

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE (MESRS)

UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY-CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT(CAP)

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL (GC)

Option : Bâtiments et Travaux Publics (BTP)

MEMOIRE DE FIN DE FORMATION

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

THEME

Étude d'une structure mixte Acier-béton R+1 appliquée à la salle de
conférence de l'université de Parakou

Rédigé et soutenu publiquement le 29 octobre 2024 par :

Samson M'PESSI

Président du jury.....Pr Victor GBAGUIDI

Encadreur

Dr. Abbas T. DATCHOSSA

Docteur Ingénieur en Génie Civil

Maitre de mémoire

Pr. Emmanuel OLODO, Ir PhD

Professeur Titulaire des Universités du
CAMES

ANNEE ACCADEMIQUE 2022-2023

DEDICACE

A mes très chers parents

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point vous remercier comme il se doit. Vous avez toujours été mon école de patience, de confiance et surtout d'espoir et d'amour. Votre affection me couvre, votre bienveillance me guide et votre présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles. Vous êtes et resterez toujours pour moi une référence et la lumière qui illumine mon chemin. Puisse DIEU, tout puissant vous combler de santé, de bonheur et une longue vie.

A mon très cher beau-frère Mr S. Raymond

Tu as toujours été à mes côtés, un grand soutien. Tu n'as jamais cessé de formuler des conseils à mon égard et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs. Tu as toujours été pour moi un exemple, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es. Grâce à toi j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité et ta compréhension. Je t'aime et j'implore le tout-puissant pour qu'il t'accorde une bonne santé et une vie longue et heureuse. Sans toi, mon parcours du cycle Ingénieur de Conception n'aboutirait point.

REMERCIEMENTS

Mes remerciements s'adressent à toutes les personnes que j'ai rencontrées avant et pendant ce projet de mémoire, sachant d'une façon ou d'une autre, elles ont contribué à sa finalisation.

Grâce à Dieu, aux personnes qui m'ont soutenu et qui ne sont autres que mes enseignants, ce travail a pu voir le jour. Comme guise de reconnaissance, j'adresse mes sincères remerciements, à mon encadreur Mr Abbas DATCHOSSA, pour son aide, ses encouragements et l'aide précieuse qu'il m'a apportée en me faisant profiter largement de ses connaissances. Je ne saurais oublier sa constante disponibilité. Mes remerciements vont également à l'endroit de tous les enseignants du Département de Génie Civil de l'EPAC qui ont contribué à notre formation de cycle Ingénieur de Conception en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui m'ont apporté leur soutien de loin ou de près pour l'aboutissement de ce projet trouvent ici l'expression de ma vive et sincère reconnaissance, en particulier, ma famille et mes amis.

RESUME

Le présent travail s'inscrit dans le cadre du mémoire de fin de formation de cycle d'Ingénieur de conception en Génie Civil et a pour objet la mise au point d'une approche méthodologique de calcul des structures mixtes acier-béton qui puisse faciliter les calculs de ce type de structure afin de l'appliquer à l'étude technique d'un bâtiment de type R+1 à usage de salle de conférence au sein de l'Université de Parakou, à ossature mixte acier-béton.

La méthodologie utilisée est celle d'un calcul manuel des éléments porteurs les plus sollicités appuyé par l'utilisation des logiciels de calcul de structures.

Les prescriptions techniques utilisées sont les règles Eurocodes 4, Eurocode 3, Eurocode 2, Eurocode 1 et Fascicule 62, DTU 13.12.

Mots clés : *ossature mixte, acier-béton, salle de conférence, méthodologie de dimensionnement, Eurocode.*

ABSTRAT

This work is part of the end of the Civil Engineering Design Engineer cycle training thesis and aims to develop a methodological approach for calculating mixed steel-concrete structures which can facilitate the calculations of this type of structure in order to apply it to the technical study of a R+1 type building used as a conference room within the University of Parakou, with a mixed steel-concrete frame.

The methodology used is that of a manual calculation of the most stressed load-bearing elements supported by the use of structural calculation software.

The technical requirements used are the rules Eurocodes 4, Eurocode 3, Eurocode 2, Eurocode 1 and Fascicle 62, DTU 13.12.

Keywords: mixed frame, steel-concrete, conference room, design methodology, Eurocode.

LISTES DES SYMBOLES

A	Aire de section de la section mixte efficace
A_a	Aire de section des profilés
A_c	Aire de section du béton
A_{ct}	Aire de section de la zone tendue du béton
A_s	Aire de section de l'armature
A_v	Aire de cisaillement d'une section en acier de construction
E_a	Module d'élasticité de l'acier de construction
E_{cm}	Module sécant d'élasticité du béton
E_s	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'armature
F_l	Effort longitudinal de calcul par goujon
F_t	Effort transversal de calcul par goujon
g	Charge permanente répartie
I	Moment d'inertie de flexion de la section mixte efficace en négligeant le béton tendu
I_a	Moment d'inertie de flexion de la section en acier
I_c	Moment d'inertie de flexion de la section en béton non fissurée
I_s	Moment d'inertie de flexion de l'armature en acier
L	Longueur, Portée
M	Moment fléchissant
$M_{b,Rd}$	Moment résistant au déversement
M_{Ed}	Moment fléchissant de calcul
$M_{max,Rd}$	Valeur de calcul maximale du moment résistant en présence d'un effort normal de compression
$M_{pl,a,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section en acier de construction
$M_{pl,N,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section mixte en prenant en compte l'effort normal de compression/Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section mixte avec connexion totale
$M_{pl,y,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique selon l'axe y-y de la section mixte avec connexion complète
$M_{pl,z,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique selon l'axe z-z de la section mixte avec connexion complète
M_{Rd}	Valeur de calcul du moment résistant d'un assemblage ou d'une section mixte
M_{Rk}	Valeur caractéristique du moment résistant d'un assemblage ou d'une section mixte
$M_{y,Ed}$	Moment fléchissant de calcul appliqué à la section mixte selon l'axe Y-Y
$M_{z,Ed}$	Moment fléchissant de calcul appliqué à la section mixte selon l'axe z-z
N	Effort normal de compression ; nombre de connecteurs
N_a	Valeur de calcul de l'effort normal exercé dans la section en acier de construction
$N_{b,Rd}$	Effort normal d'un élément comprimé au flambement
N_c	Valeur de calcul de l'effort normal exercé dans la semelle en béton
N_{cf}	Valeur de calcul de l'effort normal exercé dans la semelle en béton avec connexion complète

N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal de compression
$N_{t,Ed}$	Effort normale de traction
$N_{pl,a}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section en acier de construction à l'effort normal
$N_{pl,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section mixte à l'effort normal de compression ou Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
$N_{pl,Rk}$	Valeur caractéristique de la résistance plastique de la section mixte à l'effort normal de compression
$N_{pm,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance du béton à l'effort normal de compression
P_{Rd}	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un goujon
q	Charge d'exploitation variable
V	Surcharge climatique du vent
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant sur la section mixte
$V_{l,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement
$V_{l,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section mixte à l'effort tranchant
V_{Rd}	Valeur de calcul de la résistance de la section à l'effort tranchant
$V_{v,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance d'une dalle mixte au cisaillement
b_{eff}	Largeur efficace
f	Flèche
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance à la compression du béton
f_{ck}	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton
f_{sd}	Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier d'armatures
f_{sk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armatures
f_u	Résistance ultime à la traction
f_y	Valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier de construction
f_{yd}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de construction
$f_{yp,d}$	Valeur de calcul de la limite d'élasticité du bac acier
$f_{yp,k}$	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité du bac acier
h	Hauteur hors tout
h_a	Hauteur de la section en acier de construction
h_c	Hauteur de l'enrobage en béton d'une section en acier, épaisseur du béton au-dessus de la tôle nervurée
h_p	Hauteur d'une plaque nervurée en acier
h	Position de l'axe neutre plastique
n_f	Nombre de connecteurs pour une connexion complète
s_t	Entraxe des goujons
t	Épaisseur d'un élément
α	Facteur d'imperfection
β_w	Facteur de corrélation
χ	Coefficient de réduction

γ_c	Coefficient partiel pour le béton
γ_F	Coefficient partiel pour les actions
γ_s	Coefficient partiel pour l'acier d'armatures
γ_{Mo}	Coefficient partiel pour l'acier de construction
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit
λ_{LT}	Élancement de déversement
Les caractéristiques d'un profilé en I ou H	
b	Longueur de la semelle
d	Hauteur de l'âme
h	Hauteur du profilé
t_w	Épaisseur de l'âme du profilé
t_f	Épaisseur de la semelle de profilé
A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_v	Section de l'âme
A_v	Aire de cisaillement
G	Module d'élasticité transversale
I	Moment d'inertie
W_{pl}	Module de résistance plastique

SOMMAIRE

<i>DEDICACE</i>	<i>i</i>
<i>REMERCIEMENTS</i>	<i>ii</i>
<i>RESUME</i>	<i>iii</i>
<i>ABSTRAT</i>	<i>iv</i>
<i>LISTES DES SYMBOLES</i>	<i>v</i>
<i>SOMMAIRE</i>	<i>viii</i>
CHAPITRE : GENERALITES ET PRESENTATION DU PROJET	4
1.1 GENERALITES	4
1.1.1 Définition d'une structure mixte	4
1.1.2 Types de structure mixte	4
1.1.3 Avantages des structures mixtes.....	5
1.1.4 Applications courantes des constructions mixtes acier-béton.....	8
1.1.5 Différents types d'éléments mixtes employés dans le bâtiment	9
1.1.6 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes.....	13
1.1.7 Matériaux utilisés dans un élément mixte	15
1.1.8 Les tôles profilées en acier.....	20
1.1.9 Assemblages mixtes	20
1.2 Description du projet	24
CHAPITRE 2 : HYPOTHESES, REGLEMENTS UTILISES ET METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURE	28
2.1 HYPOTHESES DE CALCUL	28
2.2 REGLEMENTS DE CALCUL	28
2.3 METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURE.....	29
2.3.1 METHODE DE DESCENTE DE CHARGES	29
2.3.2 Méthodologie de dimensionnement du plancher mixte collaborant.....	34
2.3.3 Méthodologie de dimensionnement des solives.....	37
2.3.4 Méthodologie de dimensionnement des poutres principales.....	41
2.3.5 Méthodologie de dimensionnement des poteaux mixtes.....	44
2.3.6 Méthodologie de dimensionnement d'un assemblage solives-poutres principales	49
CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE ET DES GRADINS ..	57
3.1 Caractéristiques des matériaux utilisés.....	57
3.1.1 Béton.....	57
3.1.2 Acier de construction	57
3.1.3 Armatures.....	57
3.1.4 Bac acier en tôle	57
3.1.5 Les boulons	58
3.2 Calcul des éléments de structure	59

3.2.1	Calcul de la dalle mixte	59
3.2.2	Dimensionnement des solives.....	65
3.1	Dimensionnement des poutres principales	73
3.1.1	Charges appliquées à la poutre	73
3.1.2	Prédimensionnement de la poutre et choix du type de profilé.....	73
3.1.3	Détermination des efforts sur la poutre.....	74
3.1.4	Vérification de la résistance au moment fléchissant	74
3.1.5	Vérification de la résistance à l'effort tranchant (EN 1993-1-1 §6.2.6)	75
3.1.6	Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.....	75
3.1.7	Vérification du moment résistant au déversement	75
3.1.8	Vérification de la flèche	75
3.2	Dimensionnement des gradins	76
3.2.1	Dalle des gradins	77
3.2.2	Solive pour dalle des gradins.....	80
3.2.3	Poutres pour gradins.....	85
3.2.4	Calcul de la poutre crémaillère	89
3.3	Calcul du poteau	93
3.3.1	Charges appliquées au poteau.....	93
3.3.2	Prédimensionnement du poteau et choix du type de profilé.....	94
3.3.3	Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la section	95
3.3.4	Calcul des modules de résistance plastique :	96
3.3.5	Vérifier l'applicabilité de la méthode simplifiée (EN 1994-1-1 §4.8.3.1 (3)).....	96
3.3.6	Vérification de la résistance du poteau sous charge axiale (EN 1993-1-1 §6.2.6)	97
3.3.7	Vérification de la compression et la flexion uni-axiale suivant les différents axes. 98	
3.3.8	Vérification de la compression et de la flexion biaxiale suivant les.....	106
3.3.9	Vérification des conditions de non voilement local des parois des éléments structuraux en acier (clauses 6.7.1(9) et 6.7.5.1(2), EN 1994-1-1 : 2004)	107
3.4	Calcul des fondations.....	107
	CHAPITRE 4 : CALCUL DES ASSEMBLAGE.....	111
4.1	Assemblages solives-poutres principales	111
4.1.1	Choix des caractéristiques des boulons à utiliser	111
4.1.2	Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la cornière à utiliser pour commencer le dimensionnement de l'assemblage.	111
4.1.3	Détermination l'effort N_{Ed} à transférer de la solive à la poutre principale.	111
4.1.4	Détermination des limites pour les entraxes et pinces des trous dans les ailes des cornières.....	111
4.1.5	Choix des entraxes et les pinces optimales en fonction de la hauteur de l'âme de la solive à assembler et de l'entaille faite dans le profilé de la solive.....	112
4.1.6	Détermination la force de cisaillement $FV1, Ed$ appliquée sur un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.....	112
4.1.7	Détermination de la force de cisaillement vertical $FV2, Ed$	113

4.1.8	Détermination du moment MEd créé par l'excentricité de la force de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.....	113
4.1.9	Détermination des efforts de cisaillement horizontaux FH, Ed créés par le moment MEd sur les boulons extrêmes dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.....	113
4.1.10	Détermination des forces de cisaillement résultantes FEd	113
4.1.11	Vérification de la résistance des boulons de la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.	113
4.1.12	Détermination de la résistance à la pression diamétrale $Fb1, Rd$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.	114
4.1.13	Détermination de la résistance au cisaillement $FV2, Rd$ d'un boulon par plan de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.	115
4.1.14	Détermination de la résistance à la pression diamétrale $Fb2, Rd$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.....	115
4.1.15	Vérification de la résistance des boulons de la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.	115
4.1.16	Vérification de la résistance en flexion de la cornière.....	115
4.1.17	Détermination des sollicitations Vc, Ed et Mc, Ed dans chacune des cornières de l'assemblage.....	115
4.1.18	Vérifier si les trous de la partie tendue de l'aile de cornière doivent être pris en compte dans le calcul de la résistance en flexion de la cornière. La condition à vérifier est la suivante :	116
4.1.19	Détermination de la résistance en flexion Mc, Rd de la cornière.	117
4.1.20	Vérification de la résistance au cisaillement de la cornière.	117
4.1.21	Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.....	117
4.1.22	Vérification de la résistance au cisaillement de bloc de la zone de boulonnage de l'âme de la solive	117
4.2	Assemblages poutre-poteau suivant l'axe de forte inertie	118
4.2.1	Choix des caractéristiques géométriques et dispositions constructives.....	118
4.2.2	Détermination des efforts intérieurs.....	119
4.2.3	Vérification de la résistance des boulons dans la zone tendue	119
4.2.4	Détermination de la résistance de la zone de compression	127
4.3	Calcul de l'assemblage de pieds de poteau.....	132
4.3.1	Prédimensionnement de la platine	132
4.3.2	Détermination de la classe du béton	132
4.3.3	Calcul des efforts intérieur NEd, Vy, Ed et Vz, Ed	133
4.3.4	Choix des dimensions du socle.....	133
4.3.5	Calcul de l'aire requise à la résistance du socle.....	134
4.3.6	Vérification vis-à-vis des dimensions de la platine.....	135
4.3.7	Choix des dimensions en plan hp et bp de la platine.....	135
4.3.8	Détermination du mode de transfert de cisaillement.....	137
4.3.9	Caractéristiques finales de la platine.....	137

CONCLUSION.....	138
BIBLIOGRAPHIE.....	139
ANNEXE.....	143

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1-1: Goolwa Bridge, photo de Denisbin.....	8
Figure 1-2 : Ouvrage mixte pour lequel un grand nombre de poutres de faibles dimensions ont été mises en place, photo de Christophers Sessums.....	8
Figure 1-3 : Vue inférieure d'une dalle mixte coulée sur une tôle nervurée. Photo de Orest Ukrainsky	9
Figure 1-1-4 : Exemple de poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.....	10
Figure 1-1-5 : Exemple de profilés creux remplis de béton	10
Figure 1-1-6 : Exemples de poutres mixtes	11
Figure 1-1-7 : Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.....	13
Figure 1-1-8 : Plancher mixte collaborant (acier-béton).....	13
Figure 1-1-9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier de construction (HOUANOU K. Agapi, 2017d).....	16
Figure 1-1-10 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'acier d'armature.....	18
Figure 1-1-11 : Diagramme parabolique conventionnel.	19
Figure 1-1-12 : Assemblages poutres sur poutres	24
Figure 2-2-1 : Mode de transfert des charges de notre structure	29
Figure 2-2-2 : Disposition des pinces et entraxes de la cornière	51
Figure 2-2-3 : Assemblage boulonné par cornières	51
Figure 2-2-4 : vue en 3D d'assemblage poutre-solive	51
Figure 2-2-5 : : Efforts de cisaillement horizontaux créés par le moment.....	52
Figure 2-2-6 : Cisaillement de bloc	56
Figure 3-1 : Caractéristiques du cofrastra 40 (ArcelorMittal Construction France, 2018)	58
Figure 3-2 : Longueurs de roulement recommandées pour des tôles posées sur un matériau en acier ou en béton (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)	60
Figure 3-3 : Schéma statique d'un plancher collaborant sur deux appuis	60
Figure 3-4 : Schéma statique d'un plancher collaborant en phase de chantier	60
Figure 3-5 : Largeur participante reprise par une solive	65
Figure 3-6 : Schéma statique d'une solive simplement appuyée.....	65
Figure 3-7 : Goujon à tête soudée avec dalle mixte.	71
Figure 3-8 : Schéma des gradins.....	76
Figure 3-9 : Schéma statique d'une dalle de gradins.	78
Figure 3-10 : Schéma statique d'une solive poutre	85
Figure 3-11 : Schéma illustrant la descente de charge sur la poutre crémaillère.....	89
Figure 3-12 : Schéma statique poteau mixte sous compression et flexion biaxiale.....	99
Figure 3-13 : Polygone d'interaction N-M	99
Figure 3-14 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)	101
Figure 3-15 : Diagramme des contraintes du point D sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)	101
Figure 3-16 : Diagramme des contraintes du point C sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)	102

Figure 3-17 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)	102
Figure 3-18 : Polygone d'interaction (N-M) suivant l'axe Y-Y	103
Figure 3-19 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (Darko Dujmovic et al, 2014)	104
Figure 3-20 : Diagramme des contraintes du point D sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)	105
Figure 3-21 : Diagramme des contraintes du point C sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)	105
Figure 3-22 : Diagramme des contraintes du point B sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)	106
Figure 3-23 : Polygone d'interaction (N-M) suivant l'axe Z-Z	106
Figure 4-1 : Schéma statique de la solive sur la poutre principale	111
Figure 4-2 : Tronçon en té équivalent pour le mode 1	120
Figure 4-3 : Tronçon en té équivalent pour le mode 2	121
Figure 4-4 : Tronçon en té équivalent pour le mode 3	121
Figure 4-5 : géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons	122
Figure 4-6 : Dimensions du socle et de la platine	134

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Comparaison des avantages et inconvénients des constructions mixtes.....	7
Tableau 1-2 : Comparaison de deux sections couramment utilisées.....	10
Tableau 1-3 : comparaison entre poutre mixte et poutre métallique (Les constructions Mixtes Acier-Béton selon l’Eurocode 4 Guide de calcul et Application de vérification des éléments mixtes : mémoire de BELAROUÏ Assia & HIHI Ghassane)	14
Tableau 1-4 : Comparaison entre élément de construction mixte et en béton armé (Les constructions Mixtes Acier-Béton selon l’Eurocode 4 Guide de calcul et Application de vérification des éléments mixtes : mémoire de BELAROUÏ Assia & HIHI Ghassane).....	15
Tableau 1-5 : Valeurs nominales de limite élastique f_y et de résistance à la rupture en traction f_u pour l’acier de construction selon EN 10025.....	16
Tableau 1-6 : Principales caractéristiques des bétons de masse volumique normale	19
Tableau 1-7 : Caractéristiques des tôles profilées conformes à la norme EN1014 (NF EN 1993-1-1, 2005).....	20
Tableau 1-8 : Caractéristiques mécaniques des boulons (MUZEAU J.P., 2010).....	21
Tableau 1-9 : Caractéristiques dimensionnelles des boulons (MUZEAU J.P., 2010).....	21
Tableau 2-1 : Descente de charges sur le plancher haut R+1.....	30
Tableau 2-2 : Descente de charges sur le plancher haut RDC.....	30
Tableau 2-3 : Descente de charges des murs	30
Tableau 2-4 : Descente de charge sur les gradins	31
Tableau 2-5 : Caractéristiques géométriques des cornières en fonction du diamètre.....	50
Tableau 3-1 : valeurs de calcul du fléchissement des tôles en phase provisoire	62
Tableau 3-2 : Caractéristiques du profilé IPE O 270	66
Tableau 3-3 : Caractéristiques du profilé HE 900x391.....	74
Tableau 3-4 : Caractéristiques du profilé IPE 80.....	81
Tableau 3-5 : Caractéristiques du profilé IPE 450.....	86
Tableau 3-6 : Caractéristiques du profilé IPE 600.....	90
Tableau 3-7 : Caractéristiques du profilé HE 300M.....	94
Tableau 4-1 : Composants d’un assemblage poutre-poteau (NF EN 1993-1-8 :2005).....	119
Tableau 4-2 : Caractéristiques du profilé HE 400 B	132
Tableau 4-3 : Aires efficaces (the steel construction Institute, 2014)	135
Tableau 4-4 : Aires efficaces (the steel construction Institute, 2014)	136

LISTE DES ORGANIGRAMMES

Organigramme 2-1: Méthodologie de dimensionnement d'un plancher collaborant (proposé par Samson M'PESSI).....	37
Organigramme 2-2: Méthodologie de dimensionnement d'une solive mixte acier-béton (proposé par Samson M'PESSI)	41
Organigramme 2-3: Méthodologie de dimensionnement d'une poutre mixte acier-béton (proposé par Samson M'PESSI)	43
Organigramme 2-4: Méthodologie de dimensionnement d'un poteau mixte acier-béton (proposé par Samson M'PESSI)	49

INTRODUCTION GENERALE

Le dimensionnement des ouvrages de quelle nature qu'ils soient, vise d'une part à rechercher leur stabilité et d'autre part à optimiser les matériaux de construction. Très tôt l'utilisation du béton comme matériau de construction a révélé des limites notamment sa résistance à la traction conduisant ainsi à l'association béton-acier et l'on a obtenu le Béton Armé. La période allant de 1890 à 1914 constitue une phase charnière pour l'essor du béton armé comme matériau de construction. Mais cette association malgré sa bonne résistance aux deux types d'efforts, ne permet pas de franchir de grandes portées.

