400 kg/m ²	IPE 240 connectée utile 1050 kg/m ²	IPE 330 non connectée utile 1050 kg/m ²
		
	260% de poids supporté	+ 37% de hauteur de poutre + 60% de poids de poutre

Figure I. 7 Planchers mixtes acier-béton : avantages statiques et économiques

I.2.4 Escaliers

Sont des éléments non structuraux qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont en charpente métallique, les marches en tôle.

Dans notre projet nous avons type d'escaliers à 3 volées et palier intermédiaire

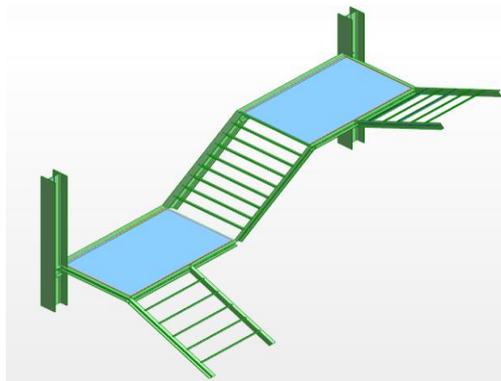


Figure I. 8 escaier à 3 volées et palier intermédiaire.

¹ https://www.tecnaria.com/download/acciaio/download/CT_F_CATALOGO_FR.pdf



Chapitre II

étude

climatique

Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer et calculer des actions de la neige et le vent sur notre construction et ses différentes parties, cette étude se réalise conformément au règlement neige et vent (RNV 2013).

II-1 Étude de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.1.1 Calcul de la charge de la neige S

$$S = S_k * \mu$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en KN/m².

S_k : La charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude de la zone en KN/m².

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de la toiture.

- **Coefficient de la forme**

Il est en fonction de la forme de la toiture en le détermine à partir de (Tableau I, §6.2.2.2, du RNV2013)

$$\mu = 0.8$$

- **Charge de la neige sur le sol S_k**

Elle est déterminée par les lois de variation en fonction de l'altitude H du site considéré par rapport au niveau de la mer.

- Zone A : $S_k = \frac{0.07H+15}{100}$
- Zone B : $S_k = \frac{0.04H+10}{100}$
- Zone C : $S_k = \frac{0.0325H}{100}$
- Zone D : Pas de charge de neige.

Pour notre structure elle est implantée à Bejaia qui appartient à la zone A, d'où :

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} \quad (\text{RNV2013 p21})$$

Avec H=4m

$$S_k = \frac{0.07*4+15}{100} \Rightarrow S_k = 0.153 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.153 * 0.8 \Rightarrow S = 0.122 \text{ KN/m}^2$$

II.2 Etude de vent

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Une étude approfondie doit être élaborée

pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent RNV99.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

L'enveloppe de notre bâtiment est réalisé par des murs en briques et un mur rideau.

II.2.1 Données relatives au site

La structure sera implantée dans une zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles qui implique que la catégorie de notre terrain est catégorie I.

Site plat : $C_t = 1$ (Tableau 2.3. RNV2013) [1]

Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV2013)

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.2. RNV2013)

$K_T = 0,170$ (facteur de terrain)

$h_0 = 0,01 \text{ m}$ (paramètre de rugosité) (Tableau 2.4. RNV2013)

$h_{min} = 1 \text{ m}$ (hauteur minimale)

$\xi = 0.48$

Les catégories de terrain son résumé dans le tableau 2-4 de RNV2013 :

Catégories de terrain	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{min}(\text{m})$	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leurs hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15 m	0.234	1	10	0.67

Tableau II. 1 Définition des catégorie du terrain

II.2.1.1 Effet de la région

Selon le RNV2013, notre projet est à Bejaia qui est classé en zone I. Par conséquent, selon le tableau 2-3 du RNV2013 :

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

$q_{ref} = 0.5 * \rho * V_{ref}^2$

V_{ref} : Est la vitesse de référence du vent (annexe 1) [m/s].

$V_{ref} = 25 \text{ m/s}$ (annexe 1 RNV2013.P107)

ρ : Est la masse volumique de l'aire.

$\rho = 1.20 \text{ Kg/m}^3$

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

On opte une seule direction parce que les autres directions sont construites en murs en maçonnerie

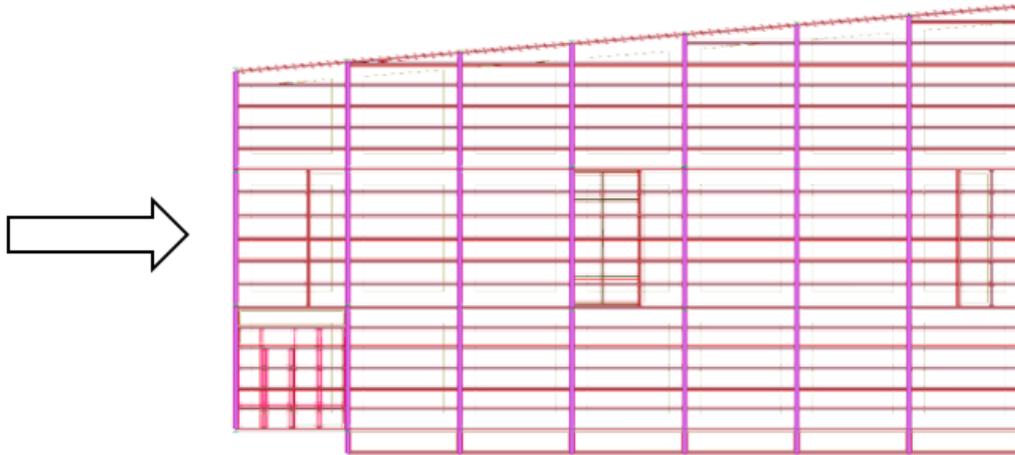


Figure II. 1 direction du vent

II.2.1.2 Effet du site

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient d'exposition $C_e(z)$. Ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité $C_r(z)$ et de la topographie du site par le coefficient de topographie $C_t(z)$.

• **Hauteur de référence**

La hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ dépendent des dimensions h et b de la construction, et sont donnés sur la figure ci-dessous.

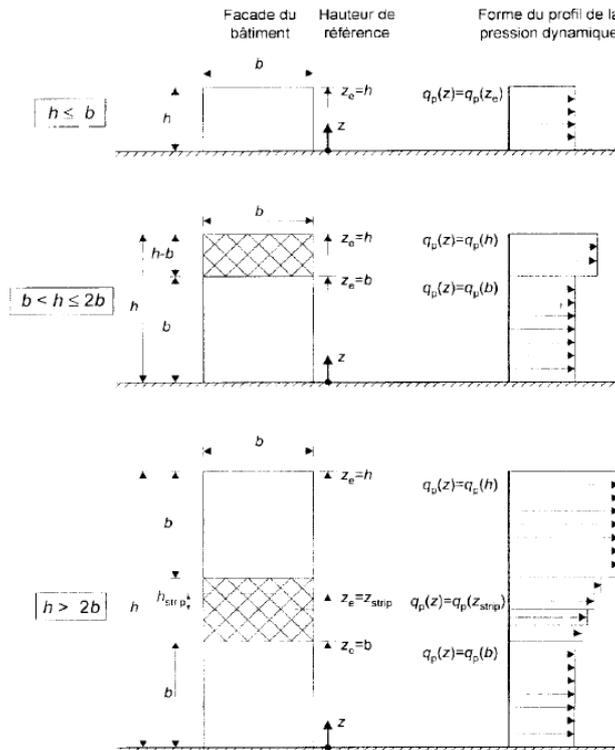


Figure II. 2 hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Pour notre cas :

$h=23.96$ m : hauteur totale de la construction

$b=18.01$ m : largeur de la construction

$b \leq h \leq 2b$

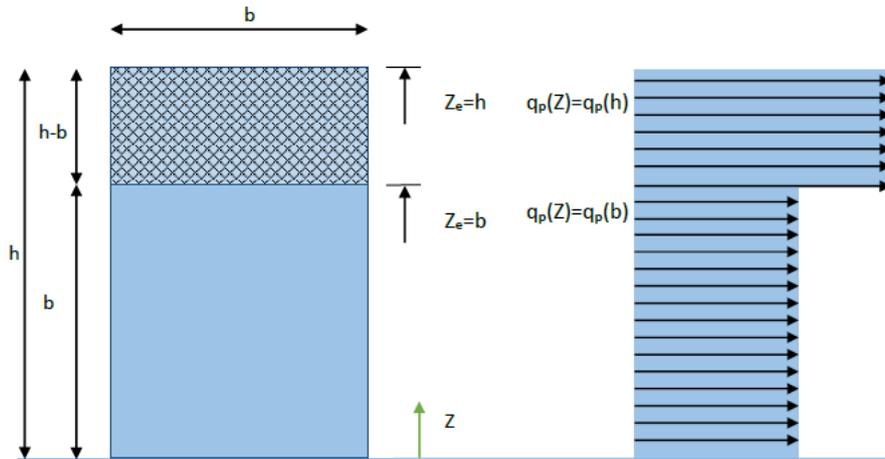


Figure II. 3 hauteur de référence Z_e pour $b \leq h \leq 2b$

• **Coefficient de rugosité**

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) = K_t * \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \text{ pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Où :

- K_T est le facteur de terrain.
- Z_0 est le paramètre de rugosité (en m).
- Z_{min} est la hauteur minimale (en m).
- Z est la hauteur considérée (en m).

En $1 \leq Z = 23.96 \leq 200m$

$$C_r(z) = 0.170 * \ln\left(\frac{23.96}{0.01}\right)$$

$$C_r(z) = 1.323$$

• **Coefficient de topographie**

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

Il est déterminé comme suite :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 \text{ pour } \phi < 0.05 \\ C_t(z) = 1 + S_{max} * \left(1 - \frac{|x|}{K_{red} * L}\right) * e^{-\alpha(Z/L)} \end{cases}$$

- ϕ est la pente du versant au vent $\phi = \frac{H}{Lu}$.
- H (en m) est la hauteur du versant.
- L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur : $L_{max} \max(0.5 Lu ; 2H)$.

- X (en m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle
- Z (en m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré (site d'implantation).
- S_{max} , α et k_{red} sont des coefficients donnés dans le tableau 2.6 en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport $\frac{H}{L}$.
- L_u et L_d respectivement la longueur du versant au vent et sous le vent.

Dans notre projet $\phi < 0.05 \Rightarrow C_t(z) = 1$

- **Intensité de turbulence :**

Il est défini comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par :

$$Iv(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) * Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{C_t(z) * Ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

$$23.96 > 1 \Rightarrow Iv(z) = \frac{1}{C_t(z) * Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

$$Iv(z) = \frac{1}{1 * Ln\left(\frac{23.96}{0.01}\right)} \Rightarrow Iv(z) = 0.129$$

- **Coefficient d'exposition :**

$$C_e(z) = C_T^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7 Iv(z)]$$

$$C_e(z) = 1^2 * 1.323^2 * [1 + 7 * 0.129]$$

$$C_e(z) = 3.331$$

- a) **Pression dynamique de pointe $Q_p(z)$:**

Pression dynamique de pointe $Q_p(z)$, à la hauteur de référence z est donnée par :

$$Q_p(z) = q_{ref} * C_e(z)$$

$$Q_p(z) = 375 * 3.331 \Rightarrow Q_p(z) = 1249.125 \text{ N/m}^2$$

Z (m)	$C_r(Z)$	$C_t(Z)$	$I_v(Z)$	$C_e(Z)$	$Q_p \text{ (N/m}^2\text{)}$
23.96	1.323	1.000	0.129	3.331	1249.125

Tableau II. 2 résumé des coefficients des 2 hauteur pour la zone D

- b) **Calcul de la pression due au vent**

- **Calcul des coefficients de pression (C_{pe} et C_{pi}) :**

Un mur possède deux façade, l'une est exposé à l'intérieur et la deuxième à l'extérieur.

C_{pe} : Permet de déterminer l'effort du vent sur la paroi extérieure.

C_{pi} : Permet de déterminer l'effort du vent sur la paroi intérieure.

- Le coefficient de pression à l'extérieur (C_{pe})**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10} .

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = \begin{cases} C_{pe1} & \text{si } S \leq 1m^2 \\ C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S) & \text{si } 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe10} & \text{si } \geq 10m^2 \end{cases}$$

✓ **Paroi verticale :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure en dessous.

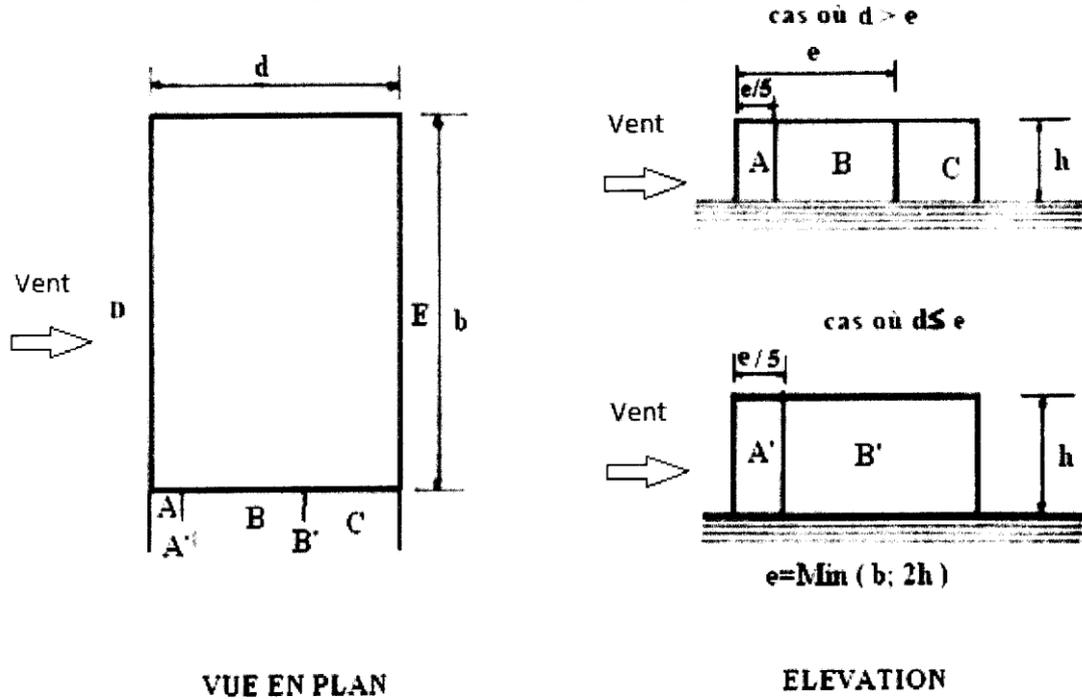


Figure II. 4 Légende pour les parois verticales.

Les donné : $b= 18.01m$, $d= 38.9 m$, et $h_t= 23.96 m$

$\Rightarrow e = \min[b, 2h]= 18.01 m$ donc c'est le cas ou $d > e$ avec A,B et C

$$A = \frac{e}{5} \times h = 3.602 \times 23.96 = 86.30 m^2$$

$$B = \left(e - \frac{e}{5} \right) \times h = (18.01 - 3.602) \times 23.96 = 345.22m^2$$

$$C = (d - e) \times h = (38.9 - 18.01) \times 23.96 = 500.52 m^2$$

$$D = E = b \times h = 18.01 \times 23.96 = 431.52 m^2$$

Les valeurs de C_{pe10} et C_{pe1} sont donnés dans le tableau suivant :

Parois latérale						Paroi au vent			
A,A'		B,B'		C		D		E	
C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
-1	-1.3	-0.8	-1	-0.5		0.8	1	-0.3	

Tableau II. 3 C_{pe} pour les parois verticales de batiments à base rectangulaire.

On prend $C_{pe}=C_{pe10}$ pour toute les surfaces sont $S > 10 m^2$

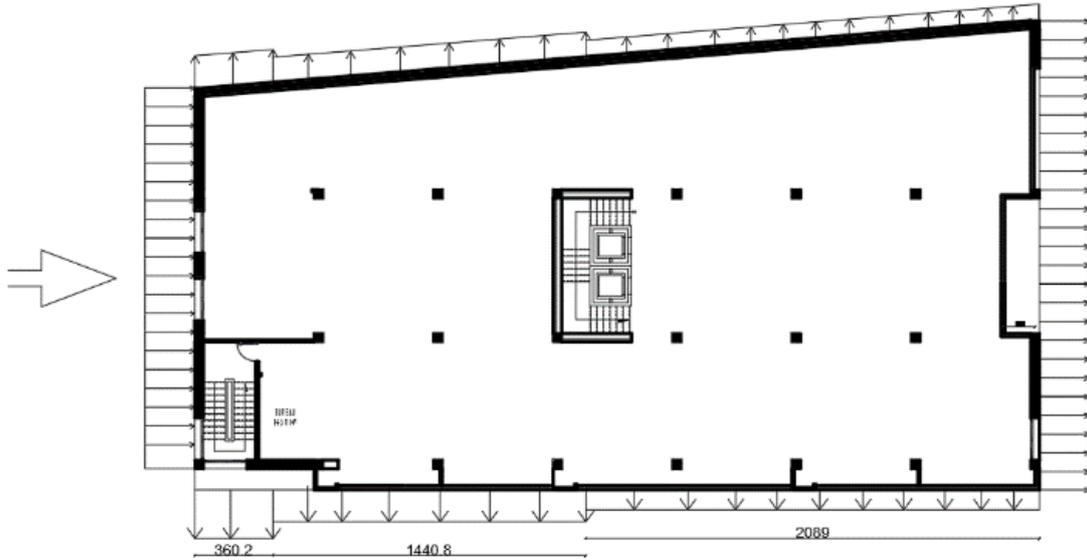


Figure II. 5 Valeurs des coefficients de C_e sur les parois verticales

2. Le coefficient de pression à l'intérieur (C_{pi})

C_{pi} depend de la dimension et la repartition des ouvertures dans l'enveloppe du batiment et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aires des ouvertures}} \text{ [Articles 5.2.2.2 RNV 2013 page 96]}$$

Ouverture :

niveaux	Fenêtres		Portes		Surfaces des ouvertures (m ²)	
	Face au vent	Autres ouvertures	Face au vent	Autres ouvertures	Face au vent	Autres ouvertures
RDC	3(2.00×1.40)	4(2.00×1.40)	2.10×0.75	2.10×0.8 1.60×2.40	9.98	16.72
Etage 1	3(2.00×1.40)	2.00×1.40	0	0	8.40	2.80
Etage 2	3(2.00×1.40)	2.00×1.40	0	0	8.40	2.80
Etage 3	3(2.00×1.40)	2.00×1.40	0	0	8.40	2.80
Etage 4	3(2.00×1.40)	2.00×1.40	0	0	8.40	2.80
Etage 5	3(2.00×1.40)	2.00×1.40	0	0	8.40	2.80

Tableau II. 4 les aires des ouvertures

$$\mu_p = \frac{51.98}{82.7} = 0.63$$

$$\frac{h}{d} = \frac{23.96}{38.90} = 0.62$$

Pour $\mu_p = 0.63$ et $\frac{h}{d} \leq 0.25 \Rightarrow c_{pi} = 0.0033$

Pour $\mu_p = 0.32$ et $\frac{h}{d} > 1 \Rightarrow c_{pi} = -0.0685$

Par l'interpolation des deux valeurs

$$c_{pi}(0.62) = 0.0033 + \frac{(-0.0685 - 0.0033)}{1 - 0.25} * (0.62 - 0.0685)$$

$$c_{pi} = -0.05$$

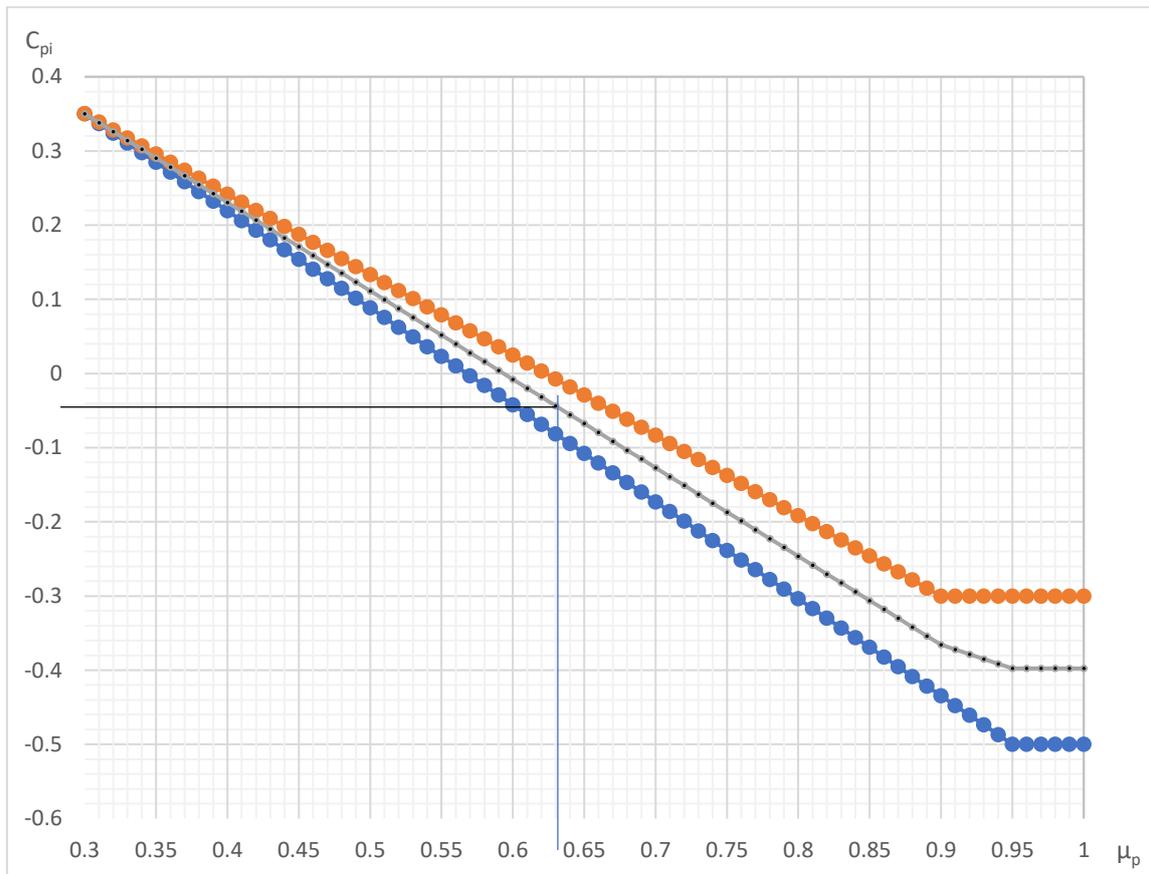


Figure II. 6 Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante



Chapitre III

Prédimensionnement

des éléments

Introduction

Le prédimensionnement est le pré-calcul des sections des différents éléments résistants de la structure, On doit respecter les règlements suivant : l'Eurocode 3 et CCM97. Le but principale de pré dimensionnement est de trouver le meilleur compromis entre la sécurité et l'aspect économique.

On pré dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

- Condition de la flèche pour déterminer le type de profilé.
- Vérification à la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

III.1 Evaluation des charges et surcharges

A) Terrasse accessible				
	e (cm)	Charges permanentes(KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Panneaux solaire	/	/	0.15	/
Revêtement en carrelage	2.00	20 KN/m ²	0.4	/
Mortier de pose	2.00	0.20(KN/m ²)/cm	0.4	/
Forme de pente 1 %	10.00	22	2.2	/
Dalle en béton armé	12.00	25	2.58	/
Tôle TN 40	0.10	/	0.08	/
Faux plafond	1.00	/	0.1	/
			5.91 KN/m²	1.50 KN/m²

Tableau III. 1 Evaluation des charges pour la terrasse accessible

NB : Forme de pente : a forme de pente d'une toiture terrasse joue un rôle essentiel pour assurer l'écoulement et l'évacuation des eaux de pluie, et pour éviter leur stagnation et infiltration dans le bâtiment, elle est donc primordiale pour le bon fonctionnement et la durabilité de l'étanchéité et de l'isolation dans une toiture plate.

La forme de pente est une couche d'épaisseur variable posée sur un support de toiture pour lui conférer l'inclinaison requise en direction des conduites d'évacuation de l'eau ou des caniveaux et peut servir de support de l'étanchéité, de l'isolation ou d'un revêtement de sol. Calcul de la pente à partir de la distance horizontale et de la hauteur. Cas particulier d'une terrasse avec pente de 0% a 3%.

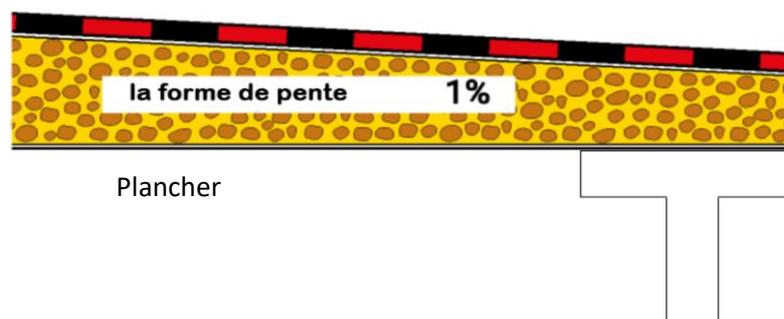


Figure III. 1 schéma de forme de pente

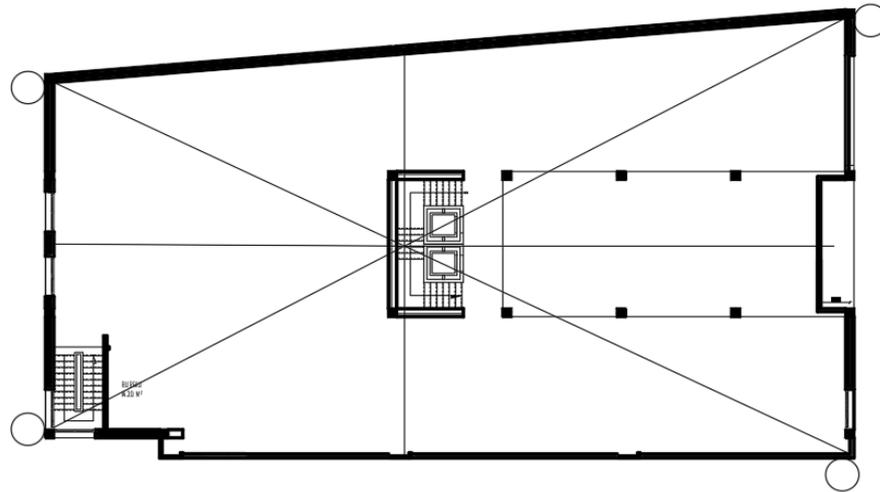


Figure III. 2 forme de pente pour notre projet

Distance horizontale	19.45 m
Hauteur	0.20 m
Pente	1.028 %
Angle de la pente	0.589°

Tableau III. 2 Caractéristiques de la pente

B) Étage courant				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2.00	20KN/m ²	0.4	/
Mortier de pose	2.00	0.20(KN/m ²)/cm	0.4	/
Lit de sable	2.00	16	0.32	/
Dalle en béton	12.00	25	2.58	/
Tôle TN 40	0.10	/	0.08	/
Faux plafond	1.00	/	0.1	/
			3.88 KN/m²	2.50 KN/m²

Tableau III. 3 Evaluation des charges pour les étages courants

C) Murs extérieurs				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Enduit de ciment	1.50	0.18(KN/m ²)/cm	0.27	/
Brique creuse 12 trous	15.00	1.3 KN/m ²	1.3	/
Brique creuse 8 trous	10.00	0.9 KN/m ²	0.9	/
Enduit plâtre	1.50	0.1(KN/m ²)/cm	0.15	/
			2.62 KN/m²	/

Tableau III. 4 Evaluation des charges pour murs extérieur

D) Murs intérieures				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m²)	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Enduit plâtre.	1.50	0.1(KN/m ²)/cm	0.15	/
Brique creuse	10.00	0.9 KN/m ²	0.9	/
Enduit plâtre	1.50	0.1(KN/m ²)/cm	0.15	/
			1.20 KN/m²	/

Tableau III. 5 Evaluation des charges pour murs intérieur

- Escalier principal

D) Palier				
	e (cm)	Charges permanentes(KN/m²)	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Revêtement en carrelage	2.00	0.2	0.4	/
Mortier de pose	2.00	0.2	0.4	/
Dalle en béton	12.00	/	2.58	/
Tôle TN 40	0.10	/	0.08	/
			3.46 KN/m²	2.50 KN/m²

Tableau III. 6 Evaluation des charges pour le palier

E) Volée				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m²)	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Revêtement en carrelage	2.00	20	0.4	
Mortier de pose	2.00	20	0.4	
Tôle striée	0.50	0.9	0.45	
			1.25 KN/m²	2.50 KN/m²

Tableau III. 7 Evaluation des charges pour la volée

III.2 Pré-dimensionnement de la solive

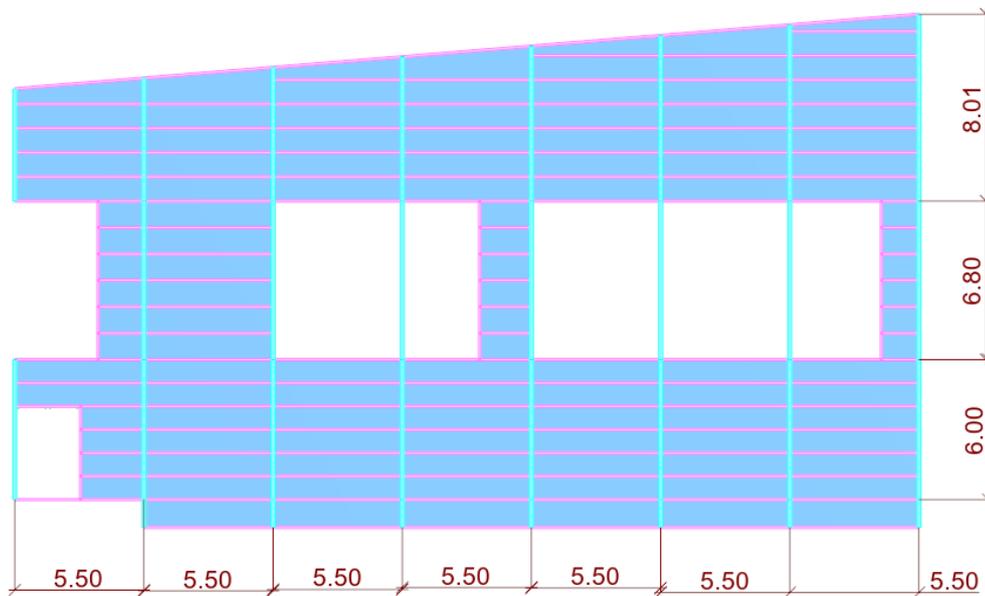


Figure III. 3 disposition des solives

III.2.1 Terrasse accessible

a) Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait par la condition suivantes : $f_{cal} \leq f_{ad}$.

Avec : $f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$; pour une poutre encastree uniformement chargée.

L : Portée de l'élément considéré.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

Q_s : Charge sur le profilé à l'ELS.

I_y : Moment d'inertie du profilé.

A partir de tableau 4.1 de [CCM97] on a :

Condition	δ (flèche dans l'état finale)
Toiture en général	$f < 1/200$
Plancher en général	$f < 1/250$
Plancher supportant des poteaux	$f < 1/400$
Poteaux de portiques en général	$f < 1/300$
Poteaux de portiques avec pont roulant	$f < 1/500$

Tableau III. 8 Valeur limites recommandées pour les flèches verticales

Pour notre cas en vérifiée $f < 1/250$.