Les Ingénieurs, loin de se limiter à l'utilisation d'un seul matériau et recherchant de nouveaux défis dans le choix des solutions ont ainsi décidé après des études de l'emploi de l'acier de construction comme matériaux de construction et conduisant ainsi au fil des temps à l'utilisation des profilés en acier combinés au béton ou au béton armé formant ainsi le matériau mixte acier-béton. Il faut le rappeler, la construction mixte acier-béton n'est pas récente, son utilisation dans les bâtiments, le plus souvent industriels, et dans les ponts, repose sur des qualités complémentaires connues depuis de nombreuses années. Ce procédé de construction présente d'énormes avantages sur les plans fonctionnels, architecturaux et financiers, en effet l'association entre l'acier et le béton dans ce procédé permet de faire travailler ces deux matériaux avec les meilleures performances respectives, atteignant ainsi des portées considérables avec des retombés réduites, des planchers plus minces et des poteaux de sections plus petites, tout en réduisant le temps et le coût de la construction. Les nombreux avantages structuraux et économiques tirés de cette association ont été parmi les principaux facteurs qui ont permis le développement de ce type de structures aussi bien dans le bâtiment que dans les ouvrages d'art.

En effet, l'utilisation du matériaux mixte acier-béton a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages et a conféré aux structures porteuses une aération facilitant la mise en place des installations techniques et des éléments du second œuvre. Ce type de construction a toujours été étroitement liée à l'art de l'Ingénieur et a insufflé une nouvelle élégance aux structures. Aujourd'hui, la construction mixte signifie high-tech, économie de matière et légèreté structurale. Dans la plupart des cas (bâtiments recevant un grand public comme les salles de conférence, ponts...), il n'est pas rare de rencontrer des travées de plus de 12 mètres. Ces portées génèrent des moments de flexion importants qui peuvent être repris plus avantageusement par une structure mixte, que ce soit en raison de son coût ou de la hauteur du plancher plus faible. Des recherches entreprises à travers le monde, ont démontré que l'utilisation des éléments mixtes dans une construction entraîne une réduction de contraintes et de flèches. En clair, la pratique actuelle dans le monde du génie civil montre que la construction mixte peut être compétitive, en termes de coût global, vis-à-vis tant des constructions en acier que des constructions en béton. Pour les bâtiments à étages multiples, ceci est vrai notamment en cas de grandes portées (12 à 15 m) entre colonnes, de dalles de longues portées ou encore lorsqu'il s'agit de construire rapidement et simplement, par exemple sans étais.

Le comportement « monobloc » des deux matériaux a exigé l'emploi d'éléments de connexion, ces derniers offrent à leur tour des comportements ductiles ou non ductiles. L'efficacité de la liaison, entre les deux matériaux, conditionne surtout la résistance au glissement à l'interface.

Dans le cas des poutres et des dalles, le profilé est connecté mécaniquement à la dalle de béton. Cette connexion offre une importante résistance au cisaillement à l'interface des deux matériaux, leur permettant de travailler ensemble en flexion. La dalle de béton, outre son rôle de surface porteuse, permet la reprise des efforts de compression ainsi qu'une protection complémentaire intéressante du profilé en acier contre la corrosion et l'incendie, l'acier reprenant principalement les efforts de traction.

Cependant, il y a eu moins de travaux sur les constructions mixtes acier-béton en république du Bénin contrairement aux autres types de constructions telles que les constructions en Béton Armé et les constructions métalliques qui ont fait l'objet de plusieurs travaux de mémoires d'Ingénieur de conception et ce, certainement en raison de la complexité des calculs de ce type de structure. C'est pour donc mettre en place une approche méthodologique de calcul des structures mixtes acier-béton qui puisse faciliter les calculs, que nous abordons ce sujet.

Pour ce faire, nous allons réaliser l'étude technique de la structure mixte (acier-Béton) d'un R+1 à usage de salle de conférence au sein de l'Université de Parakou selon l'Eurocode 4.

Il s'agira spécifiquement de :

- ✚ Proposer une approche méthodologique de calcul des éléments mixtes acier-béton
- ✚ Dimensionner quelques éléments structuraux et les gradins ;

Le présent mémoire est composé de deux (02) parties.

La première partie traite du :

- ✚ Chapitre 1 : Généralités et présentation du projet.

La deuxième partie traite du dimensionnement de la structure porteuse de notre bâtiment. Elle s'articule autour de quatre (04) chapitres :

- ✚ Chapitre 2 : Hypothèses, règlements utilisés et méthodologie de dimensionnement des éléments de structure
- ✚ Chapitre 3 : calcul des éléments de la structure et des gradins
- ✚ Chapitre 4 : les assemblages

PREMIERE PARTIE : GENERALITES

CHAPITRE : GENERALITES ET PRESENTATION DU PROJET

1.1 GENERALITES

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ouvrages d'art. Bien que de nature différente, ces deux matériaux sont complémentaires :

- ✚ Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- ✚ Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- ✚ Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- ✚ L'acier permet de rendre la structure ductile.

En effet, la construction mixte est la réalisation d'ouvrages ou d'éléments d'ouvrages en associant un matériau possédant de meilleures performances en traction (généralement des poutrelles en acier) avec du béton. L'idée de ce procédé de construction provient d'une réflexion axée sur l'optimisation des matériaux dans un élément de structure. En effet, les porteurs horizontaux, généralement soumis à de la flexion simple, subissent des contraintes de traction en fibre inférieure et des contraintes de compression en fibre supérieure. Le béton possédant une très mauvaise résistance à la traction, il a donc été nécessaire de l'associer avec d'autres matériaux afin de lui permettre de fonctionner en flexion. Ces réflexions ont mené aux matériaux couramment utilisés aujourd'hui : le béton armé, le béton précontraint et la construction mixte.

1.1.1 Définition d'une structure mixte

‘‘Une structure peut être définie comme mixte si, au niveau de la plupart de ses éléments (poutre, poteaux, assemblages, dalle), elle associe deux matériaux de nature et de propriétés différentes. Il s'agit ici de l'acier et du béton, avec l'objectif de tirer le meilleur parti possible de cette association, tant sur le plan du fonctionnement structural que sur celui du coût de construction.’’

1.1.2 Types de structure mixte

Il convient en particulier de distinguer les structures mixtes des structures hybrides, parfois appelées improprement mixtes, composées d'éléments homogènes de matériaux différents, par exemple un bâtiment avec un noyau en béton armé sur lequel prend appui une charpente constituée exclusivement de poutres et poteaux en acier.

En fait, ce qui est tout à fait particulier du fonctionnement d'un élément mixte, c'est l'association mécanique des deux matériaux, acier et béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux, qui va accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément.

1.1.3 Avantages des structures mixtes

L'optimisation de la résistance aux charges dans tout dimensionnement doit non seulement prendre en compte de la raideur et de la ductilité mais également les aspects architecturaux, économiques, de fabrication et d'utilisation des poutres, dalles et poteaux. Partant de là, la construction mixte présente de nombreux avantages tant sur les aspects fonctionnels et architecturaux que sur le plan financier. En effet, l'association entre l'acier et le béton dans ce procédé permet de faire travailler ces deux matériaux avec les meilleures performances respectives, atteignant ainsi des portées considérables avec des retombés réduites, des planchers plus minces et des poteaux de sections plus petites, tout en réduisant le temps et le coût de la construction.

a) Aspects architecturaux

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet

- ✓ des portées plus importantes
- ✓ des dalles plus minces
- ✓ des poteaux plus élancés

Et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

b) Aspects économiques

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales réduites) et d'une construction plus rapide.

Le rapport, portée sur hauteur ($L/h=35$) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages :

- ✓ La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface des murs extérieurs
- ✓ Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de réduire le nombre de poteaux par plancher ce qui offre plus de flexibilité
- ✓ Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages.

Les structures mixtes sont simples à construire et présentent des temps de construction réduits :

- ✓ économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment
- ✓ coûts de financement plus faibles
- ✓ prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé

c) Fonctionnalité

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisées sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton non seulement sert à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également apporte de la résistance flexionnelle compensant ainsi la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

d) Equipements et utilisation flexible du bâtiment

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement d'autant plus vrai lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires.

Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements :

- ✚ dans les faux-plafonds ou dans un faux-plancher
- ✚ dans des caissons situés le long des murs
- ✚ l'espace entre les semelles d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

e) Montage

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants :

✓ *Plate-forme de travail :*

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

✓ *Coffrage permanent :*

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires.

La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

✓ **Armatures :**

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister, en tant qu'armature, au moment positif de flexion. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

✓ **Vitesse et simplicité de construction**

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

✓ **Produits à la qualité contrôlée :**

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

Tableau 1-1 : Comparaison des avantages et inconvénients des constructions mixtes

Construction mixte	
Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> ✚ Optimisation des matériaux : le béton travaille en compression et l'acier en traction ✚ Rapidité d'exécution ✚ Facilité de coulage de la dalle avec un bac en acier collaborant ✚ Légèreté structurelle ✚ Grands espaces modulables permis par les portées importantes des éléments mixtes. 	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Comportement inverse sur appui ✚ Comportement au feu (sensibilité des profilés aciers aux élévations de température importantes)

1.1.4 Applications courantes des constructions mixtes acier-béton

La construction mixte acier-béton s'est démocratisée dans deux usages principaux : les ouvrages d'art et les immeubles de bureau. Voici quelques exemples courants de structures réalisés à l'aide de cette technologie.

✓ Exemples de ponts

Il existe des nombreux exemples de ponts conçus en construction mixte. La solution mixte permet d'obtenir des portées importantes qui sont compétitives pour des ouvrages de 40 à 120 m. Cette portée optimale correspond aussi à celle des ouvrages en béton précontraint. Ces deux technologies de construction ont donc une gamme d'utilisation assez similaire.



Figure 1-1-1: Goolwa Bridge, photo de Denisbin



Figure 1-2 : Ouvrage mixte pour lequel un grand nombre de poutres de faibles dimensions ont été mises en place, photo de Christophers Sessums

Pour des franchissements de faible portée, il est possible d'utiliser des tabliers mixtes à poutrelles enrobées. Ici, les poutrelles ne sont plus sous la dalle mais sont situées dans la dalle en béton. Cette disposition, bien que moins efficace, permet d'avoir des ouvrages de faibles épaisseurs tout en étant plus performants qu'un simple ouvrage en béton armé.

✓ Exemple en bâtiment

Les dalles mixtes sont particulièrement utilisées pour les bâtiments dans lesquels de grands espaces libres de tout poteau sont nécessaires. On les retrouve généralement dans les tours ou immeubles de bureaux, les centres commerciaux, les parkings ou encore les bâtiments anciens après réhabilitation.



Figure 1-3 : Vue inférieure d'une dalle mixte coulée sur une tôle nervurée. Photo de Orest Ukrainsky

1.1.5 Différents types d'éléments mixtes employés dans le bâtiment

1.1.5.1 Poteaux mixtes :

Les poteaux mixtes sont classés en deux types principaux, les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés, les semelles et âme des profilés les constituants sont enrobés d'une couche de béton. Par contre, pour les poteaux partiellement enrobés, seulement l'espace entre semelles qui est rempli de béton (figure ci-dessous).

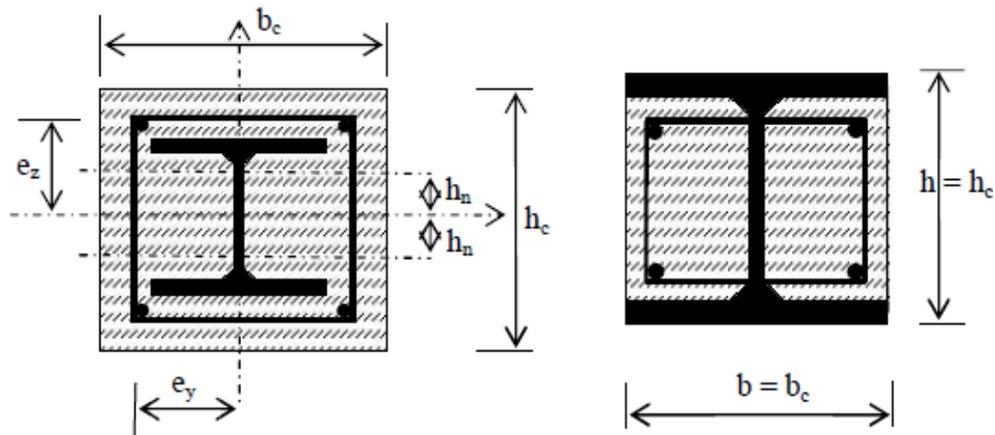


Figure 1-1-4 : Exemple de poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton

Les poteaux en profilés creux remplis de béton peuvent être de section circulaire, carrée ou rectangulaire. Le béton de remplissage améliore considérablement la résistance par effet de confinement (figure ci-dessous).

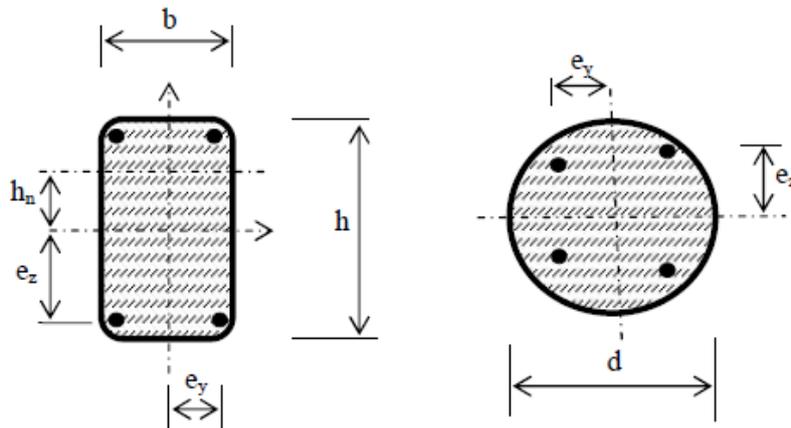


Figure 1-1-5 : Exemple de profilés creux remplis de béton

Tableau 1-2 : Comparaison de deux sections couramment utilisées.

Poteau complètement enrobé	Poteau partiellement enrobé
Nécessité de coffrer le périmètre.	Pas de coffrage, en principe (sauf difficultés de levage, ou nécessité d'obtenir une surface de béton très lisse ou structurée)
Bétonnage le plus souvent après montage.	Bétonnage au sol, à plat, avant montage.
Pas de face métallique apparente.	Deux faces métalliques restent visibles.
Se conçoit de préférence avec des profilés à ailes épaisses.	Se conçoit de préférence avec des profilés à ailes minces, pour réduire la section d'acier directement exposée au feu.
Le ferrailage doit être placé autour de la pièce en position finale montée.	Les paniers d'armatures peuvent être pré-assemblés, et sont posés rapidement.
Le taux de ferrailage est assez faible. On évite si possible les barres situées ailleurs qu'aux coins.	Pour des résistances au feu au-delà d'une heure, on a intérêt à ferrailer au taux maximum autorisé (6% à l'incendie, dont

	4%seulement sont pris en compte en service normal).
Aucune peinture ne doit être appliquée sur le profilé.	Une peinture, avec éventuellement une seule fonction esthétique, est généralement appliquée sur les ailes apparentes.
Un petit nombre de connecteurs mécaniques suffit le plus souvent. Ils sont surtout requis dans les zones d'introduction des charges.	Une connexion mécanique (goujons ou autre méthode) est à prévoir sur toute la hauteur du poteau, pour éviter une désolidarisation des constituants lors d'un incendie.
Résistance au feu structurelle automatiquement très élevée.	Résistance au feu structurelle avec surdimensionnement éventuel par rapport au service normal.
Au chantier, la capacité de résistance reste inférieure à sa valeur finale, jusqu'à achèvement de l'enrobage.	En raison du surdimensionnement pour l'incendie, on bénéficie en phase chantier d'une surcapacité appréciable.

1.1.5.2 Les poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton. Elles peuvent être :

- ✓ des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- ✓ des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- ✓ des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton comme illustré sur la figure. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles.

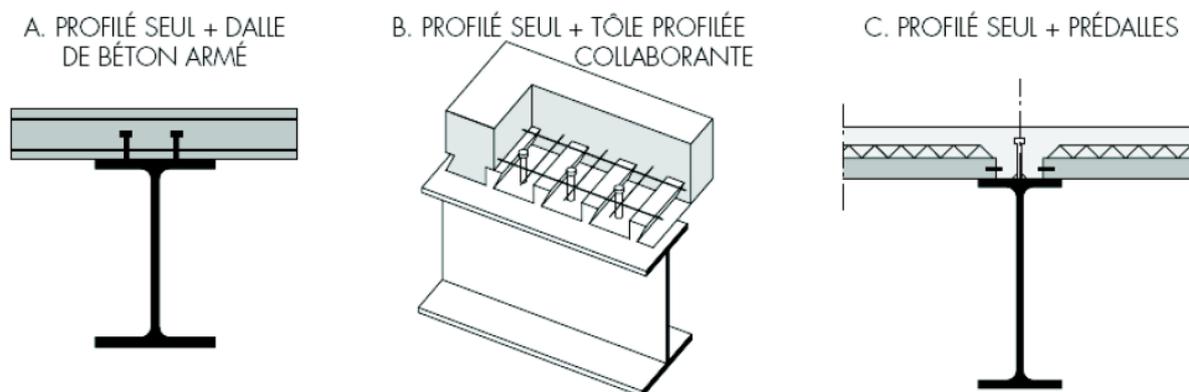


Figure 1-1-6 : Exemples de poutres mixtes

1.1.5.3 Les dalles mixtes

Les dalles mixtes sont des éléments structuraux mixtes horizontaux bidimensionnels soumises principalement à la flexion, dans lesquels des tôles profilées en acier :

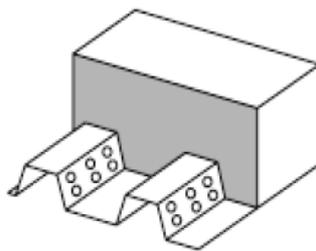
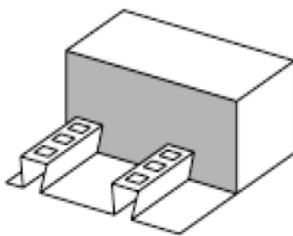
- ✓ sont utilisées comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges de chantier ;
- ✓ et s'unissent ensuite structurellement au béton durci et agissent comme tout ou parti de l'armature de traction dans la dalle.

Selon les éléments qui les constituent, les planchers peuvent être classés en différentes catégories :

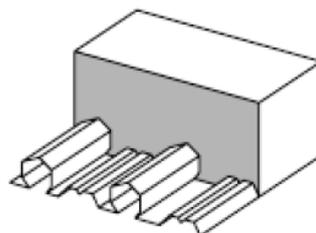
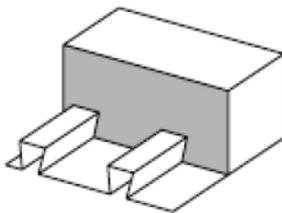
- ✓ Les planchers constitués de bacs aciers destinés à assurer le coffrage du béton armé au moment de sa coulée (plancher à poutrelles métallique et dalle en béton armé non participante)
- ✓ Les planchers collaborant dans lesquels la dalle de béton et le bac en acier participent ensemble à la résistance.
- ✓ Les planchers préfabriqués en usine en élément standardisés, qui peuvent aller jusqu'à 7m intègrent un profil spécifique, un isolant acoustique et thermique, un treillis soudé et une dalle en béton.
- ✓ Les planchers secs sont constitués de profils à nervures trapézoïdales, qui revêtus en partie supérieure d'un platelage de panneaux de bois vissé sur les sommets de nervures, forment un plancher sec non isolé.

On s'intéressera ici aux planchers collaborant. Ce type de plancher rendent solidaires la dalle béton et les bacs en aciers qui participent ensemble à la résistance.

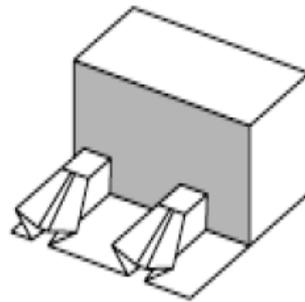
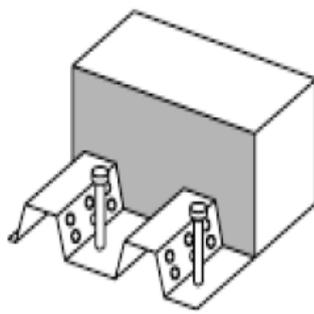
La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm ; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300 mm et l'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0,75 et 2 mm.



(a) Liaison mécanique



(a) Liaison par frottement



(c) Ancrage d'about avec des déformations des extrémités

Figure 1-1-7 : Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

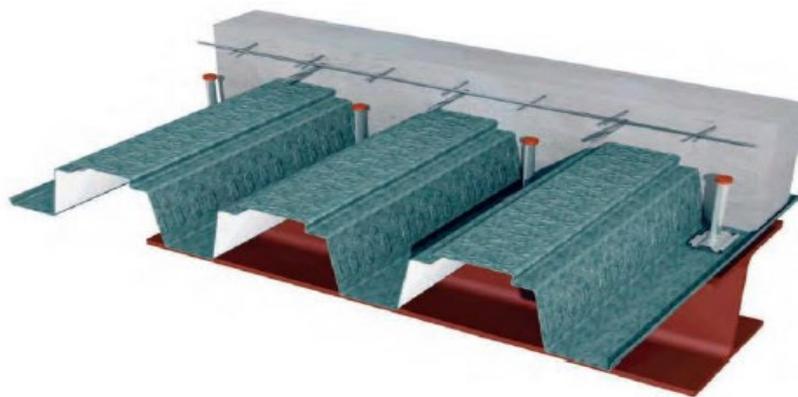


Figure 1-1-8 : Plancher mixte collaborant (acier-béton)

1.1.6 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes

La construction mixte permet une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure. Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de profilés en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier. De plus, les connexions entre éléments peuvent être très variées et permettre une préfabrication plus ou moins complète.

Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages que sont :

1.1.6.1 Pour les dalles mixtes :

- Un gain sur le poids total de la structure
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage

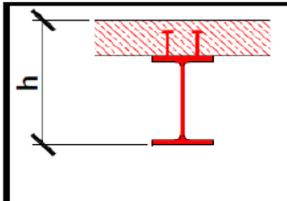
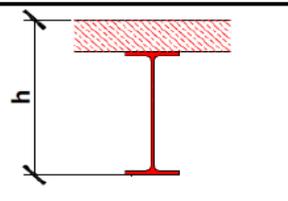
1.1.6.2 Pour les poutres mixtes :

- Une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- Une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé)
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)

1.1.6.3 Pour les colonnes mixtes :

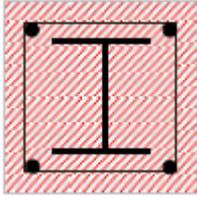
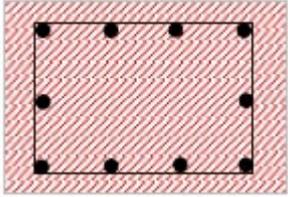
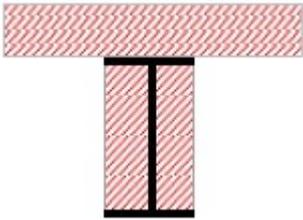
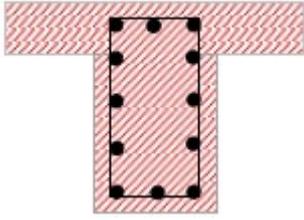
- Une amélioration de la résistance au feu ;
- Une conservation des dimensions externes de la colonne d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir ;
- Augmentation de la tenue au flambement ;
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.

Tableau 1-3: comparaison entre poutre mixte et poutre métallique (Les constructions Mixtes Acier-Béton selon l'Eurocode 4 Guide de calcul et Application de vérification des éléments mixtes : mémoire de BELAROUÏ Assia & HIHI Ghassane)

	 Poutre mixte	 Poutre métallique sans connexion au cisaillement	
		IPE 550	HE 360 B
Section métallique	IPE 400		
Hauteur [mm]	560	710	520
Charge	100%	100%	100%
Poids d'acier	100%	159%	214%
Hauteur totale	100%	127%	93%
Rigidité	100%	72%	46%

Le tableau suivant, compare les tailles de poteaux et poutres mixtes relativement importantes avec leur équivalent en béton armé pour des conditions de chargements identiques.

Tableau 1-4 : Comparaison entre élément de construction mixte et en béton armé (Les constructions Mixtes Acier-Béton selon l'Eurocode 4 Guide de calcul et Application de vérification des éléments mixtes : mémoire de BELAROUÏ Assia & HIHI Ghassane)

	Mixte	Béton Armé
Poteau		
Dimensions (cm x cm)	70x70	80x120
Poutre		
Dimensions (cm x cm)	40x160	120x160

En conclusion, pour pouvoir user des effets de synergie et profiter des avantages disponibles possibles, il est nécessaire d'utiliser des éléments mixtes. Les éléments mixtes offrent une rigidité et une capacité de charge plus grandes qu'un élément métallique ou en Béton Armé présentant les mêmes dimensions.

NB : Un inconvénient mineur des constructions mixtes réside dans le fait qu'elles sont légèrement plus compliquées comme méthode de construction en comparaison aux méthodes traditionnelles ; la nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton peut constituer aussi un inconvénient. Mais pour les poteaux mixtes, il n'est pas obligatoire de placer les connecteurs. Ces inconvénients sont vite rattrapés par le nombre d'avantages déjà cités.

1.1.7 Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement une combinaison de quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [01, 04, 05 ,06].

1.1.7.1 Acier de construction

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la

traction, limite d'élasticité). La classification couramment utilisée en construction métallique est la nuance d'acier qui est définie par sa limite d'élasticité f_y . L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113. Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210\,000\text{ MPa}$
- Module de cisaillement : $G = \frac{E_a}{2(1+\nu_a)} = 80769\text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson : $\nu_a = 0,3$
- Masse volumique : $\rho_a = 7850\text{ kg/m}^3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-5}/^\circ\text{C}$.

Tableau 1-5 : Valeurs nominales de limite élastique f_y et de résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier de construction selon EN 10025

Nuance d'acier (EN10025)	Épaisseur t en mm			
	t < 40		40 < t < 100	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

Pour les calculs et la conception, l'Eurocode 3 (EC3) admet l'idéalisation de la relation contrainte-déformation de l'acier de construction sous forme élastique parfaitement plastique, comme indiquée sur la figure

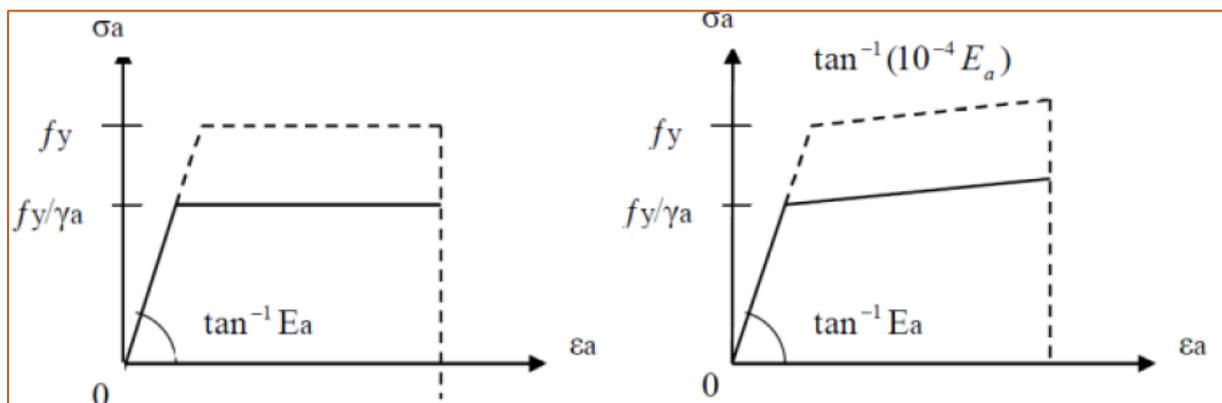


Figure 1-1-9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier de construction (HOUANOU K. Agapi, 2017d)

1.1.7.2 Acier d'armature

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés

mécaniques ; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%. Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction.

1.1.7.2.1 Types d'aciers

Pour les aciers couverts par l'EC4, on doit distinguer :

- selon leurs caractéristiques de surface :

(a) barres et fils lisses (y compris treillis soudés) et

(b) barres et fils à verrous (y compris treillis soudés) conférant une haute adhérence (telle que spécifiée dans l'EN 10080).

[Note ENV : la clause 3.2.5.1 de l'EC2 définit les barres à haute adhérence comme des barres dont le coefficient de surface projetée des verrous, noté f_R , est supérieur ou égal aux valeurs de l'EN 10080, en cours de préparation, et dont le tableau 5 de la clause 5.7.2 indique des valeurs se situant entre 0,036 (pour $d = 4$ mm) et 0,056 (pour $d \geq 11$ mm).]

- selon leurs caractéristiques de ductilité : haute ou normale, conformément à l'article 3.2.4.2(2) de l'EC2.

[Note ENV : les clauses 3.2.1(6) et 3.2.4.2 de l'EC2 définissent e_{uk} comme la valeur caractéristique de l'allongement sous l'effet de la charge maximale, à préciser dans les "normes appropriées".]

- selon leur soudabilité ; les clauses 3.2.5.2 et 4.2.2.4.2 de l'EC2 s'appliquent.

1.1.7.2.2 Nuances d'aciers

- Une nuance indique la valeur de la limite d'élasticité caractéristique spécifiée f_{sk} en N/mm^2 (MPa).
- Les nuances normalisées sont définies dans EN 10080 (en préparation) ou dans les documents nationaux pour les matériaux qui ne sont pas couverts par EN 10080. Outre f_{sk} , il faut définir les valeurs suivantes : la résistance à la traction f_t , le rapport minimum f_t/f_{sk} , l'allongement sous charge maximale e_u , toutes comme valeurs caractéristiques, ainsi que le coefficient de surface projetée des verrous f_R .

1.1.7.2.3 Module d'élasticité longitudinale

Pour le calcul des structures mixtes, il est permis, pour plus de simplicité, de prendre la valeur nominale du module d'élasticité longitudinale E_s égale à la valeur indiquée dans l'EC3 pour l'acier de construction, c'est-à-dire 210 kN/mm^2 (GPa).

1.1.7.2.4 Diagramme contrainte-déformation

Pour le calcul des structures mixtes, le diagramme contrainte-déformation peut, pour plus de simplicité, ne comporter que deux branches :

- une première branche, partant de l'origine avec une pente égale à E_s , jusqu'à f_{sk} (ou f_{sk}/γ_s en fonction des clauses correspondantes du Chapitre 4) ; et
- une deuxième branche horizontale, ou, pour des raisons pratiques de calcul sur ordinateurs, supposée avoir une pente très faible de l'ordre de $10^{-4}E_s$, et, dans ce dernier cas, limitée à la déformation 0,01.

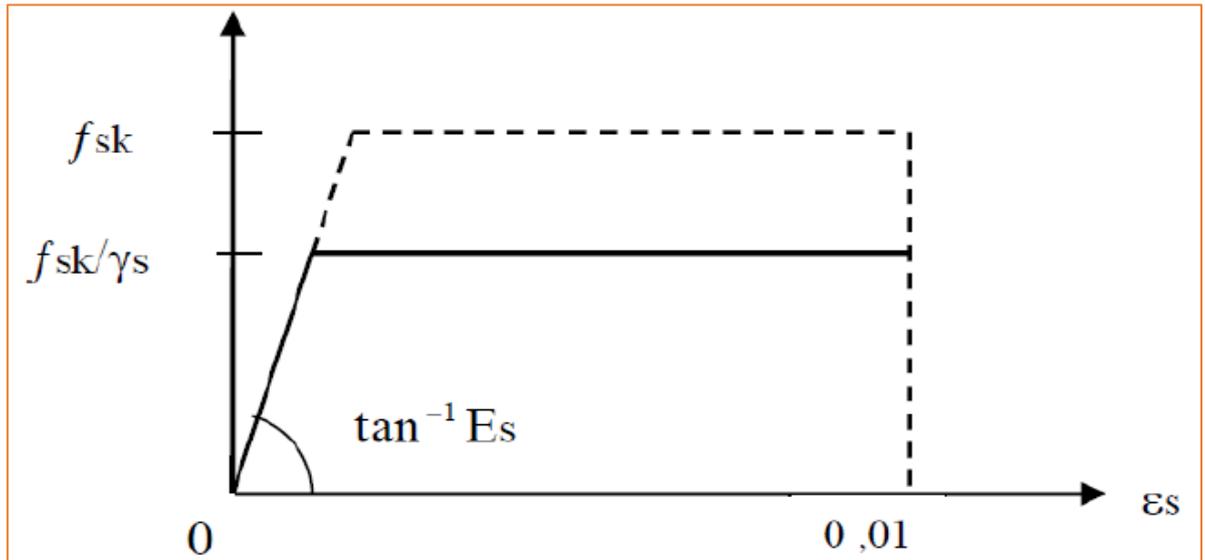


Figure 1-1-10 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'acier d'armature

1.1.7.3 Béton :

Le béton est défini par sa résistance à la compression. Nous nous intéressons donc uniquement aux caractéristiques mécaniques du béton puisque ce sont elles qui déterminent sa résistance. La relation contrainte-déformation conventionnelle est définie comme suit :

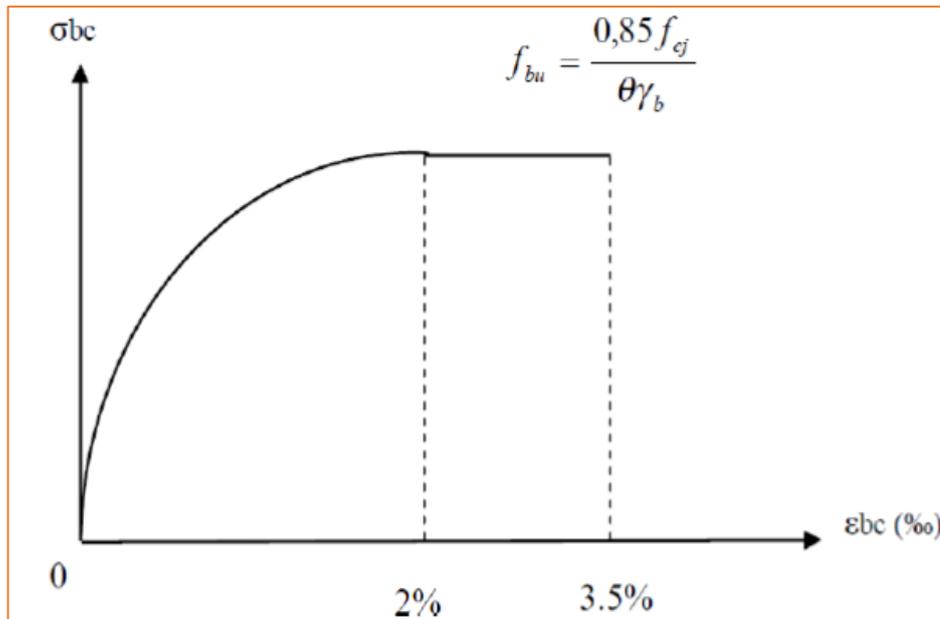


Figure 1-1-11 : Diagramme parabolique conventionnel.

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C20 à C25. Toutefois, selon la situation, il se peut que l'on utilise un béton de moindre (C16, C18) ou de meilleure qualité (C30, C40, C50). Le module d'élasticité E du béton est une caractéristique présentant une dispersion non négligeable, qui dépend essentiellement de la résistance à la compression sur cylindre. Les propriétés du béton varient cependant au cours du temps. Le fluage et le retrait sont les principaux phénomènes qui influencent le comportement du béton.

Tableau 1-6 : Principales caractéristiques des bétons de masse volumique normale

Classe de résistance	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C 55/67	C 60/75
$f_{ck}(N/mm^2)$	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{ctm}(N/mm^2)$	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
$E_{cm}(N/mm^2)$	30	31	32	34	35	36	37	38	39

Le Tableau rassemble, en fonction de la classe de résistance du béton, trois caractéristiques essentielles, à savoir :

- f_{ck} résistance caractéristique à la compression sur cylindre, mesurée à 28 jours ;
- f_{ctm} résistance moyenne à la traction, à la même période ;
- E_{cm} (module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme.

Pour rappel, la classe de résistance du béton (par exemple C30) se réfère à la résistance sur cylindre f_{ck} , le deuxième nombre correspondant à la résistance sur cube (37 N/ mm² pour C

30). Vu le comportement non linéaire « contrainte-déformation » du béton, E_{cm} (doit être interprété comme un module sécant moyen (entre une contrainte nulle et la contrainte $0,4 f_{ctm}$, où $f_{ctm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$ correspondrait à la résistance maximale du béton), et pour des contraintes de courte durée.

1.1.8 Les tôles profilées en acier

Les caractéristiques mécaniques des tôles profilées utilisables avec l'Eurocode 4 sont détaillées dans l'EN 1993-1, avec en particulier une valeur nominale de limite d'élasticité f_{yp} du matériau de base allant de 220 à 350 N/mm². En général, l'épaisseur des tôles est comprise entre 0,75 et 1,5 mm, chaque face étant protégée contre la corrosion par une couche de zinc d'épaisseur 0,02 mm environ réalisée par galvanisation à chaud. Un laquage peut être envisagé en complément de la galvanisation. Le modèle de comportement élasto-plastique parfait, avec le même module d'élasticité que celui E_a adopté pour les aciers de construction peut s'appliquer également au matériau de base des tôles profilées.

Tableau 1-7 : Caractéristiques des tôles profilées conformes à la norme EN1014 (NF EN 1993-1-1, 2005)

Norme	Nuance		f_{yp} (N/mm ²)
	Ancienne dénomination	Nouvelle dénomination NF EN 10027	
EN 10147	Fe E 220 G	SE 220 GD	220
	Fe E 250 G	SE 250 GD	250
	Fe E 280 G	SE 280 GD	280
	Fe E 320 G	SE 320 GD	320
	Fe E 350 G	SE 350 GD	350

1.1.9 Assemblages mixtes

Vu la variété des éléments en acier ou mixtes de types poutre et poteau, il existe nécessairement une très grande variété d'assemblages avec des composants acier et béton, qui se trouve accrue du fait des différents moyens d'attache envisageables (par boulonnage ou soudage) et des différentes conceptions de fonctionnement que l'on peut adopter dans une structure en fonction de la rigidité et de la résistance des assemblages.