Calcul de la charge q_s :

e : entraxe des solives. Avec $e = 1.04$ m

$$q_s = [G + \max(Q; S)]e = [5.91 + \max(1.5; 0.122)] * 1.04 = 7.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 7.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow f_{cal} = \frac{5 \times 7.71 \times \left(\frac{550}{2}\right)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{550}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 7.71 \times 275^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 248.55 \text{ cm}^4$$

Alors en adopte IPE120 pour les solives de la terrasse accessible.

profilé	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	Iy (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Avz (cm ²)	Avy (cm ²)
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	317.8	60.73	6.31	8.064

Tableau III. 9 caractéristiques de IPE 120 pour terrasse accessible

$$f_{cal} = \frac{5 \times 7.71 \times 275^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 0.86 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{275}{250} = 1.1 \text{ cm la condition est vérifiée}$$

- **La vérification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{32}{6.3} = 5.08 \leq 10 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{la semelle est de Classe}$$

- **Âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{93.4}{4.4} = 21.23 \leq 72 \times 1 = 72 \Rightarrow \text{l'ame est de Classe 1}$$

b) Vérification à la condition de résistance

$$q_u = [1.35G + 1.5\max(Q; S)] \times e = [1.35 \times 5.91 + 1.5\max(1.5; 0.122)] \times 1.04$$

$$q_u = 10.64 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.64 \times 2.75^2}{8} < M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 60.73 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$M_{sd} = 10.06 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 12.97 \text{ KN.m} \text{ condition est vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10.64 \times 2.75}{2} < V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 6.31 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 14.63 \text{ KN} < V_{plrd} = 77.83 \text{ KN} \text{ condition est vérifiée}$$

III.2.2-Etage courant

a) Condition de la flèche

Calcul de la charge q_s

e : entraxe des solives. Avec $e = 1.04$ m

$$q_s = [G + G_{mur,int} + Q]e = [3.88 + 1.20 + 2.5] * 1.04 = 7.88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 7.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow f_{cal} = \frac{5 \times 7.88 \times \left(\frac{550}{2}\right)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{(550/2)}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 7.88 \times \left(\frac{550}{2}\right)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 254.03 \text{ cm}^4$$

Alors en adopte IPE120 pour les étages courants.

profilé	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	I_y (cm^4)	W_{ply} (cm^3)	A_{vz} (cm^2)	A_{vy} (cm^2)
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	317.8	60.73	6.31	8.064

Tableau III. 10 caractéristiques de IPE 120 pour etage courant

$$f_{cal} = \frac{5 \times 7.79 \times 275^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 0.86 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{275}{250} = 1.1 \text{ cm} \text{ la condition est vérifiée}$$

- **La vérification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{32}{6.3} = 5.08 \leq 10 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{la semelle est de Classe 1}$$

- **Âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{93.4}{4.4} = 21.23 \leq 72 \times 1 = 72 \Rightarrow \text{l'ame est de Classe 1}$$

b) Vérification à la condition de résistance

$$q_u = [1.35(G + G_{mur,int}) + 1.5 \max(Q; S)] \times e = [1.35 \times (3.88 + 1.20) + 1.5 \max(2.5; 0.122)] \times 1.04$$

$$q_u = 11.03 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = 10.43 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 12.97 \text{ KN.m} \text{ condition est vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 15.17 \text{ KN} < V_{plrd} = 77.83 \text{ KN} \text{ condition est vérifiée}$$

III.3 Prédimensionnement de la poutre principale

A. Terrasse accessible :

Les poutres principales sont considérés des éléments principaux

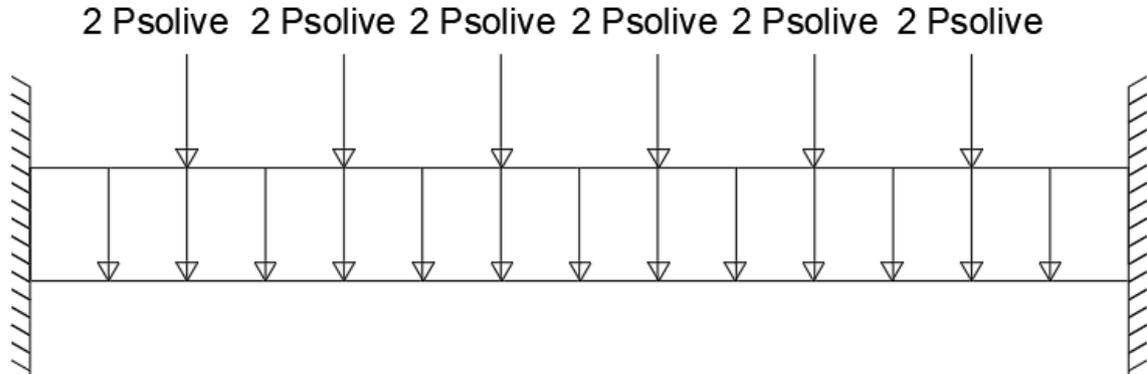


Figure III. 4 Schémas statique du poutre principale

a) Condition de la flèche

Calcul de la charge q_s :

$$q_s = [G + \max(Q ; S)] \times e_{solive} + \left[\frac{n \cdot P_{solive}}{l} \right] = [5.47 + \max(2.5 ; 0.122)] \times 5.5 + \left[\frac{6 \times 0.224}{7.55} \right]$$

$$q_s = 40.93 \text{ KN/m}^2$$

e_{solive} : longueur des solives

n : le nombre des solives sur la poutre

P_{solive} : poids d'une solive

l : longueur de la poutre

$$\Rightarrow f_{cal} = \frac{40.93 \times \left(\frac{755}{2}\right)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{\left(\frac{755}{2}\right)}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{40.93 \times \left(\frac{755}{2}\right)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 682.62 \text{ cm}^4$$

Alors en adopte IPE 180

profilé	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	Av _z (cm ²)	Av _y (cm ²)
IPE 180	15.8	160	82	5	7.4	9	869.3	123.9	9.66	12.13

Tableau III. 11 caractéristiques de IPE 450

$$f_{cal} = \frac{40.93 \times (755/2)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869.3} = 1.21 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{(755/2)}{250} = 1.51 \text{ cm} \text{ la condition est vérifiée}$$

• **La vérification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 * \varepsilon \Rightarrow \frac{41}{7.4} = 5.54 \leq 10 * 1 = 10 \Rightarrow \text{la semelle est de Classe 1}$$

• **Âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 * \varepsilon \Rightarrow \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72 * 1 = 72 \Rightarrow \text{l'ame est de Classe 1}$$

b) Vérification à la condition de résistance

$$q_u = [1.35G + 1.5\max(Q;S)] * esolive + \left[\frac{n.Psolive}{L} \right] = [1.35 * 5.91 + 1.5 * \max(1.5; 0.122)] * 5.5 + \left[\frac{6 * 0.224}{7.55} \right]$$

$$q_u = 56.43 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{56.43 * \left(\frac{7.55}{2}\right)^2}{12} = 67.01 \text{ KN.m} < M_{plrd} = \frac{F_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}} = 26.47 \text{ KN.m}$$

condition non verifief

On augmente la section et on opte pour IPE 240

$$M_{sd} = 67.01 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 78.32 \text{ KN.m}$$

c'est vérifiée

c) Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = 106.51 \text{ KN} < V_{plrd} = 236.08 \text{ KN}$$

condition est verifiée

B. Etage courant

q_s	q_u	L_{max}	f_{adm}	$I >$	section	M_{sd}	M_{plrd}	$M_{sd} < M_{plrd}$
41.87	58.52	7.55/2	1.51	541.2	IPE160	69.50	26.47	Non vérifiée

Tableau III. 12 résumé des résultats pour étage courant

On augmente la section et on opte pour IPE 240

$$M_{sd} = 67.01 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 78.32 \text{ KN.m}$$

c'est vérifiée

Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = 106.51 \text{ KN} < V_{plrd} = 236.08 \text{ KN}$$

condition est verifiée

III.4 Prédimensionnement de la poutre secondaire

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section pour la terrasse accessible (IPE 120) et la même section pour l'étage courant (IPE 120).

III.5 Prédimensionnement du poteau

Le prédimensionnement des poteaux prévus pour résister aux efforts normaux, on tien compte de la nature de leur liaisons aux poutres.

On choisit un poteau centrale auquel revient la plus grande surface estimée a B-2 (5.5 * 6.4) m²

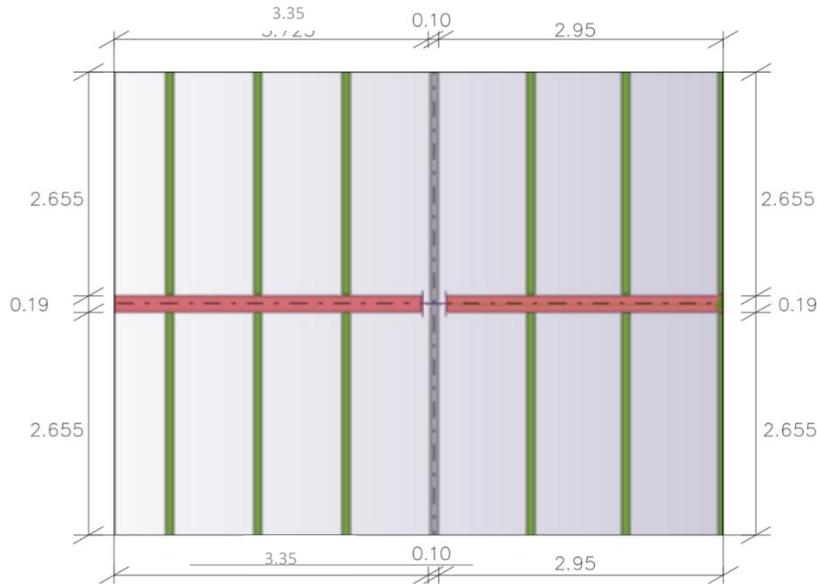


Figure III. 5 schéma de la surface afférente

a) Les charges permanentes dû au poteaux

Poids du plancher terrasse	5.91 KN/m ²
Poids du plancher courant	3.88KN/m ²
Poids de la poutre principale (sommier)	0.307 KN/m ²
Poids des solives de la terrasse accessible	0.104 KN/m ²
Poids de la poutre secondaire de la terrasse accessible	0.104 KN/m ²
Poids des solives de l'étage courant	0.104KN/m ²
Poids de la poutre secondaire de l'étage courant	0.104 KN/m ²

Tableau III. 13 Les charges permanentes dû au poteaux

En suppose un profilé du 12 m de HEA280

b) Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{408 * 0.5}{11.86} = 17.20 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{408 * 0.5}{7} = 29.14 \text{ cm}$$

c) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} * \sqrt{\beta_1} = \frac{17.20}{93.9\varepsilon} * \sqrt{1} = 0.18$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} * \sqrt{\beta_1} = \frac{29.14}{93.9\epsilon} * \sqrt{1} = 0.31$$

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0.31 > 0.2$ il y'a risque de flambement

d) Vérification du risque de flambement

$$N_{b,rd} = \chi_{min} * \beta_A * \frac{A * f_y}{\gamma_{m_1}}$$

Calcul χ_{min}

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.96 \leq 1.2 \dots \dots \dots (1)$$

$$t_f = 13 \leq 100 \text{ mm} \dots \dots \dots (2)$$

De 1 et 2 on trouve

Courbe de flambement b pour l'axe y-y.

Courbe de flambement c pour l'axe z-z.

• **Pour l'axe y-y**

Formule d'interpolation : $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{(x_1-x_0)}(x - x_0)$

$$f(0.31) = f(0.3) + \frac{f(0.4) - f(0.3)}{(0.4 - 0.3)}(0.31 - 0.3)$$

$$f(0.31) = 0.9641 + \frac{0.9261 - 0.9641}{(0.4 - 0.3)}(0.31 - 0.3)$$

$$f(0.31) = 0.9603 \Rightarrow \chi_y = 0.9603$$

• **Pour l'axe z-z**

$$f(0.31) = f(0.3) + \frac{f(0.4) - f(0.3)}{(0.4 - 0.3)}(0.31 - 0.3)$$

$$\chi_z = 0.9439$$

$$\chi_{min} = \chi_z = 0.9439$$

$$N_{b,rd} = 0.9439 * 1 * \frac{97.26 * 235 * 10^{-1}}{1.1} = 1961.26 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1880.964 < N_{b,rd} = 1961.26$ « le poteau est vérifié au flambement »

Pour des raisons constructives, on opte pour des HEA 280.

Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Solives
HEA 280	IPE 240	IPE 120	IPE 120

Tableau III. 14 récapitulatifs des sections adoptées



Chapitre IV

études des

éléments

secondaires

Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires de notre bâtiment tels que les escaliers et les poutres palières. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

IV.1 Les escaliers principaux

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a deux types d'escalier en charpente métallique (principaux et escalier de secours). Sont composés d'une solive UPN encastrée aux poutres palières, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

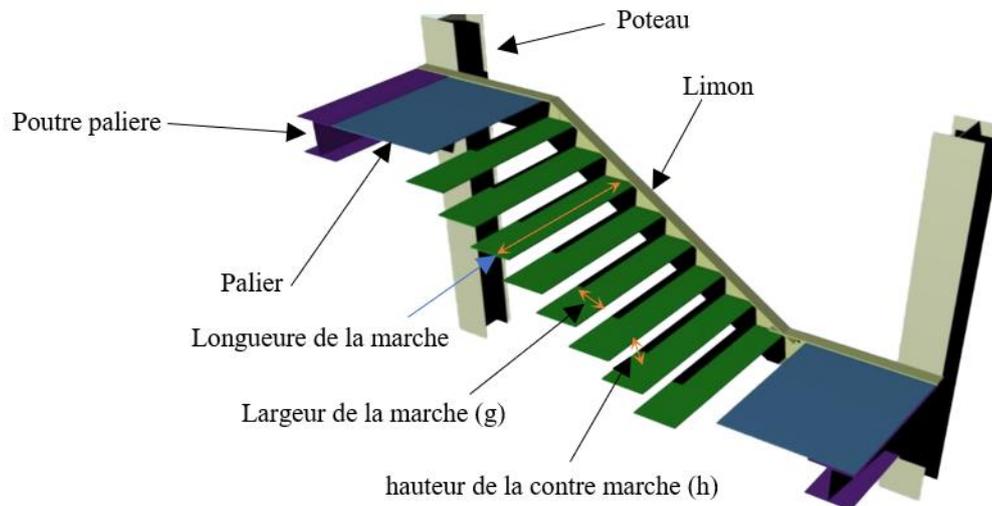


Figure IV. 1 vue d'un escalier

IV.1.1 Prédimensionnement de l'escalier

h : Hauteur de la contre marche donné par : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

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

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée. $H=1.19 \text{ m}$

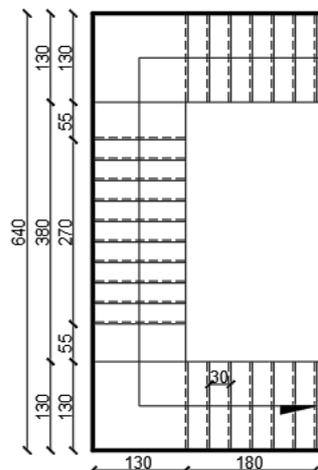


Figure IV. 2 plan des escaliers

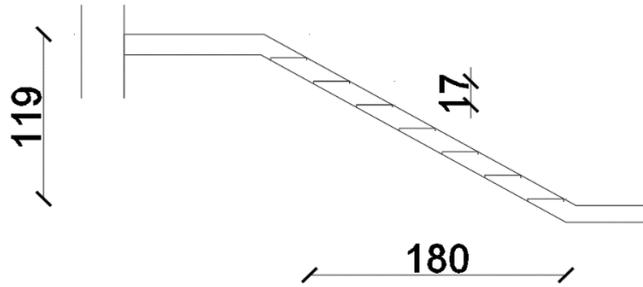


Figure IV. 3 coupe A-A pour escalier en charpente métallique.

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 * h \leq 64 \text{ cm}$$

$$64 * n^2 - (64 + 2 * H + L_0) n + 2H = 0$$

avec $L_0 = 180 \text{ cm}$; $H = 119 \text{ cm}$

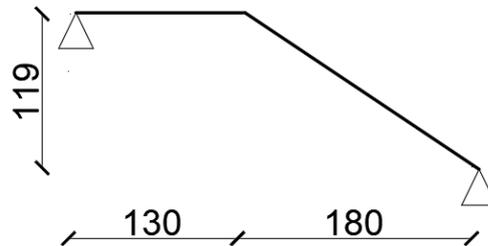


Figure IV. 4 schéma statique des escaliers

$n = 7$ contremarches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

IV.1.1.1 Pré dimensionnement de la cornière du support

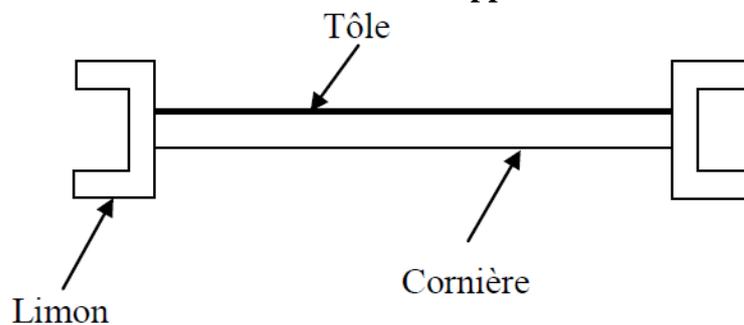


Figure IV. 5 constituant de la cornière de support

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple. Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

$$q = (G + Q) * \frac{g}{2} = (1.25 + 2.5) * \frac{0.3}{2} = 0.563 \text{ KN/m}$$

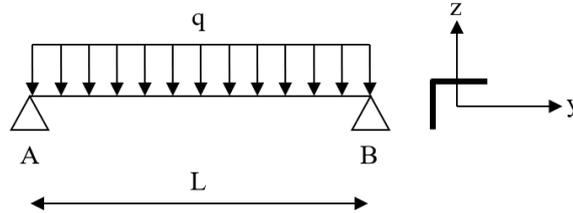


Figure IV. 6 Schémas statique de la cornière de support

• **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq 2.3 \text{ cm}^4$$

Cornière	$I_y = I_z$ (cm ⁴)	$W_{ely} =$ W_{elz} (cm ³)	G cornière (KN/m)	f _{cal} (cm)	F _{adm} (cm)
35 x 35 x 5	3.56	1.45	0.0257	0.28	0.43

Tableau IV. 1 caractéristiques de la cornière 40 x 40 x 4 mm³

f_{cal} < F_{adm} La condition de flèche est vérifiée

• **Vérification de la résistance**

$$q_u = (1.35 * G + 1.5 * Q) * \frac{g}{2} + (1.35 * G_{\text{cornière}})$$

$$q_u = 0.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.45 * 1.30^2}{8} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} * f_y}{\gamma_{m_0}} = 0.34 \text{ KN.m}$$

• **Vérification du cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = 0.55 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m_0} * \sqrt{3}} = 40.46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0.18 \text{ KN} < V_{rd} = 40.46 \text{ KN} \text{ y'a pas de risque de cisaillement}$$

Toutes les conditions sont bien vérifiées donc la cornière **35 x 35 x 5**

IV.1.1.2 Prédimensionnement du limon

Pour le calcul du limon on prend le limon le plus défavorable, pour notre cas

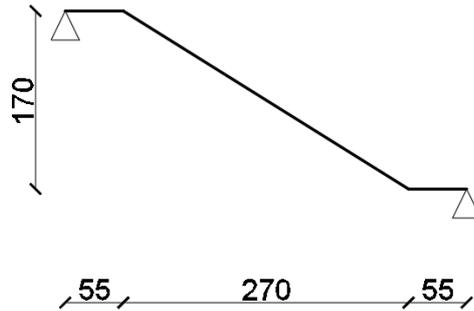


Figure IV. 7 les charge applique sur limon plus défavorable

$$q_v = \frac{(G_v + Q) * l_c}{2} + G_{cor} = \frac{(1.25 + 2.5) * 1.3}{2} + 0.0257 = 2.46 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) * l_c}{2} = \frac{(3.02 + 2.5) * 1.3}{2} = 3.59 \text{ KN/m}$$

G_v poids de la volée

G_p poids du palier

l_c largeur du d'escalier

G_{cor} poids du la cornière

q=max(q_v+q_p)=3.59 KN/m

• La condition de la flèche

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{300}$$

Avec l=380 cm

$$I_y \geq 366.46 \text{ cm}^4$$

Profilé UPN	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	A _{vz} (cm ²)	G _{UPN} (KN/ml)	f _{cal} (cm)	F _{adm} (cm)
UPN 140	605	86.4	10.41	0.16	0.77	1.27

Tableau IV. 2 caractéristiques du profilé UPN140

f_{cal} < F_{adm} La condition de flèche est vérifier

$$q_v = \frac{(1.35G_v + 1.5Q) * l_c}{2} + 1.35(G_{cor} + G_{prof}) = 3.79 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35G_p + 1.5Q) * l_c}{2} + (1.35 * G_{prof}) = 5.09 \text{ KN/m}$$

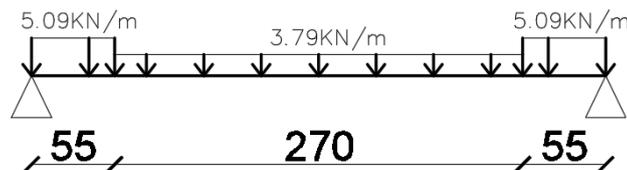


Figure IV. 8 Schémas statique de limon

$$\sum f_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15.832 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \Rightarrow \{R_A = R_B = 7.916 \text{ KN}$$

	T_y	$T(x_0)$ (KN)	$T(x_{max})$ (KN)	M_z	$M(x_0)$ (KN.m)	$M(x_{max})$ (KN.m)
$0 \leq x \leq 0.55$	$5.09x - 7.916$	-7.916	5.117	$-2.545x^2 + 7.916x$	0	2.95
$0.55 \leq x \leq 3.25$	$3.79x - 7.201$	-5.117	5.117	$-1.895x^2 + 7.201x + 0.197$	3.584	3.584
$-0.55 \leq x \leq 0$	$-5.09x + 7.916$	-5.117	7.916	$-2.545x^2 + 7.916x$	2.95	0

Tableau IV. 3 résumé des efforts internes

$$\frac{\partial M}{\partial x} = -2 * 1.895x + 7.201$$

On opte les efforts maximums sont $\begin{cases} M_{sd} = M_{max} = 7.04 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 7.916 \text{ KN} \end{cases}$

$M_{sd} = 7.04 \text{ KN.m} < M_{RD} = 22.01 \text{ KN.m}$ la condition est vérifié

$V_{SD} = 7.916 \text{ KN} < V_{RD} = 12.84$ y'a pas de risque de cisaillement

Alors UPN140 convient comme limon

IV.1.1.3 Étude de la poutre palière

Les charges	G (KN/m ²)	L (m)	q (KN/m)
La volée	1.25	0.65	0.81
Le palier	3.02	0.65	1.963
Limon	/	/	0.16
Mur double cloison	2.62	1.59	4.17

Tableau IV. 4 les charges reviennent à la poutre palière

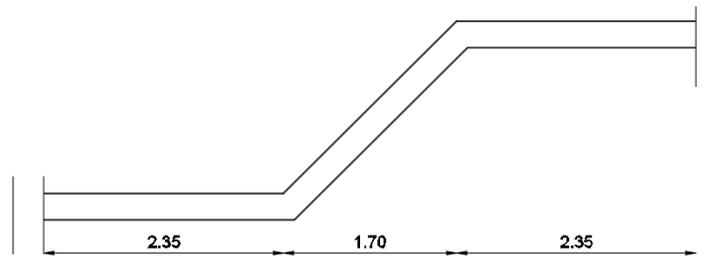


Figure IV. 9 schéma de la poutre palière

$$q_s = \sum G + Q = (0.81 + 1.963 + 4 * 0.16 + 4.17) + 2.5 * 0.65 = 9.21 \text{ KN/m}$$

- Vérification de la flèche

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{300}$$

Avec $l=640$ cm

$$I_y \geq 3900 \text{ cm}^4$$

Profilé IPE	I_y (cm^4)	W_{ply} (cm^3)	A_{vz} (cm^2)	G_{UPN} (KN/ml)	f_{cal} (cm)	F_{adm} (cm)
IPE 270	5790	484	22.14	0.361	1.65	2.56

Tableau IV. 5 caractéristiques du profilé IPE270

$f_{cal} < F_{adm}$ La condition de flèche est vérifiée

- **Vérification de la résistance**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 47.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{F_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}} = 103.40 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ la condition est vérifiée

- **Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = 29.46 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 273.08 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ y'a pas de risque de cisaillement

- **Vérification du diversement**

$$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{m,Q} - \beta_{m,\psi})$$

Avec

	$\beta_{m,Q}$	$\beta_{m,\psi}$	ψ	M_Q	ΔM	β_M
Résultat	1.3	1.1	1	47.14	47.14	1.3

Tableau IV. 6 les résultats de β_M

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5l}{i_y} = 11.23$$

L(cm)	I_f (cm)	yy		zz	
		i_y (cm)	λ_y	i_z (cm)	λ_z
640	320	11.23	28.5	3.02	105.96

Tableau IV. 7 les résultats des λ_y et λ_z

- Calcul de l'élanement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A}$$

avec $\lambda_{cr} = 93.9\epsilon$

β_A	ε	λ_{cr}	yy		zz	
			λ_y	$\bar{\lambda}_y$	λ_z	$\bar{\lambda}_z$
1	1	93.3	28.5	0.304	105.96	1.128

Tableau IV. 8 les résultats des $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$

$\bar{\lambda}_{max} > 0.2$ il y'a risque de flambement

➤ Vérification du risque de flambement

Notre profilé est dans l'axe de flambement 'yy' c'est « a » et pour 'zz' c'est « b »

Avec l'interpolation des résultats des $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{(x_1 - x_0)} * (x - x_0)$$

	f(x0)	f(x1)	x	x0	x1	f(x)
yy	0.5960	0.5300	1.128	1.1	1.2	0.5775
zz	0.5352	0.4781	1.128	1.1	1.2	0.5192

Tableau IV. 9 les résultats des χ_y et χ_z



Chapitre V

Etudes des

planchers

mixtes

Introduction

Le plancher collaborant combine des bacs acier avec une dalle béton. Le système tire avantage des propriétés techniques des deux matériaux qui, ensemble, contribuent à la résistance mécanique de la surface porteuse.

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

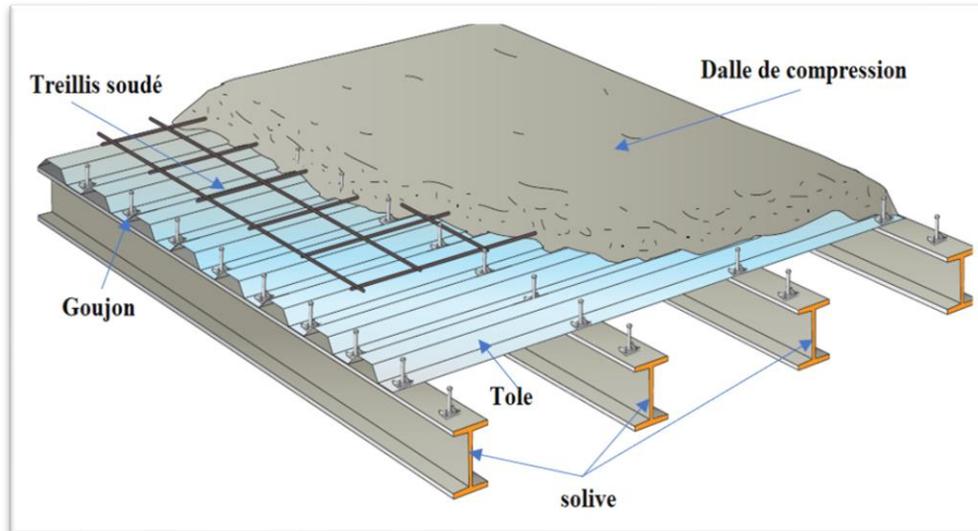


Figure V. 1 constituant d'un plancher mixte

V.1 Etude de la dalle collaborant

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

V.1.1 Phase de construction

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

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

V.1.2 Phase finale

Le profilé et la dalle travaillent ensemble. Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

V.2 Vérification des solives de terrasse accessible

Notre solive est une section d'IPE120 de classe 1

V.2.1 Phase de construction

$$L_{solive} = 5.5 \text{ m}$$

L'entre axe des solives est : $e_{solive} = 1.04 \text{ m}$

Le profilé travail seul, donc les charges sont :

$$G = G_{db} + G_{tole}$$

$$G = 2.58 + 0.08 = 2.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m} \\ G_{IPE120} = 0.104 \text{ KN/m} \\ S = 0.122 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$g = G * e + G_{IPE120}$$

$$g = 2.66 \times 1.04 + 0.104 = 2.87 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow q = Q \times e$$

$$q = 1 \times 1.04 = 1.04 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} s = S \times e \\ s = 0.122 \times 1.04 = 0.127 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

V.2.1.1 Vérification de la résistance à L'ELU

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_u = 1.35 \times g + 1.5 \times \max(q; s)$$

$$P_u = 1.35 \times 2.66 + 1.5 \times 1.04 = 5.15 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{8} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\frac{5.15 \times 5.5^2}{8} = 19.47 \text{ KN.m} \leq \frac{60.73 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 12.97 \text{ KN.m}$$

La section n'est pas vérifiée en résistance .

V.2.1.2 Vérification de la flèche en service

Les combinaisons de charges sont

$$P_s = g + \max(q; s)$$

$$P_s = 2.58 + \max(1.04; 0.127) = 3.62 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante

$$f_{adm} = \frac{l}{250} > f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\frac{550}{250} = 2.2 \text{ cm} > \frac{5 \times 3.62 \times 5.50^4}{384 \times 2.1 \times 317.8} \times 10^2 = 6.46 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche n'est pas vérifiée.}$$

On a besoin d'un étayement en phase de construction.

V.2.2 Phase finale

Entre axe des solives est : $e_{solives} = 1.04 \text{ m}$

V.2.2.1 Plancher terrasse accessible :

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	S (KN/m ²)	G _{IPE120} (KN/m)	g (KN/m)	q (KN/m ²)	s (KN/m)
5.91	1.5	0.122	0.104	6.25	1.56	0.127

Tableau V. 1 tableau des charges du plancher terrasse inaccessible

1) Vérification de la résistance à l'ELU :

P _u (KN/m)	M _{sd} (KN.m)
10.78	40.76

Tableau V. 2 la résistance a l'ELU

Calcul de M⁺_{pl,rd}

Notre section est un IPE120 de classe 1

➤ Position de l'axe neutre plastique (ANP)

En suppose que l'axe neutre est dans la dalle

$$F_c > F_a$$

$$\text{Avec : } F_c = h_c \times b_{eff}^+ \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{ma}}$$

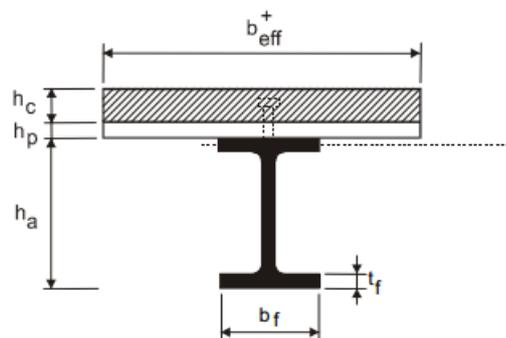


Figure V. 2 schéma de B_{eff}

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivantes :

$$b_{eff}^+ = 2 \times \min \left[\frac{l_0}{8}; \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.1}$$

l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des solives.

$$b_{eff}^+ = 2 \times \min \left[\frac{5.5}{8} = 0.688 \text{ m}; \frac{1.04}{2} = 0.52 \text{ m} \right] \Rightarrow b_{eff}^+ = 1.04 \text{ m}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 13.2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-1} = 282 \text{ KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{eff}^+ \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.08 \times 1.04 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1178.67 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ l'axe neutre plastique est dans la dalle.

$$M_{pl,rd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

$$z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \Rightarrow \frac{282}{1.04 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3} \times 10^2 = 1.91 \text{ cm} \leq 8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{pl,rd}^+ = 282 \times \left(\frac{12}{2} + 4 + 8 - \frac{1.91}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_{pl,rd}^+ = 48.07 \text{ KN.m}$$

$M_{pl,rd}^+ = 48.07 \text{ KN.m} > M_{sd} = 40.76 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la résistance est vérifiée.

2) Vérification de la flèche à l'ELS :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * P_s * l^4}{384 * E_a * I_m}$$

I_m : Moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{plancher terrasse}$$

P_s (KN/m)	F_{adm} (cm)
7.47	2.2

Tableau V. 3 la résistance a l'ELS

• Calcul de I_m :

$$I_{my} = I_a + A_a (z_a - z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times z_{pl}^3}{3 \times n}$$

A_a : air du profile métallique

z_{pl} : est l'ordonnée de l'ANP à partir de la fibre extérieure de la dalle en béton

$$z_a : \frac{h_a}{2}$$

z_m : la distance de l'ANP par rapport fibre inférieur de la semelle de profilé

h : hauteur totale de section mixte

n : coefficient d'équivalence acier béton

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{2.1 \times 10^5}{30500} = 6.885$$

$$z_a = \frac{12}{2} = 6 \text{ m}$$

$$z_{pl} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a} (h - z_a)} \right]$$

$$z_{pl} = \frac{6.885 \times 13.2}{104} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 104}{6.885 \times 13.2} (24 - 6)} \right] = 4.8 \text{ cm}$$

$$z_m = h - z_{pl} = 24 - 4.8 = 19.2 \text{ cm}$$

$$I_{my} = I_a + A_a (z_a - z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times z_{pl}^3}{3 \times n}$$

$$I_m = 317.8 + 13.2(6 - 19.2)^2 + \frac{104 \times 4.8^3}{3 \times 6.885}$$

$$I_m = 3174.61 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m} = \frac{5 \times 7.47 \times 5.5^4}{384 \times 2.1 \times 3174.61} \times 10^2$$

$$f_{cal} = 1.34 \text{ cm} < f_{adm} = 2.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification au cisaillement :

On suppose que l'effort tranchant n'est repris seulement que par l'âme en acier, comme si la section n'était pas mixte, il faut vérifier donc la condition suivante $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{6.31 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-1} = 77.83 \text{ KN}$$

$$\left(V_{sd} = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{10.78 \times 5.5}{2} = 29.65 \text{ KN} \right.$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{Condition vérifiée pas de risque de cisaillement.}$$

Vérification des contraintes dues au moment fléchissant :

➤ Contraintes dans la poutre en acier :

- **Traction**

$$\sigma_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \times z_m$$

$$\sigma_{ai} = \frac{-40.76 \times 10^{-3}}{3174.61 \times 10^{-8}} \times 19.2 \times 10^{-2} \Rightarrow -246.52 \text{ Mpa}$$

- **Compression :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{n \times I_m} \times z_{pl}$$

$$\sigma_{as} = \frac{40.76 \times 10^{-3}}{6.885 \times 3174.61 \times 10^{-8}} \times 4.8 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{as} = 8.95 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans la dalle :**

- **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{n \times I_m} \times z_{pl} = \frac{40.76 \times 10^{-3}}{6.885 \times 3174.61 \times 10^{-8}} \times 4.8 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bs} = 8.95 \text{ MPa}$$

- **Compression dans la fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{n \times I_m} \times (z_m - (h_c + h_p)) = 13.43 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dues au retrait :**

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ε). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

Les contraintes sont calculées par ses formules suivantes :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_1}{n}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_2}{n}$$

Avec :

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta}$$

β : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{12 + 8 + 4}{2} \Rightarrow \beta = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{317.8}{13.2 \times 12} = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Y_1 = \frac{12}{2} + 2 = 8 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(n \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 104 \times (8 + 4)$$

$$B = 1248 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

$$K = \frac{1248 \times 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 12 \times 13.2}{(6.885 \times 317.8 \times 13.2) + (1248 \times 317.2) + (1248 \times 13.2 \times 12^2)}$$

$$K = 0.297 \text{ KN/cm}^3$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 8 + 8 + 4$$

$$Y_2 = 20 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contrainte sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.297 \times 8 \times 10 = 23.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.297 \times (12 - 8) \times 10 = 11.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_1}{n} = \frac{2.1 \times 2 \times 10 - 0.297 \times 8 \times 10}{6.885} = 2.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_2}{n} = \frac{2.1 \times 2 \times 10 - 0.297 \times 20 \times 10}{6.885} = -2.53 \text{ MPa}$$

• **Contraintes finale :**

$$\sigma_{as} = 8.95 + 23.84 = 32.79 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -246.52 + 11.88 = -234.64 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 8.95 + 2.65 = 11.6 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 13.43 - 2.53 = 10.9 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3 Etude des connecteurs

Les connecteurs (goujons) sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé. Ils assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier, présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle et empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

Selon L'Euro code 04, il existe deux types de connecteurs :

- Connecteur ductile ($\delta_a \geq 6 \text{ mm}$) : Le connecteur est ductile sous réserve d'avoir un degré de connexion suffisant sur la poutre (avec δ_a la capacité de glissement).
- Connecteur non ductile ($\delta_a < 6 \text{ mm}$) : Connecteur avec une capacité de glissement inférieur à 6 mm.

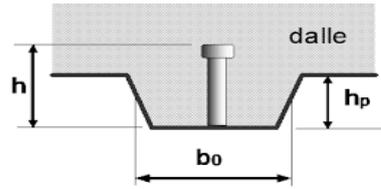


Figure V. 3 Schéma du goujon

➤ Les avantages de l'utilisation des goujons :

- Facilité de pose.
- Rapidité d'exécution.
- Économie.
- Bonne résistance au glissement.
- Les têtes des goujons s'opposent au soulèvement de la dalle.

Calcul des connecteurs :

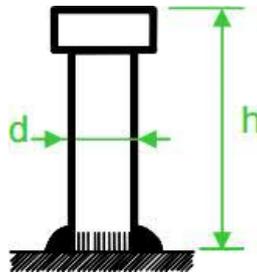


Figure V. 4 dimensionnement du boulon

➤ Caractéristiques du goujon :

On choisit des boulons de type M18 de classe 4.6.

Ces caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)	Ø _{rondelle} (mm)	Ø _{clé} (mm)	d _m (mm)	f _{ub} (Mpa)	f _{yb} (Mpa)
18	20	254	192	34	51	29.1	400	240

Tableau V. 4 caractéristique du connecteur M18 classe 4.6

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : Diamètre nominal du trou.

A : Section normale du trou.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

$$h \geq 4 \times d = 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On adopte $h = 75 \text{ mm}$

Résistance au cisaillement longitudinal P_{Rd} d'un goujon à tete noyé dans une dalle pleine en béton :

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

Avec :

d : Diamètre du fut du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction spécifique du goujon.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré.

E_{cm} : Module de yong sécant du béton ($E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$).

γ_v : Coefficient de sécurité partiel ($\gamma_v = 1.25$).

$$\alpha : \text{Facteur correctif donné par : } \alpha = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ 0.25 \times \left(1 + \frac{h}{d}\right) \rightarrow \text{pour } : 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{75}{18} = 4.167 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = \min \left(\begin{array}{l} 0.8 \times \frac{f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.8 \times \frac{400}{1.25} \times \frac{3.14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65.11 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{\alpha d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} = 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} = 65.64 \text{ KN} \end{array} \right)$$

$$P_{Rd} = 65.111 \text{ KN}$$

L'effort total de cisaillement longitudinales :

$$V_{lf} = \min \left(\begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{13.2 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 282 \text{ KN} \\ 0.85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times 1.04 \times \frac{0.12 \times 25}{1.5} \times 10^3 = 1768 \text{ KN} \end{array} \right)$$

$$V_{lf} = 282 \text{ KN}$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_r = \frac{V_{lf}}{P_{Rd}} = \frac{282}{65.111} = 4.33$$

On choisit $N_r = 5$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{5.5}{2} \Rightarrow L_{cr} = 2.75 \text{ m}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (h_t) ou 800 mm conformément à l'EC4.

$$S_t < \min(6 \times h_t = 720 ; 800)$$

$$S_t < 720 \text{ mm}$$

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_r} = \frac{275}{5} = 55 \text{ cm}$$

Vérification des soudures :

➤ **La gorge a :**

$$a < \min(d = 18 \text{ mm}; t_f = 6.3 \text{ mm})$$

On prends $a = 6 \text{ mm}$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire.

$$l = \pi \times d = 3.14 \times 18 = 56.52 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ f_u = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Leffort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = \alpha \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 6 \times 56.52 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 78.32 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant :

$$f_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_r} = \frac{282}{5}$$

$$f_{sd} = 56.4 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant f_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$f_{sd} = 56.4 \text{ KN} \leq F_{wrd} = 78.32 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des vibrations :

Notre plancher de la terrasse accessible, donc la condition a vérifiée est :

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

Avec :

$$P_s = 7.47 \text{ KN}, E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}, I_m = 3174.61 \text{ cm}^3$$

$$f_{cal} = 1.34 \text{ cm}$$

$$f(\text{Hz}) = \frac{18}{\sqrt{f_{cal}}} = \frac{18}{\sqrt{1.34}} = 15.55 \text{ Hz} \geq 3(\text{Hz}) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4 Ferrailage de la dalle:

Le calcul de ferailage de la dalle de compression s'effectue à la flexion simple pour une section de ($1\text{m} \times e_{dalle}$).

➤ Combinaison d'action :

$$P_u = 1.35 \times g + 1.5 \times \max(q; s)$$

$$P_s = P_{s1} = g + \max(q; s)$$

Dans notre cas le plancher de la terrasse accessible et le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le meme ferrailage pour les dalles du plancher courant et terrasse inaccessible.

• Terrasse accessible :

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	S (KN/m ²)
5.91	1.5	0.122

Tableau V. 5 les charges sur le plancher terrasse accessible

$$P_u = 1.35 \times g + 1.5 \times \max(q; s) = (1.35 \times 5.91 + 1.5 \times 1.5) \times 1$$

$$P_u = 10.23 \text{ KN/m}$$

$$P_s = g + \max(q; s) = (5.91 + 1.5)$$

$$P_s = 7.41 \text{ KN/m}$$

A'ELU :

$$P_u = 10.23 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.04}{5.5} = 0.189 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon la petite portée.}$$

➤ **Calcul des moment :**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{P_u \times l_x^2}{8} = \frac{10.23 \times 1.04^2}{8} = 1.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times M_0 = -0.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06^2 \times 14.2} = 0.023 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.029$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.059 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{1.17 \times 10^{-3}}{0.059 \times 348} = 0.575 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.725 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{min} .

$$\text{Le ferrailage ce fera avec : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures en appuis :**

M_a KN.m ²	μ_{bu}	α	z (m)	A cm ²	A_{min} cm ²	$A_{adopté}$ cm ²	A_r cm ²
0.69	0.014	0.018	0.06	0.333	0.725	2.01	0.503

Tableau V. 6 résultats de la section d'acier en appuis

$$s_{tx} = \min(3 \cdot h_c = 24cm ; 33cm) \Rightarrow s_{tx} = 24cm > \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20cm \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$s_{ty} = \min(4 \cdot h_c = 32cm ; 45cm) \Rightarrow s_{ty} = 32cm > \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25cm \rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_u \cdot l_x}{2} = \frac{10.276 \times 1.04}{2} = 5.344KN$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{5.344 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06} = 0.089MPa$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25MPa$$

$\bar{\tau} > \tau$ Condition vérifiée.

A L'ELS :

$$P_s = 7.41 KN/m$$

M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A (cm ²)	b (cm)	d (cm)
1.01	0.86	0.51	2.01	100	6

Tableau V. 7 Vérification a l'ELS

• **Vérification des contraintes :**

En travée

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot ((A \cdot d - A' \cdot d')) \Rightarrow y = 1.624cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 720.124cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0.86}{720.124 \times 720.124} \times 1.624 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 1.942MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
1.624	720.124	1.143	15	vérifier

Tableau V. 8 Vérification de la contrainte du béton en appuis

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{8}{104} = 0.077 \geq \frac{1.17}{20 \times 1.389} = 0.043 \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.077 \geq \frac{3}{80} = 0.038 \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.04}{100 \cdot 6} = 3.4 \times 10^{-4} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-5} \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.4.1 Les schémas de ferrailage du plancher collaborant

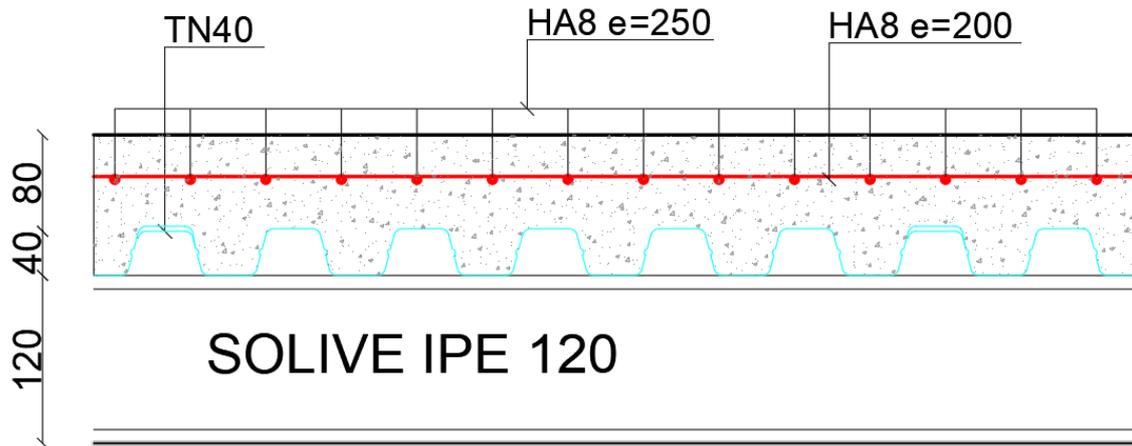


Figure V. 5 schéma de ferrailage sens X-X

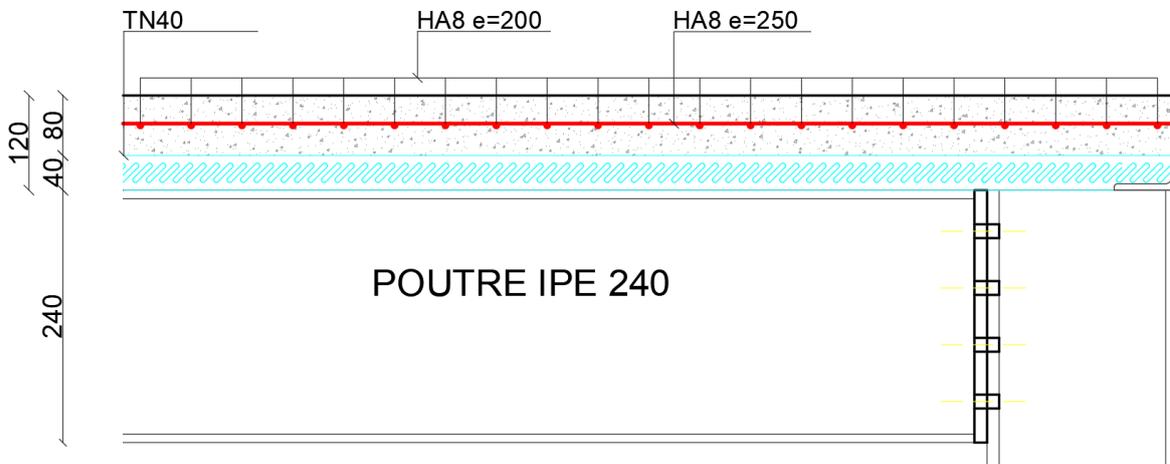


Figure V. 6 schéma de ferrailage sens Y-Y



Chapitre VI

Etude

sismique

Introduction

Le séisme n'est parmi les phénomènes naturels les plus dangereux sur les structures. Il engendre des actions dynamique complexe qui se manifestent par des efforts horizontaux imposé au fondation.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts provoqués et leur distribution dans le système de stabilité afin de limiter les pertes humaines et pertes matérielles, ce qui nécessite une bonne conception en se basant sur les recommandation du règlement parasismique algerien RPA99 version 2003.

L'analyse de la structure est faite par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021.

VI.1 Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, Conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, Numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

VI.1.1 Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Autodesk Robot Structural Analysis est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes. À cet effet la méthode de calcul utilisé est celle des éléments finis (MEF). Cette méthode est un outil de résolution numérique approchée des problèmes de structure et, plus généralement des problèmes physique et mécanique...etc. elle permet la détermination des déplacements, les réactions et les contraintes dans n'importe quel élément de la structure.

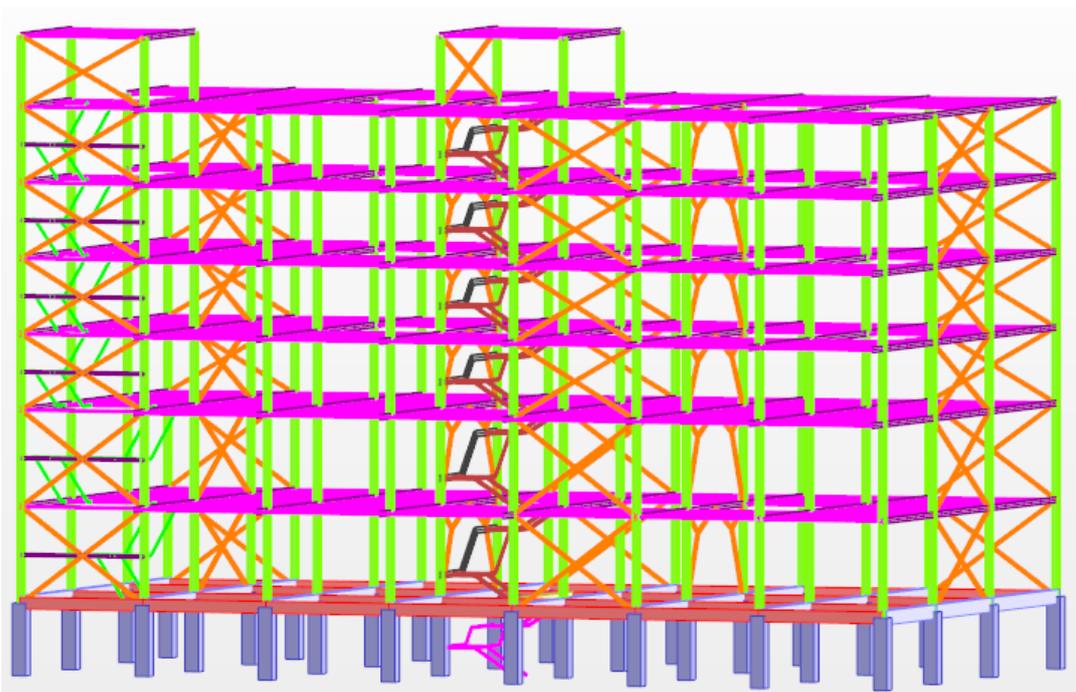


Figure VI. 1 Vue d'ensemble de la structure

VI.2 Analyse de la structure

VI.2.1 Type d'analyse

L'analyse se fera selon la satisfaction des conditions posées par les règlements, sur les cas de chargement.

- **Chargements statiques**
 - Le poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
 - Les charges d'exploitation.
- **Chargements dynamiques**
 - Les effets sismiques.

-  Palée en X
 Palée en V inversé

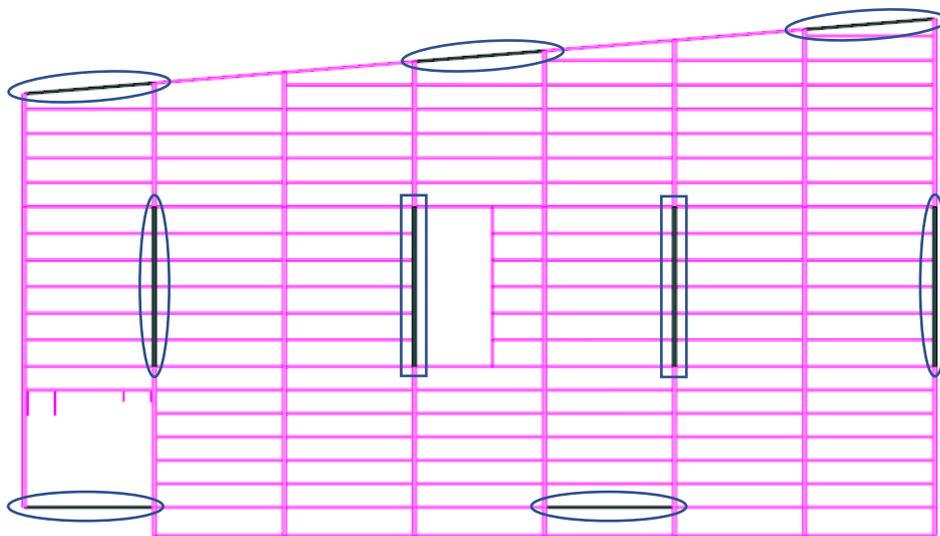


Figure VI. 2 Dispositions des palées de stabilités

VI.3 Méthode de calcul

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.3.1 La méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basée sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a. Principe de la méthode

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

b. Calcul de la force sismique

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Est un facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité de la structure.

W : Poids total de la structure.

Dans notre cas on est dans la zone IIa et un groupe d'usage 2

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau VI. 1 coefficient d'accélération de zone A

Alors $A = 0.15$

D : il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

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

Avec T_1, T_2 : Période caractéristiques associées à la catégorie de site et données par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(sec)}	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau VI. 2 Valeur de T1 et T2 (tableau 4.6 RPA2003)

Chapitre VI

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, le sol est de catégorie

$$S4 \Rightarrow \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.70s \end{cases}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)} \\ \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \end{cases}$$

h_n : la hauteur totale du bâtiment qui égale a 23.96 m

C_T : Coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version 2003.

$D_{x,y}$: La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
C_t	0.05	0.05
$D_{x,y}$	38.9 m	18.01 m
$C_T h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)}$	0.54 s	0.54 s
$\frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$	0.35 s	0.51 s
T_{\min}	0.35 s	0.51 s

Tableau VI. 3 les valeurs de la période fondamentale pour les deux sens

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}}$$

ε : pourcentage d'amortissement critique. Du tableau 4.2 du RPA99 version 2003 :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI. 4 Valeur de ε (tableau 4.2 RPA2003)

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
ε	5	5
η	1	1
D	2.5	2.5

Tableau VI. 5 les valeurs de D dans les deux sens

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

p_q : Est la pénalité à retenir. Les critères de qualité p_q à vérifier sont :

Critère de qualité q	Valeur P _q	
	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
1- condition minimale de files de contreventement	0	0
2-redondance en plan	0	0
3-régularité en plan	0.05	0.05
4- régularité en élévation	0	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Q _x =1.05	Q _y =1.05

Tableau VI. 6 valeur de pénalité P_q et le facteur de qualité Q

R : coefficient de comportement global de la structure, donné par le tableau 4.3, arti4.2.3 (RPA 99/2003), en fonction du système de contreventement.

Structure métallique contreventée par palées triangulées en X dans la direction transversale égale à R=4 et en V dans la direction longitudinale égale à R=3.

Pour le poids totale de la structure W :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, de tableau 4.5 du RPA99 version 2003:

Notre bâtiment est à usage bureau donc **β = 0.20**

Niveaux	W _i (KN)
N7	205.5249
N6	1559.7802
N5	1586.456
N4	1645.4242
N3	1645.4242
N2	1734.5403
N1	1961.8407
W _{total}	10338.99 KN

Tableau VI. 7 les poids des étages extraire par logiciel

- **Calcul de l'effort tranchant à la base**

$$V_x = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \cdot W = \frac{0.15 * 1.05 * 2.5}{4} * 10338.99 = 1017.74 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \cdot W = \frac{0.15 * 1.05 * 2.5}{3} * 10338.99 = 1356.99 \text{ KN}$$

VI.3.2 La méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur la structure, il faut donc chercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

$$\frac{s_g}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2.5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{art 4.3.3 RPA99/2003})$$

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique IIa.
- Groupe d'usage 2 (ouvrages de moyenne importance).
- Site meuble (S4).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi=5\%$).
- Coefficient de comportement ($R=3$).
- Facteur de qualité ($Q_x=1.05$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q_y=1.05$) suivant Y.

a) **Spectre de calcul de réponse**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003

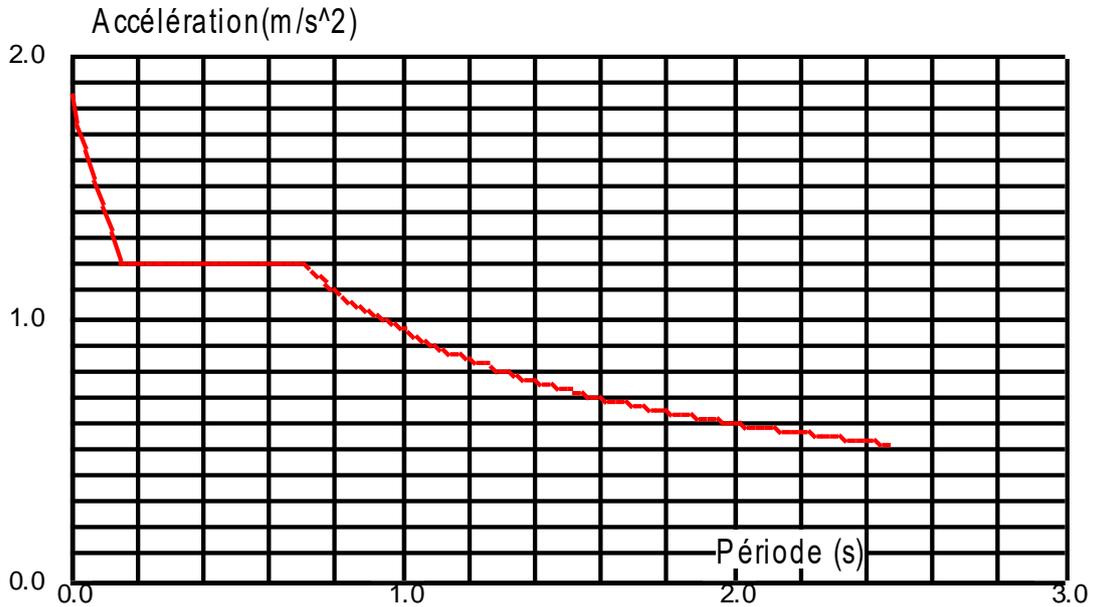


Figure VI. 3 Diagramme de spectre de réponse selon (X-X)

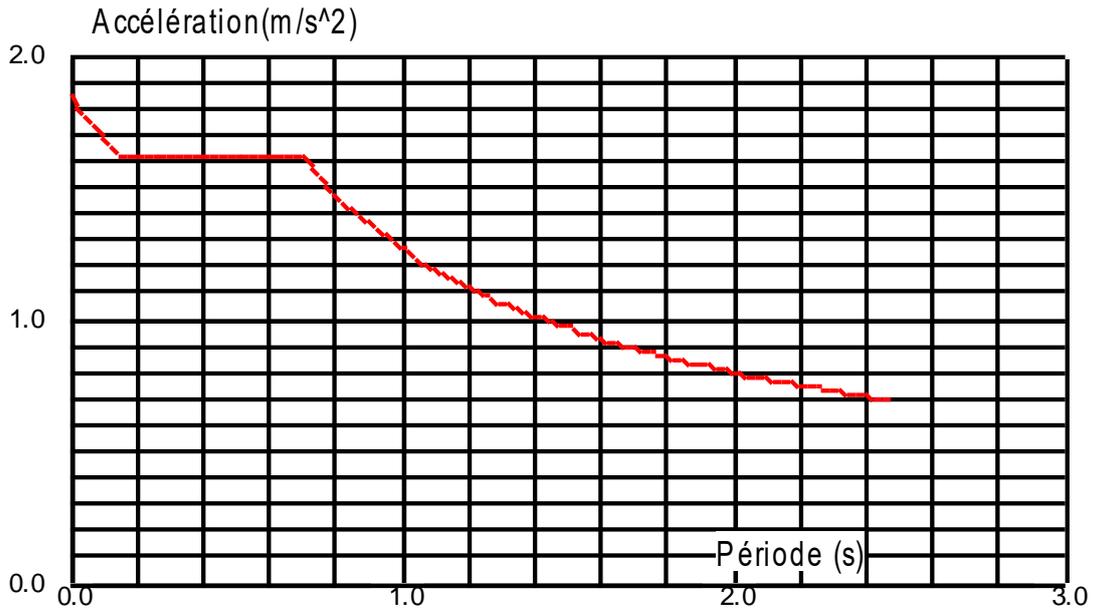


Figure VI. 4 Diagramme de spectre de réponse selon (Y-Y)

b) Les modes de vibration

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	1.45	0.69	5.32	56.30
5/ 2	1.64	0.61	52.90	63.93
5/ 3	2.05	0.49	57.97	64.70
5/ 4	4.40	0.23	58.19	72.81
5/ 5	4.88	0.21	60.86	72.95
5/ 6	5.05	0.20	60.89	75.56
5/ 7	5.85	0.17	66.97	75.63
5/ 8	6.42	0.16	67.07	76.17
5/ 9	6.76	0.15	68.82	76.18
5/ 10	6.81	0.15	68.95	76.18
5/ 11	6.89	0.15	68.96	76.18
5/ 12	6.89	0.15	68.96	76.18
5/ 13	6.89	0.15	68.96	76.18
5/ 14	6.89	0.15	68.96	76.18
5/ 15	6.89	0.15	68.96	76.18
5/ 16	6.90	0.15	68.96	76.18
5/ 17	6.90	0.14	69.00	76.18
5/ 18	6.94	0.14	69.59	76.19
5/ 19	7.17	0.14	69.60	76.19
5/ 20	7.33	0.14	71.78	76.19

Tableau VI. 8 le pourcentage de participation de masse.

c) Les réponses modales de la structure

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont.

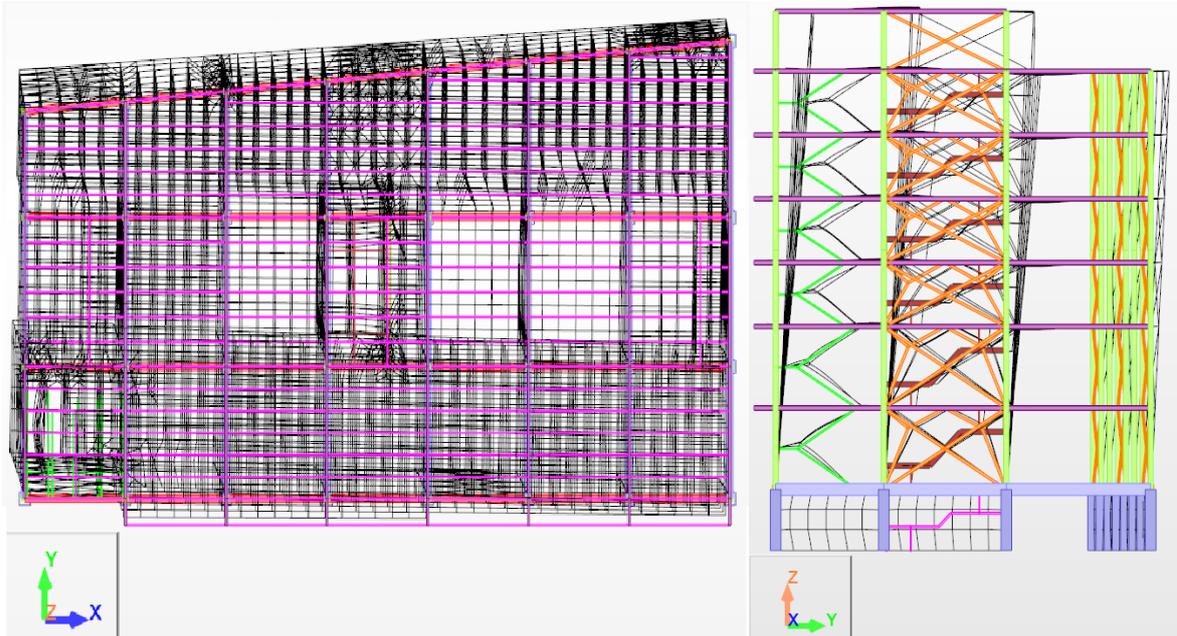


Figure VI. 5 Mode 1 translation suivant l'axe Y-Y

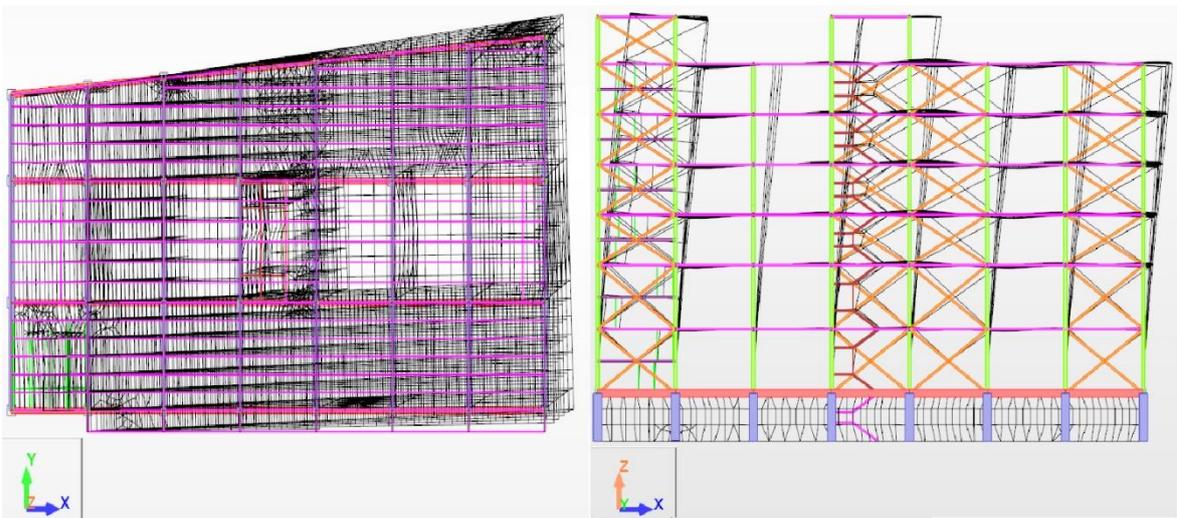


Figure VI. 6 Mode 2 translation suivant l'axe X-X

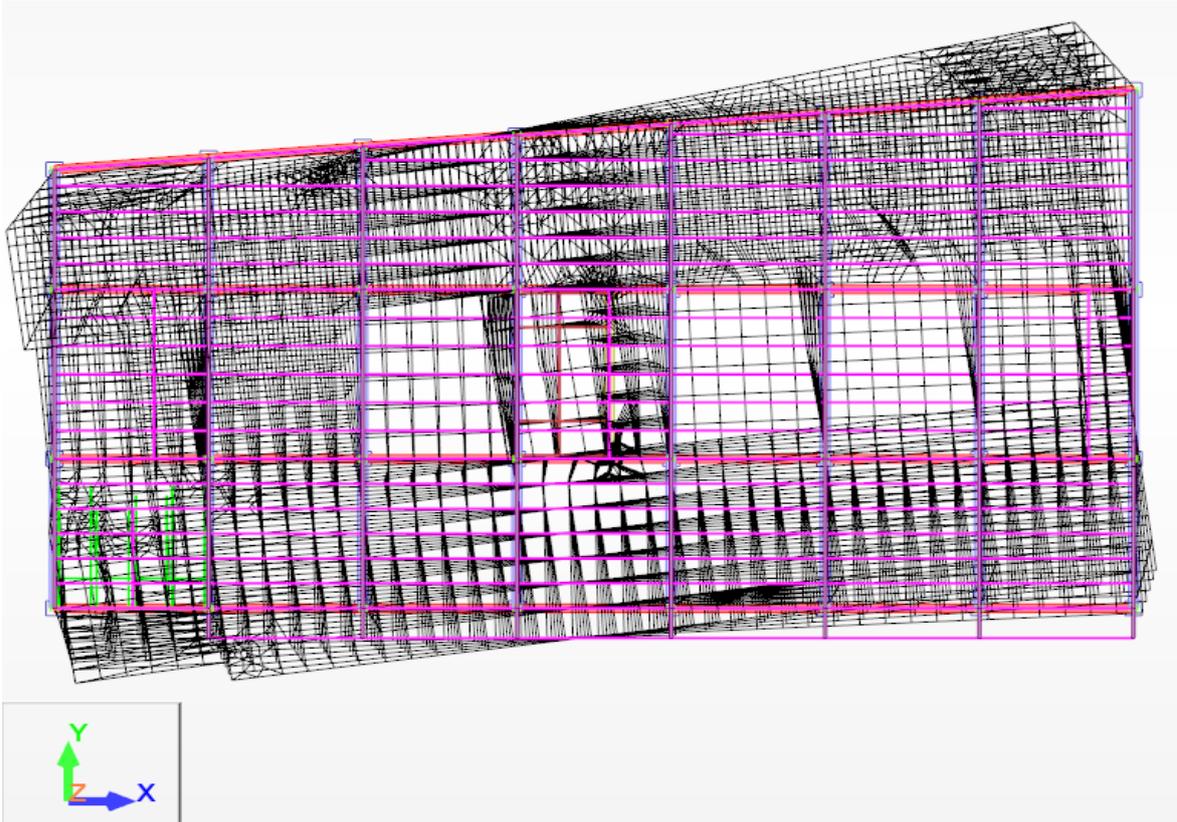


Figure VI. 7 mode 3 Torsion suivant l'axe X-Y

VI.4 Résultante des forces sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$$

	Sens X-X	Sens Y-Y
V_{st}	1017.74 KN	1356.99 KN
V_{dy}	833.42 KN	1098.87 KN
$0.8 V_{st}$	814.19 KN	1085.59 KN
Conditions	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI. 9 Les résultats des efforts statistiques et dynamiques.

VI.4.2 Vérification des déplacements

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10).

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

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (4.19 \text{ RPA99/2003})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif du niveau “k” par rapport au niveau “k-1” est égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ Avec : } \Delta K < 1.0\% \cdot h_k$$

Sens X-X						
Niveau	h _k (m)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	Δk (cm)	1% h _k (cm)	Observation
RDC	408	0.65000	2.6000	2.6000	4.0800	Condition Vérifier
Etage 1	408	1.03000	4.1200	1.5200	4.0800	Condition Vérifier
Etage 2	320	0.93400	3.7360	-0.3840	3.2000	Condition Vérifier
Etage 3	320	0.97800	3.9120	0.1760	3.2000	Condition Vérifier
Etage 4	320	0.96100	3.8440	-0.0680	3.2000	Condition Vérifier
Etage 5	320	0.91000	3.6400	-0.2040	3.2000	Condition Vérifier
Terrasse cage d'escalier	300	1.49600	5.9840	2.3440	3.0000	Condition Vérifier

Tableau VI. 10 Déplacement selon le sens X-X

Sens Y-Y						
Niveau	h _k (cm)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	Δk (cm)	1% h _k (cm)	Observation
RDC	408	0.63700	1.9110	1.9110	4.0800	Condition Vérifier
Etage 1	408	0.71000	2.1300	0.2190	4.0800	Condition Vérifier
Etage 2	320	0.64500	1.9350	-0.1950	3.2000	Condition Vérifier
Etage 3	320	0.60800	1.8240	-0.1110	3.2000	Condition Vérifier
Etage 4	320	0.52900	1.5870	-0.2370	3.2000	Condition Vérifier
Etage 5	320	0.48500	1.4550	-0.1320	3.2000	Condition Vérifier
Terrasse cage d'escalier	300	0.75700	2.2710	0.8160	3.0000	Condition Vérifier

Tableau VI. 11 Déplacement selon le sens Y-Y

VI.5 Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition

suivante est satisfaite $\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitation à chaque niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relative du niveau k par rapport au niveau k-1

H_k : Hauteur d'étage k

Remarque

- Si $0.1 < \theta_k \leq 0.2$ les effets (P- Δ) peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Sens XX						
Niveau	h_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	θ_k (cm)	Observation
RDC	408	1961.84	62.38	2.6000	0.20042	Vérifiée
Etage 1	408	1734.54	110.30	1.5200	0.05859	Vérifiée
Etage 2	320	1645.42	145.66	-0.3840	-0.01356	Vérifiée
Etage 3	320	1645.42	186.69	0.1760	0.00485	Vérifiée
Etage 4	320	1586.46	219.57	-0.0680	-0.00154	Vérifiée
Etage 5	320	1559.78	254.77	-0.2040	-0.00390	Vérifiée
Terrasse cage d'escalier	300	205.52	38.37	2.3440	0.04185	Vérifiée

Tableau VI. 12 Effet de P- Δ sens X-X

Sens XX						
Niveau	h_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	θ_k (cm)	Observation
RDC	408	1961.84	83.17	1.9110	0.11049	Vérifiée
Etage 1	408	1734.54	147.06	0.2190	0.00633	Vérifiée
Etage 2	320	1645.42	194.22	-0.1950	-0.00516	Vérifiée
Etage 3	320	1645.42	248.93	-0.1110	-0.00229	Vérifiée
Etage 4	320	1586.46	292.75	-0.2370	-0.00401	Vérifiée
Etage 5	320	1559.78	339.69	-0.1320	-0.00189	Vérifiée
Terrasse cage d'escalier	300	205.52	51.17	0.8160	0.03217	Vérifiée

Tableau VI. 13 Effet de P- Δ sens Y-Y

Remarque

- Selon les résultats obtenus dans les deux tableaux (suivant x et y), On remarque que $\theta_k < 0.1$ donc les effets (P- Δ) peuvent être négligés.