1.1.9.1 Assemblages boulonnés (MOREL J., 2005)

Il existe deux types de boulons que sont les boulons ordinaires et les boulons précontraints.

Les boulons ordinaires sont mis en place par serrage sans spécification particulière tandis que les boulons précontraints sont mis en place par un serrage nécessairement contrôlé. De ce fait, on peut distinguer deux modes de transmission des efforts : le fonctionnement par obstacle et le fonctionnement par adhérence.

- Fonctionnement par obstacle : cela concerne les boulons ordinaires dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.
- Fonctionnement par adhérence : la transmission des efforts s'opère par adhérence des pièces en contact. Cela concerne les boulons précontraints.

Les caractéristiques mécaniques et géométriques de chaque type de boulons sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau 1-8 : Caractéristiques mécaniques des boulons (MUZEAU J.P., 2010)

Classe de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{ub}	400	400	500	500	600	600	1000
f_{yb}	240	320	300	400	480	640	900
α_v	0,6	0,5	0,6	0,6	0,5	0,6	0,5

Tableau 1-9 : Caractéristiques dimensionnelles des boulons (MUZEAU J.P., 2010)

Caractéristiques dimensionnelles des boulons											
Diamètre nominal d en mm	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
Diamètre du trou d_o en mm	13	15	18	20	22	24	26	30	33	36	29
Section nominale A en mm ²	11	15	20	25	31	38	45	57	70	85	101
Section résistante A_s en mm ²	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561	694	817

1.1.9.2 Assemblages par soudure (MOREL J., 2005)

Le soudage est un procédé qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière obtenue par fusion ou plastification.

Par rapport au boulonnage, le soudage présente quelques avantages :

- il assure la continuité de la matière et garantit donc une bonne transmission des efforts ;
- il est plus esthétique ;

- il dispense de pièces secondaires.

Le soudage présente aussi certains inconvénients :

- le coût du contrôle des soudures est élevé ;
- sa mise en œuvre nécessite une main d'œuvre très qualifiée et un matériel spécifique.

Les assemblages se font presque toujours par les constituants métalliques des pièces mixtes. Ils répondent aux règles usuelles de la construction métallique. Leur conception est guidée par l'idée directrice de placer les boulons ou cordons de soudure à des endroits abrités de l'action directe du feu, tout en conservant une accessibilité suffisante lors du montage et en réduisant autant que possible les opérations ultérieures destinées à en assurer la protection ou l'enrobage (HOUANOU K. Agapi, 2017c). Par exemple, des boulons disposés dans l'épaisseur de la dalle en béton et de la chape de finition seront noyés dans la masse de béton et protégés sans aucune opération supplémentaire spécifique. Ces considérations ont conduit à quelques types d'assemblages particuliers, devenus assez communs :

1.1.9.3 Assemblages poutres sur poteaux

- **Par tasseau :**

Le tasseau peut se trouver sous la poutre ou dans la hauteur de poutre.

Une liaison de montage est ajoutée dans l'épaisseur de la dalle. S'il est assez épais, le tasseau ne doit pas être protégé du feu à condition de renforcer le cordon de soudure supérieur non exposé à la radiation d'un incendie, ou de le munir de goujons pénétrant dans le béton intérieur du poteau à travers des perçages pratiqués dans l'aile. En service normal, ces goujons assureront une répartition des charges introduites dans le poteau entre les constituants, et ils compenseront la perte de résistance des soudures en cas d'incendie.

- **Par gousset d'âme :**

L'assemblage boulonné doit être protégé du feu après montage, par des matériaux isolants ou par un remplissage au béton. Cette dernière opération est facilitée par les coupes obliques de l'aile supérieure du profilé permettant un remplissage de la cavité lors du coulage de la dalle.

- **Par platine d'about et boulons supérieurs :**

Lorsque cela est possible, on peut concentrer des boulons dans l'épaisseur de la dalle, ou au moins en nombre et diamètre suffisants pour garantir la résistance ultime pour la situation accidentelle d'incendie sous la combinaison d'actions correspondante. Une platine d'écartement peut être intercalée pour laisser libre la rotation d'appui.

- **Par appui direct dans les poteaux :**

cette disposition a été utilisée pour des poteaux préfabriqués de section importante, qui sont interrompus à chaque niveau. La transmission des charges exige des plaques d'about épaisses

et des pièces massives en acier incorporées dans la traversée des planchers. Les poteaux pré-bétonnés de grande dimension (sous-sols de bâtiments à étages) peuvent comporter des ouvertures dans l'âme au niveau des planchers pour recevoir les poutres, avec une possibilité de réglage utilisable en système pré fondé pour compenser les défauts de verticalité.

1.1.9.4 Assemblages poutres sur poutres

- **Par appui direct :**

Cette solution très simple conduit à une hauteur de plancher assez importante, qui laisse cependant beaucoup de liberté pour la disposition des équipements techniques. Un plat de continuité peut être soudé sur les ailes des solives après montage. Les boulons de positionnement peuvent bien sûr rester sans protection incendie. L'aile supérieure du sommier non connectée à une dalle peut recevoir une plaque d'isolant pour augmenter sa résistance au feu en diminuant la section d'armatures dans les chambres.

- **Par gousset d'âme :**

Un gousset sort du béton des chambres du sommier et reçoit l'âme de la solive qui n'a pas été pré-bétonnée jusqu'à son extrémité. Ce gousset ne gêne pas le ferrailage du sommier s'il n'est pas prolongé trop bas vers l'aile inférieure ; il suffira de couper à cet endroit les barres constructives supérieures des paniers d'armatures pré-assemblées au moment de les poser dans les chambres.

Comme dans le cas d'un assemblage sur poteau, il faudra refermer ou protéger la zone des boulons après le montage.

- **Par tasseau :**

comme dans le cas d'une liaison sur poteau, un accrochage sur tasseau avec une attache supérieure de montage est possible. Cependant, s'il est situé trop bas dans le sommier, sa fixation peut gêner la pose des armatures principales du sommier, qui doit alors être prévue en atelier.

- **Par bec d'appui supérieur :**

Une pièce métallique de forte épaisseur est soudée sur l'aile supérieure de la solive, et repose simplement sur le sommier avec un boulon de positionnement. Cette solution très répandue permet de remplir complètement toutes les pièces, et ne crée aucune entrave pour la disposition des armatures dans les chambres.

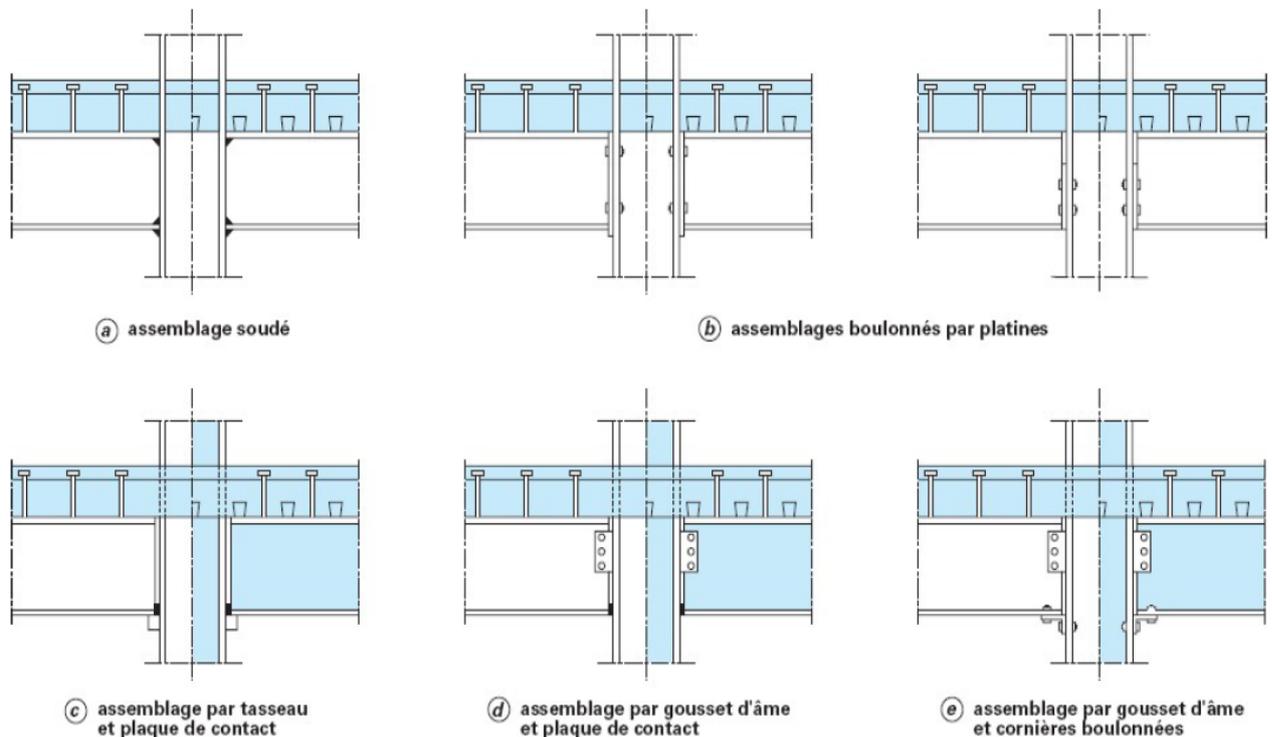


Figure 1-1-12 : Assemblages poutres sur poutres

1.2 Description du projet

Le projet faisant l'objet de notre étude est un bâtiment de type R+1 à usage de salle de conférence au sein de l'**Université de Parakou** dont la partie architecturale a été réalisée par le Cabinet d'architecture **ESPACE PLAN** dirigé par l'Architecte **Éric T. SAHAGUI**. Avec une emprise au sol de **1 236 m²**, le bâtiment sera en structure mixte(acier-béton) et une grande partie de son dernier niveau sera en charpente métallique. Les différents niveaux sont séparés par un plancher collaborant en acier-béton. Le tableau ci-dessous fait le récapitulatif des différentes pièces que renferme notre bâtiment.

Tableau 1-10 : Récapitulatif des différentes pièces

N°	DESIGNATIONS	Surface(m ²)
RDC		
1	Escalier1	31,18
2	Escalier2	33,45
3	Escalier3	17,54
4	Guérite	16,37
5	Terrasse1	110,39
6	Hall/Accueil	29,67
7	Circulation1	60,14
8	Bureau	21,00
9	Salon VIP	38,00
10	Salon Accueil1	20,00
11	Terrasse2	20,70

12	Circulation	78,43
13	SAS	9,87
14	Toilette PMR	3,75
15	Toilette1	3,00
16	Toilette2	3,00
17	Bureau	29,57
18	Podium	50,97
19	Circulation2	142,23
20	Magasin1	19,35
21	Magasin2	14,52
22	Magasin3	15,40
23	Magasin4	19,09
24	Salle Polyvalente	95,82
25	Kitchenette 1-2	8,16
26	Bloc de toilette1	18,67
27	Bloc de toilette2	21,48
	Total RDC	931,75

N°	DESIGNATIONS	Surface(m ²)
R+1		
1	Escalier1	27,25
2	Escalier2	27,39
3	Escalier3	19,54
4	Bureau	22,13
5	Toilette	3,75
6	Salle de réunion	72,57
7	Balcon	12,84
8	Circulation1	43,54
9	Cabine technique	14,85
10	Balcon	2,96
11	SAS	5,99
12	Toilette1	3,00

13	Toilette2	3,00
14	Bureau paysager	29,67
15	Rangement1	21,77
16	Rangement2	20,80
17	Rangement3	19,77
18	Rangement4	5,59
19	Cabine1	14,69
20	Cabine2	14,68
21	Cabine3	14,68
22	Circulation2	105,43
	Total R+1	503,89

**DEUXIEME PARTIE : DIEMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE**

CHAPITRE 2 : HYPOTHESES, REGLEMENTS UTILISES ET METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURE

2.1 HYPOTHESES DE CALCUL

Pour permettre une étude technique aisée de notre structure, les hypothèses simplificatrices ci-dessous sont prises en compte :

- ✚ La connexion acier-béton est supposée complète (il n'y a donc pas de glissement relatif entre les deux matériaux) ;
- ✚ Le comportement des deux matériaux est supposé élastique linéaire (loi de HOOK), cela est vrai pour autant que les contraintes de flexion ne dépassent pas les contraintes limites élastique (*cas des calculs en zone élastique*) ;
- ✚ La distribution des contraintes normales dans le béton comprimé est uniforme et égale à (cas des calculs en zone plastique) ; $0,85f_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c}$ (cas des calculs en zone plastique) ;
- ✚ Au cours des déformations, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (Hypothèse de Navier-Bernoulli) ;
- ✚ La résistance à la traction du béton est négligée ;
- ✚ La contribution des armatures longitudinales peut être négligée lorsque la dalle de béton est comprimée ;
- ✚ Les armatures adhérentes tendues ou comprimées subissent les mêmes déformations que l'acier et le béton adjacent.

2.2 REGLEMENTS DE CALCUL

Les calculs de constructions mixtes sont faits selon les règlements actuels en vigueur que sont les Eurocodes structuraux c'est-à-dire :

- ✚ Eurocode 1 : Actions sur les structures ;
- ✚ Eurocode 2 : Calcul des structures en béton ;
- ✚ Eurocode 3 : Calcul des structures en acier ;
- ✚ Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- ✚ BAEL 91-99 : Béton armé au états limites ;
- ✚ DTU 13-1 : Calcul des fondations superficielles ;

2.3 METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURE

2.3.1 METHODE DE DESCENTE DE CHARGES

Le but d'une descente de charges est de répertorier les charges qui s'appliquent sur chaque élément de la structure pour le dimensionner. Autrement dit, l'objectif est de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis la toiture jusqu'aux fondations.

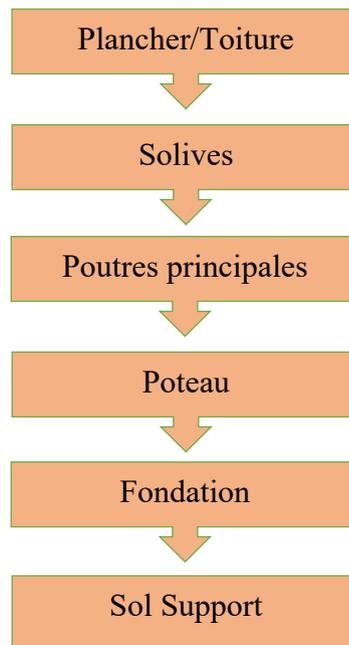


Figure 2-2-1 : Mode de transfert des charges de notre structure

2.3.1.1 Evaluation des charges

2.3.1.2 Charges permanentes(G)

Les charges **permanentes** (notées **G** dans la réglementation) comprennent toutes les charges inamovibles qui, de par leur nature, sont appliquées de **manière définitive** sur le plancher considéré.

Les principales sont :

- le poids mort du plancher
- le poids des cloisons et murs prenant appuis sur le plancher,
- les chapes complémentaires ou de rattrapage,
- les revêtements de sol,
- protection lourdes de toiture terrasse,
- etc...

❖ Toiture métallique

Les efforts permanents sollicitant la structure sont le poids propre des éléments structuraux de la couverture, ils sont donnés dans les documents techniques fournis par le fournisseur.

Poids du bac acier : $G=18 \text{ daN/m}^2$

❖ **Plancher terrasse R+1 (inaccessible) :**

Tableau 2-1 : Descente de charges sur le plancher haut R+1

Composants	Poids volumique (daN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge surfacique (daN/m ²)
Gravillon de protection	1700	0,05	85
Forme de pente	2200	0,1	220
Poids de la dalle	275	-	275
Isolation thermique liège	400	0,04	16
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Faux plafond en plâtre	10	-	10
Bac acier Cofrastra 40	11.5		9,8
Total			627,8

❖ **Plancher courant**

Tableau 2-2 : Descente de charges sur le plancher haut RDC

Composants	Poids volumique (daN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge surfacique (daN/m ²)
Revêtements carrelage	60	0,03	1,8
Mortier de pose	2200	0,02	44
Poids de la dalle	275	-	275
Isolation thermique liège	400	0,04	16
Faux plafond en plâtre	10	-	10
Bac acier Cofrastra 40	11.5	-	9,8
Total			356,6

❖ **Estimation des charges des murs**

Tableau 2-3 : Descente de charges des murs

Composants	Poids volumique (daN/m ³)	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Charge surfacique (daN/m ²)
Mur de 3m en Agglos creux	1400	3	0,15	630
Enduit sur deux faces	18	3	0,02	1,08
Total				631,08

❖ **Plancher des gradins**

Tableau 2-4 : Descente de charge sur les gradins

Composants	Charge volumique en daN/m ³	Epaisseur en m	Charge surfacique en daN/m ²
Poids de la dalle	2500	-	275
Bac acier cofrasta 40	11.5	-	9,8
Charge des sièges	-	-	1,1
Total			285,9

2.3.1.3 Charges d'exploitation(Q)

Les charges d'exploitation (notées Q dans la réglementation) sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation. En pratique, toutefois, certains équipements fixes légers peuvent être inclus dans les valeurs fixées pour les charges d'exploitation.

Les valeurs suivantes sont définies dans l'Eurocode 1.

- Plancher terrasse inaccessible :100 daN/m² ;
- Plancher courant :400 daN/m² ;
- Charge du gradin :500 daN/m² ;
- Charges de chantier :150 daN/m².

2.3.1.4 Charges climatiques :

- **L'effet du vent :**

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire ainsi que le réchauffement et la pression atmosphérique.

Le déplacement de l'aire tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent il se produit un mouvement de masse d'aire appelé « VENT » qui par ailleurs est conditionnée également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Les estimations de l'effet de vent se feront en application du règlement Neige et Vent « RNV 99 ».

Remarque :

Dans notre cas de figure, la structure n'est pas influencée par des effets du vent à cause des murs en cloisons de brique, et l'intensité de portique auto-stable formés par les poutres et les poteaux mixtes de reprendre et faire face à ces sollicitations horizontales et de soulèvement de vent.

De ce fait, la force résultante R due aux effets du vent dans chaque direction est négligeable devant le poids propre du bâtiment, donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

Par ailleurs, la charge liée à la neige est à négliger en raison du climat de notre pays le Bénin.

2.3.1.5 Combinaisons des charges

2.3.1.5.1 Combinaisons fondamentales à l'ELU

En règle générale, les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$\gamma_p \cdot P_m + 1.35G_{max} G_{min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} + \Sigma I, 3 \psi_{Oi} Q_{ik} \quad (2.1)$$

Avec :

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables,

Q_{1k} : La valeur caractéristique de l'action de base ;

$\psi_{Oi} Q_{ik}$: La valeur de combinaison d'une action d'accompagnement.

$\gamma_p=1$ dans la plupart des cas

$\gamma_{Q1}=1,5$ dans le cas général

2.3.1.5.2 Combinaisons accidentelles à l'ELU

$$P_m + FA + G_{max} + G_{min} + \psi_{I1} Q_{ik} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ik} \quad (2.2)$$

Avec :

FA : la valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi_{I1} Q_{ik}$: la valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2i} Q_{ik}$: la valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

Dans notre cas, les actions accidentelles sont négligées donc la combinaison fondamentale est celle défavorable.