A construction site featuring a multi-story building under construction with two large tower cranes. The building is light-colored with many windows. The cranes are tall and blue.

Chapitre VII

Vérification

de l'ossature

Introduction

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles CCM 97, et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, des charges verticales et climatiques, ces combinaisons sont faites sur la base des règlements.

VII.1 Vérification de la poutre principale (IPE 240)

La longueur de la poutre $L = 7.55 \text{ m}$

$$V_{sd} = 106.51 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 67.01 \text{ kN.m}$$

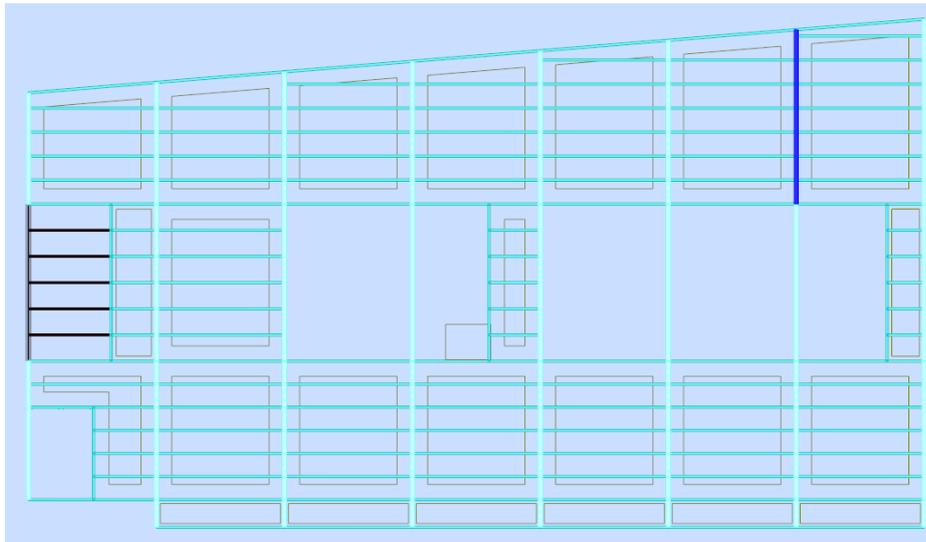


Figure VII. 1 la poutre principale la plus sollicitée.

La section de IPE 240 est de la classe 1 en flexion simple

VII.1.1 Vérification à la résistance

a) La classe de la section :

Classification de la semelle

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{60}{9.8} = 6.12 < 10\varepsilon = 10 * 1 = 10$$

Donc la semelle est de classe 1

b) Âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190.4}{6.2} = 30.71 < 72\varepsilon = 72 * 1 = 72$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1

c) Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq 0.5V_{rd}$

$$V_{sd} = 106.51 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times 19.4 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 236.08 \text{ KN}$$

$$0.5V_{rd} = 118.04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 106.51 \text{ KN} \leq 0.5V_{rd} = 118.04 \text{ KN}$$

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

d) Vérification au moment résistant :

$$M_{rd} > M_{sd}$$

$$M_{sd} = 67.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 366.6 \times 10^{-3}}{1.1} = 78.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 78.32 \text{ KN.m} > M_{sd} = 67.01 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.1.2 Vérification à la stabilité :**a) Vérification au déversement :**

En dois vérifier que : $M_{sd} \leq M_{brd}$

Avec :

M_{brd} : Moment résistant

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

χ_{LT} : Le coefficient de la réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: L'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \beta_w^{0.5}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_i} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \times \frac{t_f}{h} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{7550/20.69}{\sqrt{1.285} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{7550}{20.69} \times \frac{9.8}{240} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 149.28$$

C_i : Facteur dépend des conditions de charge et l'encastrement ($C_i = 1.285$)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{149.28}{93.9} \times 1^{0.5} = 1.59 > 0.4 \text{ (y'a un risque de déversement)}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés.

Donc $\phi_{LT} = 1.91$ et $\chi_{LT} = 0.34$

$$M_{brd} = 26.63 \text{ KN.m} > M_{sd} = 61.07 \text{ KN.m}$$

En augmente la section et on opte pour IPE

$$M_{brd} = 68.73 \text{ KN.m} > M_{sd} = 67.01 \text{ KN.m}$$

VII-2 Vérification de la poutre secondaire

VII-2.1 la poutre secondaire IPE 120 terrasse accessible

C'est la même méthode que la poutre principale alors les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

La longueur de la poutre $L = 5.5 \text{ m}$

La combinaison est : 1.35 (G+Q+Vx)

$$M_{sd} = 10.06 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 14.63 \text{ KN}$$

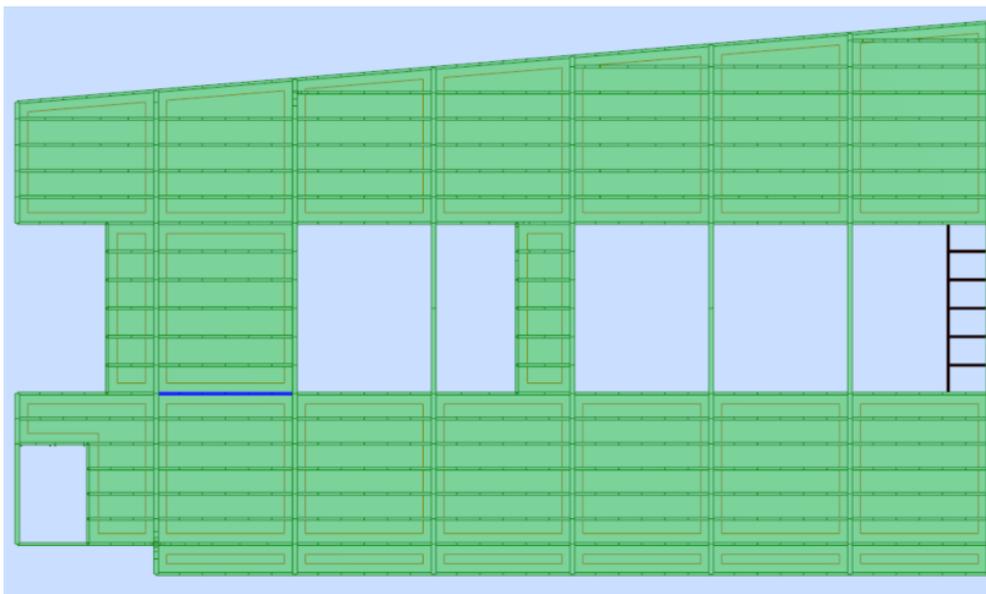


Figure VII. 2 la poutre secondaire IPE 220 terrasse accessible la plus sollicitée

Chapitre VII

a) La classe de la section

Classification de la semelle :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{64}{2} = 32 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{32}{6.3} = 5.08 < 10\varepsilon = 10$$

Donc la semelle est de classe 1

b) Ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72\varepsilon = 72$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1

Vérification de la résistance

Vérification de cisaillement	V _{sd} (KN)	f _y (MPa)	A _{vz} (cm ²)	γ _{m0}	V _{rd} (KN)	0.5V _{rd} (KN)	V _{sd} ≤ 0.5V _{rd}
	14.63	235	6.31	1.1	77.83	38.92	Condition vérifiée

Tableau VII. 1 Résultats Vérification de cisaillement de la poutre secondaire IPE 120

Vérification au moment résistant	M _{sd} (KN.m)	f _y (MPa)	W _{ply} (cm ³)	γ _{m0}	M _{rd}	M _{sd} < M _{rd}
	10.06	235	60.73	1.1	12.97	Condition vérifiée

Tableau VII. 2 Résultats Vérification au moment résistant de la poutre secondaire IPE 120

Vérification à la stabilité

Vérification au diversement	M _{sd} (KN.m)	L (mm)	i _z (mm)	C _i	h (mm)	t _f (mm)	λ _{LT}	λ̄ _{LT}	β _w
		10.06	5500	14.5	1.285	120	6.3	156.63	1.67
Vérification au diversement	α _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	W _{ply} (cm ³)	f _y (MPa)	γ _{m1}	M _{brd} (KN.m)	M _{sd} < M _{sd}	
		0.21	2.05	0.31	60.73	235	1.1	4.02	Condition non vérifiée

Tableau VII. 3 résultats du diversement de la poutre secondaire IPE 120

Alors en augmente la section et en opte pour un IPE180

$$M_{brd} = 13.15 \text{ KN.m} > M_{sd} = 10.06 \text{ KN.m}$$

VII.3 Vérification des poteaux B2

Sont soumis à la flexion composé selon les deux axes.

Les sollicitation les plus défavorables tirés à partir de ROBOT sont :

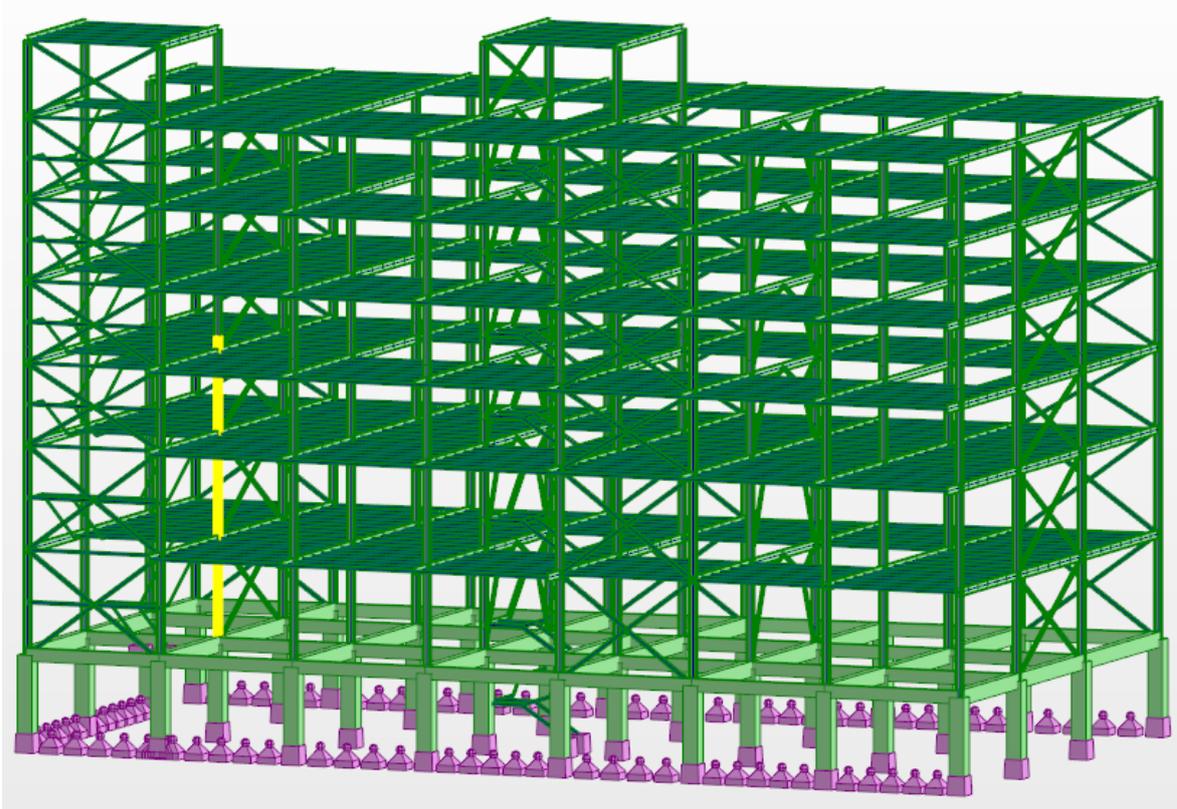


Figure VII. 3 poteau HEA280 le plus défavorable B2

Combinaison	h (m)	N (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	V _z (KN)
G+Q+Ey	12	1453	191.23	6.96	96.75

Tableau VII. 4 les résultats de poteau HEA280 le plus défavorable B2 sur robot

La classe de la section :

Classification de la semelle :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{280}{2} = 140 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{140}{13} = 10.73 > 10\varepsilon = 10$$

$$10 < \frac{c}{t_f} = \frac{150}{14} = 10.73 < 11$$

Donc la semelle est de classe 2

Ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24.47 < 72\varepsilon = 72$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1

Vérification à la résistance :**a) Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{rd}$

$$V_{sd} = 96.75 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times 31.74 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 430.81 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 96.75 \leq 0.5V_{rd} = 215.40 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

pas de réduction du moment plastique.

b) Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = 191.23 \text{ KN.m ,}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 1112 \times 10^{-3}}{1} = 261.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 191.23 \text{ KN.m} < M_{rd} = 261.32 \text{ KN.m (condition vérifiée)}$$

c) Vérification de l'effort normale :

Il faut que $N_{sd} < N_{pl,rd}$

$$\text{Avec : } N_{s,d} = 1453 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 97.26 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1} = 2285.61 \text{ KN}$$

$$N_{s,d} = 1453 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 2285.61 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

Vérification à l'instabilité

La vérification à l'instabilité est donnée par les formules suivantes : (Eurocode 3.5.5.4)

- Flexion composée avec risque de Flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_y \times \frac{M_{sd,y}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \times \frac{M_{sd,z}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1 \dots \dots (1)$$

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_{LT} \times \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \times \frac{M_{sd,z}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1 \dots \dots (2)$$

- Vérification au déversement

Le déversement n'est à prendre en compte que pour les élancements réduits $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$.

Chapitre VII

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donné par la formule suivante :

$\bar{\lambda}_{LT}$: L'élanement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \beta_w^{0.5}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.3$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_i} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \times \frac{t_f}{h} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{4080/70}{\sqrt{1.285} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{4080}{70} \times \frac{13}{280} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 47.32$$

C_i : Facteur dépend des conditions de charge et l'encastrement ($C_i = 1.285$)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{47.32}{93.9} \times 1^{0.5} = 0.5 > 0.4 \text{ (y'a un risque de déversement)}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés.

Donc $\phi_{LT} = 0.66$ et $\chi_{LT} = 0.917$

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$B = \frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_{LT} \times \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \times \frac{M_{sd,z}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1 \dots \dots (2)$$

Flambement flexion avec risque de déversement

$$\frac{1453}{0.9439 \times 2077.83} + 1.073 \times \frac{191.23}{0.917 \times 237.56} + 0.934 \times \frac{6.96}{110.39} = 1.636 < 1 \text{ risque de déversement}$$

Après les vérifications en opte pour HEB 320.

λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	α_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	χ_z	K_{LT}	$N_{sd}(KN)$	K_z	$A (cm^2)$
42.3	0.45	0.21	0.63	0.934	0.9542	1.045	1453	0.948	161.3
$f_y(MPa)$	γ_{m1}	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{plz}(cm^3)$		B		B<1		
235	1.1	2149	939.1		0.941		C.Vérifiée		

Tableau VII. 5 les caractéristiques de la vérification du poteau HEB 320

Vérification au flambement :

- Longueur de flambement

$$L_{fy} = L_{fz} = L_f = 0.5 \times L_0 = 0.5 \times 4.08 = 2.04 \text{ m (Encastrement).}$$

Chapitre VII

➤ **Suivant l'axe (y-y)**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta_1^{0.5}$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.3$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{204}{13.82} = 14.76 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\lambda} = 0.16$$

$\bar{\lambda} = 0.16 < 0.2 \Rightarrow$ Il n'y a pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).

➤ **Suivant l'axe (z-z)**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta_1^{0.5}$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.3$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{204}{7.57} = 26.95 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\lambda} = 0.29$$

$\bar{\lambda} = 0.29 > 0.2 \Rightarrow$ risque de flambement suivant l'axe (z-z).

• **Calcul de χ_z :**

Choix de la courbe de flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1.07 \leq 1.2 \\ t_f = 20.5 \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{la courbe de flambement c}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.29 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0.9542$$

• **Calcul de K_z**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0.9$$

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{1.01}{1.01} = 1$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.1$$

$$\mu_z = 0.1188 \leq 0.9$$

$$K_z = 0.948 \leq 1.5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_y \times \frac{M_{sd,y}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \times \frac{M_{sd,z}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1$$

$$\frac{1453}{0.9542 \times 3445.95} + 0.948 \times \frac{6.96}{200.63} = 0.47 < 1$$

Pas de risque de flambement

VII.4 Vérification des système de contreventement

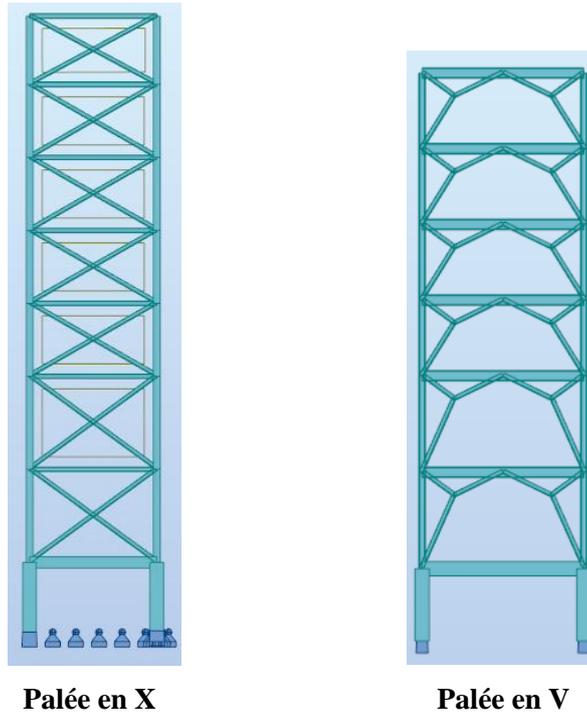


Figure VII. 4 Les systèmes de contreventements

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

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont :

- Les palées en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, intervienne avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
- Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

VII.4.1 Palées triangulées en crois de Saint-André

Sont des profilés 2 CAE 180 x 18 De ROBOT

Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 318.65 \text{ KN}$, obtenue sou la combinaison G+Q+Ex (combinaison qui donne le maximum).

On doit vérifier que :

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

$A = 123.82 \text{ cm}^2$ (section brute)

$$N_{trd} = \frac{123.82 \times 235 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1} = 2909.77 \text{ KN}$$

$N_{tsd} = 318.65 \text{ KN} \leq N_{trd} = 2909.77 \text{ KN}$ (condition vérifiée)

Vérification sous l'effort de compression :

Les diagonales sont sollicitées à la compression seul avec un effort $N_{csd} = -221.89 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison 1.35(G+Q+V) (combinaison qui donne la maximum).

Donc elles doivent vérifiées au flambement simple, avec une longueur $L_0 = 6.38 \text{ m}$

On vérifie que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 2 CAE 180 x 18 est \Rightarrow classe 1

- **Calcul du coefficient de réduction χ**

Suivant (y-y) :

$$L_{ky} = L_0 = 6.38 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{638}{5.44} = 117.27$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \times \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = 1.249$$

Pour les profilés en CAE, on a une courbe de flambement C , on trouve : $\chi_y = 0.4118$

Suivant (z-z) :

$$L_{kz} = L_0 = 6.38$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{638}{5.44} = 117.27$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \times \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = 1.249$$

on a une courbe de flambement , on trouve : $\chi_z = 0.4118$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.4118$$

Section nette ($A_{net} = 123.82 \text{ cm}^2$)

$$N_{crd} = 0.4118 \times 123.82 \times 10^{-4} \times 1 \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 1089.31 \text{ KN}$$

$$N_{csd} = -221.89 \text{ KN} \leq N_{crd} = 1089.13 \text{ KN} \text{ Condition est vérifiée}$$

VII.4.2 Vérification des palées triangulées en V inversé

Comme on a dit que la RPA exige la vérification à la traction et à la compression.

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 333.71 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+Ey (combinaison qui donne le maximum).

On doit vérifier que :

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

$A = 123.82 \text{ cm}^2$ (section brute)

$$N_{trd} = \frac{123.82 \times 235 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1} = 2909.77 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 333.71 \text{ KN} \leq N_{trd} = 2909.77 \text{ KN} \text{ (condition vérifiée)}$$



Chapitre VIII
Calcul des
assemblages

Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

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

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

VIII.1 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

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

Dans notre cas en va utiliser l'assemblage boulonné.

VIII.2 Assemblage Poutre Principale Poteau

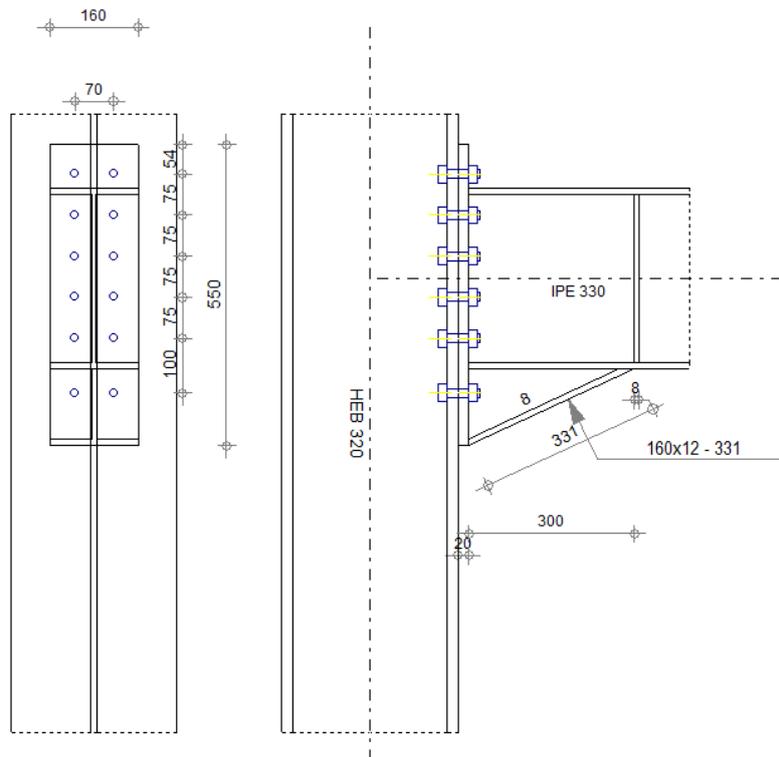


Figure VIII. 1 schéma d'assemblage poutre principale - poteau

Cette assemblage sera réalisé avec des boulons HR de classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

Chapitre VIII

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 50.72 \text{ KN.m} \\ V = 22.19 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELA combinaison : } G + Q + E_x$$

On prend :

$$\begin{cases} d_1 = 42 \text{ cm} \\ d_2 = 29 \text{ cm} \\ d_3 = 16 \text{ cm} \\ d_4 = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sum d_i = 90 \text{ cm}$$

VIII.2.1 Détermination des efforts dans les boulons

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les rangés de boulon tendu, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{50.72 \times 0.42}{0.42^2 + 0.29^2 + 0.16^2 + 0.03^2} \Rightarrow N_1 = 81.07 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{81.07 \times 0.29}{0.42} \Rightarrow N_2 = 55.98 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \times d_3}{d_1} = \frac{55.98 \times 0.16}{0.42} \Rightarrow N_3 = 21.33 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \times d_4}{d_1} = \frac{21.33 \times 0.03}{0.42} \Rightarrow N_4 = 1.52 \text{ KN}$$

VIII.2.2 Prédimensionnement des boulons

$$N_1 \leq n \times F_p$$

n : Nombre de boulon par rangée.

F_p : L'effort de précontrainte

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_1 = 81.07 \text{ KN} \leq 2 \times 0.7 \times A_s \times 800$$

$$A_s \geq \frac{81.07 \times 10^{-3}}{2 \times 0.7 \times 800} = 72.38 \text{ mm}^2$$

On opte pour un boulon de type M12 $\Rightarrow A_s = 84.3 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructives :**

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 16 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 20 \text{ mm}$$

Chapitre VIII

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 13 = 28.6 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 29 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 3 \times 13 = 39 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 39 \text{ mm}$$

VIII.2.3 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage

Il faut vérifier que : $M < M_R$

$$N_{t,rd} = n \times 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_{t,rd} = 2 \times 0.7 \times 84.3 \times 800 = 94416 \text{ N} = 94.42 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{N_{t,rd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = \frac{94.42 \times (0.42^2 + 0.29^2 + 0.16^2 + 0.03^2)}{0.42} \Rightarrow M_R = 64.52 \text{ KN.m}$$

$$M = 50.72 \text{ KN.m} < M_R = 64.52 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

VIII.2.4 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque bouton

$$V = 22.19 \text{ KN} \rightarrow \text{sur 8 boulons}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n}$$

$$F_{v,sd} = \frac{22.19}{8} = 2.77 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

$$F_{s,rd} = K_s \times \mu \times m \times \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{ms}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4}$$

$$K_s = 1$$

$$\gamma_{ms} = 1.25$$

$\mu = 0.3$ brossage à la brosse métallique

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 84.3 = 47208 \text{ N} \Rightarrow F_p = 47.21 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{47.21 - 0.8 \times \frac{81.07}{2}}{1.25} \Rightarrow F_{s,rd} = 3.55 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 2.77 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 3.55 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

VIII.2.5 Assemblage platine-poutre

Cette attache se fera au moyen de cordon de soudure.

Le dimensionnement des courdons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On suppose que le moment est repris uniquement par les courdons reliant les semelles à la platine on suppose également que l'effort tranchant est repris par les courdons reliant l'ame à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de force suivantes :

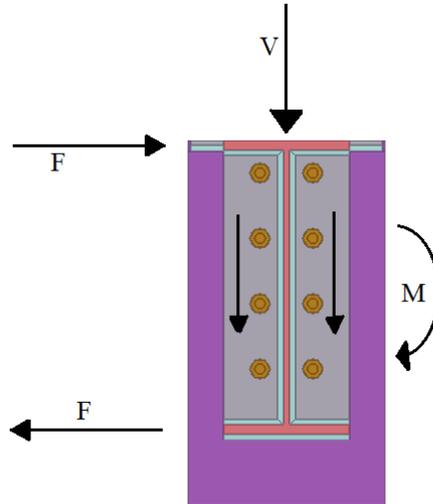


Figure VIII. 2 assemblage platine -poutre principale

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$M = 50.72 \text{ KN.m}$$

$$V = 22.19 \text{ KN}$$

On prend $e = 12 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.

- **Gorge reliant l'ame :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_w = 0.5 \times 9.4 = 4.7 \text{ mm}$$

Soit $a = 4 \text{ mm}$

- **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_f = 0.5 \times 14.6 = 7.3 \text{ mm}$$

Soit $a = 6 \text{ mm}$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons**
 - **Cordon ame-platine :**

Chaque cordon repend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{22.19}{2} = 11.1 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \times t_f$

Chapitre VIII

$$L_w = 450 - 2 \times 14.6 \Rightarrow L_w = 420.8 \text{ mm}$$

- **Cordon semelle-platine :**

Chaque cordon reprend F.

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{50.72}{(450 - 14.6) \times 10^{-3}} \Rightarrow F = 116.49 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est : $L_f = 2 \times b - t_w$

$$L_f = 2 \times 190 - 9.4 \Rightarrow L_f = 370.6 \text{ mm}$$

• **Vérification :**- **Cordon ame-platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w,rd}$$

Avec :

$F_{w,rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,rd} = a \times L_w \times \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \end{cases}$$

$$F_{w,rd} = 4 \times 420.8 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{w,rd} = 349.85 \text{ KN}$$

$$\frac{V}{2} = 11.1 \text{ KN} \leq F_{w,rd} = 349.85 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- **Cordon semelle-platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F = 116.49 \text{ KN} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = 462.17 \text{ KN}$$

\Rightarrow Condition vérifier

VIII.3 Assemblage poutre secondaire-poteau

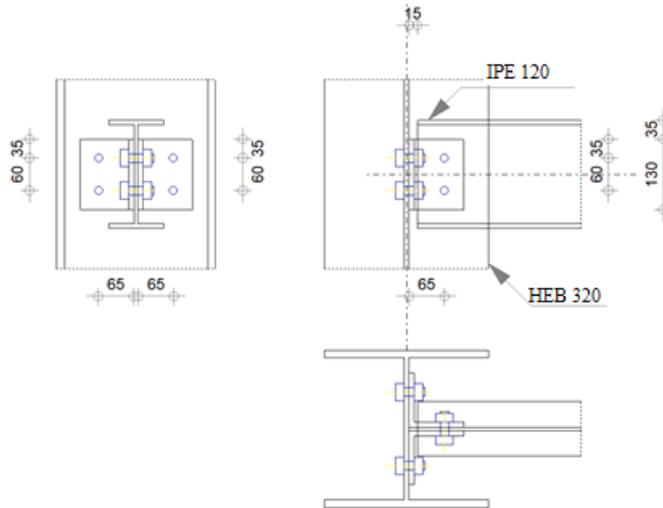


Figure VIII. 3 schéma d'assemblage poutre secondaire - poteau

Cette assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.8, caractérisés par :

$$\text{Classe} \Rightarrow \begin{cases} f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 23.97 \text{ KN.m} \\ V = 16.50 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELA combinaison: } G + Q + E_x$$

C'est le même principe que l'assemblage poutre principale poteaux alors les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

En prend :

$d_1 (cm)$	$d_2 (cm)$	$d_3 (cm)$	$d_4 (cm)$
17.5	12.5	7.5	2.5

Tableau VIII. 1 distances entre les boulons et l'axe

Détermination des efforts dans les boulons :

$N_1 (KN)$	$N_2 (KN)$	$N_3 (KN)$	$N_4 (KN)$
79.9	57.07	24.46	3.49

Tableau VIII. 2 effort dans les boulons

Pré dimensionnement des boulons

$N_1 (KN)$	n	$A_s (mm^2)$	$A_{s,adopté} (mm^2)$	Type
79.9	2	95.12	115	M14

Tableau VIII. 3 Pré dimensionnement des boulons

- **Disposition constructives**

$e_1(mm)$	$e_2(mm)$	$p_1(mm)$	$p_2(mm)$
20	24	34	45

Tableau VIII. 4 Disposition constructives

- **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage**

$N_{t,rd}(KN)$	$M(KN.m)$	$M_r(KN.m)$	$M < M_r$
96.6	23.97	66.01	Vérifier

Tableau VIII. 5 moment résistant effectif de l'assemblage

- **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon**

$V(KN)$	$F_{v,sd}(KN)$	$F_p(KN)$	$F_{v,rd}(KN)$	$F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$
16.50	2.06	48.3	27.6	Vérifier

Tableau VIII. 6 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon

VIII.3.1 Assemblage platine poutre :

C'est le meme principe que le précédent et les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

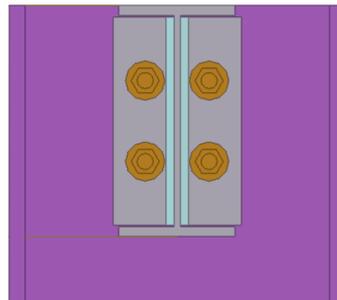


Figure VIII. 4 Assemblage platine poutre secondaire

$M = 23.97 KN.m$

$V = 16.50 KN$

On prend $e = 12 mm$ épaisseur de la platine

Gorge reliant l'ame	Gorge reliant la semelle
$\alpha = 3 mm$	$\alpha = 4 mm$

Tableau VIII. 7 dimensions des gorges

Distribution des efforts sur les différents cordons :

Cordon aile platine		Cordon semelle platine	
Chaque cordon reprend $V/2$ (KN)	L_f (mm)	L_w (mm)	F (KN)
8.25	194.4	183	125.17

Tableau VIII. 8 Les efforts sur les différents cordons

Vérification :

Cordon aile platine			Cordon aile platine		
$V/2$ (KN)	$F_{w,rd}$ (KN)	$\frac{V}{2} \leq F_{w,rd}$	F (KN)	$F_{w,rd}$ (KN)	$F \leq F_{w,rd}$ ()
8.25	114.11	vérifier	125.17	161.62	Vérifier

Tableau VIII. 9 Vérification des cordons

VIII.4 Assemblage solive-poutre principales

Les solives sont articulées au sommiers par des cornières d'attache.

L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre

$V = 109.98 \text{ KN}$

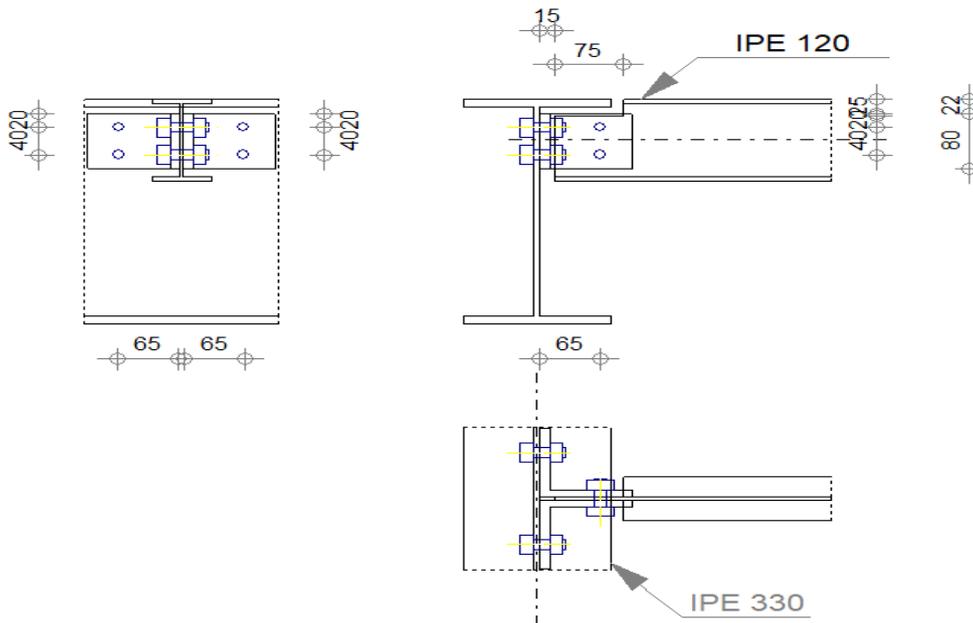


Figure VIII. 5 Schéma d'assemblage solive – poutre principal de rive

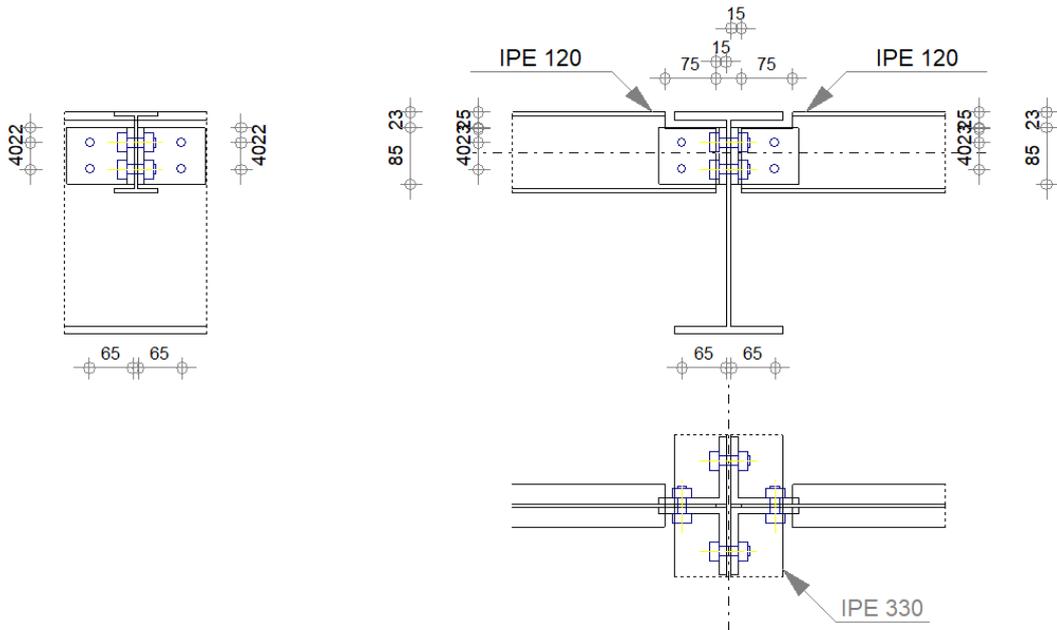


Figure VIII. 6 Schéma d’assemblage solive – poutre principale intermédiaire

Cette assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.8, caractérisés par :

$$\text{Classe} \Rightarrow \begin{cases} f_{yb} = 480 \\ f_{ub} = 600 \end{cases}$$

- **Dimensionnement des boulons**

• **Coté solive :**

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.2}$$

Avec :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n \times p} \leq F_{v,rd}$$

Avec :

n_b : Nombre des boulons.

$$A_s \geq \frac{V \times \gamma_{mb}}{n \times p \times 0.5 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{109.97 \times 10^3}{2 \times 2 \times 0.5 \times 600} \Rightarrow A_s \geq 91.64 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M14 $\Rightarrow A_s = 115 \text{ mm}^2$

• **Coté principale**

Sois des boulons de type M14 $\Rightarrow A_s = 115 \text{ mm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M14, donc on prend une cornière L140×140×14

- **Disposition géométrique**

$$3 \times d_0 = 3 \times 15 = 45 \text{ mm} \leq P_2 \leq 14 \times t = 14 \times 14 = 196 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 120 \text{ mm}$$

$$1.5 \times d_0 = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12 \times t = 12 \times 14 = 168 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 70 \text{ mm}$$

$$1.2 \times d_0 = 1.2 \times 15 = 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12 \times t = 168 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 120 \text{ mm}$$

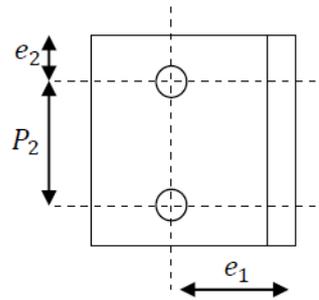


Figure VIII. 7 disposition constructive des boulons

- **Vérification des boulons au cisaillement :**

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 115 \times \frac{600}{1.25}$$

$$F_{v,rd} = 27.6 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V}{n \times p} = \frac{109.97}{2 \times 2} = 27.49 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 27.6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

VIII.5 Assemblage poteau-poteau

Ce sont des assemblages rigide qui transmettent tous les efforts d'un composant à l'autre.

Donnée :

- 8 boulon de classe 8.8 de type M18
- Epaisseur de la platine : $e_p = 12 \text{ mm}$
- $f_{ub} = 640 \text{ MPa}$
- $f_u = 800 \text{ MPa}$
- $N = 168.95 \text{ KN}$
- $M = -77.93 \text{ KN.M}$
- $V = 60.34 \text{ KN}$

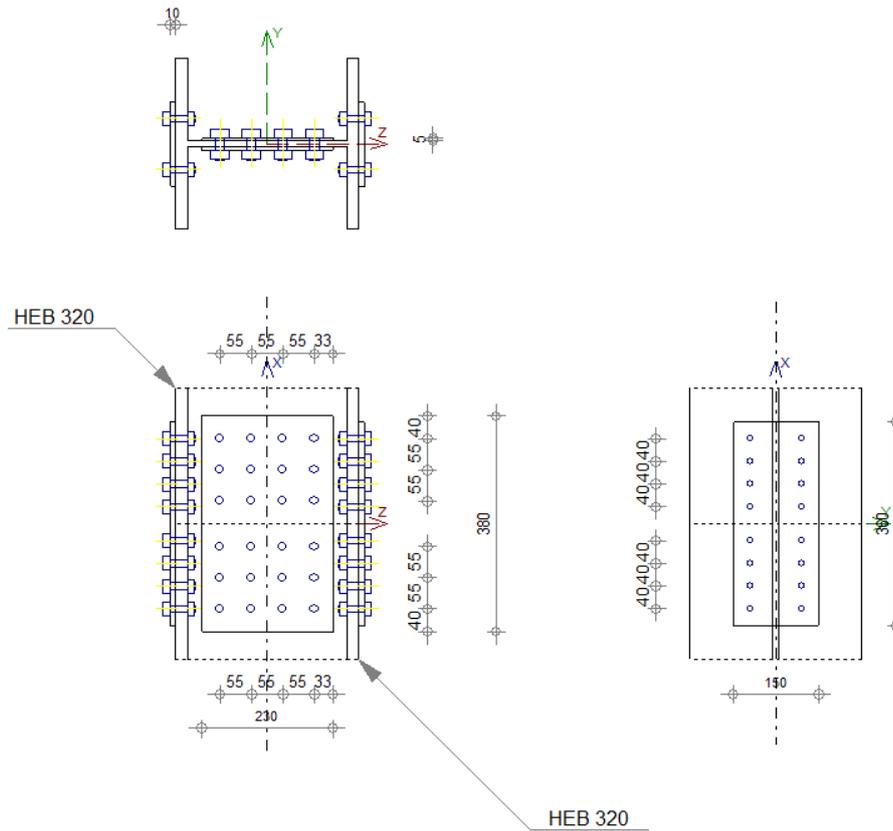


Figure VIII. 8 schéma d'assemblage poteau - poteau

• Disposition géométrique :

$$\begin{cases} 3d_0 = 60 \text{ mm} \leq P_2 \leq \min(14t = 252 \text{ mm} ; 200\text{mm}) \\ 2.2d_0 = 44 \text{ mm} \leq P_1 \leq \min(14t = 252 \text{ mm} ; 200\text{mm}) \\ 1.5d_0 = 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq \min(12t = 216 \text{ mm} ; 150\text{mm}) \\ 1.2d_0 = 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq \min(12t = 216 \text{ mm} ; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 120 \text{ mm} \\ P_1 = 120 \text{ mm} \\ e_2 = 60 \text{ mm} \\ e_1 = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles et en second lieu de l'ame.

• Assemblage des semelle par couvre joint

• Résistance de la semelle du profilé

$$F_{s,rd} = K_s \times n \times u \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_p = 0.7 \times F_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 192 = 107.52 \text{ KN}$$

$$F_p = F_{t,sd} = 107.52 \text{ KN (en HR)}$$

$$F_{s,rd} = 1 \times 8 \times 0.3 \times \frac{(107.52 - 0.8 \times 107.52)}{1.25} = 41.29 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n} = \frac{60.34}{8} = 7.54 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{s,rd} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Condition vérifier

- **Résistance des boulons des semelles**

La résistance au cisaillement d'un boulon ordinaire de classe 6.8 donnée par :

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 600 \times 192}{1.25} = 55.3 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{8} = \frac{60.34}{8} = 7.54 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- **Assemblage des ams par couvre joint**

La largeur de couvre joint : $b = \text{largeur de poteau(HEA300)} - 60 = 240 \text{ mm}$

$$A_{brute} = b \times t_f = 240 \times 14 = 3360 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A_{brute} - 2 \times d_0 \times t_f = 3360 - 2 \times 26 \times 14 = 2632 \text{ mm}^2$$

$$N_u = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \geq N_{pl} = \frac{A_{brute} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_u = 0.9 \times 2632 \times \frac{360}{1.25} = 682.21 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{3360 \times 235}{1.1} = 717.82 \text{ KN}$$

$$N_u = 682.21 \text{ KN} < N_{pl} = 717.82 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifier}$$

Donc il nous faut des trous de fixation.

VIII.6 Assemblage des éléments de contreventement

VIII.6.1 Assemblage du contreventement en croix de Saint-André portique

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t,sd} = 281.05 \text{ KN}$

VIII.6.1.1 Assemblage gousset-nœud du portique

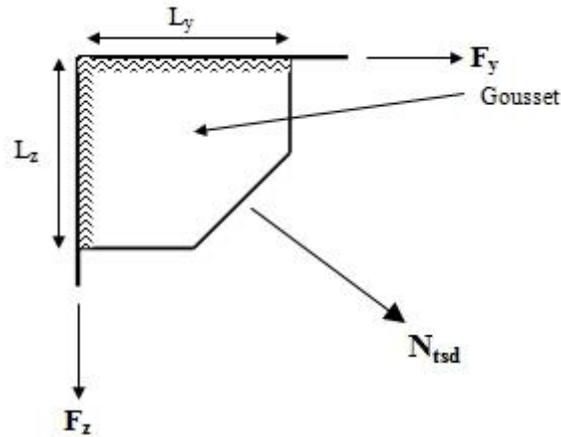


Figure VIII. 9 assemblage gousset noeud du portique par cordon de soudure.

➤ Pré-dimensionnement du gousset :

L'épaisseur de gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

$F(KN)$	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
$e(mm)$	8	10	12	14	16

Tableau VIII. 10 épaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.

$N_{t,sd} = 281.05 KN \Rightarrow e = 10 mm$

➤ Pré-dimensionnement de la gorge de soudure :

Elle est donnée par la formule suivante :

$3mm \leq a \leq 0.5t_{max}$

t_{max} : Epaisseur maximale des pièce assemblées

$t_{max} = t_{HEA300} = 14 mm$

Donc : $a = 5 mm$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times F_u} \dots \dots \dots (I); avec: \begin{cases} F_u = 360 MPa \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \end{cases}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure)

$$\tan \alpha = \frac{L_z}{L_y} = \frac{4.08}{5.5} \Rightarrow \alpha = 36.57^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{t,sd} \times \cos \alpha = 225.72 KN$$

Chapitre VIII

$$F_z = N_{t,sd} \times \sin \alpha = 167.45 \text{ KN}$$

A partir de l'équation (I), on a :

$$\begin{cases} L_y \geq 13.52 \text{ cm} \\ L_z \geq 10.68 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 14 \text{ cm} \\ L_z = 11 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.6.1.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau de nœud de portique

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose 4 boulons dans chaque rangée.

Barre N°3607 extrait dans robot

$$N_{sd} = 512.07 \text{ KN}$$

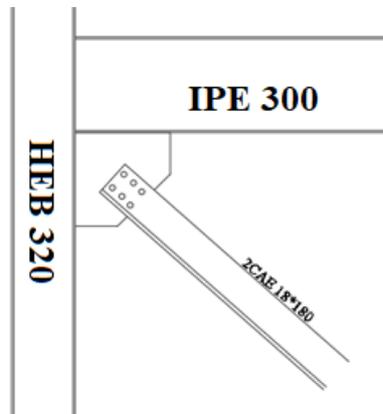


Figure VIII. 10 assemblage des diagonales sur gousset.

➤ **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p}$$

Avec :

p : Nombre de plan de cisaillement

n : Nombre de boulon

$$F_{v,sd} = \frac{281.05}{4 \times 2}$$

$$\Rightarrow F_{v,sd} = 35.12 \text{ KN}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mb}}{0.6 \times f_{ub}} \quad \text{avec} \quad \gamma_{mb} = 1.25$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{35.12 \times 10^3 \times 1.25}{0.6 \times 600} = 121.94 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons de type M16 avec : $A_s = 157 \text{ mm}^2$

➤ Disposition géométrique :

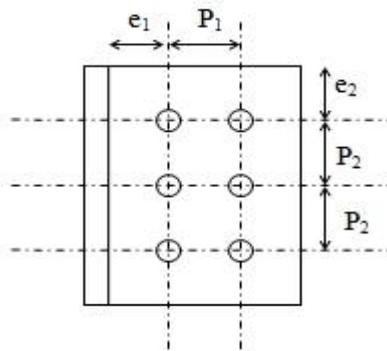


Figure VIII. 11 Disposition géométrique.

$$\begin{cases} 3d_0 = 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq \min(14t = 224 \text{ mm}; 200\text{mm}) \\ 2.2d_0 = 39.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq \min(14t = 224 \text{ mm}; 200\text{mm}) \\ 1.5d_0 = 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq \min(12t = 192 \text{ mm}; 150\text{mm}) \\ 1.2d_0 = 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq \min(12t = 192 \text{ mm}; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 80 \text{ mm} \\ P_1 = 80 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \\ e_3 = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

art 6.5.1.8; EC3

• Vérification vis-à-vis de la sembalge trop long :

$$l = (n - 1)P_1 = (4 - 1)80 = 240 \text{ mm}$$

$$15d = 240 \text{ mm}$$

$$l \leq 15d \Rightarrow \text{L'assemblage n'est pas long}$$

• Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale :

• Cornière :

On doit vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec } \gamma_{mb} = 1.25$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \times 16}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 16} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{600}{360}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 1.28 \times \frac{360 \times 16 \times 16}{1.25} = 235.93 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 35.12 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 235.93 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale.

• Gousset :

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} = 2.5 \times 0.83 \times \frac{360 \times 16 \times 16}{1.25} = 235.93 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{t,sd}}{4} = \frac{281.05}{4} = 70.26 \text{ KN}$$

$$F_{b,rd} = 235.93 \text{ KN} \geq F_{v,sd} = 70.26 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- **Vérification de la section nette de la cornière :**

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd} = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec } \gamma_{mb} = 1.25$$

On doit vérifier que :

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2) \quad \text{avec: } \begin{cases} A_1 = (l - d_0)e \\ A_2 = A_{tot} - (d_0 - e) - A_1 \end{cases}$$

$$A_1 = (180 - 20) \times 10 = 1600 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 6190 - (20 \times 10) - 1600 = 4390 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times 1600}{3 \times 1600 + 4390} = 0.52$$

$$A_{net} = 7765.6 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,rd} = 0.9 \times 7765.6 \times \frac{360}{1.25} = 2012.84 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{t,sd}}{4} = \frac{281.05}{4} = 70.26 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

VIII.6.1.3 Assemblage de contreventement en « V » inversé :

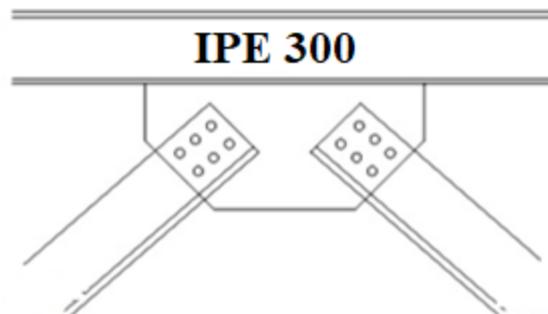


Figure VIII. 12 Assemblage de contreventement en V inversé.

➤ Assemblage gousset-poutre principale

- **Pré-dimensionnement du gousset**

La plaque est soumise à deux efforts de traction et de compression :

$$N_t = 339.56 \text{ KN de la barre 3740}$$

$$N_c = 167.09 \text{ KN de la barre 3712}$$

- **Pré-dimensionnement de la gorge de soudure :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_{max}$$

t_{max} : Epaisseur maximale des pièce assemblées

$$t_{max} = t_{HEA300} = 14.6 \text{ mm}$$

Donc : $a = 5 \text{ mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times F}$$

Soit $L = 9 \text{ cm}$

➤ **Assemblage des diagonales sur le gousset :**

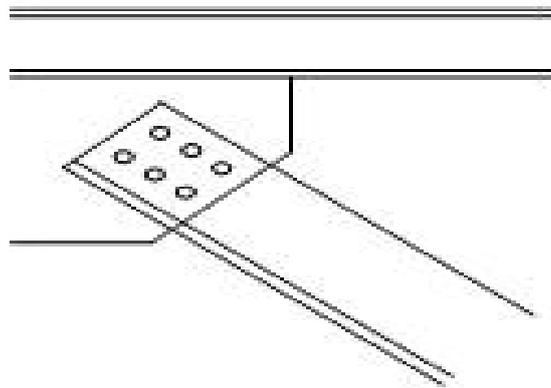


Figure VIII. 13 assemblage des diagonales sur le gousset

• **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

• **A la traction :**

$$F_{v,sd} = \frac{N_t}{n \times p}$$

Avec :

p : Nombre de plan de cisaillement

n : Nombre de boulon

$$\Rightarrow F_{v,sd} = \frac{339.56}{4 \times 2} = 42.45 \text{ KN}$$

➤ **A la compression :**

$$F_{v,sd} = \frac{N_c}{n \times p} = \frac{197.09}{4 \times 2} = 20.87 \text{ KN}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

➤ **A la traction**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mb}}{0.6 \times f_{ub}} \quad \text{avec} \quad \gamma_{mb} = 1.25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 157.81$$

On opte pour des boulons de type M18 avec : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

➤ **A la compression :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mb}}{0.6 \times f_{ub}} \quad \text{avec} \quad \gamma_{mb} = 1.25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 72.47 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons de type M12 avec : $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$

On opte pour le plus défavorable M18 avec : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

• **Disposition géométrique :**

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 2.2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 70\text{mm} \\ P_1 = 70\text{mm} \\ e_2 = 50\text{mm} \\ e_3 = 50\text{mm} \end{cases} \quad \text{art 6.5.1.8; EC3}$$

• **Vérification vis-à-vis de la sémalge trop long :**

$$l = (n - 1)P_1 = 210\text{mm}$$

$$15d = 270 \text{ mm}$$

si $l \leq 15d \Rightarrow$ L'assemblage n'est pas long

• **Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale :**

• **Cornière :**

On doit vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \gamma_{mb} = 1.25$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 0.83$$

$$F_{b,rd} = 193.62 \geq F_{v,sd} = \frac{339.56}{4 \times 2} = 42.45 \text{ KN}$$

Condition vérifier

• **Gousset :**

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} = 193.62 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{t,sd}}{4} = \frac{339.56}{4} = 84.89 \text{ KN}$$

Condition vérifier

VIII.7 Calcul des pieds de poteau

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises d'acier, ces derniers sont des plaques métalliques appelées « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appuis, dans notre cas les poteaux sont encastré à leur base.

Les tiges d'ancrage ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaires vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

- **Dimensionnement de la platine :**

La platine est dimensionnée avec l'effort de compression maximale $N = 404.43$ et le moment $M = 142.42 \text{ KN.m}$ par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \frac{N_t}{b \times h} + \frac{6 \times M}{b \times h^2} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

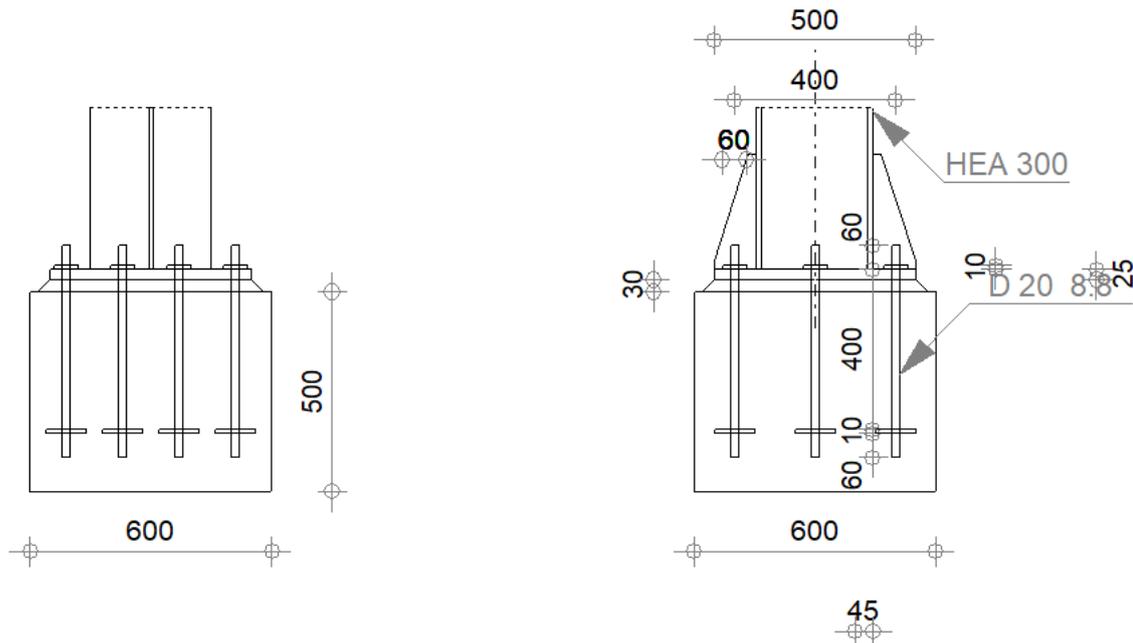


Figure VIII. 14 schéma d'assemblage poteau - poteau

$$b \times \bar{\sigma}_b \times h^2 - N_t \times h - 6 \times M \geq 0$$

On fixe b et on calcul h.

Soit $b = 0.6m$

$$8.52 \times h^2 - 404.43 \times 10^{-3} \times h - 6 \times 142.42 \times 10^{-3} \geq 0$$

$$h \geq 0.34 \Rightarrow h = 0.5m$$

- Dimensionnement des tiges de l'ancrages :

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec grosse est donné par la formule suivante

$$N_{ad} = 0.1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6.4 \times r + 3.5 \times l_2) \geq \frac{N_t}{n_b} \dots \dots \dots (I)$$

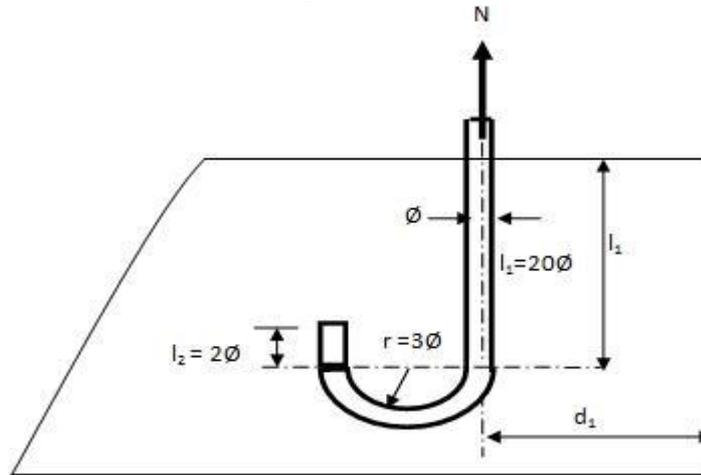


Figure VIII. 15 dimension de la tige d'ancrage.

Avec :

g_c : Dosage en ciment du béton $\left(\frac{Kg}{m^3}\right)$.

d_1 : Enrobage (150mm).

ϕ : Diamètre du goujon.

n_b : Nombre des goujon.

$$r = 3\phi$$

$$l_1 = 20\phi$$

$$l_2 = 2\phi$$

On choisit 10 boulons, après le developement de l'équation (I) on trouve :

La résolution de cette équation donne $\phi \geq 43mm$

Donc on opte des tiges de diamètre $\phi = 45 mm$ disposé comme suite :

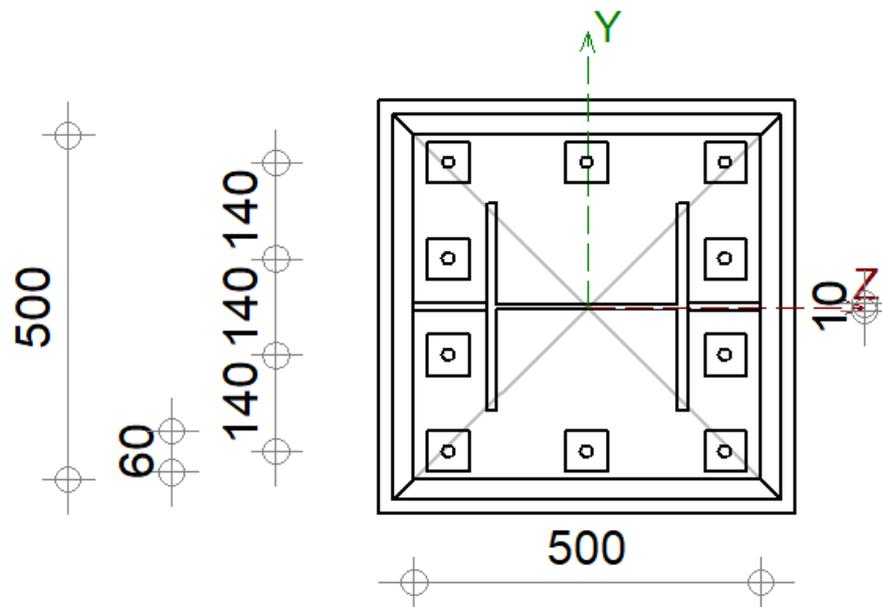


Figure VIII. 16 dispositions des tiges d'ancrage.

- Vérification des contraintes :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{142.42}{231.66} = 0.615 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083 \text{ m}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N_{sd} \cdot l}{b \cdot h' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l = 37.8 \text{ cm} \\ h = h' = 50 \text{ cm} \Rightarrow \sigma_b = 4.63 \text{ MPa} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition vérifier.

$$\sigma_M = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{h} \right) = 6.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{h} \right) = -4.92 \text{ MPa}$$

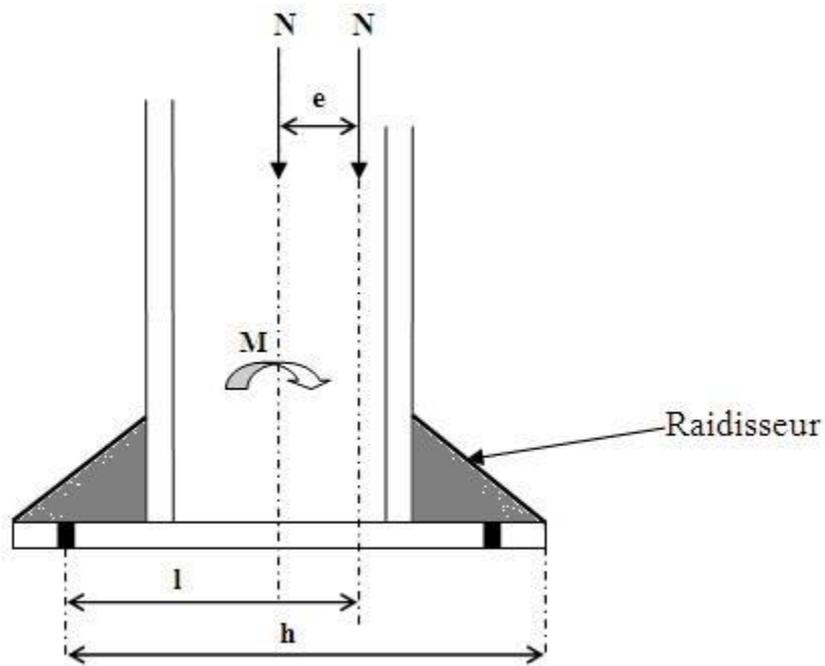


Figure VIII. 17 Excentricité de l'effort normal

On choisit une platine de 20 mm d'épaisseur.

- **Vérification de la beche :**

L'utilisation de la beche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

$$0.3N < V$$

Avec :

V : L'effort tranchant max ($V = 166.65 \text{ KN}$) de robot.

N : L'effort de compression max ($N = 1475.87 \text{ KN}$) de robot.

$$0.3 \times 1475.87 = 442.76 > 166.65 \text{ KN} \Rightarrow \text{la beche est inutile.}$$



Chapitre IX

etude de

l'infrastructure

Introduction

Les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage, elles permettent la transmission de toutes les sollicitations de la superstructure au sol tout en assurant la stabilité générale de la structure.

L'étude de l'infrastructure exige la reconnaissance géotechnique du sol d'assise, car l'étude des fondations et leur dimensionnement dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

IX.1 Choix de type de fondations

Le choix de type de fondation s'effectue à base des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La profondeur du l'ancrage.
- La distance entre axe des poteaux.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

- Selon le rapport géotechnique du sol la contrainte admissible est égale à **1.0 bars**.

Afin de choisir le type de fondation qui convient à la structure étudiée, on procède d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces dernières ne passent pas on opte alors pour un radier général.

IX.1.1 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

- G+Q+E
- 0.8G±E

IX.2 Calcul des fondations

IX.2.1 Calcul de la surface

N : l'effort normal transmis par la structure.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.0 \text{ bar}$.

$S_{bat} = 762.63 \text{ m}^2$

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{83941.79}{100} = 839.42 \text{ m}^2$$

Alors en opte pour un radier

On prend la surface du radier égale à la surface : $S_{radier}=S = 839.42 \text{ m}^2$

IX.2.2 Définition du radier générale

Le radier est une fondation superficielle sous forme d'une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Ce système permet une bonne répartition des charges surtout en cas du sol d'une qualité peu fiable. Le rôle principal du radier consiste à soutenir la future structure.

IX.2.3 Pré dimensionnement du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les poteaux de l'ossature (dans le cas de la structure étudiée les nervures seront orientées vers le bas afin de permettre la réalisation du sous-sol). Le calcul du radier se fait sur le principe d'une plaque. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

- **Condition de coffrage :**

- **Les nervures :**

Sens X-X :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec

l_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs entre nus d'appuis qui égale à 5.5 m

Donc : $ht \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$ On prend : $ht=55 \text{ cm}$

Sens Y-Y :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec

l_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs entre nus d'appuis qui égale à 8.01 m

Donc : $ht \geq \frac{801}{10} = 80.1 \text{ cm}$ On prend : $ht=85 \text{ cm}$

- **La dalle :**

On prend le plus grand panneau de la structure étudiée avec ($l_x=5.5 \text{ m}$; $l_y=8.01 \text{ m}$)

$$\frac{l_y}{20} \leq h_0 \Rightarrow \frac{801}{20} = 40.05 \leq h_0 \text{ On prend : } h_0=45 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e = \left[\frac{4 \times E \times I}{K \times b} \right]^{\frac{1}{4}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton $E=3.2 \times 10^7$ KN / m²

I : inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol (pour un sol moyen $K=4 \times 10^4$ KN/m³)

b : Largeur du radier (bonde de 1m).

A partir de la condition de rigidité on aura donc :

Sens Y-Y (repère global) :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; 0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.7 h_t$$

$$\begin{cases} ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 8.01^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.2 \times 10^7}} = 1.38 \\ 0.3 \times 1.40 = 0.42 \leq b \leq 0.7 \times 1.4 = 0.98 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_t = 1.40 \text{ m} \\ b_0 = 0.60 \text{ m} \end{cases}$$

Sens X-X (repère global) :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.5^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; 0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.7 h_t$$

$$\begin{cases} ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.5^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.2 \times 10^7}} = 0.86 \\ 0.3 \times 0.90 = 0.27 \leq b \leq 0.7 \times 0.90 = 0.63 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_t = 0.90 \text{ m} \\ b_0 = 0.60 \text{ m} \end{cases}$$

A partir des conditions précédentes on aura :

$$\begin{cases} h_{t(\text{sens } Y - Y)} = 140 \text{ cm} ; h_{t(\text{sens } X - X)} = 90 \text{ cm} \\ h_0 = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

IX.2.4 Vérifications

IX.2.4.1 Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut vérifier que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

N : l'effort normal transmis par la structure $N=83941.79KN$

$F_s=1.5$ (Coefficient de sécurité).

$H=3.2$ m (Hauteur d'ancrage du bâtiment).

Chapitre IX

$$S_{rad} = 839.42 \text{ m}^2$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$A.N : F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 1.5 \times 3.2 \times 839.42 \times 10 = 40292.16 \text{ KN}$$

$$N = 83941.79 \text{ KN} > 40292.16 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.4.2 Vérification au poinçonnement

$$\text{Il faut vérifier que : } Nu \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Nu : L'effort normal à l'ELU apporté par le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_t : Hauteur de la nervure du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

Remarque

En présence des nervures pas de risque de poinçonnement

IX.2.4.3 Vérification au cisaillement

$$\text{Il faut que la condition suivante soit satisfaite : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

b : On prend une bonde de 1 m.

$$d = 0.9h_0 = 0.90 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \rightarrow F.P.N \\ \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) \rightarrow F.N \text{ et } F.T.N \end{cases}$$

Selon le rapport du sol, le site d'implantation est un site plat qui risque la stagnation des eaux pluviales donc la fissuration considérée nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = \frac{N_{u_{tot}} \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{118383.73 \times 8.01}{2 \times 839.42} = 564.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{564.82}{1 \times 0.405} = 1394.63 \text{ Kpa} = 1.394 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.4.4 Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

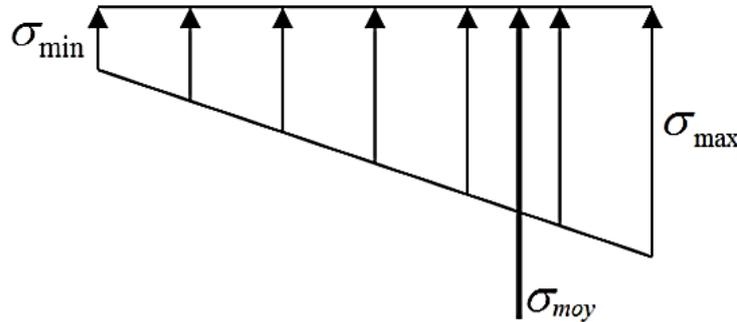


Figure IX. 1 Distribution des contraintes sous le radier

Remarque :

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'air du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties leur diagramme est trapézoïdal ou triangulaire.