2.3.1.5.3 *Combinaisons des charges à l'ELS*

a) Combinaisons rares

$$P_d + G_{max} + G_{min} + Q_{ik} + \Sigma \psi_{0i} Q_{ik} \quad (2.3)$$

b) Combinaisons fréquentes

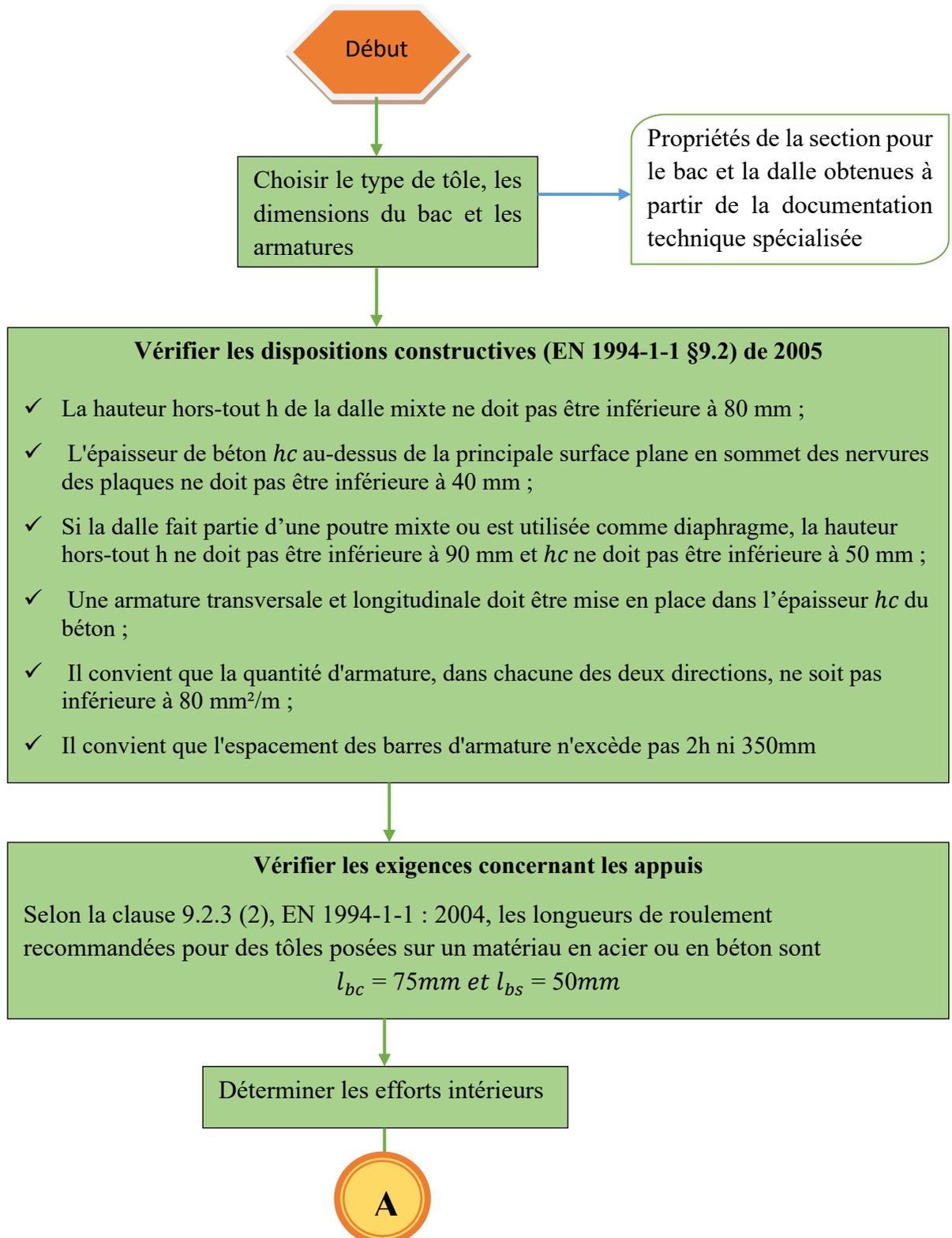
$$P_d + G_{max} + G_{min} + Q_{ik} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ik} \quad (2.4)$$

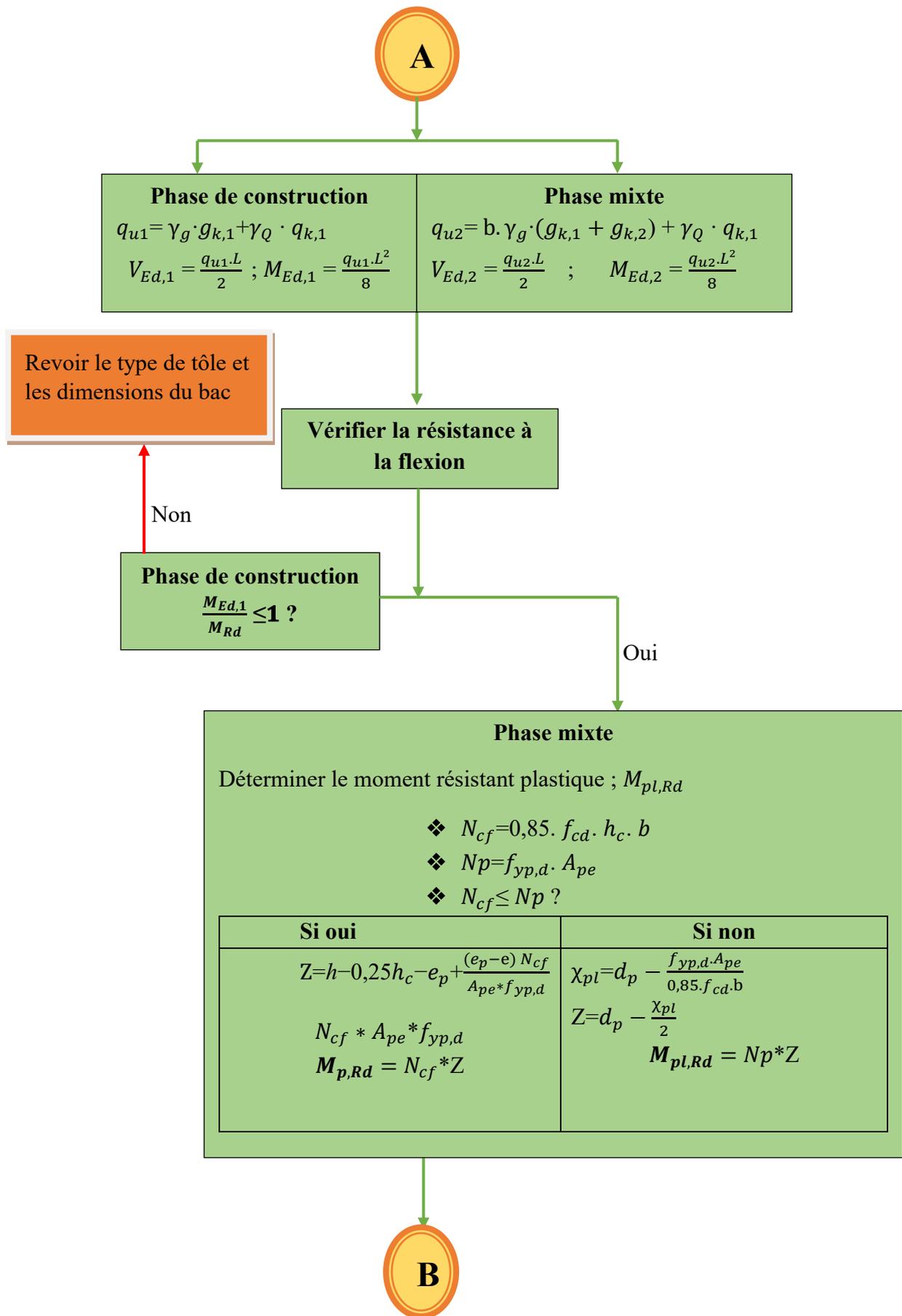
c) Combinaisons quasi-permanentes

$$P_d + G_{max} + G_{min} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ik} \quad (2.5)$$

2.3.2 Méthodologie de dimensionnement du plancher mixte collaborant

La vérification de la dalle collaborante se fera en deux phases : la phase de construction (montage) et la phase mixte (finale). Au cours de la phase de construction, le bac en acier nervuré joue le rôle de coffrage et doit pouvoir supporter son poids propre, le béton et la charge de chantier. En phase mixte, le bac doit supporter toutes les charges qui lui seront appliqués : permanentes et exploitations.







$$\frac{M_{Ed,2}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 ?$$

Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal (EN 1994-1-1 §9.7.3)

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{vs}} \left(\frac{m \cdot A_{pb}}{b \cdot L_s} + K \right)$$

$$\frac{V_{Ed,2}}{V_{l,Rd}} \leq 1 ?$$

Revoir le type de tôle et les dimensions du bac

Oui

Vérification de la résistance au cisaillement transversal (EN 1994-1-1 §9.7.3)

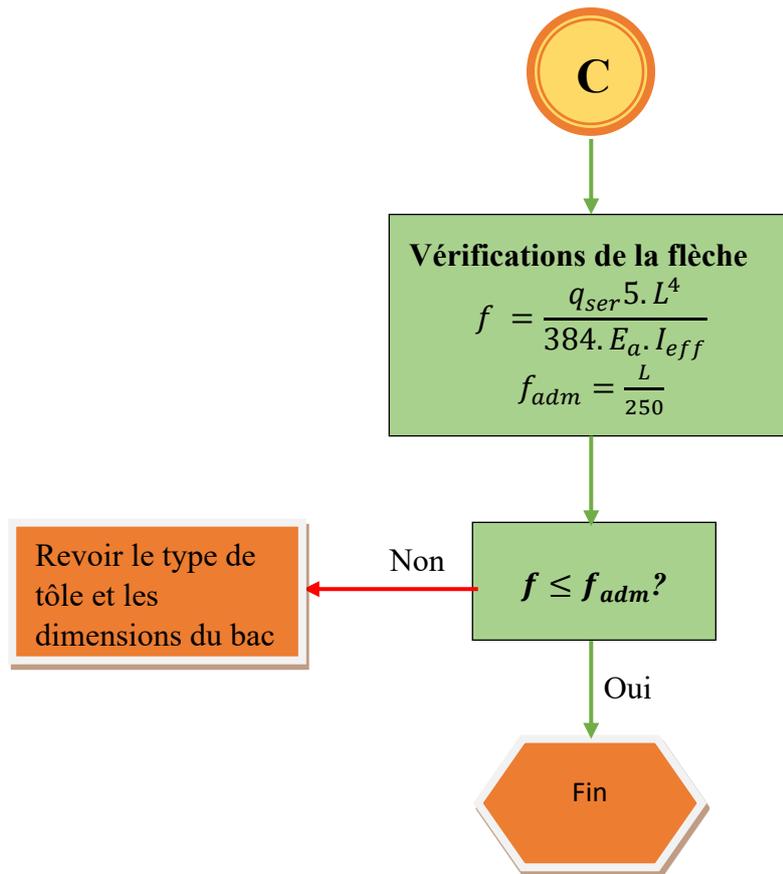
$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} ; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 ; \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} ; b_w = \frac{b}{b_s} \cdot b_o ; \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$
$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$
$$v_{v,Rd,min} = (v_{min} + k \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d) \cdot b_w \cdot d$$
$$V_{v,Rd} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$\frac{V_{Ed,2}}{V_{v,Rd}} \leq 1 ?$$

Revoir le type de tôle et les dimensions du bac

Oui





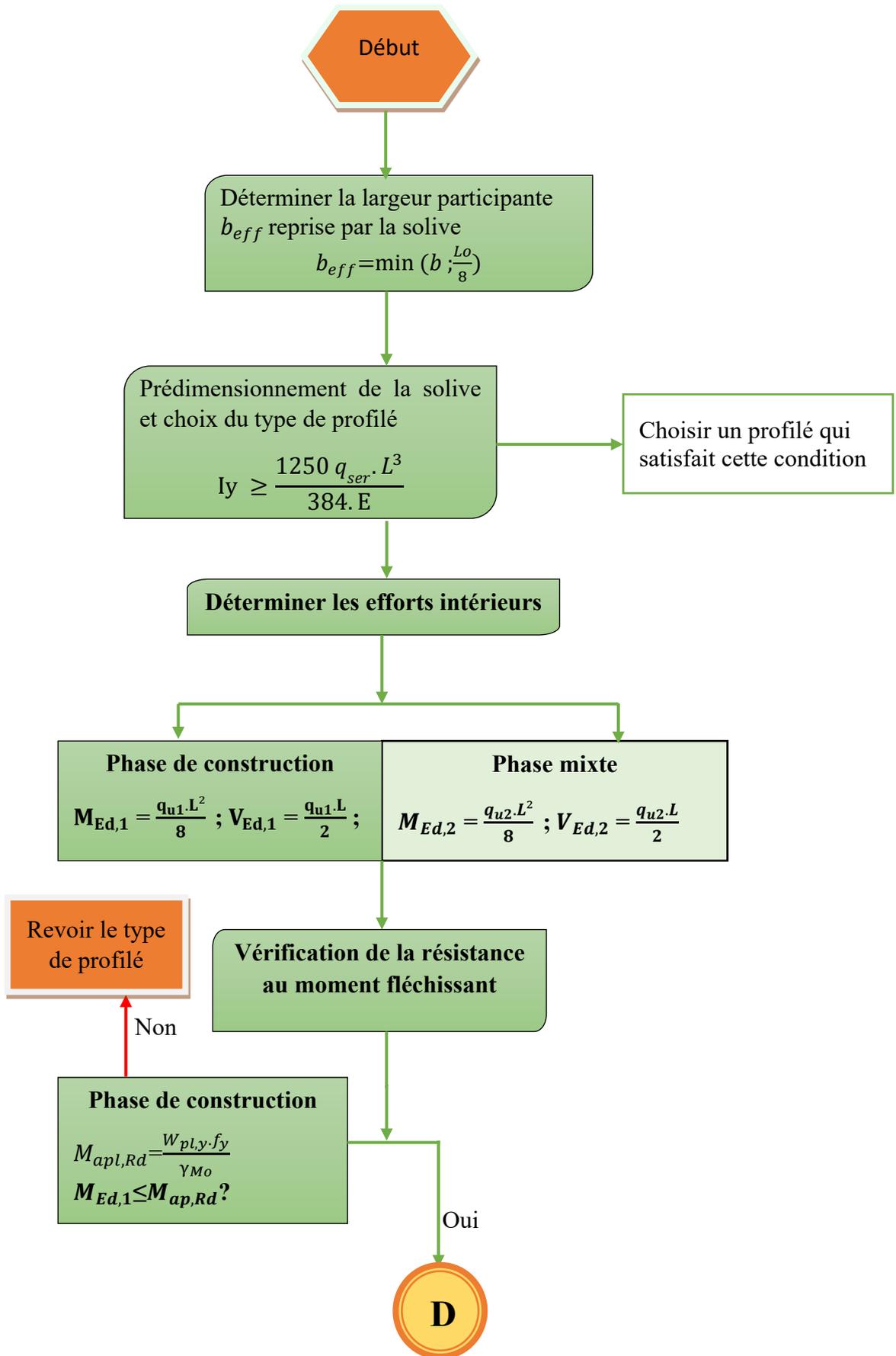
Organigramme 2-1: Méthodologie de dimensionnement d'un plancher collaborant (proposé par Samson M'PESSI)

2.3.3 Méthodologie de dimensionnement des solives

Une solive encore appelée poutre secondaire, est une poutre reliée à la dalle par connexion. Cette connexion permet, non seulement de retenir la solive contre toute instabilité, d'empêcher le glissement entre la solive et la dalle mais également de reprendre les charges de la dalle. Ces charges seront transmises aux poutres principales par un assemblage poutre-poutre qui ne transfère que les efforts tranchants tout en permettant une rotation à chaque nœud.

Conformément à la clause 6.1.1(3), EN 1994-1-1 : 2004, les vérifications suivantes doivent être effectuées pour les poutres mixtes :

- Connexion entre les solives et la dalle ;
- Résistance à la flexion des sections critiques ;
- Résistance au déversement ;
- Résistance au voilement par cisaillement et aux forces transversales exercées sur les âmes ;
- Résistance au cisaillement longitudinal ;
- Vérification de la flèche.





Phase mixte

Déterminer le moment résistant plastique ; $M_{pl,Rd}$

- ❖ $N_{cf} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b$
- ❖ $N_{pl,a} = f_{yp,d} \cdot A_{pe}$
- ❖ $N_{cf} \leq N_{pl}$?

Si oui	Si non
<ul style="list-style-type: none"> - $N_{pl,a} - N_{cf}$ - $\frac{2 \cdot b_{tf} \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a}$ 	$Z = \frac{N_{pl,a}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}}$ $M_{pl,Rd} = N_p (0,5h_a + h_c + h_p) - 0,5 \cdot Z$

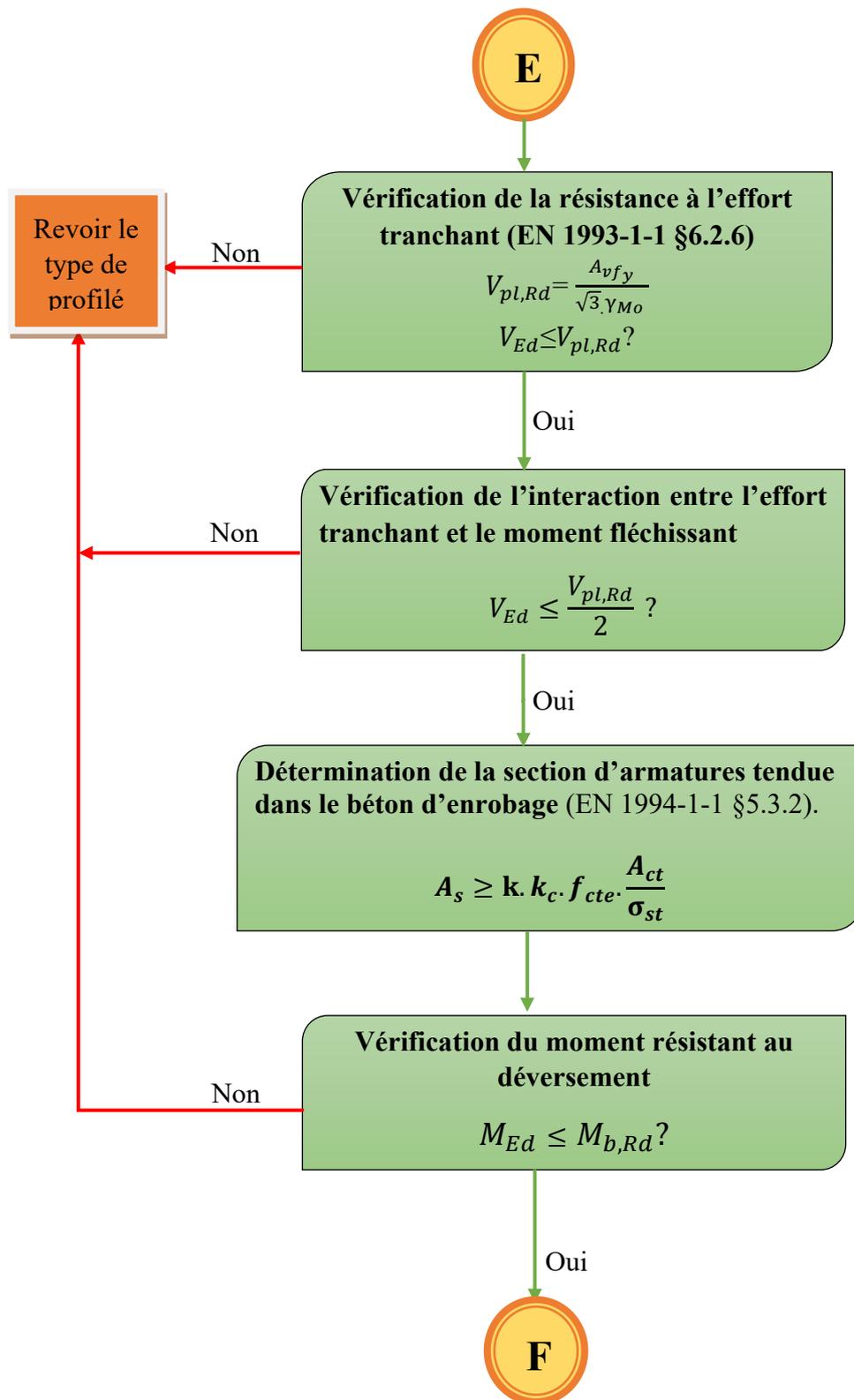
Revoir le type de profilé

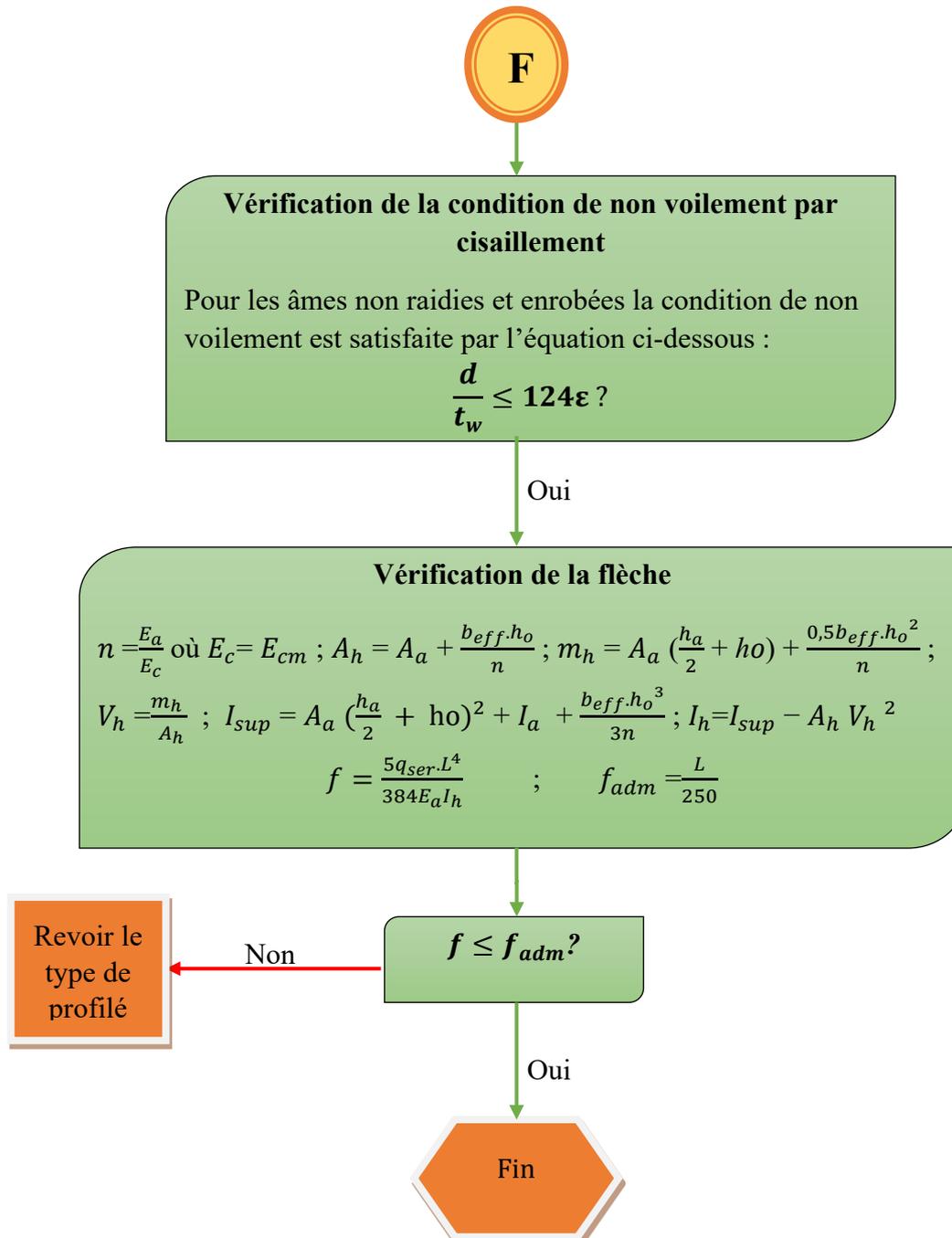
Non $N_{pl,a} - N_{cf} \leq \frac{2 \cdot b_{tf} \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a}$?