D'après le logiciel **Autocad** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 98362.57 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 19.98 \text{ m}$$

$$I_y = 400421.46 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 9.82 \text{ m}$$

D'après le logiciel **Robot Structural** on tire les sollicitations suivantes :

$$M_x = 38922.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 57017.88 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 83941.97 \text{ KN}$$

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser\ tot}}{S_{radier}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times X_G \text{ Tel que :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_{ser\ tot}}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{83941.97}{839.42} + \frac{57017.88}{400421.46} \times 19.98 = 102.84 \text{ Kpa} = 0.10284 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N_{ser\ tot}}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{83941.97}{839.42} - \frac{57017.88}{400421.46} \times 19.98 = 97.15 \text{ Kpa} = 0.09715 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

avec:

$N_{ser\ tot}$: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.10284 + 0.09715}{4} = 0.099 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser\ tot}}{S_{radier}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \text{ Tel que :}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_{ser\,tot}}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{83941.97}{839.42} + \frac{38922.41}{98362.57} \times 9.82 = 96.11 \text{ KPa} = 0.09611 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N_{ser\,tot}}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{83941.97}{839.42} - \frac{38922.41}{98362.57} \times 9.82 = 103.88 \text{ KPa} = 0.10388 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.10388 + 0.09611}{4} = 0.099 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX.2.5 Ferrailage du radier

Le radier est assimilé à une dalle pleine composée de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés, sollicités par la charge du sol. Il sera calculé à la flexion simple.

On prend le panneau le plus défavorable : $\begin{cases} L_x = 5.5 \text{ m} \\ L_y = 8.01 \text{ m} \end{cases}$

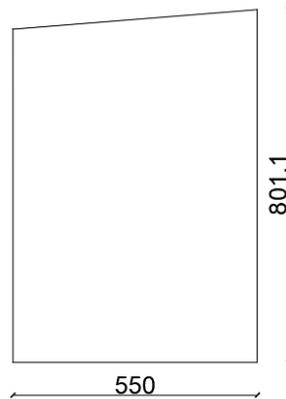


Figure IX. 2 Dimensions du panneau le plus sollicité.

On doit vérifier que : $\begin{cases} 0 < \rho < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens.} \\ 0.4 \leq \rho < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur les deux sens.} \end{cases}$

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{8.01} = 0.68 \Rightarrow \text{Donc la dalle du radier porte sur les deux sens.}$$

Dans le but d'homogénéiser et faciliter l'exécution du ferrailage du radier, on adoptera le ferrailage du panneau le plus sollicité pour tout le reste des panneaux.

IX.2.5.1 Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{118383.73}{839.42} = 141.03 \text{ KN/m}^2 \text{ Avec :}$$

N_u : effort normal ramené par la superstructure à l'ELU.

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = \frac{83941.97}{839.42} = 99.99 \text{ KN/m}^2$$

N_s : effort normal ramené par la superstructure à l'ELS.

➤ **ELU :**

Moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

Chapitre IX

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0710 \times 141.03 \times 5.5^2 = 302.85 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.4034 \times 302.85 = 122.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} = 227.14 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 91.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} = 151.43 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} = 61.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **ELS :****Moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0767 \times 99.99 \times 5.5^2 = 231.99 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.5584 \times 231.99 = 129.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} = 173.99 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 97.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} = 116 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} = 64.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une section de (1m×0.45m).

Donc le calcul est en section rectangulaire de flexion simple

Et travée sens X-X

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{227.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.4^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.099 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

avec $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$

$$f_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$$

Chapitre IX

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\rightarrow \alpha_l = 0.668 \rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.099})$$

$$\alpha = 0.1306$$

$$z = 0.4(1 - 0.4 \times 0.1306)$$

$$z = 0.379 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{227.14 \times 10^{-3}}{0.379 \times 348}$$

$$A_t = 17.22 \text{ cm}^2$$

		Mu (KN .m)	μ_{bu}	α	z	A _{calculé}
Travée	X-X	227.14	0.099	0.1306	0.379	17.22
	Y-Y	91.63	0.040	0.0510	0.392	6.72
Appuis	X-X	151.43	0.067	0.0868	0.386	11.27
	Y-Y	61.09	0.027	0.0342	0.395	4.44

Tableau IX. 1 résumé des résultats de ferrailage

➤ Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$ le minimum d'armature recommandé par le BAEL est :

$$A_{minx} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{3-0.68}{2} \times 100 \times 45 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

		Mu (KN .m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix /ml (cm ²)
Travée	X-X	227.14	17.22	4.18	17.22	6HA20=18.85 cm ²
	Y-Y	91.63	6.72	3.6	6.72	5HA14=7.70 cm ²
Appuis	X-X	151.43	11.27	4.18	11.27	6HA16=12.06 cm ²
	Y-Y	61.09	4.44	3.6	4.44	5HA14=4.62 cm ²

Tableau IX. 2 Le ferrailage du panneau le plus sollicité.

➤ **Espacement des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // } L_x: St = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Armatures // } L_y: St = 20 \text{ cm} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

IX-2-5.2 Vérifications :

➤ **ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$V_{ux} = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{141.03 \times 5.5}{2} \times \frac{8.01^4}{5.5^4 + 8.01^4} = 322.08 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{p_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_{uy} = \frac{141.03 \times 8.01}{2} \times \frac{5.5^4}{5.5^4 + 8.01^4} = 102.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{322.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.4} = 0.81 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.05}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.05}{1.15} \times 25 = 1.087 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.81 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.087 \text{ Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement.

➤ **ELS :**

• **État limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Calcul de y et I :

La position de l'AN ainsi que le moment d'inertie I seront calculés à partir des deux

$$\text{équations suivantes : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \end{array} \right.$$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous

		Ms (KN.m)	Aadoptée (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm⁴)	σbc (Mpa)	Observation
Travée	X-X	173.99	18.85	12.47	206401.90	10.51	Vérifiée
	Y-Y	97.16	7.70	8.527	135075.02	6.13	Vérifiée
Appuis	X-X	116	12.06	10.356	195990.48	6.13	Vérifiée
	Y-Y	64.77	4.62	6.785	86866.13	5.06	Vérifiée

Tableau IX. 3 Vérification des contraintes dans le béton.

➤ **La vérification des contraintes dans l'acier**

La fissuration est nuisible donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

Chapitre IX

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}) = \min(\frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1})$
 $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$.

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

		Ms (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} (Mpa)	Observation
Travée	X-X	173.99	18.85	12.47	206401.90	348.1	Non Vérifiée
	Y-Y	97.16	7.70	8.527	135075.02	339.58	Non Vérifiée
Appuis	X-X	116	12.06	10.356	195990.48	263.18	Non Vérifiée
	Y-Y	64.77	4.62	6.785	86866.13	371.49	Non Vérifiée

Tableau IX. 4 Vérification des contraintes dans l'acier.

Remarque :

On remarque que les contraintes dans l'acier n'ont pas été vérifiées donc on doit augmenter les sections du ferrailage, on calcul à ELS les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

		AS _{adop} (cm ² /ml)	Choix /ml (cm ²)
Travée	X-X	23.97	5HA25=24.54
	Y-Y	12.91	5HA20=15.71
Appuis	X-X	15.69	5HA20=15.71
	Y-Y	8.5	5HA16=10.05

Tableau IX. 5 Section d'armatures choisies.

➤ **Espacements :**

{ Armatures // Lx: St = 20 cm ≤ min(3 × h, 33 cm) = 33 cm
 { Armatures // Ly: St = 20 cm ≤ min(4 × h, 45 cm) = 45 cm

Donc on adopte un espacement de 20 cm dans les deux sens.

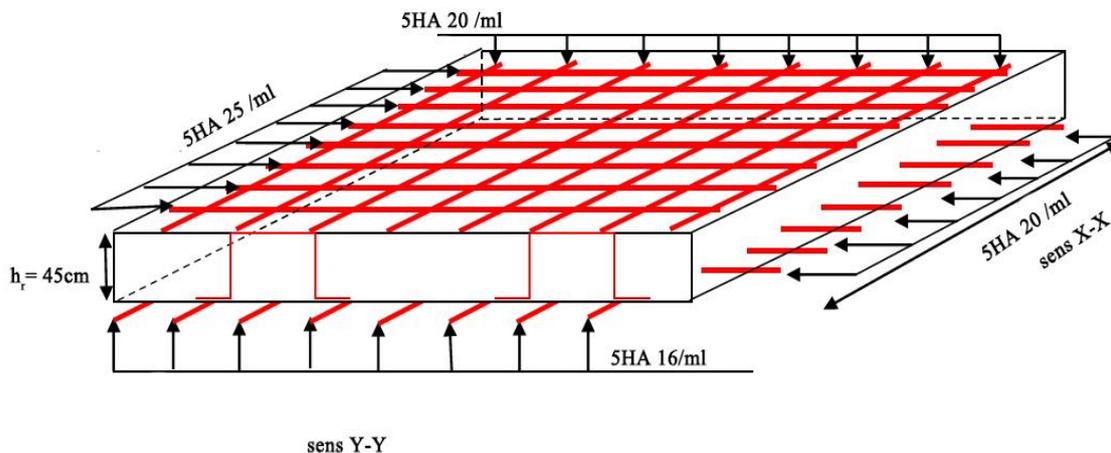


Figure IX. 3 Schéma de ferrailage du radier en 3D.

IX.2.6 Calcul des nervures

Les nervures sont des poutres en T noyées dans le radier, servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures qui se propagent avec un angle de 45°, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

pm : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

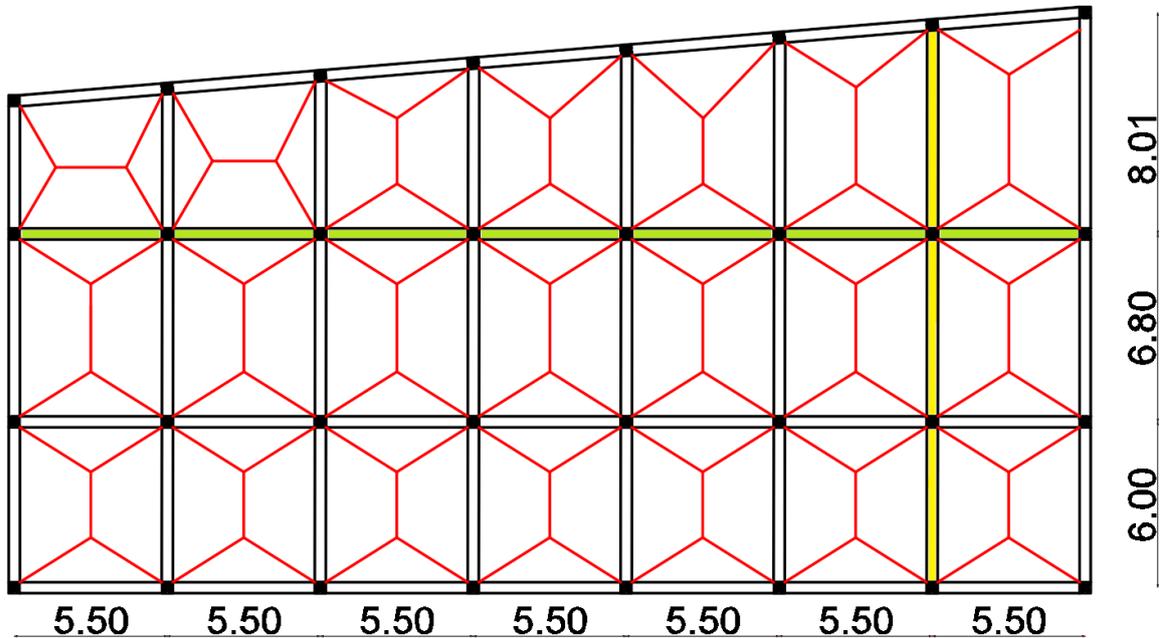


Figure IX. 4 Schémas des lignes de rupture sur le radier

- Sens X-X

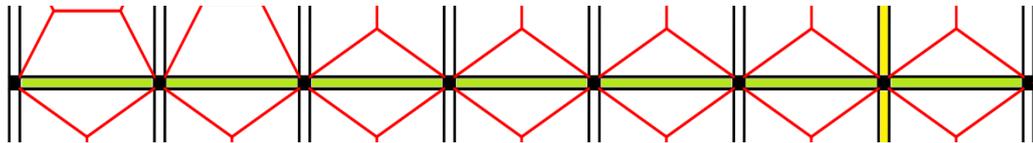


Figure IX. 5 Schémas des lignes de rupture sur le radier sens X-X

- Sens Y-Y

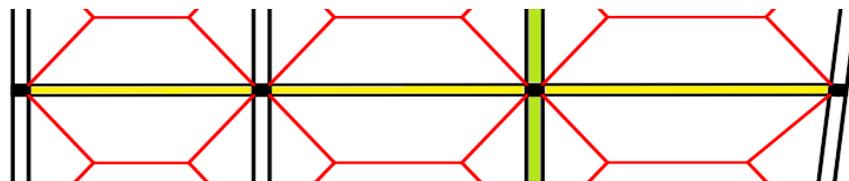


Figure IX. 6 Schémas des lignes de rupture sur le radier sens X-X

- Charge trapézoïdale :

$$pm = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q \times l_x}{2}$$

- Charge triangulaire :

$$pm = \frac{q \times l_x}{3}$$

Chapitre IX

➤ Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est égal au maximum des deux efforts V et V' :

$$\begin{cases} V = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} \\ V' = \frac{-p \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} \end{cases}$$

Avec M_g et M_d : moments aux appuis gauche et droite respectivement.

$$q_u = 141.03 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 99.99 \text{ KN/m}^2$$

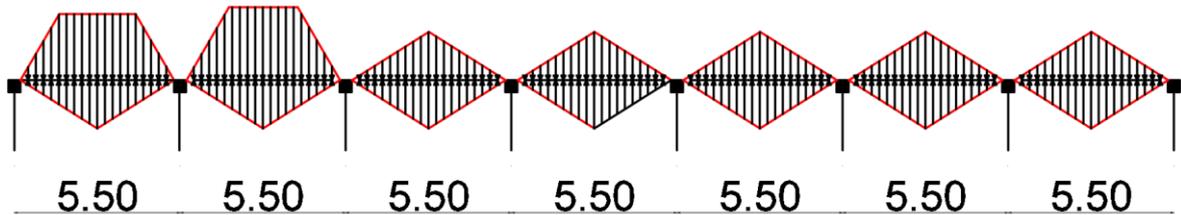


Figure IX. 7 Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens X-X.

IX.2.6.1 Calcul des sollicitations

➤ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{p_g \times l_g^3 + p_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec l' : longueur fictive qui égale à

$$\begin{cases} l \rightarrow \text{travée de rive.} \\ 0.8l \rightarrow \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive on a :

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

➤ Moments en travées :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur les appuis de gauche et droite respectivement.

➤ **Sens longitudinale (X-X) :**

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Moments aux travées			Moments aux appuis		
/	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	/	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$
Travées AB	504.04	357.37	Appuis A/H	0	0
Travées BC	473.37	335.62	Appuis B	59.28	42.03
Travées CD	472.59	335.07	Appuis C	60.52	42.91
Travées DE	472.43	334.96	Appuis D	60.84	43.13
Travées EF	472.43	334.96	Appuis E	60.84	43.13
Travées FG	472.43	334.96	Appuis F	60.84	43.13
Travées GH	503.28	356.79	Appuis G	60.84	43.13

Tableau IX. 6 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

/	$V (KN)$	$V'(KN)$
Travées AB	1379.45	-1357.9
Travées BC	1407.24	-1406.78
Travées CD	1422.14	-1422.02
Travées DE	1422.08	-1422.08
Travées EF	1422.08	-1422.08
Travées FG	1422.08	-1422.08

Tableau IX. 7 Efforts tranchants sur la nervure dans le sens longitudinal.

➤ **Sens longitudinale (Y-Y) :**

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Moments aux travées			Moments aux appuis		
/	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	/	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$
Travées AB	597.66	423.74	Appuis A/D	0	0
Travées BC	743.49	527.14	Appuis B	68.26	48.4
Travées CD	1093.84	775.54	Appuis C	75.05	53.21

Tableau IX. 8 Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens transversal.

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

/	$V (KN)$	$V'(KN)$
Travées AB	1591.84	-1569.08
Travées BC	2061.51	-2059.51
Travées CD	2632.33	-2651.08

Tableau IX. 9 Efforts tranchants sur la nervure dans le sens transversal.

IX.2.6.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage sera calculé à la flexion simple pour une section en T.

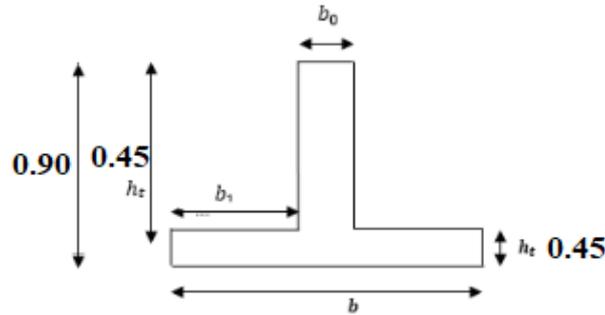


Figure IX. 8 Section à ferrailer.

Sens X-X :

$$h_t = 0.90 \text{ m} ; b_0 = 0.6 \text{ m} ; h_0 = 0.45 \text{ m} ; d = 0.85 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.801; 2.75) \text{ m}$$

On prend le b_1 égale à : 0.8 m donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2.2 \text{ m}$

Il faut comparer entre : $M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ et $M_{travée} = 504.04 \text{ KN.m}$

Si : $M_{tu} > M_{travée} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la dalle de compression, donc on calcul une section de $(b \times h)$

Si : $M_{tu} < M_{travée} \Rightarrow$ On calcul une section en T.

On a : $M_{tu} = 8786.25 \text{ KN.m} > M_{travée} = 504.04 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire

$$\rho = \frac{5.5}{8.01} = 0.69$$

$$e = h_0 = 0.45 \text{ m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	A (cm ²)
X-X	Travée	504.04	0.049	0.0628	0.829	17.48	10.26	17.48	6HA20 =18.85
	Appui	60.84	0.006	0.0075	0.847	2.07	10.26	10.26	4ha14+4ha12 =10.68

Tableau IX. 10 Résumé des résultats de ferrailage sens X-X.

Sens Y-Y :

$$h_t = 1.4 \text{ m} ; b_0 = 0.6 \text{ m} ; h_0 = 0.45 \text{ m} ; d = 1.35 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.801; 2.75) \text{ m}$$

On prend le b_1 égale à : 0.8 m donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2.2 \text{ m}$

On a : $M_{tu} = 15815.25 \text{ KN.m} > M_{travée} = 1093.84 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	A (cm ²)
Y-Y	Travée	1093.84	0.042	0.0537	1.321	23.806	16.3	23.806	8ha20=25.1 3
	Appui	75.05	0.003	0.0038	1.348	1.60	16.3	16.3	5HA16+5H A14= 17.75

Tableau IX. 11 Résumé des résultats de ferrailage sens Y-Y.

IX.2.6.3 Les vérifications

➤ ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$V_u(KN)$	$\tau_u(Mpa)$	$\bar{\tau}(Mpa)$	Observation
X-X	1422.14	0.761	2.5	Vérifiée
Y-Y	2632.33	0.886	2.5	Vérifiée

Tableau IX. 12 Vérification de l'effort tranchant.

➤ ELS :

• Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

		M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
X-X	Travée	357.37	18.85	0.1928	0.0146	4.72	Vérifiée
	Appuis	43.13	10.68	0.1498	0.009	0.72	Vérifiée
Y-Y	Travée	775.54	25.13	0.2835	0.0505	4.35	Vérifiée
	Appuis	53.21	17.75	0.2495	0.0394	0.34	Vérifiée

Tableau IX. 13 Vérification des contraintes dans le béton.

• La vérification des contraintes dans l'acier

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I}(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\frac{2}{3}f_e = \frac{2}{3} * 400 = 266.67 \text{ Mpa}$$

$$110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} = 110\sqrt{1.6 * 2.1} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

		M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (Mpa)	Observation
X-X	Travée	357.37	18.85	0.1928	0.0146	241.2	NON Vérifier
	Appuis	43.13	10.68	0.1498	0.009	50.33	Vérifier
Y-Y	Travée	775.54	25.13	0.2835	0.0505	245.68	NON Vérifier
	Appuis	53.21	18.85	0.2495	0.0394	22.29	Vérifier

Tableau IX. 14 Vérification des contraintes dans l'acier.

Remarque :

On remarque que les contraintes dans l'acier aux niveaux des travées n'ont pas été vérifiées donc on doit augmenter les sections du ferrailage, on calcul à ELS les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

		A_{sadop} (cm ² /ml)	Choix /ml (cm ²)
Travée	X-X	22.55	8HA20
	Y-Y	30.80	10HA20
Appuis	X-X	10.68	4HA14 + 4HA12
	Y-Y	17.75	5HA16+5HA14

Tableau IX. 15 Section d'armatures choisies.

➤ **Armatures transversales :**

• **Sens X-X :**

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi l\right) \Rightarrow \phi t \leq \min(25.71; 60; 20)mm \Rightarrow \phi t \leq 20 \text{ mm}$$

Soit : $\phi t = 12 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \text{ cm} \Rightarrow St \leq \min(22.5; 12) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 12 \text{ cm}$$

Soit : $St = 12 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espacement de 12 cm

• **Sens Y-Y :**

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi l\right) \Rightarrow \phi t \leq \min(40; 60; 20)mm \Rightarrow \phi t \leq 16 \text{ mm}$$

Soit : $\phi t = 12 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \text{ cm} \Rightarrow St \leq \min(35; 12) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 12 \text{ cm}$$

Soit : $St = 12 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espacement de 12 cm

IX.2.6.4 Schémas de ferrailage des nervures

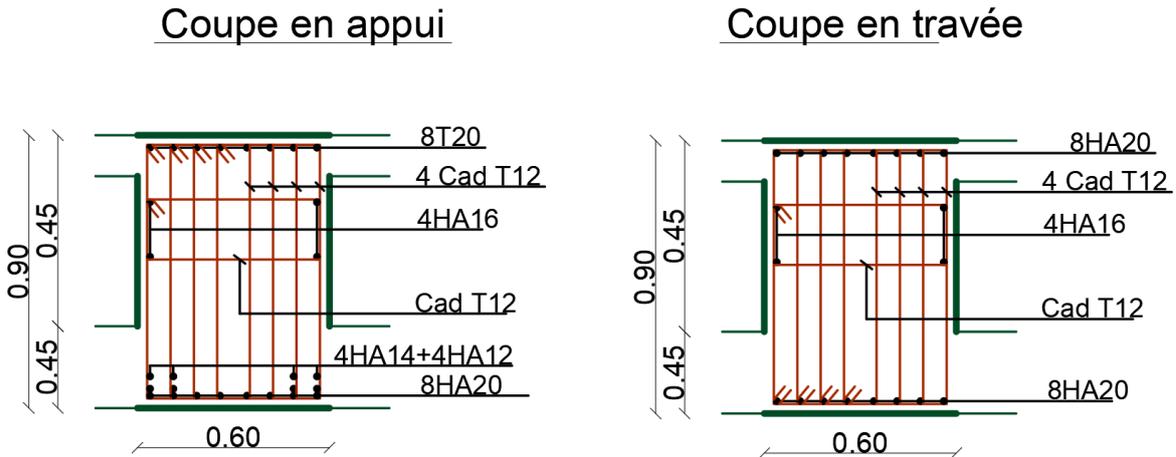


Figure IX. 9 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X.

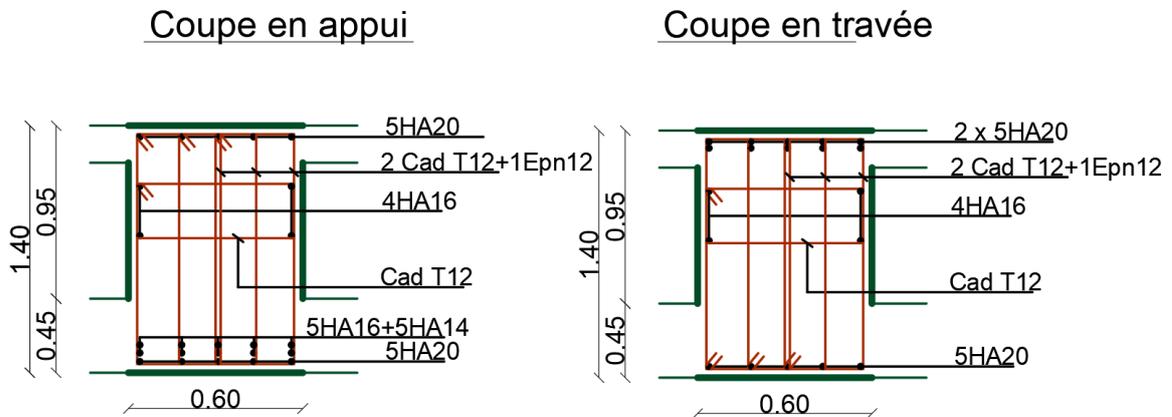


Figure IX. 10 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y.

IX-3 Voile périphérique

IX.3.1 Définition

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le RDC. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures seront constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontale et vertical.)
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Le voile de l'infrastructure étudiée est un voile périphérique, réalisé à une profondeur de 3.06 m avec une épaisseur de 0.2 m en béton armé. Il permettra la réalisation du sous-sol d'une part et de supporter les charges de la poussée des terres d'une autre part.

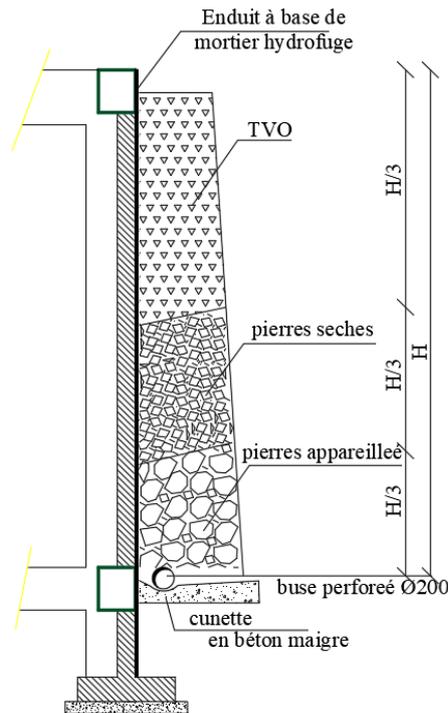


Figure IX. 11 schéma du voile périphérique

IX.3.2 Dimensionnement du voile

- Hauteur : 3.06 m
- Longueur : 12.8 m
- Epaisseur : 20 cm

IX.3.3 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma h = 19.4 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 16.64^\circ$
- La cohésion : $C = 0.9 \text{ bars}$

IX.3.4 Évaluations des charges sur le voile

Le voile périphérique est soumis à la poussée des terres :

A la base du rideau la pression est égale à : $p = \frac{1}{2} \times \gamma \times h \times A$ avec :

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot- Kérisel**.

$$A = t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = t_g^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{16.64}{2} \right) = 0.555$$

$$p = 0.5 \times 19.4 \times 3.06 \times 0.555 = 16.47 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELU :**

$$qu = 1.35p = 22.23 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$qs = p = 16.47 \text{ KN/m}^2$$

IX.3.5 Ferrailage du voile

Le voile de l'infrastructure sera calculé comme une dalle pleine encadrée sur son contour et uniformément chargés. L'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

On effectue le calcul de ferrailage sur le panneau le plus défavorable, ayant la plus grande portée dans l'une de ces dimensions.

Les dimensions du panneau sont : $\begin{cases} l_x = 3.06 \text{ m} \\ l_y = 12.8 \text{ m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{12.8} = 0.23 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur un seul sens}$$

La dalle sera calculée selon la portée la plus défavorable (l_x)

IX.3.5.1 Calcul des sollicitations

➤ **ELU :**

$$\mu_x = 0.1101$$

$$M_{x0} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1101 \times 22.23 \times 3.06^2 = 22.92 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{x0} = 17.19 \text{ KN.m}$$

• **Moments en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{x0} = 11.46 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$\mu_x = 0.1121$$

$$M_{x0} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1121 \times 16.47 \times 3.06^2 = 17.29 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{x0} = 12.97 \text{ KN.m}$$

• **Moments en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{x0} = 8.64 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage sera calculé pour une section de $(1 \times 0.2) \text{ m}^2$, avec une section minimale d'armatures exigée par le **RPA** qui égale à :

$$A = 0.1\% B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le calcul des sections d'armatures est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

		M (KN.m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ²)
Travée	X-X	17.19	2.79	2	2.97	3HA12 =3.39
Appuis	X-X	11.46	1.85	2	2	2HA12 =2.26

Tableau IX. 16 Calcul des sections d'armatures pour le ferrailage du voile.

IX.3.5.2 Vérifications

➤ **ELU :**• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min}=0.23 \times b \times d \times f_{t28} f_e = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1400 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{22.23 \times 12.8}{2} = 142.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{142.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.79 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

On doit vérifier les contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Avec } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

La vérification des contraintes est résumée dans les deux tableaux ci-dessous

		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	X-X	17.19	7.65	45212	4.10	Vérifiée
Appuis	X-X	11.46	6.16	30249	2.06	Vérifiée

Tableau IX. 17 Vérification des contraintes dans le béton (voile).

		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	Observation
Travée	X-X	17.19	7.65	45212	228.64	Non vérifiée
Appuis	X-X	11.46	6.16	30249	225.65	Non vérifiée

Tableau IX. 18 Vérification des contraintes dans l'acier (voile).

Remarque :

On remarque que les contraintes dans l'acier n'ont pas été vérifiées en travée et en appuis donc on doit augmenter les sections du ferrailage, on calcul à ELS les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous:

		A_{adop} (cm ² /ml)	Choix (cm ²)
Travée	X-X	3.90	4HA14=6.16 cm ²
Appuis	X-X	2.60	4HA12=4.52 cm ²

Tableau IX. 19 Section d'armatures choisies.

➤ **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } XX : St \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \\ \text{sens } YY : St \leq \min(4 \times h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le ferrailage du voile suivant la grande portée (ly) , on adoptera des armatures de répartitions $\left(Ay = \left(\frac{Ax}{4} \right) \right)$ vu que c'est le sens le moins sollicité, tout en respectant la condition exigée par le **BAEL** (section minimale d'armatures égale à 2cm^2)

Les sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

		A_{adop} (cm^2/ml)	Choix (cm^2)
Travée	Y-Y	3.13	$4HA10=3.14\text{cm}^2$
Appuis	Y-Y	2.78	$4HA10=3.14 \text{ cm}^2$

Tableau IX. 20 Section d'armatures choisies pour le voile de grande portée .

IX.3.5.3 Schéma de ferrailage du voile

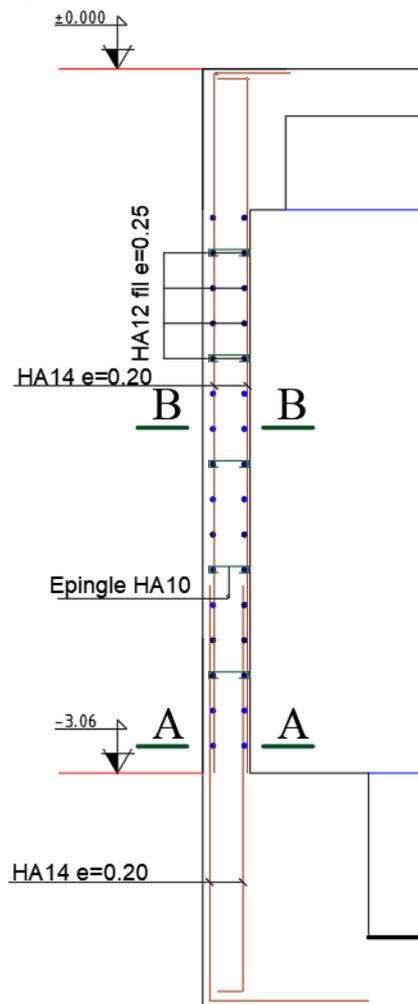


Figure IX. 12 Schéma du ferrailage du voile transversale

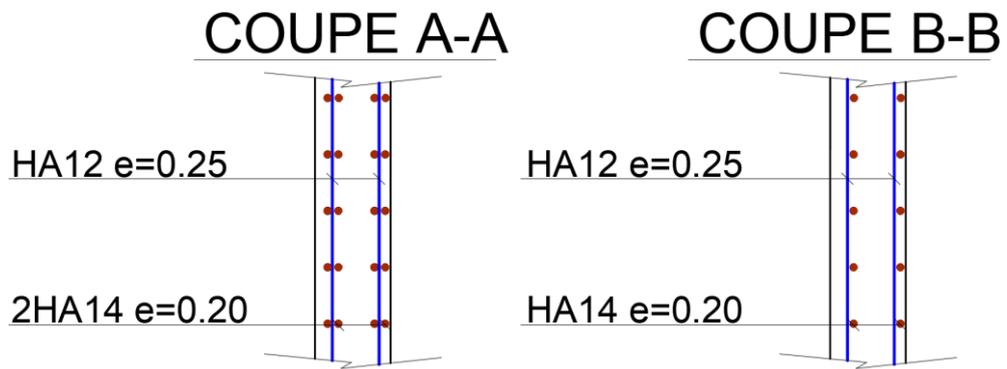


Figure IX. 13 Schéma du ferrailage du voile longitudinal.