Si oui	Si non
$Z = \frac{N_{pl,a} - N_{cf}}{2 \cdot b_{tf} \cdot f_y} \cdot \gamma_a + h_c + h_p$ $M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5(N_{pl,a} - N_{cf})(z + h_p)$	$Z_w = \frac{N_{cf}}{2 \cdot t_w \cdot t_y \cdot \gamma_a}$ $M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + N_{cf} (0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5 \cdot N_{cf} \cdot Z_w$

Non $M_{Ed,2} \leq M_{pl,Rd}$?







Organigramme 2-2: Méthodologie de dimensionnement d'une solive mixte acier-béton (proposé par Samson M'PESSI)

2.3.4 Méthodologie de dimensionnement des poutres principales

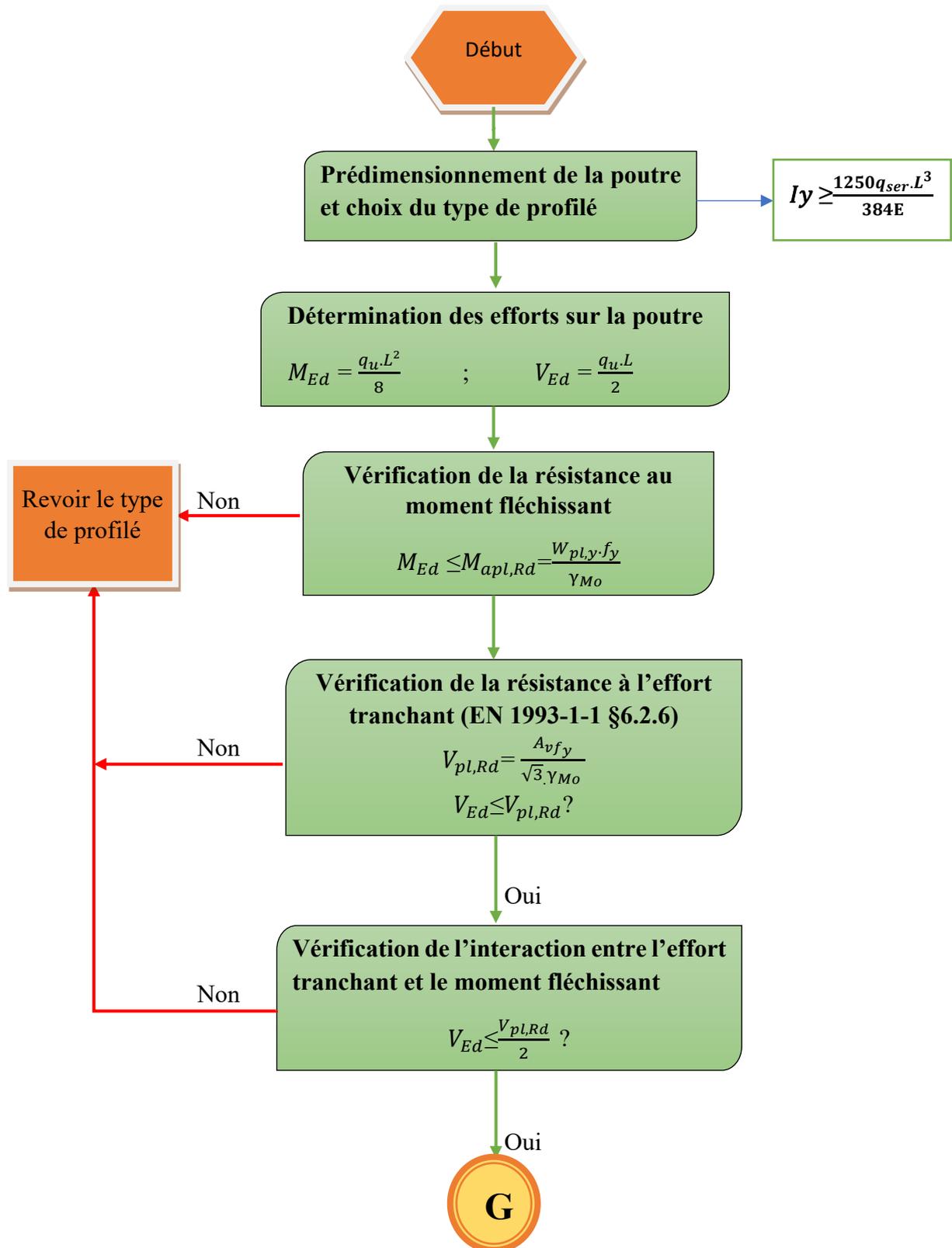
Contrairement aux solives, les poutres principales seront dimensionnées comme des poutres métalliques car il n'existe aucune connexion entre ces poutres et la dalle.

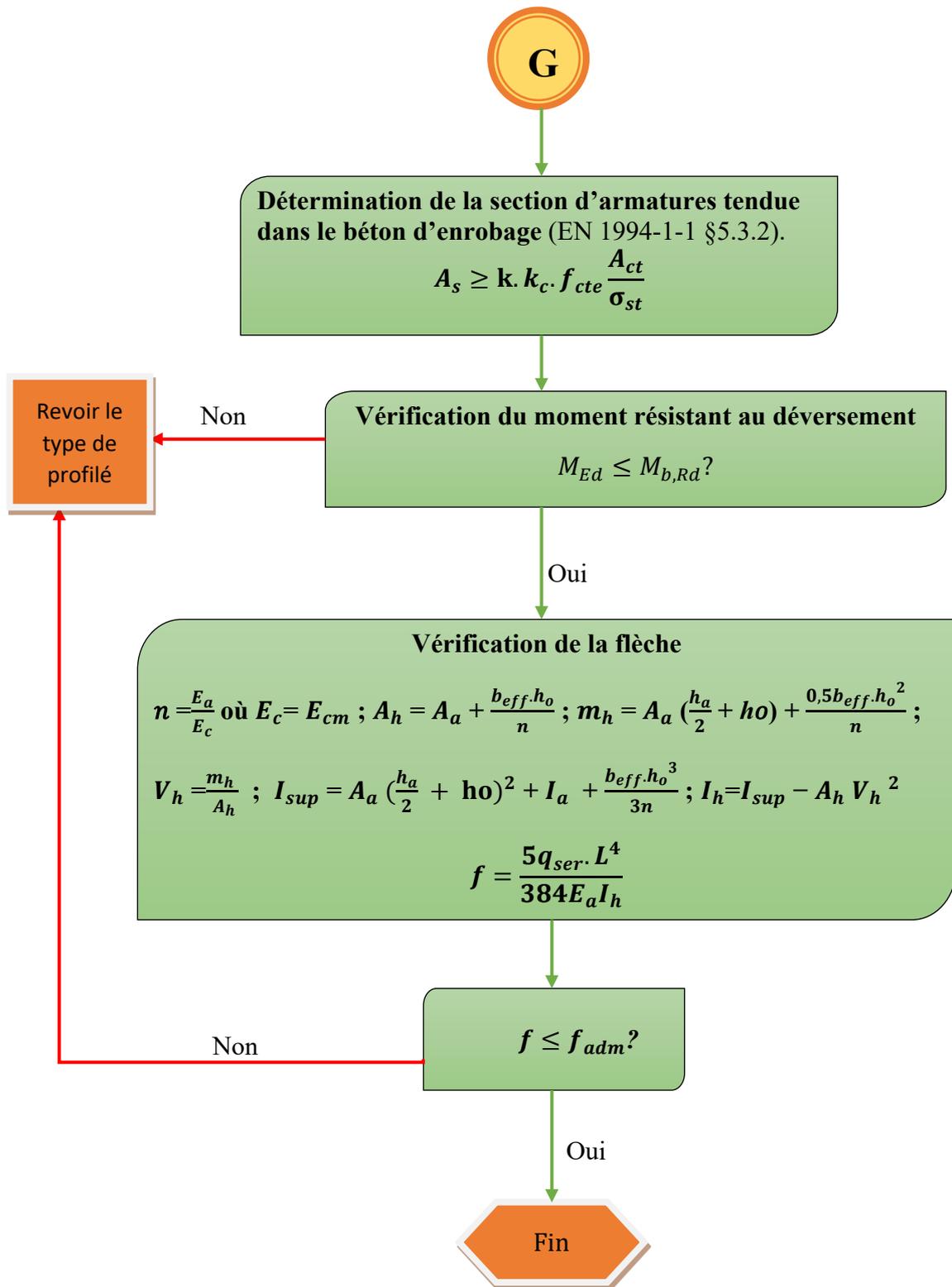
Les vérifications suivantes doivent être effectuées :

- Résistance à la flexion des sections critiques ;
- Résistance au déversement ;
- Résistance au voilement par cisaillement et à la compression locale sous la charge transversale ;
- La résistance au cisaillement longitudinal.

Les sections transversales critiques comprennent :

- Les sections de moment fléchissant ;
- Les sections sur appuis ;
- Les sections soumises à des réactions ou des charges concentrées importantes ;
- Les emplacements où une brusque modification de section transversale se produit (autre qu'une modification due à la fissuration du béton).





Organigramme 2-3: Méthodologie de dimensionnement d'une poutre mixte acier-béton (proposé par Samson M'PESSI)

2.3.5 Méthodologie de dimensionnement des poteaux mixtes

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement Européen l'EC4.

Une Méthode Générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections, applicable aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

Une Méthode Simplifiée utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Chacune des deux méthodes est basée sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction totale entre la section en acier et la section de béton jusqu'à la ruine ;
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul ;
- Les sections planes restent planes lors de la déformation du poteau.

Dans notre cas la méthode simplifiée Clause 4.8.3 qui s'applique à la majorité des cas sera utilisée.

Les vérifications suivantes doivent être effectuées pour les poteaux mixtes :

- Vérification des limites d'applicabilité de la méthode de calcul simplifié
- Vérification en compression axiale ;
- Vérification en compression et en flexion uni-axiale suivant l'axe fort Y-Y ;
- Vérification en compression et en flexion uni-axiale suivant l'axe fort Z-Z ;
- Vérification en compression et en flexion biaxiale suivant les deux axes ;
- Vérification de la résistance au voilement local.

Les étapes de la vérification des conditions d'applicabilités de la méthode simplifiée

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute sa hauteur ;
- Il convient d'avoir le rapport de contribution de l'acier $\delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl,Rd}}$ compris entre 0,2 et 0,9 ;
- Il convient de ne pas dépasser la valeur 2,0 pour l'élançement réduit $\bar{\lambda}$;
- Pour les profilés totalement enrobés, les limites de l'épaisseur d'enrobage de béton qu'il est permis d'utiliser dans les calculs sont les suivantes :
 - Dans le sens y, $40 \leq C_y \leq 0,4b$
 - Dans le sens z, $40 \leq C_z \leq 0,3h$
- L'aire de la section transversale d'armature longitudinale pouvant être utilisée dans les calculs ne doit pas dépasser 4% de l'aire du béton ;



Prédimensionnement du poteau et choix du type de profilé

- Calcul des Aires : A_a ; $A_s \leq 4\% \cdot b_c \cdot h_c$;

$$A_c = b_c \cdot h_c - A_s - A_a$$

Avec $\begin{cases} b_c = b + 2C_y \\ h_c = b + 2C_z \end{cases}$

Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la section
 $I_{a,yy}$ et $I_{a,zz}$ sont définis dans le catalogue des profilés métalliques

$$I_{s,yy} = \sum A_s \cdot d_{sz}^2$$

$$I_{s,zz} = \sum A_s \cdot d_{sz}^2$$

$$I_{c,yy} = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_{a,yy} - I_{s,yy}$$

$$I_{c,zz} = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_{a,zz} - I_{s,zz}$$

Calcul des modules de résistance plastique :
 $W_{pa,yy}$ et $W_{pa,zz}$ sont définis dans le catalogue des profilés métalliques

$$W_{ps,yy} = \sum A_i \cdot e_i$$

$$I_{s,zz} = \sum A_s \cdot d_{sz}^2$$

$$W_{pc,yy} = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - W_{pa,yy} - W_{ps,yy}$$

$$W_{pc,zz} = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - W_{pa,zz} - W_{ps,zz}$$


H

Vérifier l'applicabilité de la méthode simplifiée (EN 1994-1-1 §4.8.3.1 (3))

- Vérifier que la section du poteau est doublement symétrique
- Calculer la valeur de la résistance plastique du poteau

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

Méthode simplifiée non applicable

Non

- Vérifier le rapport de contribution de l'acier

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 ?$$

- Calculer la rigidité en flexion suivant les axes y-y et z-z

$$(EI)_{eff,yy} = E_a \cdot I_{y,a} + 0,6E_{cd} \cdot I_{y,c} + E_s \cdot I_{y,s}$$

$$(EI)_{eff,zz} = E_a \cdot I_{z,a} + 0,6E_{cd} \cdot I_{z,c} + E_s \cdot I_{z,s}$$

- Calculer les efforts critiques :

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff,yy}}{l^2}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff,zz}}{l^2}$$

- Calculer la résistance plastique de la section mixte à l'effort normal de compression

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_y + 0,85A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sk}$$

Non

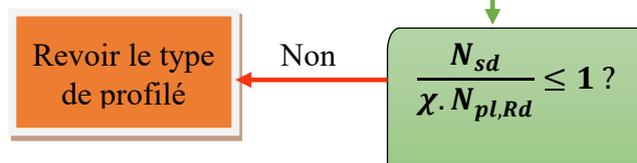
- vérifier les élancements réduits

$$\left(\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr,y}}} ; \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}} \right) \leq 2 ?$$

I



Vérification de la résistance du poteau sous charge axiale (EN 1993-1-1 §6.2.6)

$$\phi_Y = 0,5[1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2]$$
$$\chi_y = \frac{1}{\phi_Y + \sqrt{\phi_Y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$
$$\phi_Z = 0,5[1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2]$$
$$\chi_z = \frac{1}{\phi_Z + \sqrt{\phi_Z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$


Revoir le type de profilé



J

Vérifier la compression et la flexion uni-axiale suivant les différents axes.

✚ Calculer $N_{pm,Rd} = 0,85A_c \cdot f_{cd}$

❖ **Suivant l'axe y-y**

$$M_{max,y,Rd} = W_{pl,y,a} \cdot f_a + 0,5 \cdot W_{pl,y,c} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + W_{pl,y,s} \cdot f_{sd}$$

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{s,m}(2f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd})}{2b_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2t_w(2f_{yd} - 0,85 \cdot f_{cd})}$$

$$W_{pl,y,a,n} = t_w \cdot h_n^2$$

$$W_{pl,y,c,n} = b_v \cdot h_n^2 - W_{pl,y,a,n} - W_{pl,y,s,n}$$

$$M_{n,y,Rd} = W_{pl,y,a,n} \cdot f_{yd} + W_{pl,y,s,n} f_{sd} + \frac{W_{pl,y,c,n} \cdot f_{cd}}{2}$$

$$M_{pl,y,Rd} = M_{max,y,Rd} - M_{n,y,Rd}$$

✚ Calculer les coordonnées des points de la courbe d'interaction

$$\text{Point A : } N_A = N_{pl,Rd} \quad ; \quad M_A = 0$$

$$\text{Point D : } N_D = \frac{N_{pm,Rd}}{2} \quad ; \quad M_D = M_{max,y,Rd}$$

$$\text{Point C : } N_C = N_{pm,Rd} \quad ; \quad M_C = M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{Point B : } N_C = 0 \quad ; \quad M_C = M_B$$

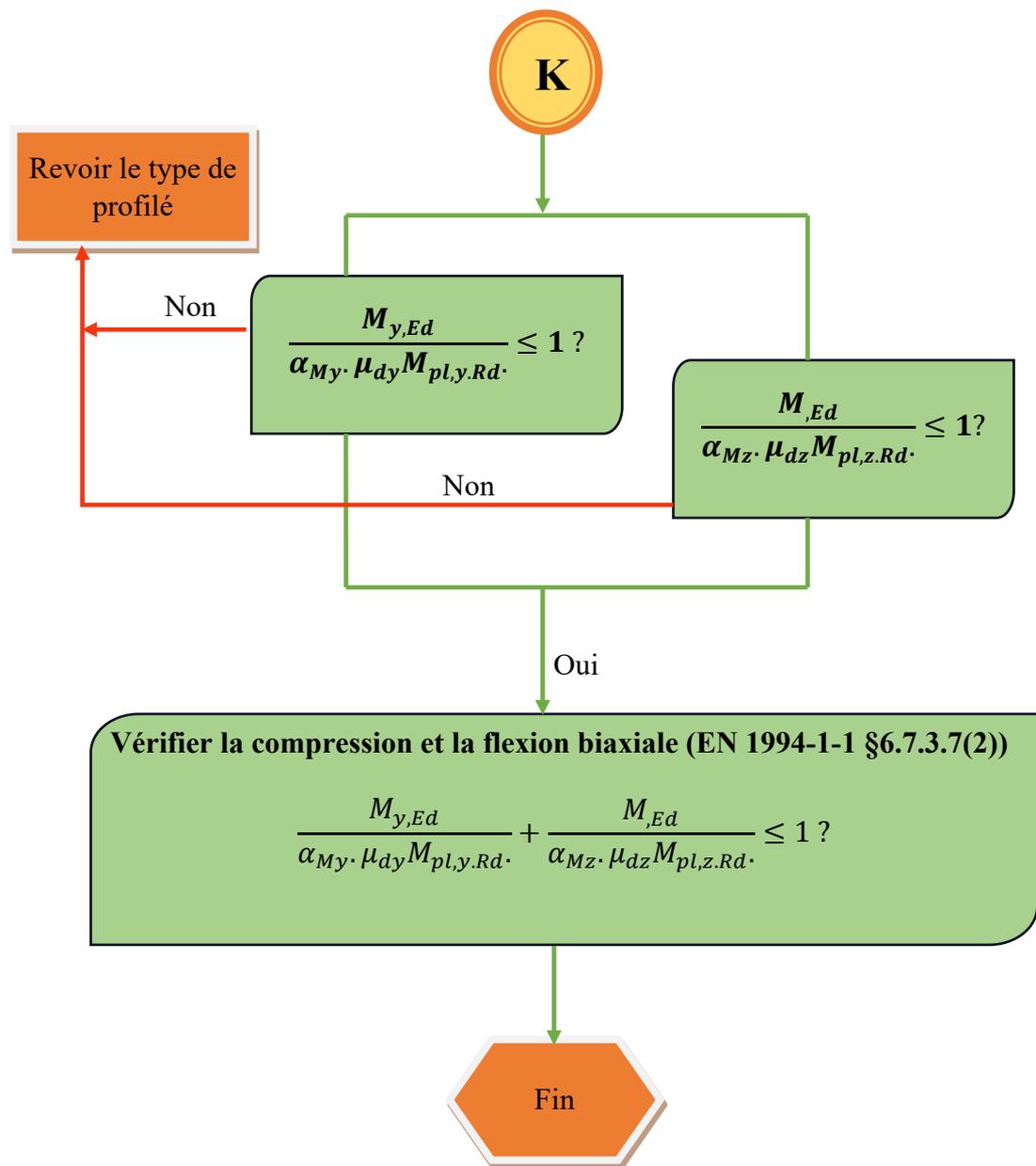
✚ Tracer le polygone d'interaction.

✚ Calculer $\mu_{dy} = \frac{M_{pl,y,N,Rd}}{M_{pl,y,Ed}}$

❖ **Suivant l'axe z-z**

De façon analogue, $\mu_{dz} = \frac{M_{pl,z,N,Rd}}{M_{pl,z,Ed}}$

K



Organigramme 2-4: Méthodologie de dimensionnement d'un poteau mixte acier-béton (proposé par Samson M'PESSI)

2.3.6 Méthodologie de dimensionnement d'un assemblage solives-poutres principales

A- Choisir les caractéristiques des boulons à utiliser. Les caractéristiques nécessaires sont :

- ✓ le diamètre du boulon d ;
- ✓ le diamètre du trou d_0 ;
- ✓ la classe du boulon ;
- ✓ la résistance nominale à la traction f_{ub} ;
- ✓ la section résistante du boulon A_s ;
- ✓ la section nominale du boulon A .

B- Choisir les caractéristiques géométriques et mécaniques de la cornière à utiliser pour commencer le dimensionnement de l'assemblage. Le tableau suivant donne les types de cornières utilisées en fonction du diamètre des boulons.

Tableau 2-5 : Caractéristiques géométriques des cornières en fonction du diamètre

Diamètre (d)	Cornière à ailes égales
8	40x40x4
	45x45x4,5
10	50x50x5
12	60x60x6
16	70x70x7
	80x80x8
24	90x90x9

C- Déterminer l'effort N_{Ed} à transférer de la solive à la poutre principale.

Etant donné que la solive est simplement appuyée sur la poutre principale, l'effort N_{Ed} correspond à la réaction d'appui de la solive due au chargement de cette dernière.

D- Déterminer les limites pour les entraxes et pinces des trous dans les ailes des cornières.

✓ Les limites pour les entraxes pour des trous circulaires sont :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \text{Min} (14t \text{ ou } 200\text{mm}) \quad (2.6)$$

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq \text{Min} (14t \text{ ou } 200\text{mm}) \quad (2.7)$$

✓ Les limites pour les pinces pour des trous circulaires sont :

Pour les pièces non exposées aux intempéries :

$$1,2d_0 \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \quad (2.8)$$

Pour les pièces exposées aux intempéries ou à d'autres influences corrosives :

$$1,2d_0 \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq (4t + 40\text{mm}) \quad (2.9)$$

Avec

p_1 : entraxe des fixations dans une rangée mesuré dans la direction de transmission des efforts ;

p_2 : entraxe entre des rangées de fixations adjacentes mesuré perpendiculairement à la direction de la transmission des efforts ;

e_1 : pince longitudinale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque mesurée dans la direction de l'effort transmis ;

e_2 : pince transversale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque mesurée perpendiculairement à la direction de l'effort transmis ;

t : épaisseur de la pièce attachée extérieure la plus mince.

Les pinces et entraxes sont illustrés sur la figure suivante.

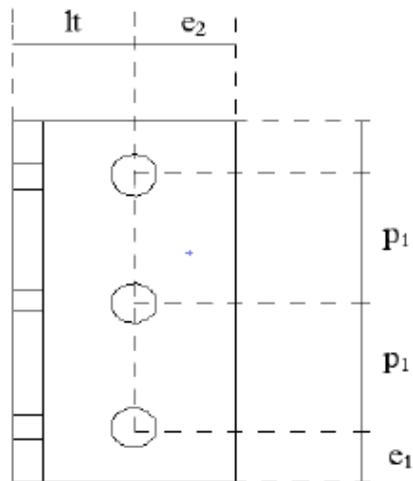


Figure 2-2-2 : Disposition des pinces et entraxes de la cornière

E- Choisir les entraxes et les pinces optimales en fonction de la hauteur de l'âme de la solive à assembler et de l'entaille faite dans le profilé de la solive. Généralement la profondeur de l'entaille est de 50mm.

La figure suivante présente la configuration d'un assemblage boulonné par cornière.

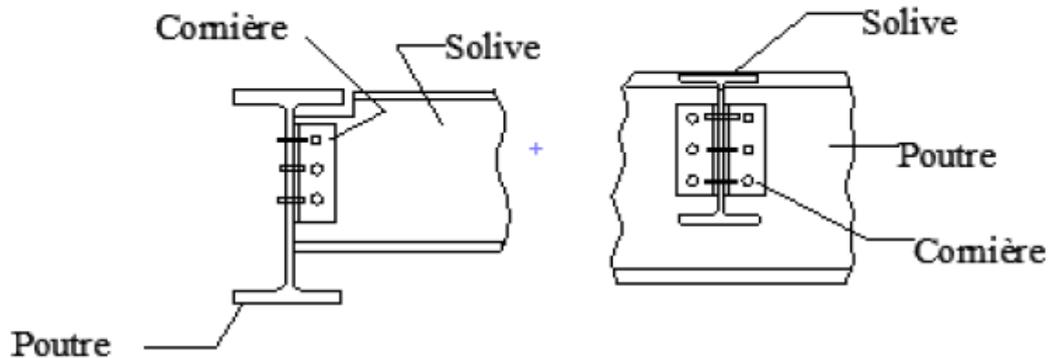


Figure 2-2-3 : Assemblage boulonné par cornières

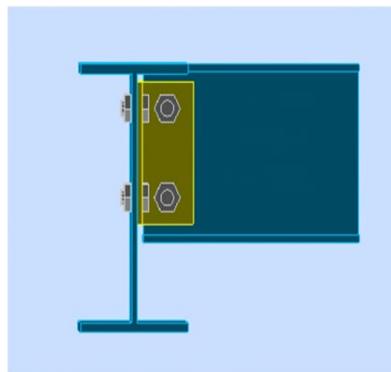


Figure 2-2-4 : vue en 3D d'assemblage poutre-solive

F- Déterminer la force de cisaillement $F_{V1,Ed}$ appliquée sur un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.

$$F_{V1,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} \quad (2.10)$$

Avec

V_{Ed} : effort de cisaillement (correspondant à N_{Ed})

n : nombre de boulons dans le plan de cisaillement.

G- Déterminer la force de cisaillement vertical $F_{V2,Ed}$

Cette force s'exerce sur chacun des boulons dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

H- Déterminer le moment M_{Ed} créé par l'excentricité de la force de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

$$M_{Ed} = V_{Ed} \times l_t \quad (2.11)$$

l_t : cote de trusquinage des cornières.

I- Déterminer les efforts de cisaillement horizontaux $F_{H,Ed}$ créés par le moment M_{Ed} sur les boulons extrêmes dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive comme illustré sur la figure suivante.

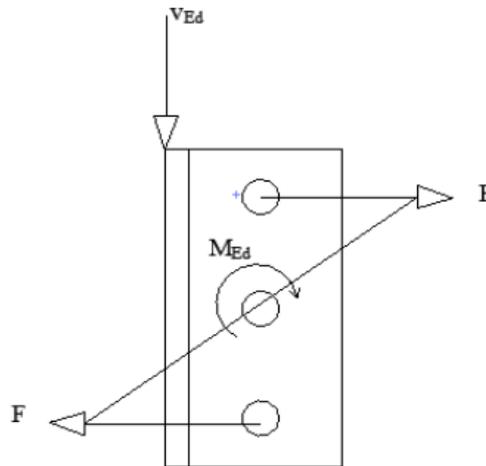


Figure 2-2-5 : : Efforts de cisaillement horizontaux créés par le moment

$$F_{H,Ed} = \frac{M_{Ed}}{(n-1)p_1} \quad (2.12)$$

J- Déterminer les forces de cisaillement résultantes F_{Ed} sur chacun des boulons extrêmes de la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{V2,Ed}^2 + F_{H,Ed}^2} \quad (2.13)$$

Avec

$F_{V2,Ed}$: déterminé précédemment ;

$F_{H,Ed}$: déterminé précédemment.

K- Vérification de la résistance des boulons de la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.

La condition à vérifier est la suivante :

$$F_{V1,Ed} \leq \min(F_{V1,Rd} ; F_{b1,Rd}) \quad (2.12)$$

$F_{V1,Rd}$ est la résistance au cisaillement d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale. Son expression est donnée par :

$$F_{V1,Rd} = F_{V,Rd} \times m \quad (2.13)$$

Avec m le nombre de plan de cisaillement

✓ Si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (2.14)$$

$\alpha_v=0,6$ pour les boulons de classe 4.6, 5.6, 8.8 ;

$\alpha_v=0,5$ pour les boulons de classe 4.6, 5.8, 6.8, 10.9 ;

f_{ub} : déterminé à l'étape A ;

A_s : section résistante du boulon (étape A) ;

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité.

✓ Si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (2.15)$$

$\alpha_v=0,6$ quelle que soit la classe du boulon ;

f_{ub} : déterminé à l'étape A ;

A : section résistante du boulon (étape A) ;

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité.

Si la condition n'est pas vérifiée, reprendre l'étape A.

L- Déterminer la résistance à la pression diamétrale $F_{b1,Rd}$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.

$$F_{b1,Rd} = \frac{K_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot A \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (2.16)$$

Avec :

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \right\} \quad (2.17)$$

$$K_1 = \min \left\{ 2,8x \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4x \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} \quad (2.18)$$

M- Déterminer la résistance au cisaillement $F_{V2,Rd}$ d'un boulon par plan de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive comme développé à l'étape K.

N- Déterminer la résistance à la pression diamétrale $F_{b2,Rd}$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive, comme développé à l'étape L.

O- Vérifier la résistance des boulons de la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive. La condition à vérifier est la suivante :

$$\max(F_{Ed}; F_{V2,Ed}) \leq \min(F_{V2,Rd}; F_{b2,Rd})$$

Si la condition n'est pas vérifiée, reprendre l'étape A.

P- Déterminer les sollicitations $V_{c,Ed}$ et $M_{c,Ed}$ dans chacune des cornières de l'assemblage.

$$V_{c,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} \quad (2.19)$$

$$M_{c,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2} \quad (2.20)$$

Avec

$V_{c,Ed}$: effort tranchant sollicitant une cornière ;

$M_{c,Ed}$: moment de flexion sollicitant une cornière.

Q- Vérifier si les trous de la partie tendue de l'aile de cornière doivent être pris en compte dans le calcul de la résistance en flexion de la cornière. La condition à vérifier est la suivante :

$$0,9 \frac{A_{fnet}}{A_f} \geq \frac{f_y \cdot \gamma_{M2}}{f_u \cdot \gamma_{M0}} \quad (2.21)$$

Avec

A_{fnet} : aire de la section nette de la cornière ;

A_f : aire de la section brute de la partie tendue cornière.

- Si la condition est vérifiée, calculer le module de résistance plastique W_{pl} de la section en considérant la partie tendue.
- Si la condition n'est pas vérifiée, calculer le module de résistance plastique W_{pl} de la section sans tenir compte de la partie tendue.

R- Déterminer la résistance en flexion $M_{c,Rd}$ de la cornière.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.22)$$

Avec

W_{pl} : le module de résistance plastique de la section de la cornière

f_y : limite d'élasticité de la cornière) ;

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité.

Ainsi, la condition à satisfaire pour la résistance à la flexion est :

$$M_{c,Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (2.23)$$

S- Vérification de la résistance au cisaillement de la cornière.

La condition à satisfaire est :

$$V_{c,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (2.24)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)A_V}{\gamma_{M0}} \quad (2.25)$$

A_V – aire de cisaillement de la section donnée par ;

f_y : limite d'élasticité de la cornière) ;

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité.

T- Vérifier l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Il n'y a pas d'interaction si la condition suivante est vérifiée :

$$V_{c,Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2} \quad (2.26)$$

Si la condition n'est pas vérifiée, reprendre le dimensionnement en remplaçant f_y par $(1-\rho)$.

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (2.27)$$

U- Vérification de la résistance au cisaillement de bloc de la zone de boulonnage de l'âme de la solive

Le cisaillement de bloc consiste en une ruine par cisaillement au niveau de la rangée de boulons le long de la partie cisailée du contour du groupe de boulons. La condition à satisfaire est :

$$V_{Ed} \leq V_{eff,Rd} \quad (2.28)$$

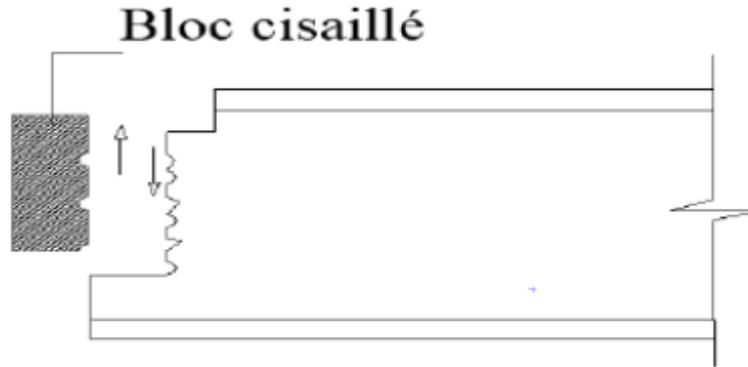


Figure 2-2-6 : Cisaillement de bloc

- Pour un groupe de boulons symétrique soumis à un chargement centré, la résistance de calcul au cisaillement de bloc $V_{eff,Rd}$ est donné par :

$$V_{eff,1,Rd} = f_u A_{nt} + \frac{\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) f_y A_{nV}}{\gamma_{M0}} \quad (2.29)$$

A_{nt} : aire nette soumise à la traction ;

A_{nV} : aire nette soumise au cisaillement.

- Pour un groupe de boulons symétrique soumis à un chargement excentré, la résistance de calcul au cisaillement de bloc $V_{eff,2,Rd}$ est donné par :

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) f_y A_{nV}}{\gamma_{M0}} \quad (2.30)$$

La résistance est assurée lorsque $V_{eff,Rd} \geq V_{c,Ed}$.

V- Fin du dimensionnement

CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE ET DES GRADINS

3.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

3.1.1 Béton

Pour notre étude, les caractéristiques suivantes ont été choisies :

- La résistance caractéristique en compression à 28jours $f_{sk} = 25\text{MPa}$;
- le coefficient de sécurité $\gamma_c = 1,5$ car nous sommes dans un cas général ;
- la valeur de calcul de la résistance en compression à 28jours $f_{cd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7\text{MPa}$;
- $E_{cm} = 31000\text{N/mm}^2$ est le module d'élasticité sécant.

3.1.2 Acier de construction

Ce sont des profilés en acier fournis dans le catalogue de l'entreprise ProfilARBED.

- la valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de construction est $f_y = 355\text{MPa}$;
- Le coefficient de sécurité $\gamma_{Mo}=1$ car l'acier bénéficie de la marque NF
- ainsi, la valeur de calcul de la limite d'élasticité est : $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{355}{1} = 355\text{MPa}$;
- le module d'élasticité $E_a = 210000\text{N/mm}^2$.

3.1.3 Armatures

Des aciers d'armatures seront prévus au niveau de chaque élément porteur. Ainsi, les caractéristiques retenues pour notre projet sont :

- la valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armatures $f_{sk} = 400\text{MPa}$;
- le coefficient de sécurité $\gamma_{Mo} = 1,15$ car nous sommes dans un cas général ;
- d'où la valeur de calcul de la limite d'élasticité $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{400}{1,15} = 347,8\text{MPa}$
- tout comme les aciers de construction, le module d'élasticité $E_s = 210000\text{N/mm}^2$.

3.1.4 Bac acier en tôle

Le choix des dimensions de notre bac a été porté sur la base des tableaux des performances mécaniques fournis par le catalogue ArcelorMittal Construction / France en annexe.

Pour notre étude, nous avons choisi d'utiliser un bac acier COFRASTA 40. Les caractéristiques suivantes ont été fournies par le même catalogue :

- la valeur caractéristique de la limite d'élasticité du bac acier est

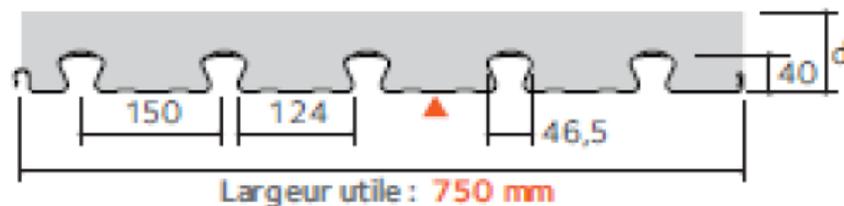
$$f_{yp,k} = 350 \text{ N / mm}^2 \text{ (catalogue ArcelorMittal Construction / France)}$$

- la valeur de calcul de la limite d'élasticité du bac acier est

$$f_{yp,d} = \frac{f_{yp,k}}{\gamma_{Mo}} = \frac{350}{1} = 350 \text{ N/mm}^2 \text{ comme pour les profilés en acier ;}$$

- les coefficients de glissement sont : $m = 2760 \text{ N/mm}^2$ et $k = 1,28 \text{ N/mm}^2$

- Les caractéristiques géométriques et mécaniques du bac acier sont illustrées sur la figure ci-dessous :



Caractéristiques du profil	Epaisseur nominale du profil (mm)		
	0,75	0,88	1,00
Poids (daN/m ²)	9,80	11,50	13,10
Section A_p : (cm ² /ml)	11,83	14,00	16,00
Inertie efficace I_{eff} (cm ⁴ /ml)	17,58	22,23	25,41
Position fibre neutre v_i (cm)	1,06	1,06	1,06
Module d'inertie I/v_i (cm ³ /ml)	16,57	20,95	23,95

Figure 3-1 : Caractéristiques du cofrastra 40 (ArcelorMittal Construction France, 2018)

3.1.5 Les boulons

Les boulons utilisés pour la réalisation des assemblages seront des boulons ordinaires de classe 4.6 ; 4.8 ; 6.8 ou 8.8.

3.2 Calcul des éléments de structure

3.2.1 Calcul de la dalle mixte

On fera le calcul de la dalle RDC la plus chargée.

3.2.1.1 Charges appliquées à la dalle

- Charge permanente $\begin{cases} \text{Phase de construction: } g = 2,848\text{kN/m} \\ \text{Phase mixte: } g = 3,566\text{kN/m} \end{cases}$
- Charge d'exploitation $\begin{cases} \text{Phase de construction: } q = 1,5\text{kN/m} \\ \text{Phase mixte: } q = 4\text{kN/m} \end{cases}$

3.2.1.2 Vérification des dispositions constructives (EN 1994-1-1 §9.2) de 2005

Pour notre plancher nous avons :

- $h = 120 \text{ mm} > 90 \text{ mm}$ *Condition vérifiée*
- $h_c = 50 \text{ mm} > 40\text{mm}$ *Condition vérifiée*
- la quantité d'armatures minimale :

Conformément à la clause 9.8.1(2) de l'EN 1994-1-1, l'aire de la section d'armatures située au-dessus des nervures ne doit pas être inférieure à 0,2% pour une construction non étayée et 0,4% pour une construction étayée de la section du béton ;

Notre construction étant étayée, alors on a :

$$A_{s,min} = 0,004 \times h_c \times b \quad (3.1)$$

$$A_{s,min} = 0,004 \times 50 \times 1000$$

$$A_{s,min} = 200\text{mm}^2/\text{m} > 80\text{mm}^2/\text{m}$$

Prenons 4HA10 de section $314\text{mm}^2 > 200\text{mm}^2$ *Condition vérifiée*

- Espacement des barres d'armatures maximal

On a : $2 \times 120 = 240 \text{ mm}$.