Conclusion

générale

Conclusions

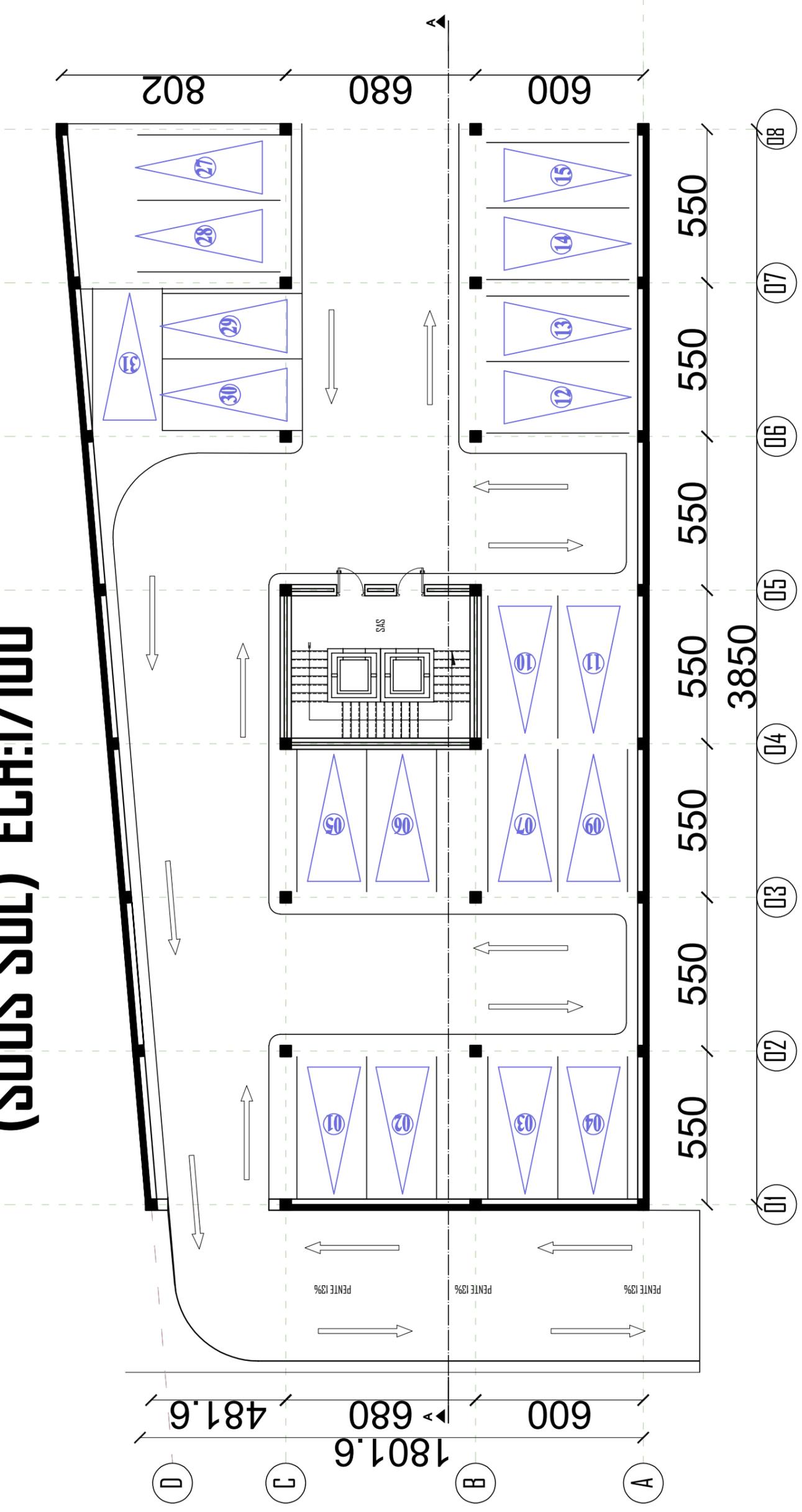
Après avoir fait cette étude, nous pouvons aisément conclure qu'une bonne conception et un calcul plus approximatif à la réalité, permettent à cette dernière d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles est soumise.

L'étude qu'on a faite nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, ainsi que de mieux comprendre les principes fondamentaux de dimensionnement des éléments de la structure et les charges que la structure doit supporter, de comprendre le principe d'utilisation des logiciels de modélisation CAO (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021**), de permettre de faire un calcul tridimensionnel et dynamique pour avoir une meilleure approche de la réalité très importante dans l'analyse de la structure, de tirer les efforts normaux, tranchants et les moments. On a préparé des applications sur le logiciel Excel 2019 afin de vérifier le calcul manuel des éléments (étude climatique, évaluation de charge, prédimensionnement poutre principal, prédimensionnement poteau, ...) selon l'Eurocode 3. Dessin du bâtiment avec le logiciel TEKLA Structural afin de tirer les plans d'exécution (fabrications et montages), AutoCAD pour les plans de maîtrise.

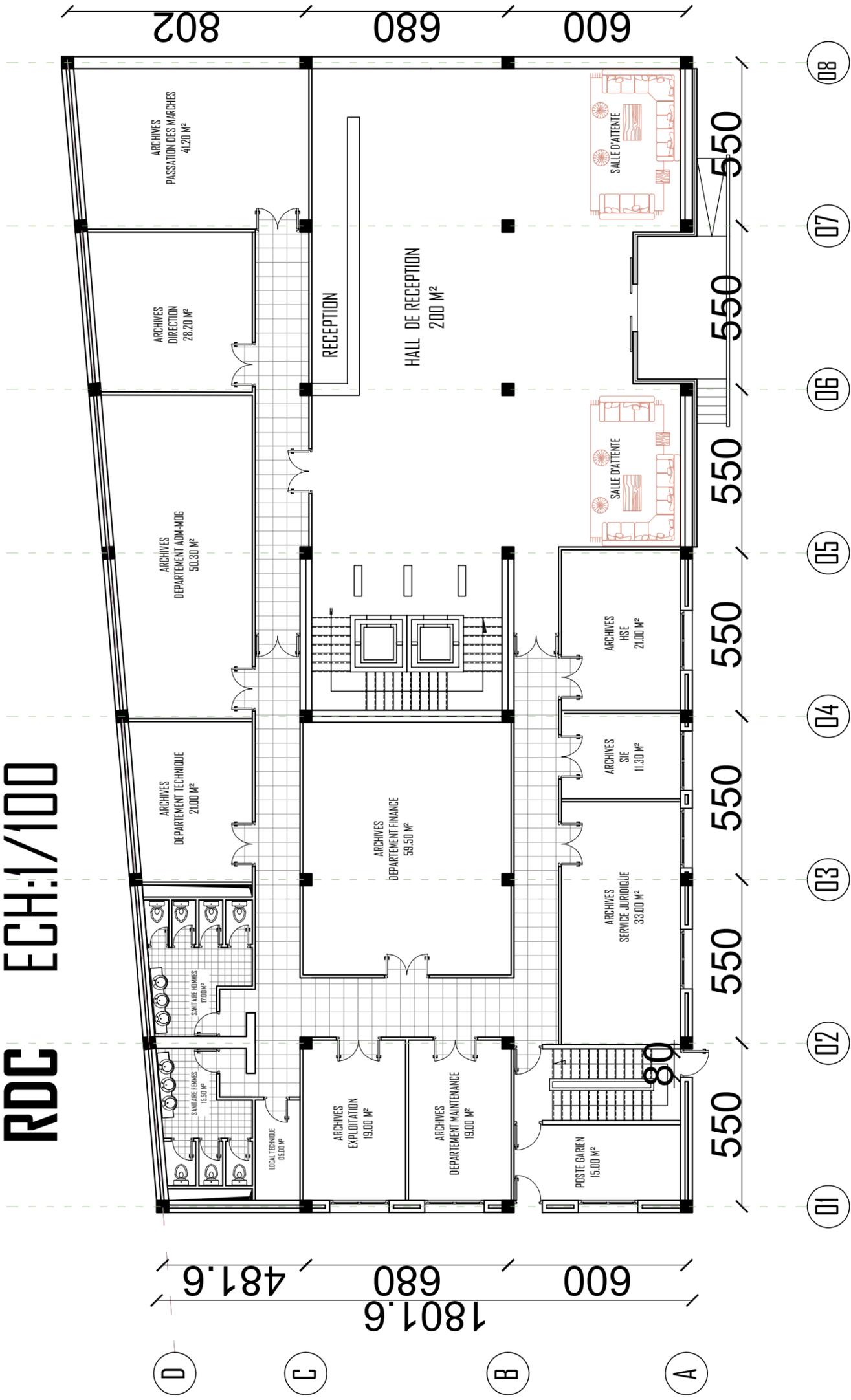


Annexes

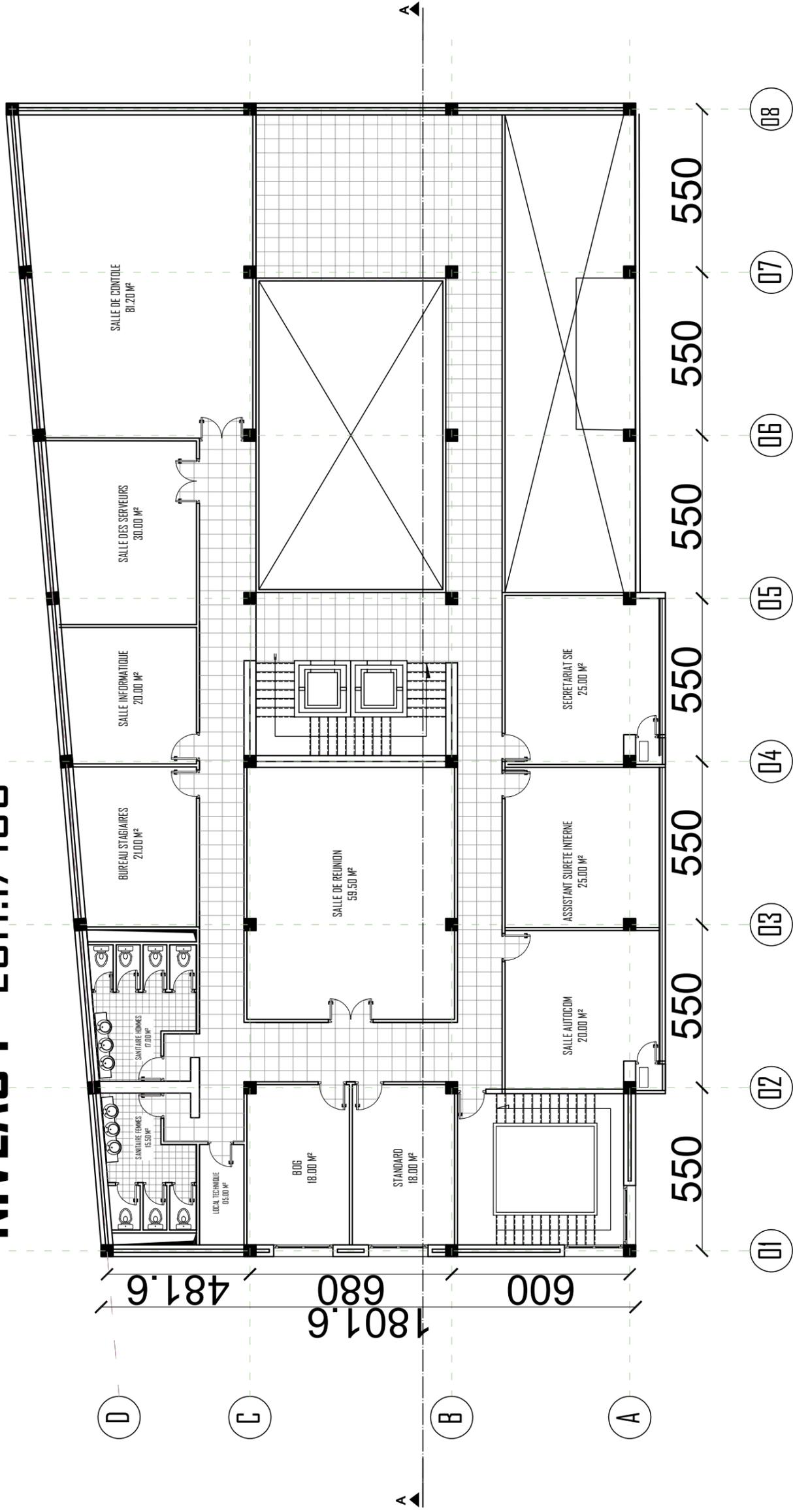
(SOUS SOL) ECH:1/100



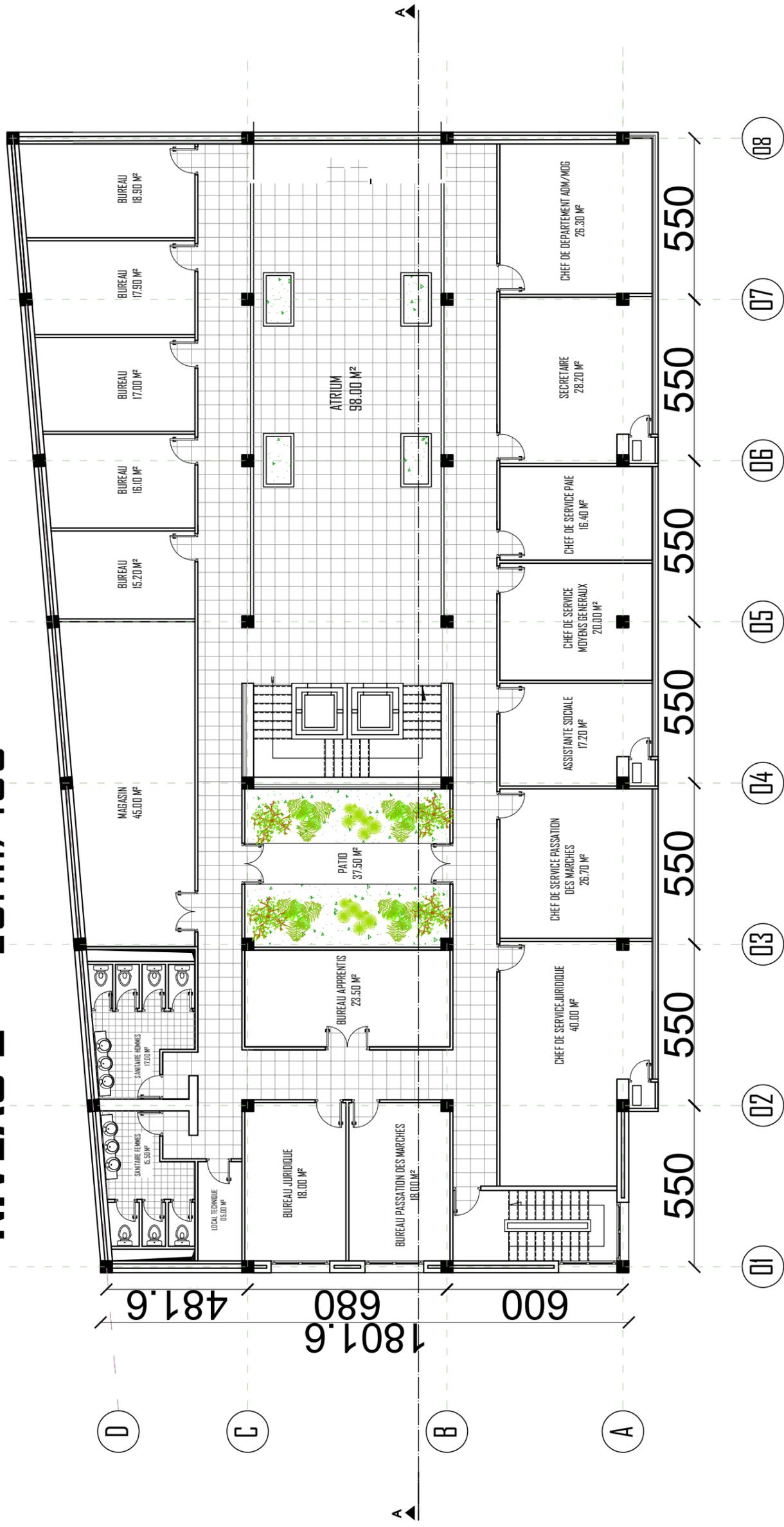
RDC ECH:1/100



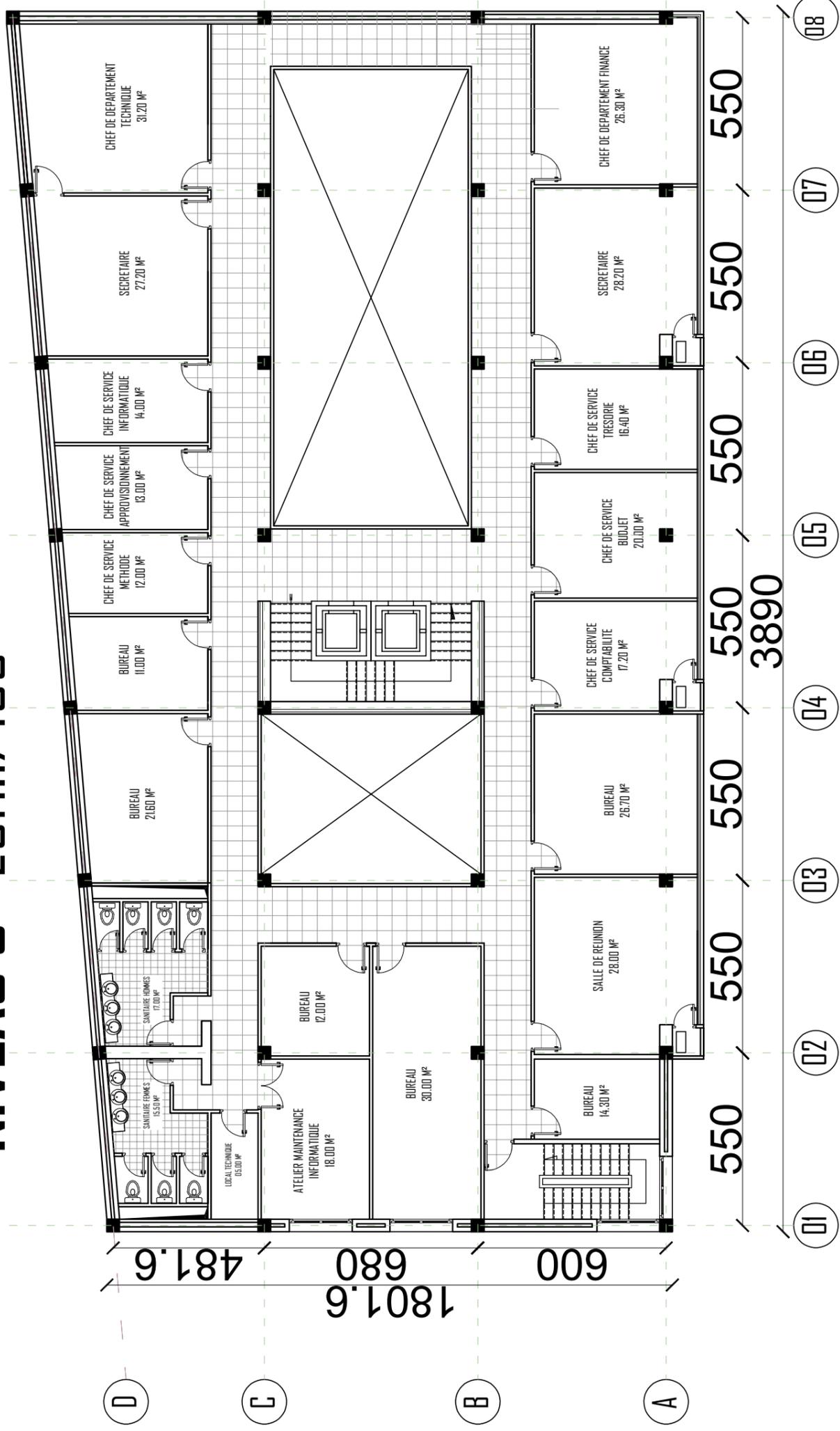
NIVEAU 1 ECH:1/100



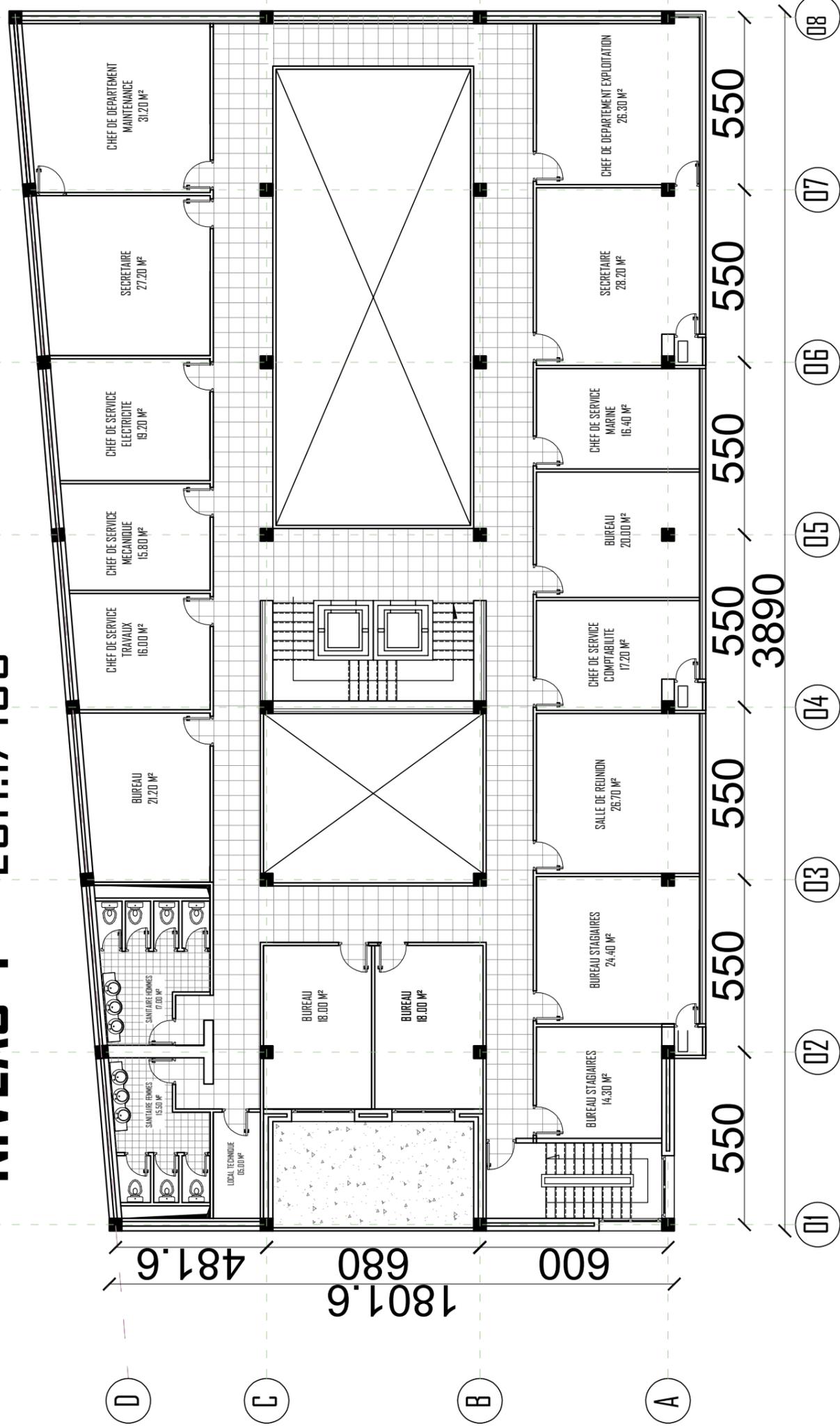
NIVEAU 2 ECH:1/100



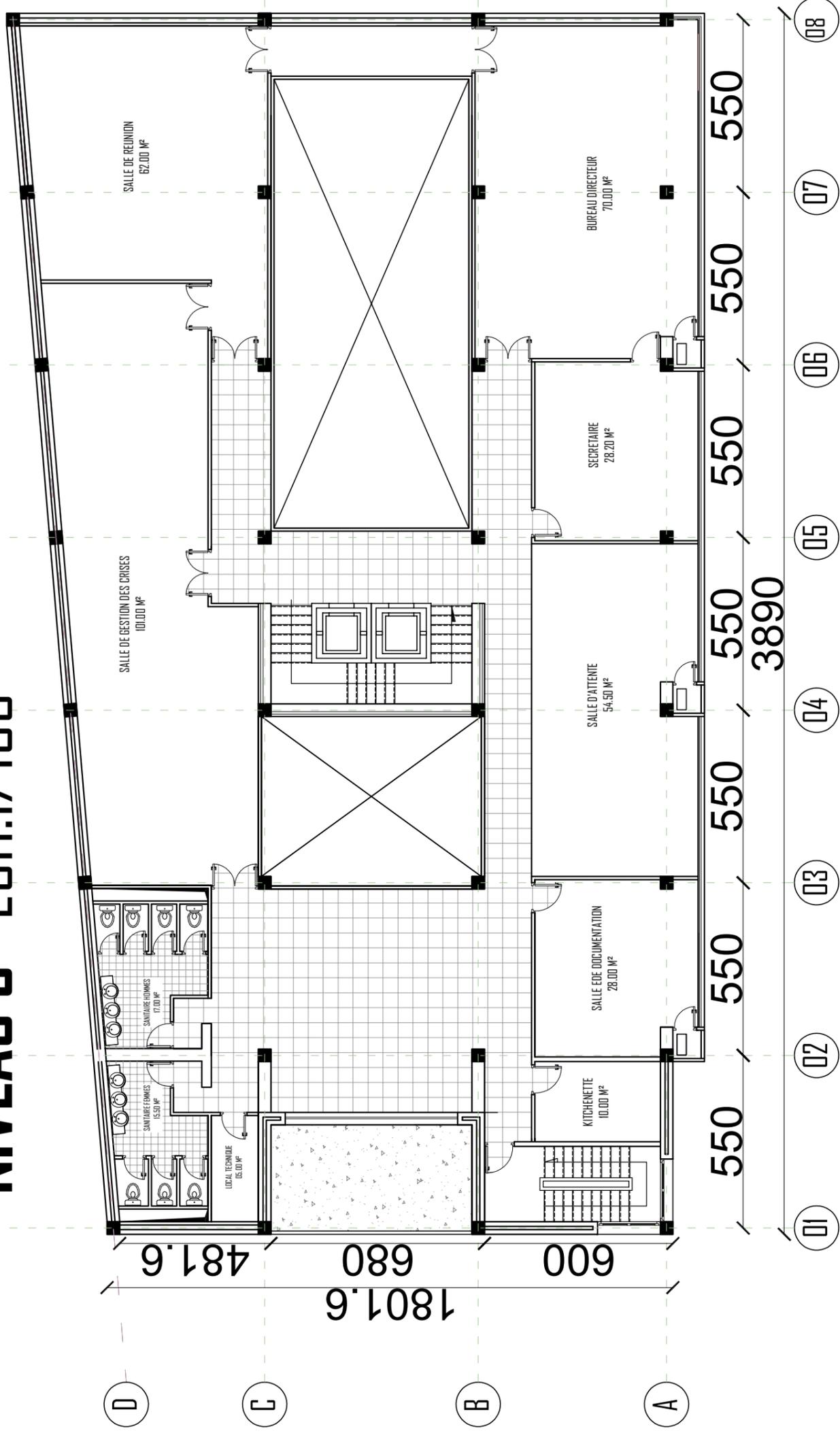
NIVEAU 3 ECH:1/100



NIVEAU 4 ECH:1/100



NIVEAU 5 ECH:1/100



+23.96

+20.96

+17.76

+14.56

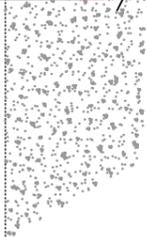
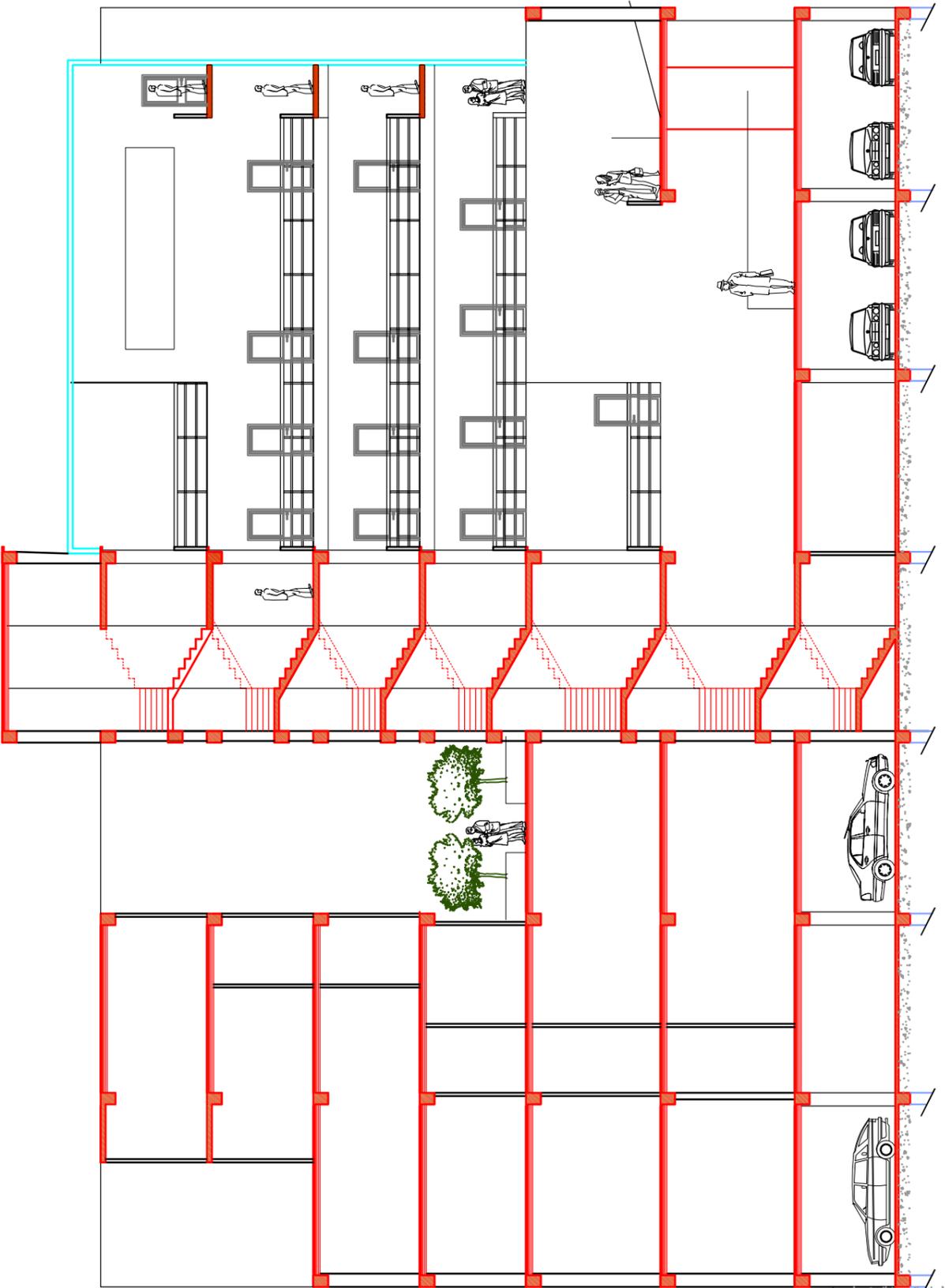
+11.36

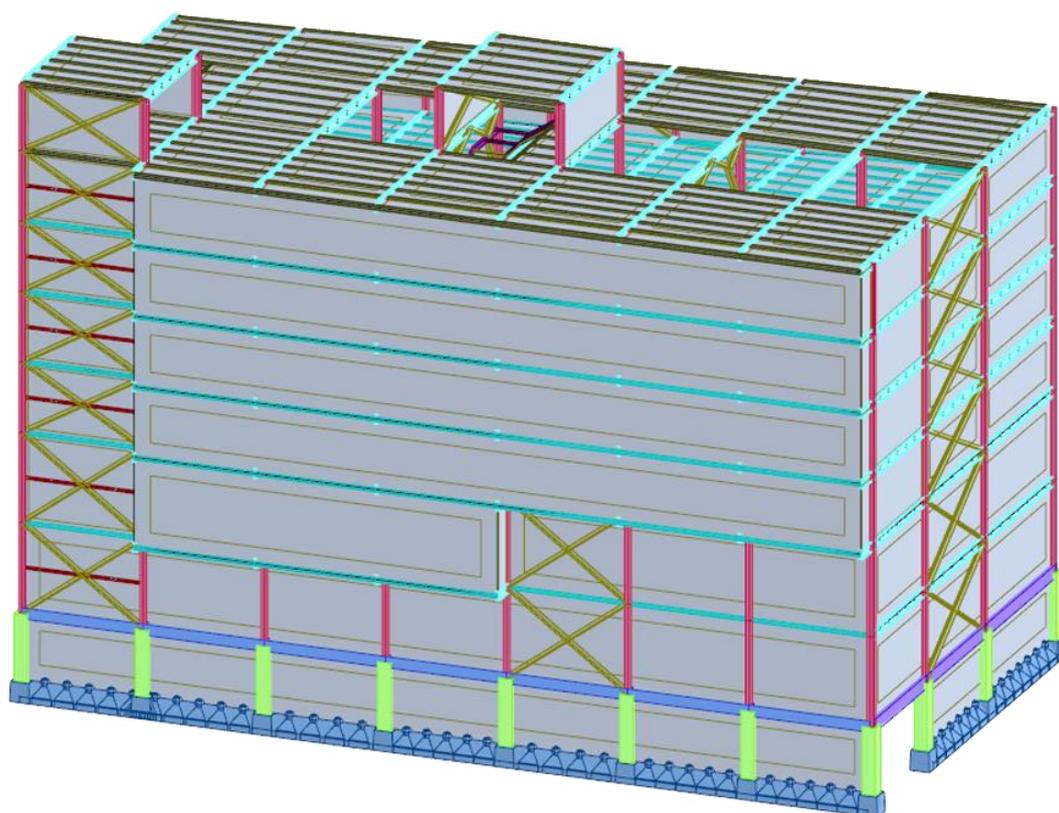
+8.16

+4.08

±0.00

-3.06





Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
9 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.35+2*1.50
10 (C)	G+Vx	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+4)*1.00
11 (C)	G+Vy	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+5)*1.00
12 (C)	G+S	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+3)*1.00
13 (C)	1.35(G+Q+vx)	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+2+4)*1.35
14 (C)	1.35(G+Q+vy)	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+2+5)*1.35
15 (C) (CQC)	G+Q+Ey	Combinaison liné	ACC	poids propre	(1+2+8)*1.00
16 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison liné	ACC	poids propre	(1+2+7)*1.00
17 (C) (CQC)	0.8G+Ex	Combinaison liné	ACC	poids propre	1*0.80+7*1.00
18 (C) (CQC)	0.8G+Ey	Combinaison liné	ACC	poids propre	1*0.80+8*1.00
19 (C)	G+Q	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+2)*1.00
20 (C)	G+S	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+3)*1.00
21 (C)	G+Vx	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+4)*1.00
22 (C)	G+Vy	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+5)*1.00
23 (C)	G+0.9(Q+S)	Combinaison liné	ELS	poids propre	1*1.00+(2+3)*0.90
24 (C)	G+0.9(Q+Vx)	Combinaison liné	ELS	poids propre	1*1.00+(2+4)*0.90
25 (C)	G+0.9(Q+Vy)	Combinaison liné	ELS	poids propre	1*1.00+(2+5)*0.90

V-SYNTHESE & CONCLUSION

Le site objet de notre étude géotechnique complémentaire est destiné pour la *Construction d'un siège de la direction régionale STH* au lieu dit Bejaia (à coté d'OUED SEGHIR) wilaya de Bejaia est d'apporter des informations complémentaires demandées par CTC.

D'après les résultats, des essais au laboratoire, les essais géophysiques, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais de cisaillement, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **3.20 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1,00$ bars. Cette dernière a été calculée et justifiée par des essais au laboratoire (voir résultats des essais mécanique sur rapport 75/10/lab-sol/2015) selon le DTR en vigueur;
2. La reconnaissance géophysique par profil de sismique réfraction réalisée dans l'assiette du projet a permis de mesurer les vitesses sismiques et de déterminer :

- ✓ Les interfaces des couches ;
- ✓ De définir la morphologie générale des terrains en présence.
- ✓ D'établir l'absence de failles et autres accidents structuraux.

La synthèse d'ensemble de la campagne géophysique peut être présentée ainsi :

- En surface affleurent les terrains de recouvrement, les vitesses sismiques des ondes de compression relatives aux ondes " P " sont lentes de l'ordre de 105 m/s 190 m/s, sur une épaisseur de 3.60 mètre, ce qui caractérise des sols d'aspect décomprimé ;
- Les sables limoneux, mis en évidence, dont les célérités V_p sont, variant entre 1000 m/s et 1100 m/s, et celles de cisaillement V_s oscillent autour de 90 – 105 m/s ;
- Les argiles limoneuse vaseuse, dont les vitesses de compression deviennent plus rapides, atteignant 1210 m/s – 1590 m/s et oscillent autour de 170 m/s – 190 m/s pour les ondes de cisaillement.

Selon la vitesse sismique moyenne des ondes de cisaillement calculée selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 28), la classification du site est : **S4 (Très Meuble)**.



Fers U normaux européens

Dimensions: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)

Tolérances: EN 10279: 2000

Etat de surface conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European standard channels

Dimensions: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)

Tolerances: EN 10279: 2000

Surface condition according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

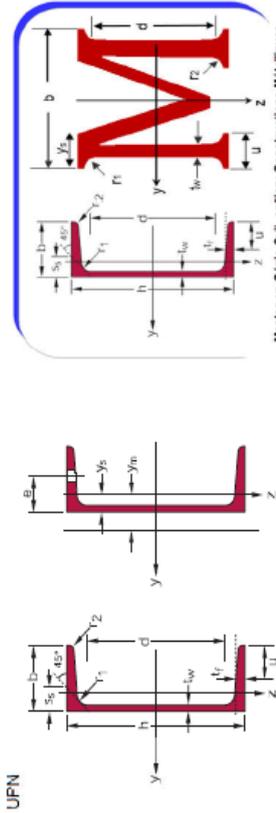
Europäische U-Stahl-Normalprofile

Abmessungen: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)

Toleranzen: EN 10279: 2000

Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1

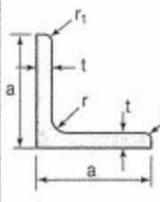
UPN



UPN

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen								Dimensions de construction detailing Konstruktionsmaß e			Surface Oberfläche		Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte						Classification EN 1993-1-1 S235 S355 S235 S355																
	G	h	b	t _w	t _f	r ₁	r ₂	A	d	∅	e _{min}	e _{max}	A _y		A _z	G	I _y	W _{ey}	W _{pl,y}	I _z		W _{ez}	W _{pl,z}	I _z	S _z	I _t	I _w	Y _s	Y _n	Pure bending y-y compression	Pure bending z-z compression						
UPN 80*	8,65	80	45	6	8	8	4	11,02	47	-	-	-	0,321	37,10	UPN 80	8,65	106	26,6	32,3	3,10	4,60	19,4	6,38	11,9	1,33	19,4	2,20	0,18	1,42	2,65	1	1	1	1	0	0	EN 10225:2001
UPN 100*	10,6	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,50	64	-	-	-	0,372	35,10	UPN 100	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,56	2,93	1	1	1	1	0	0	EN 10025-4:200
UPN 120	13,4	120	65	7	9	9	4,5	17,00	82	-	-	-	0,434	32,52	UPN 120	13,4	364	60,7	72,6	4,82	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,80	1,60	3,03	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 140	16,0	140	80	7	10	10	5	20,40	98	M 12	33	37	0,489	30,54	UPN 140	16,0	605	88,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 160	18,8	160	95	7,5	10,5	10,5	5,5	24,00	115	M 12	34	42	0,546	28,98	UPN 160	18,8	925	116	138	6,21	12,60	85,3	18,3	35,2	1,89	26,3	7,39	3,26	1,84	3,69	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 180	22,0	180	70	8	11	11	5,5	28,00	133	M 16	38	41	0,611	27,80	UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,09	114	22,4	42,9	2,02	28,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,20	151	M 16	39	46	0,661	26,15	UPN 200	25,3	1910	191	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 220	29,4	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,40	167	M 16	40	51	0,718	24,46	UPN 220	29,4	2690	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13	13	6,5	42,30	184	M 20	46	50	0,775	23,34	UPN 240	33,2	3600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,38	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 260	37,9	260	90	10	14	14	7	48,30	200	M 22	50	52	0,834	22,00	UPN 260	37,9	4820	371	442	9,98	27,12	317	47,7	91,8	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 280	41,8	280	95	10	15	15	7,5	53,30	216	M 22	52	57	0,890	21,27	UPN 280	41,8	6280	448	532	10,9	29,29	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 300	46,2	300	100	10	16	16	8	58,80	232	M 24	55	59	0,950	20,58	UPN 300	46,2	8030	535	632	11,7	31,77	495	67,8	120	2,90	37,3	37,4	68,1	2,70	5,41	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 320*	59,5	320	100	14	17,5	17,5	8,75	75,80	246	M 22	58	62	0,982	19,50	UPN 320*	59,5	10870	679	828	12,1	47,11	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 350	60,8	350	100	14	16	16	8	77,30	282	M 22	58	62	1,047	17,25	UPN 350	60,8	12840	734	918	12,9	50,84	570	75,0	143	2,72	40,7	81,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 380*	63,1	380	102	13,5	16	16	8	80,40	313	M 24	59	60	1,110	17,59	UPN 380*	63,1	15760	828	1014	14,0	53,23	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200
UPN 400*	71,8	400	110	14	18	18	9	91,50	324	M 27	61	62	1,182	16,46	UPN 400*	71,8	20350	1020	1240	14,9	58,55	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1	0	0	EN 10025-2:200

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
Axe yy = Axe zz												
a		a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Laminées marchands usuels											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
	Axe yy = Axe zz										
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

Tableau des armatures
Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	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	37,7
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	7,72	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	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	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

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficient de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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					

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
$\varnothing_{Bendelle}$ (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
$\varnothing_{Clé}$ (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
d_m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

	Boulons ordinaires					Boulons HR	
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \dots$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub} \dots$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenailé ou sablé
B	0.4	Grenailé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

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

Acier	f_u (MPa)	B_w	γ_{Mw}
S235	360	0.8	1.25
S275	430	0.85	1.3
S355	510	0.9	1.35

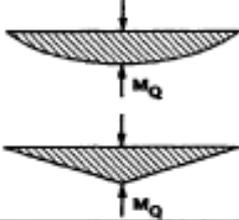
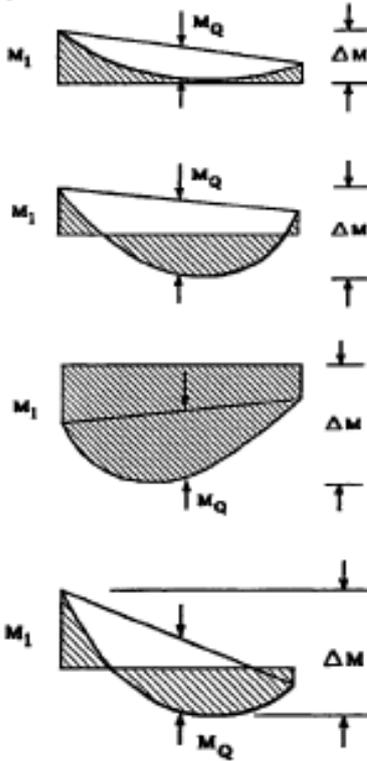
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 5.5.3

Facteurs de moment uniforme équivalent

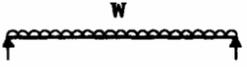
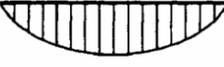
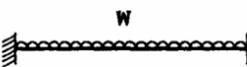
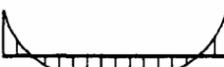
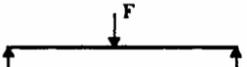
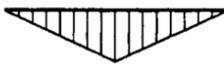
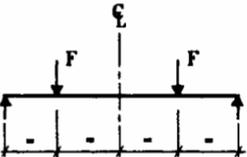
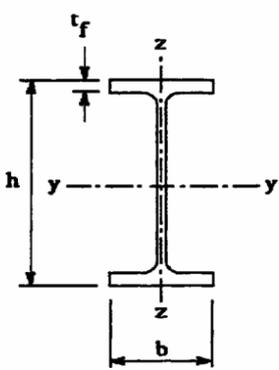
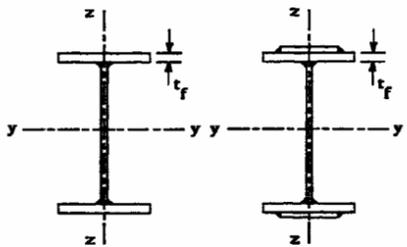
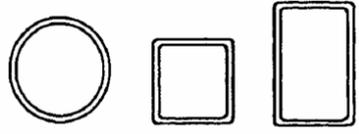
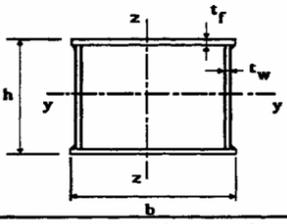
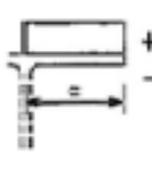
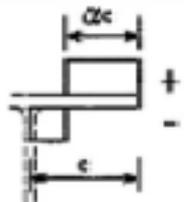
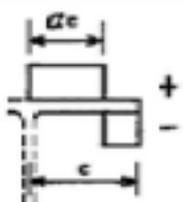
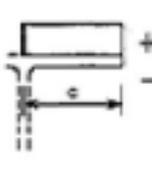
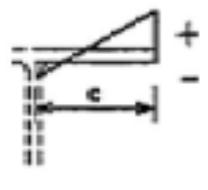
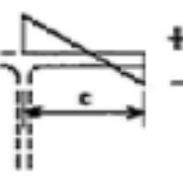
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Armes</u> : [parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion]				
Classe	Arme fléchie	Arme comprimée	Arme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la poutre (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la poutre (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	E	1	0,92	0,81

Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) Parois saignées en console :					
					
		Sections laminées		Sections soudées	
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$ct_f \leq 10 \epsilon$ $ct_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10c}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$ct_f \leq 11 \epsilon$ $ct_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10c}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$ct_f \leq 15 \epsilon$ $ct_f \leq 14 \epsilon$	$ct_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_{\sigma}}$ $ct_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_{\sigma}}$ Pour k_{σ} voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51

Etude au vent et à la neige selon RNV 2013 (Toiture à 2 versants)

NB: Saisir les chiffres dans la case de couleur en jaune, les autres sont calculés automatiquement.

Données relative au site

wilaya → 06-Bejaia
 Effet de la région (Zone du vent) → I
 Catégorie de terrain → I

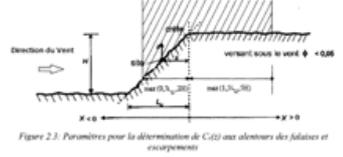
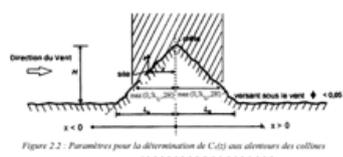
q_{ref} (N/m²) → 375
 K_T → 0.17
 Z₀ (m) → 0.01
 Z_{min} (m) → 1

Données relative au topographie du site

Topographie du site → Site Plat

NB: Si le site est plat, ces données sont ignorées.

Longueur versant au vent (L_w) → 750
 Position de la structure / crête (X) → 200
 Hauteur de l'obstacle (H) → 1560



Données relatives aux surfaces des ouvertures

NB: S : Surface des ouvertures de la face au vent.
 S_t : Surface des ouvertures ou C_{pe} ≤ 0.

	S (m ²)	S _t (m ²)	Obser	μ _p
Sens V ₁	19.20	9.12	Face dominante	0.32
Sens V ₂	3.52	24.80	Face non dominante	0.88
Sens V ₃	5.60	22.72	Face non dominante	0.80
Sens V ₄	0.00	28.32	Face non dominante	1.00
Sommes	28.32			

Données pour le C_{pi}

NB: Si la Σ S_{ouvertures} = 0, on utilise les valeurs max de C_{pi} qui sont 0.35; -0.5; -0.3 ou interpolation entre -0.5 et -0.3, Sinon ces données sont ignorées.

Signe de la valeur du C_{pi} → Négatif

	Sens V ₁	Sens V ₂	Sens V ₃	Sens V ₄
C _{pi}	>0	rien	rien	

Données relative à l'état de surface des parois

NB: Lisse : Acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.
 Rugueux : Béton rugueux, paroi non enduite, etc.
 Très rugueux : Ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissement, etc.

51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100
101

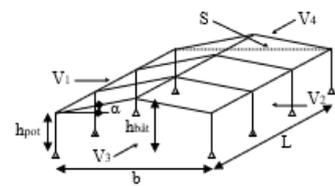
Etat de surface des parois verticales → Très rugueux
 Etat de surface de la toiture → Très rugueux

%/ Données relative à la neige

Wilaya → 06-Bejaia
 Zone de la neige → A
 Altitude / niveau de la mer H (m) → 4.00

%/ Données relative au bât

W_{bat} (KN) → 0.00 Poids totale du bâtiment ($\approx 0,5 \text{ KN} / \text{m}^2$)
 h_{bot} (m) → 23.96 m Hauteur jusqu'au faite
 h_{pot} (m) → 23.96 m Hauteur du poteau
 b (m) → 38.90 m Largeur du bâtiment
 L (m) → 18.01 m Longueur du bâtiment
 α (°) → 0.00 Pente des versants " $\geq 5^\circ$ "



I°/ Etude à la neige

μ → 0.80

1°/ Charge de neige sur le sol "S_k"

S_k (KN/m²) → 0.153

2°/ Charge de neige sur la toiture "S"

S (KN/m²) → 0.122

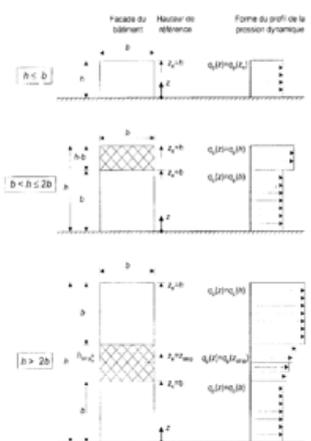


Figure 2.1 : Hauteur de référence z_r et profil correspondant de la pression dynamique

II°/ Etude au vent

1°/ Vent perpendiculaire au long-pan ($\theta = 0$) Sens V₁

1.1°/ Calcul de la pression dynamique de pointe "q_{p, dyn}"

b (m) → 18.01
 d (m) → 38.90
 e (m) → 18.01 Zones A B C
 N° elts → 2 Nombre d'élément " ≤ 6 "

1.1.1°/ Parois au vent "Zone D"

Niv	Z (m)	$C_r(Z)$	$C_t(Z)$	$l_v(Z)$	$C_e(Z)$	$q_{p, dyn}$ (N/m ²)
Niv 1	18.01	1.274	1.000	0.133	3.134	1175.250
Niv 2	23.96	1.323	1.000	0.129	3.331	1249.125

90	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
91			N° elts	2	Nombre d'élément " ≤ 6 "						
92			1.1.1° Parois au vent "Zone D"								
93											
94											
95											
96											
97											
98											
99											
100											
101											
102											
103											
104											
105											
106											
107											
108											
109											
110											
111											
112											
113											
114											
115											
116											
117											
118											
119											
120											
121											
122											
123											
124											
125											
126											
127											
128											
129											
130											
131											
132											
133											
134											
135											
136											
137											
138											
139											
140											

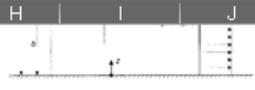


Figure 2.1 : Hauteur de référence z, et profil correspondant de la pression dynamique

Niv	Z (m)	Cr (Z)	Ct (Z)	lv (Z)	Cs (Z)	qp dyn (N/m²)
Niv 1	18.01	1.274	1.000	0.133	3.134	1175.250
Niv 2	23.96	1.323	1.000	0.129	3.331	1249.125

1.1.2° Parois parallèle au vent et sous le vent "Zone A, A', B, B', C et E"

Niv	Z (m)	Cr (Z)	Ct (Z)	lv (Z)	Cs (Z)	qp dyn (N/m²)
terasse	23.96	1.323	1.000	0.129	3.331	1249.125

1.1.3° Toiture "Zone F, G, H, I, J, F (+), G (+), H (+), I (+) et J (+)"

Niv	Z (m)	Cr (Z)	Ct (Z)	lv (Z)	Cs (Z)	qp dyn (N/m²)
Toiture	23.96	1.323	1.000	0.129	3.331	1249.125

1.2° Calcul de la pression aérodynamique "Wj"

1.2.1° Parois au vent "Zone D"

Niv	qp dyn (N/m²)	S (m²)	Cpe	Cpi	Wj (N/m²)
Niv 1	1175.250	324.36	0.800	0.3228	560.829
Niv 2	1249.125	107.16	0.8000	0.3228	596.082

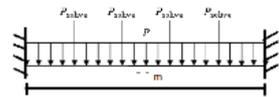
1.2.2° Parois parallèle au vent et sous le vent "Zone A, A', B, B', C et E"

Zone	qp dyn (N/m²)	S (m²)	Cpe	Cpi	Wj (N/m²)
A	1249.125	86.30	-1.000	0.3228	-1652.343
B	1249.125	345.22	-0.800	0.3228	-1402.518
C	1249.125	500.52	-0.500	0.3228	-1027.780
E	1249.125	431.52	-0.300	0.3228	-777.955

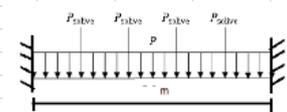
1.2.3° Toiture "Zone F, G, H, I"

Zone	qp dyn (N/m²)	S (m²)	Cpe	Cpi	Wj (N/m²)
F	1249.125	8.11	-1.860	0.3228	-2726.590
G	1249.125	16.22	-1.200	0.3228	-1902.168
H	1249.125	129.74	-0.700	0.3228	-1277.605
I	1249.125	538.41	0.200	0.3228	-153.393
					-653.043

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
2		calcul de l	calcul des solive											
3			Lmax(cm)=	550 cm	Lmax/250	2.20 cm		$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$						
4			Q(KN/cm2)=	7.790 KN/cm ²										
5			I(cm4)=	2009.02	foal =	1.59 cm								
6														
7			on abt le	IPE 200	>>>>	IPE 220								
8				1943	>>>>	2772				Fe				
9										235				
10			la verification de la semelle		b	c	tf	ctf	e	la classe	G			
11					110	55	9.2	5.98	1	classe 1	0.262			
12			ame fléchie		h	r	d	tw	d/tw	la classe				
13					220	12	177.6	5.3	30.1	classe 1				
14			la verification de F											
15			la fleche>	CV				$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$						
16			Vsd < Vpl,rd											
17								$Vsd = \frac{ql}{2}$						
18			Vsd=	2142										
19			Av=	15.88				$Vpl,rd = \frac{AvFy}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$						
20			Vplrd=	195.87										
21														
22			Vsd < Vpl,rd	CV										
23														
24			Msd < Mpl,rd											
25								$Msd = \frac{ql^2}{8}$						
26			Msd=	Msd = 2946										
27			Wply=	2854				$Mpl,rd = \frac{Fy * Wply}{\gamma_{m0}}$						
28			Mplrd=	60.97										
29														
30			Msd < Mpl,rd	CV										
31														
32			calcul des Poutre Principale											
33			calcul de l	calcul des solive										
34			Lmax(cm)=	755 cm	Lmax/250	3.02 cm		$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$						
35			Q(KN/cm2)=	#####										
36			I(cm4)=	27618.54	foal =	2.47 cm		$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E}$						
37														
38			on abt le	IPE 400	>>>>	IPE 450								
39				23130	>>>>	33740				Fe				
40										235				
41			la verification de la semelle		b	c	tf	ctf	e	la classe	G			
42					190	95	14.6	6.51	1	classe 1	0.776			
43			ame fléchie		h	r	d	tw	d/tw	la classe				
44					450	21	378.8	3.4	40.3	classe 1				
45			la verification de F											
46			la fleche>	CV				$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$						
47			Vérification au cisaillement.											
48			Vsd < Vpl,rd											
49								$Vsd = \frac{ql}{2}$						
50			Vsd=	156.29										
51			Av=	50.85				$Vpl,rd = \frac{AvFy}{\gamma_{m0}\sqrt{3}}$						
52			Vplrd=	627.2										
53			Vsd < Vpl,rd	CV										
54														
55			Vérification à la condition de résistance.											
56														
			Vsd < Vpl,rd	CV										
			Vérification à la condition de résistance.											
			Msd < Mpl,rd					$Msd = \frac{ql^2}{12}$						
			Msd=	Msd = 196.66										
			Wply=	1702				$Mpl,rd = 0$						
			Mplrd=	363.61										
			Msd < Mpl,rd	CV										

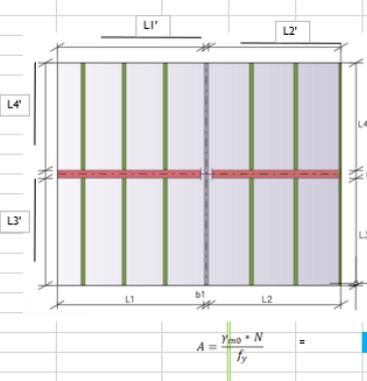


2	calcul de l						
3	calcul des solive						
4	Lmax(cm)=	550 cm	Lmax/250	2.20 cm	$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$		
5	Q(KN/cm2)=	7.426 KN/cm²					
6	I(cm4)=	1915.05	f >>>	2.17			
7		IPE 180	>>>>	IPE 200	$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E}$	#VALEUR!	
8	on obt le	1317	>>>>	1943		Fe	
9						235	
10	la verification de la semelle						
11		b	c	tf	c/tf	e	la classe
12	ame fléchie	100	50	8.5	5.88	1	classe 1
13		h	r	d	tw	d/tw	la classe
14		200	12	153	5.6	28.39	classe 1
15	la verification de F						
16	la fleche>>	CV			$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$		
17	$V_{sd} < V_{pl,Rd}$				$V_{sd} = \frac{ql}{2}$		
18	Vsd=	20.42					
19	Av=	14			$V_{pl,Rd} = \frac{AvF_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$		
20	Vplrd=	172.68					
21	$V_{sd} < V_{pl,Rd}$						
22	CV						
23	$M_{sd} < M_{pl,Rd}$						
24		Msd=	28.08			$M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$	
25		Wply=	220.6			$M_{pl,Rd} = \frac{F_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}}$	
26		Mplrd=	47.13				
27	$M_{sd} < M_{pl,Rd}$						
28	CV						
29	calcul des Poutre Principale						
30	calcul des solive						
31	Lmax(cm)=	755 cm	Lmax/250	3.02 cm	$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$		
32	Q(KN/cm2)=	39.478 KN/cm²					
33	I(cm4)=	26336.49		2.36	$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E}$		
34		IPE 400	>>>>	IPE 450			
35	on obt le	23130	>>>>	33740		Fe	
36						235	
37	la verification de la semelle						
38		b	c	tf	c/tf	e	la classe
39	ame fléchie	190	95	14.6	6.51	1	classe 1
40		h	r	d	tw	d/tw	la classe
41		450	21	378.8	9.4	40.3	classe 1
42	la verification de F						
43	la fleche>>	CV			$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$		
44	$V_{sd} < V_{pl,Rd}$				$V_{sd} = \frac{ql}{2}$		
45	Vsd=	49.99					
46	Av=	50.85			$V_{pl,Rd} = \frac{AvF_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$		
47	Vplrd=	627.2					
48	$V_{sd} < V_{pl,Rd}$						
49	CV						



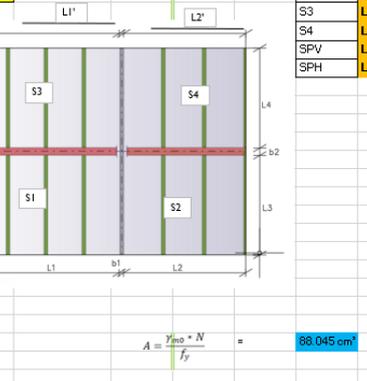
49	la verification de F						
50	la fleche>>	CV			$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$		
51	$V_{sd} < V_{pl,Rd}$				$V_{sd} = \frac{ql}{2}$		
52	Vsd=	149.03					
53	Av=	50.85			$V_{pl,Rd} = \frac{AvF_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$		
54	Vplrd=	627.2					
55	$V_{sd} < V_{pl,Rd}$						
56	CV						
57	$M_{sd} < M_{pl,Rd}$						
58		Msd=	Msd = 281.23			$M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$	
59		Wply=	1702			$M_{pl,Rd} = \frac{F_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}}$	
60		Mplrd=	363.61				
61	$M_{sd} < M_{pl,Rd}$						
62	CV						

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1																
2		plancher terrasse inacc														
3																
4		L1	L2	L3	L4	b1	b2		S1	L1*	L3	1.22	2.95	3.593		
5		2.655	0	2.95	0	0.19	0.1		S2	L2	L3	0	2.95	0		
6		L1'	L2'	L3'	L4'				S3	L1	L4	2.655	0	0		
7		1.22	0	0	0				S4	L2	L4	0	0	0		
8		G							SPV	L3	L4	2.95	0	0.58		
9		poids plach	24.998	n solve >>>		2			SPH	L1	L2	2.655	0	0.265		
10		poids PP	0.776	>>>>		2.283										
11		poide PS	0.262	>>>>		1.015										
12		poids Sol	0.262	>>>>		1.391										
13		Q														
14		surcha	4.464													
15		S														
16		neige	0.546													
17																
18		poids G	poids Q	poids S												
19		29.693	4.464	0.546												
20																
21		combinaison Poteau pour la terrasse inacc														
22		ELU														
23		[1.35G+1.5max(Q,S)]	qu1	46.782 KN/m²	qu(max)	46.849 KN										
24		[1.35G+1.35(S+Q)]	qu2	46.849 KN/m²												
25		ELS														
26		[G+max(Q,S)]	qs1	34.16 KN/m²	qs (max)	34.200 KN										
27		qs=[G+0.9(Q+S)]	qs2	34.20 KN/m²												
28																
29																
30																



$$A = \frac{\gamma_{mo} \cdot N}{f_y} = 2.193 \text{ cm}^2$$

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
61																	
62		L1	L2	L3	L4	b1	b2										
63		2.655	2.655	2.95	3.35	0.19	0.1										
64		L1'	L2'	L3'	L4'												
65		0	0	0.95	0												
66		G															
67		poids plach	102.887	n solve >>>		4.5											
68		poids PP	0.776	>>>>		4.889											
69		poide PS	0.224	>>>>		1.189											
70		poids Sol	0.224	>>>>		5.544											
71		Q				239.232	770.899										
72		surcha	74.773	+		53.423	381.793										
73		S															
74		neige	3.348	+		3.032											
75																	
76		poids G	poids Q	poids S	poids poteau HEA 240												
77		886.011	456.566	3.576	0.603												
78																	
79		combinaison Poteau pour la terrasse acc															
80		ELU															
81		[1.35G+1.5max(Q,S)]	qu1	*****	qu(max)	3880.964 KN											
82		[1.35G+1.35(S+Q)]	qu2	*****													
83		ELS															
84		[G+max(Q,S)]	qs1	1342.58 KN/m²	qs (max)	1342.580 KN											
85		qs=[G+0.9(Q+S)]	qs2	0.00 KN/m²													
86																	
87		Calcul des élancements moyens λy et λz															
88		H	ly	lz	lf	λy	λz										
89		408.00 cm	11.86	7	204	17.20 cm	29.14 cm										
90		Calcul de l'élancement réduit															
91		λy	λz	λ1	β1	λy	λz	λmax									
92		17.20 cm	29.14 cm	93.9	1	0.18	0.31	0.31									
93		λmax > 0.2 il y'a risque de flambement															
94		Vérification du risque de flambement															
95		h	b														
96		land abar =															
97		interpolation															
98		f(x0)	f(x1)	x	x0	x1											
99		0.9641	0.9261	0.31	0.3	0.4											
100		λmin	0.9603														
101		$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{(x_1 - x_0)} \cdot (x - x_0)$															
102																	



a choisir les surfaces qui convient

S1	L1	L3'	2.655	0.95	2.52225
S2	L2	L3	2.655	2.95	7.83225
S3	L1	L4	2.655	3.35	8.89425
S4	L2	L4	2.655	3.35	8.89425
SPV	L3	L4	2.95	3.35	1.216
SPH	L1	L2	2.655	2.655	0.55

$$A = \frac{\gamma_{mo} \cdot N}{f_y} = 88.045 \text{ cm}^2$$

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	
	IPE 450	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	IPE 450	A (cm ²)	ly (cm ⁴)	Wely (cm ³)	Wply (cm ³)	ly (cm)	lz (cm ⁴)	Welz (cm ³)	Wplz (cm ³)	iz (cm)	Avz (cm ²)	Ay (cm ²)	
3	IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	21	IPE 450	98.82	33740	1500	1702	18.48	1676	176.4	276.4	4.12	50.85	55.48	
4	verification du flambement																			
6	BmQ	1.3																		
8	Mq	12.96																		
9	delta M	12.96																		
10	Bm passi	1.1	$\beta_{M,y} = 1,3 - 0,7\psi$																	
11	psi	1																		
12	Bm =	1.3	$\beta_M = \beta_{M,y} + \frac{M_Q}{M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,y})$																	
13																				
14																				
15																				
16	H	ly	lz	lf	λ_y	λ_z														
17	408,00 cm	18.48	4.12	204	11.04 cm	49.51 cm														
18																				
19	Calcul de l'encastrement réduit																			
20	λ_y	λ_z	λ_1	β_1	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\bar{\lambda}_{min}$													
21	11.04 cm	49.51 cm	93.9	1	0.118	0.527	0.527													
22																				
23	λ_{lim}	> 0.2	il y a risque de flambement																	
24	la courbe yy a																			
25	courbe zz																			
26	interpolation																			
27	f(x0)	f(x1)	x	x0	x1	f(x) =														
28	0.9243	0.8900	0.527	0.5	0.6	0.9150														
29																				
30	0.843	0.8371	0.527	0.5	0.6	0.8414														
31																				
32																				
33	λ_{min}	0.8414																		
34																				
35	Wely	Wply	Welz	Wplz																
36	1500	1702	176.4	276.4																
37	My=	-0.0303	Ky=	1.018622902	Nsd=	1475.87	My=	12.96	Mz	1.01										
38	Mz=	-0.1709	Kz=	1.113361451	Nprd=	2644.45	Mz=	325.07	Mrd=	150.67										
39	MLT=	-0.065045	KLT=	1.041817424																

h / b > 1.2 : $t_f \leq 40$ mm	Y - Y Z - Z	a b
40 mm < $t_f \leq 100$ mm	Y - Y Z - Z	b c
h / b ≤ 1.2 : $t_f \leq 100$ mm	Y - Y Z - Z	b c
$t_f > 100$ mm	Y - Y Z - Z	d d

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{(x_1 - x_0)} (x - x_0)$$

1.1335784

	A	B	C	D
1				
2		Combinaison	Nature de la	Numéro de la combinaison
3		G+V1	ELU	COMB1
4		G+N	ELU	COMB2
5		1.35G+1.5Q	ELU	COMB3
6		1.35(G+Q+N)	ELU	COMB4
7		1.35(G+Q+V1)	ELU	COMB5
8		G+Q+Ex	ACC	COMB6
9		G+Q+Ey	ACC	COMB7
10		G+Q-Ex	ACC	COMB8
11		G+Q-Ey	ACC	COMB9
12		G+Ex	ACC	COMB10
13		G+Ey	ACC	COMB11
14		G-Ex	ACC	COMB12
15		G-Ey	ACC	COMB13
16		G+V1s	ELS	COMB14
17		G+N	ELS	COMB15
18		G+0.9(Q+N)	ELS	COMB16
19		G+0.9(Q+V1)	ELS	COMB17
20		G+Q	ELS	COMB18
21				
22				
23				



bibliographie

Bibliographie

- Règlement Neige et Vent Algérien version 2013, 2ème Edition, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger 2005.
- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.
- Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Règles générales et règles pour bâtiments (conception et dimensionnement des structure mixte acier-béton) (DTR – BC 2.4.10)
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles (DTR-BE 1.31)
- Règles de calcul des fondations superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97). (DTR-BC 2.44)
- Charges et surcharges d'exploitation. (DTR BC 2.2)
- EUROCODE 3-4
- Jean Morel, Calcul des Structures selon l'EUROCODE 3, Edition : EYROLLES, Paris, sixième tirage, 2005.
- B. BANOUNE, Cours de constructions métalliques 3ème année licence.
- Dj. BENYESSAD, cours de constructions métalliques 1ère année Master.
- TAHAKOURT, cours de Béton Armé 3ème année licence.
- H. CHIKH AMER, cours de Calcul des Structure en Béton Armé 1ère année Master.
- Anciens mémoires

G	Charges permanentes
P	Surcharges d'entretien
N, S	Neige
V, W	Vent
Fe	Force d'entraînement
Qx	Charge appliquée dans le plan \perp à l'âme
Qy	Charge appliquée dans le plan de l'âme
Mx	Moment fléchissant autour de l'axe xx causé par la charge Qy
My	Moment fléchissant autour de l'axe yy causé par la charge Qx
N	Effort normal
T	Effort tranchant
E	Module d'élasticité longitudinale
σ_e	Contrainte limite d'élasticité
ν	Coefficient de Poisson
A	Aire de la section transversale I : Moment d'inertie de flexion
W	Module de résistance de la section p: Poids propre
i	Rayon de giration
t	Epaisseur
xx''	Axe parallèle aux semelles (Axe fort)
yy'	Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible)
σ_n	Contrainte normale
τ	Contrainte de cisaillement
Δ	Déplacement
λ	Elancement
f	Flèche
R	La force résultante
Fw	Force horizontale correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois de la construction et de la force composante horizontale appliquée à la toiture.
Fu	Force de soulèvement représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture.
Qj	Pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface „j“
Sj	L'aire de l'élément de surface j.
Ffrj	Les forces de frottements éventuels
Cd	Coefficient dynamique de la construction
W(zj)	Pression nette de l'élément de surface „j“ calculé à la hauteur relative de ce même élément.
Qdyn	Pression dynamique du vent
Cpe	Coefficient de pression extérieur
Cpi	Coefficient de pression intérieur
Qref	Pression dynamique de référence pour construction permanente
Qtem	Pression dynamique de référence pour construction temporelle

Ce	Coefficient d'exposition au vent
ZJ	Distance vertical a partir du sol au centre de l'élément j verticalement
Cr	Coefficient de rugosité
Ct	Coefficient de topographie
Z	Hauteur considérée
Kt	Facteur de terrain
C_{pe ;1}	Coefficient de pression correspondant a 1m ²
C_{pi ;10}	Coefficient de pression correspondant a 10m ²
S	Surface charger de la paroi considérée