Prenons $S_t=200\text{mm}$

3.2.1.3 Vérification des exigences concernant les appuis

Selon la clause 9.2.3 (2), EN 1994-1-1 : 2004, les longueurs de roulement recommandées pour des tôles posées sur un matériau en acier ou en béton sont : $l_{bs}=75\text{mm}$ et $l_{bs}=50\text{mm}$.

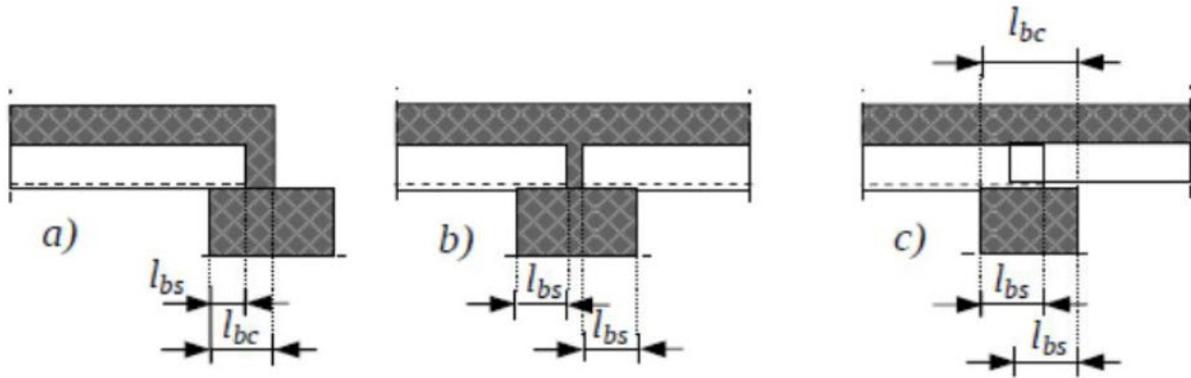


Figure 3-2 : Longueurs de roulement recommandées pour des tôles posées sur un matériau en acier ou en béton (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

On adoptera ainsi ses différentes longueurs $l_{bc} = 75\text{mm}$ et $l_{bs} = 50\text{mm}$.

3.2.1.4 Détermination des efforts intérieurs

Conformément à la clause 9.4.2(5) de l'EN 1994-1, La dalle en continuité peut être calculée comme une succession de travées simplement appuyées.

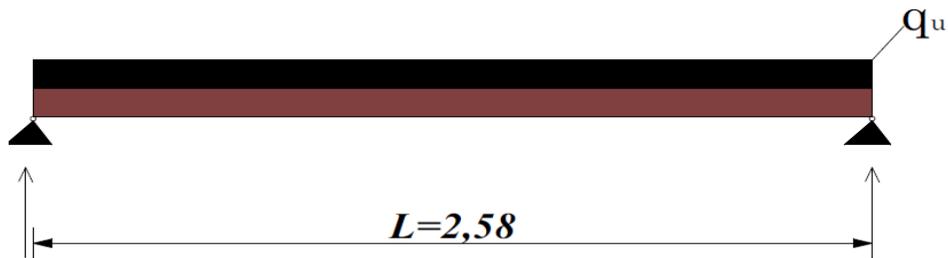


Figure 3-3 : Schéma statique d'un plancher collaborant sur deux appuis

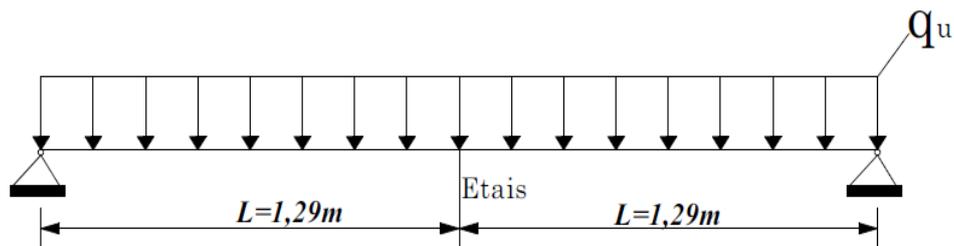


Figure 3-4 : Schéma statique d'un plancher collaborant en phase de chantier

- Phase de construction

$$q_{u1} = \gamma_g \cdot g_{k,1} + \gamma_Q \cdot q_{k,1} \quad (3.2)$$

$$q_{u1} = 1,35 \times 2,848 + 1,5 \times 1,5$$

$$q_{u1} = 6,1\text{kN/m}$$

$$M_{Ed,1} = \frac{6,1 \times 1,29^2}{8}$$

$$M_{Ed,1} = 1,27 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,1} = \frac{q_{u1} \cdot L}{2} \quad (3.3)$$

$$V_{Ed,1} = \frac{6,1 \times 1,29}{2}$$

$$V_{Ed,1} = 3,94 \text{ kN}$$

- **Phase mixte**

$$q_{u2} = b \cdot \gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_Q \cdot q_{k,1} \quad (3.4)$$

$$q_{u2} = 1,35 \times 3,566 + 1,5 \times 4$$

$$q_{u2} = 10,82 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,2} = \frac{q_{u2} \cdot L^2}{8} \quad (3.5)$$

$$M_{Ed,2} = \frac{10,82 \times 2,58^2}{8}$$

$$M_{Ed,2} = 9,0 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,2} = \frac{q_{u2} \cdot L}{2} \quad (3.6)$$

$$V_{Ed,2} = \frac{10,82 \times 2,58}{2}$$

$$V_{Ed,2} = 13,96 \text{ kN}$$

3.2.1.5 Vérification de la résistance à la flexion

- **Phase de construction**

Le fléchissement des tôles en phase provisoire doit être vérifié conformément aux prescriptions du §1.1.2.1 du CPT 3730_V2 à partir des valeurs de calcul suivantes :

Tableau 3-1 : valeurs de calcul du fléchissement des tôles en phase provisoire

Epaisseurs (mm)			Inertie efficace I _{eff} (en cm ⁴ /m)	Moment plastique (en kN.m/m)
Z275	Optigal AMC ZM175	Nue		
0,75	0,74	0,71	17,58	3,69
0,88	0,87	0,84	22,23	4,37
1,00	0,99	0,96	25,41	4,99

On a :

$$M_{Ed,1} = 3,05 \text{ kN.m} \text{ et } M_{Rd} = 3,69 \text{ kN.m} \text{ d'après le tableau 3 - 1.}$$

$$\frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd}} = \frac{1,27}{3,69} = 0,35 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Phase mixte

On a : $M_{Ed,2} = 9,0 \text{ kN.m}$

Détermination du moment résistant plastique ; $M_{pl,Rd}$

$$\diamond N_{cf} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b \quad (3.7)$$

$$N_{cf} = 0,85 \times 16,7 \times 50 \times 1000 \times 10^{-3}$$

$$N_{cf} = 709,75 \text{ kN}$$

$$\diamond N_p = f_{yp,d} \cdot A_{pe} \quad (3.8)$$

$$N_p = 350 \times 1183 \times 10^{-3}$$

$$N_p = 414,05 \text{ kN}$$

$$\diamond N_{cf} > N_p \quad (3.9)$$

Pour notre plancher, on remarque que $N_{cf} > N_p$. Donc l'axe neutre se trouve dans le béton.

$$\chi_{pl} = \frac{f_{yp,d} \cdot A_{pe}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (3.10)$$

$$\chi_{pl} = \frac{350 \times 1183}{0,85 \times 16,7 \times 1000} = 29,2 \text{ mm} < h$$

Pour une connexion complète on a :

$$Z = d_p - \frac{\chi_{pl}}{2} \quad \text{avec } d_p = h - v_i \quad (3.11)$$

$$Z = (120 - 10,06) - \frac{29,2}{2} = 94,8\text{mm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_p * Z \quad (3.12)$$

$$M_{pl,Rd} = 414,05 \times 0,948 = 39,26\text{kN.m}$$

$$\frac{M_{Ed,2}}{M_{pl,Rd}} = \frac{9,0}{39,26} = 0,23 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.1.6 Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal

$$V_{Ed,2} = 13,96\text{kN}$$

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{vs}} \left(\frac{m \cdot A_{pb}}{b \cdot L_s} + K \right) \quad (3.13)$$

$$L_s = \frac{L}{4} = \frac{2}{4} = 0,5$$

$$\gamma_{vs} = 1,25$$

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \times 109,4}{1,25} \left(\frac{276 \times 1183}{1000 \times 500} + 0,128 \right) \cdot 10^{-3}$$

$$V_{l,Rd} = 68,35\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed,2}}{V_{l,Rd}} = \frac{13,96}{68,35} = 0,2$$

$$\frac{V_{Ed,2}}{V_{l,Rd}} < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.1.7 Vérification de la résistance au cisaillement transversal

$$V_{Ed} = \text{Max}(V_{Ed,1} = 3,94\text{ kN}; V_{Ed,2} = 13,96\text{kN}) = 13,96\text{kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (3.14)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{109,4}} = 2,35 > 2 \quad \text{Prenons } k = 2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{0}{A_c} < 0,2 \times 25$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$b_w = \frac{b}{b_s} \cdot b_o = \frac{1000}{150} \times 103,5 = 690$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1183}{690 \times 109,4} = 0,016 < 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (3.15)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{0,5}$$

$$v_{min} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{v,Rd,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d) \cdot b_w \cdot d \quad (3.16)$$

$$v_{v,Rd,min} = (0,49 + 0,15 \times 0 \cdot 690 \times 109,4) \times 690 \times 109,4 \times 10^{-3}$$

$$v_{v,Rd,min} = 37 \text{ kN}$$

$$V_{v,Rd} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.17)$$

$$V_{v,Rd} = \left[0,12 \times 2 (100 \times 0,016 \times 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \times 690 \times 109,4 \times 10^{-3}$$

$$V_{v,Rd} = 61,96 \text{ kN}$$

$$v_{v,Rd,min} < V_{v,Rd}$$

Condition vérifiée

$$\frac{V_{Ed}}{V_{v,Rd}} = \frac{13,96}{61,96} = 0,23 < 1$$

Condition vérifiée

3.2.1.8 Vérifications de la flèche

$$f = \frac{5q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_{eff}} = \frac{5 \times 10,278 \times 2,58^4}{384 \times 210000 \times 175800} = 0,16 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{2580}{250} = 10,32 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

3.2.2 Dimensionnement des solives

Pour le calcul des solives nous ferons uniquement l'application de la solive la plus chargée du bâtiment c'est-à-dire, la solive S1 du plancher haut R+1. Les résultats des solives restantes sont en annexe.

3.2.2.1 Détermination de la largeur participante b_{eff} reprise par la solive

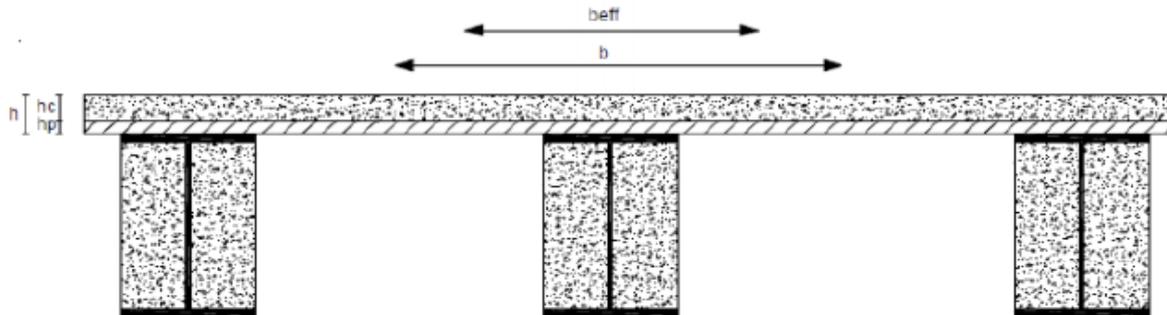


Figure 3-5 : Largeur participante reprise par une solive

$$b_{eff} = \min \left(b ; \frac{L_o}{8} \right) \quad (3.18)$$

$$b = 2,19m \quad L_o = 7,96m$$

$$b_{eff} = \min \left(2,19 ; \frac{7,96}{8} \right)$$

$$b_{eff} = 1m$$

3.2.2.2 Charges appliquées à la solive

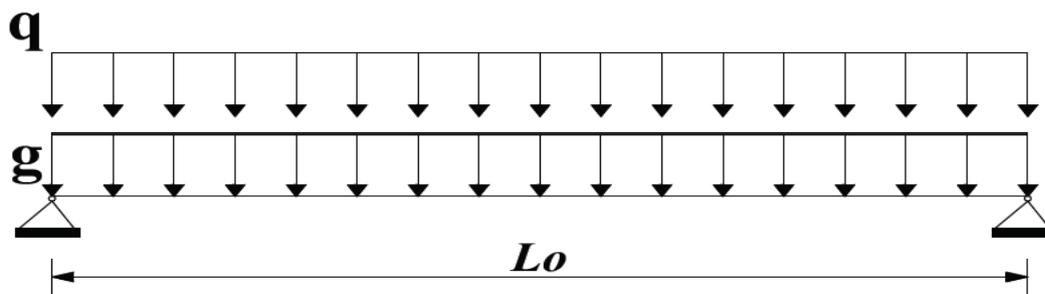


Figure 3-6 : Schéma statique d'une solive simplement appuyée

$$g = b_{eff} \times G \text{ et } q = b_{eff} \times Q \quad (3.20)$$

$$g = 1 \times 3,57 = 3,57 \text{ KN/m}$$

$$q = 1 \times 4 = 4 \text{ KN/m}$$

3.2.2.3 Prédimensionnement de la solive et choix du type de profilé

$$I_y \geq \frac{1250 q_{ser} \cdot L^3}{384 \cdot E} \quad (3.21)$$

On a :

$$q_{ser} = g + q \quad (3.22)$$

$$q_{ser} = 3,57 + 4$$

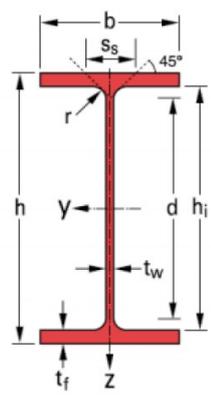
$$q_{ser} = 7,57 \text{ kN/m}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 7,57 \times 7,96^3}{384 \times 210000} \times 10^5$$

$$I_y \geq 5918,27 \text{ cm}^4$$

Prenons l'IPE O 270

Tableau 3-2 : Caractéristiques du profilé IPE O 270

IPE O 270								
G kg/m	A cm ²	h mm	h _i mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	
42,3	45,9	274	249,6	136	12,2	7,0	15,0	
I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{él,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm	d mm	
6947	514	507	575	25,2	11,4	3,09	219,6	

Classe du profilé

D'après le catalogue des profilés laminés de l'entreprise ProfilARBED, un IPE O 270 en flexion est de classe 1.

3.2.2.4 Détermination des efforts intérieurs

- Phase de construction

Le poids propre de l'IPE O 270 y compris le béton d'enrobage est = 1,25 kN/m

$$q_{u1} = [1,35 \times (3,57 + 1,25) + 1,5 \times 1,5]$$

$$q_{u1} = 8,76 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,1} = \frac{q_{u1} \cdot L^2}{8} \quad (3.23)$$

$$M_{Ed,1} = \frac{8,76 \times 7,96^2}{8}$$

$$M_{Ed,1} = 69,38kN.m$$

$$V_{Ed,1} = \frac{q_{u1} \cdot L}{2} \quad (3.24)$$

$$V_{Ed,1} = \frac{8,76 \times 7,96}{2}$$

$$V_{Ed,1} = 34,87kN$$

- Phase mixte

$$q_{u2} = [1,35 \times (3,57 + 1,25) + 1,5 \times 4]$$

$$q_{u2} = 12,5kN/m$$

$$M_{Ed,2} = \frac{q_{u2} \cdot L^2}{8} \quad (3.25)$$

$$M_{Ed,2} = \frac{12,5 \times 7,96^2}{8}$$

$$M_{Ed,2} = 99,06kN.m$$

$$V_{Ed,2} = \frac{q_{u2} \cdot L}{2} \quad (3.26)$$

$$V_{Ed,2} = \frac{12,5 \times 7,96}{2}$$

$$V_{Ed,2} = 49,75kN$$

3.2.2.5 Vérification de la résistance au moment fléchissant

- Phase de construction

On a : $M_{Ed,1} = 69,38kN.m$

$$M_{apl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (3.27)$$

$$M_{apl,Rd} = \frac{(575, 10^{-6}) \times (355 \cdot 10^3)}{1}$$

$$M_{apl,Rd} = 204,13kN.m$$

$$M_{Ed,1} \leq M_{ap,Rd}$$

Condition vérifiée

- Phase mixte

- Détermination du moment résistant plastique ; $M_{pl,Rd}$

$$\diamond N_{cf} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b \quad (3.28)$$

$$N_{cf} = 0,85 \times 16,7 \times 10^3 \times 0,05 \times 1$$

$$N_{cf} = 709,75 \text{ kN/m}$$

$$\diamond N_{pl,a} = f_{yp,a} \cdot A_a \quad (3.29)$$

$$N_{pl,a} = 355 \cdot 10^3 \times 45,9 \times 10^{-4}$$

$$N_{pl,a} = 1629,45 \text{ kN}$$

$$N_{cf} \leq N_{pl,a} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond N_{pl,a} - N_{cf} \quad (3.30)$$

$$N_{pl,a} - N_{cf} = 91,97 \text{ kN}$$

$$\diamond \frac{2 \cdot b_{tf} \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a} \quad (3.31)$$

$$\frac{2 \cdot b_{tf} \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{2 \times 136 \times 12,2 \times 355 \cdot 10^{-3}}{1} = 1178,04$$

$$N_{pl,a} - N_{cf} < \frac{2 \cdot b_{tf} \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond Z = \frac{N_{pl,a} - N_{cf}}{2 \cdot b_{tf} \cdot f_y} * \gamma_a + h_c + h_p \quad (3.32)$$

$$Z = \frac{91,97}{2 \times 0,136 \times 355 \cdot 10^3} \times 1 + 0,05 + 0,04$$

$$Z = 0,091 \text{ m}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5(N_{pl,a} - N_{cf})(z + h_p) \quad (3.33)$$

$$M_{pl,Rd} = 1629,45 \times (0,5 \times 0,270 + 0,5 \times 0,05 + 0,04) - 0,5(91,97)(0,091 + 0,04)$$

$$M_{pl,Rd} = 319,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,2} = 99,06 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 319,87 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.2.6 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (3.34)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{25,2 \times 355 \times 10^{-1}}{\sqrt{3}} = 516,5$$

$$V_{Ed} = 49,75 < V_{pl,Rd} = 516,5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.2.7 Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{516,5}{2} = 258,25$$

$$V_{Ed} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a donc pas d'interaction entre moment fléchissant et effort tranchant, donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion.

3.2.2.8 Détermination de la section d'armatures tendue dans le béton d'enrobage

$$A_s \geq k \cdot k_c \cdot f_{cte} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{st}} \quad (3.35)$$

A_s : section d'armature dans la zone tendue

A_{ct} : aire de la zone de béton tendu

σ_{st} : contrainte maximale admissible de l'armature immédiatement après formation de la fissure

f_{cte} : résistance à la traction du béton effective : 3N/mm² valeur sécuritaire

k_c : coefficient prenant en compte la nature de la distribution des contraintes : 1 en traction pure et 0,4 en flexion sans effort normal de compression

k : coefficient prenant en compte l'effet d'auto-contraintes non uniformes : 0,8

$$A_s \geq \frac{0,8 \times 0,4 \times 3 \times 318,56}{500}$$

$$A_s \geq 0,62 \text{ cm}^2$$

Prenons 2HA10 de section 1,57 cm²

3.2.2.9 Vérification du moment résistant au déversement

La semelle comprimée étant soutenue par la dalle, le risque de déversement est annulé.

3.2.2.10 Vérification de la condition de non-voilement par cisaillement

$$\frac{h_i}{t_w} = \frac{249,6}{7,5} = 33,28$$

$$124\varepsilon = 124 \sqrt{\frac{235}{355}}$$

$$124\varepsilon = 100,88$$

$$\frac{h_i}{t_w} < 124\varepsilon$$

Condition vérifiée

3.2.2.11 Vérifications de la flèche

$$n = \frac{210000}{31000}$$

$$n = 6,77$$

- L'aire homogénéisée de la section

$$A_h = 53,8 + \frac{100 \times 12}{6,77}$$

$$A_h = 231,06 \text{ cm}^2$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$m_h = 53,8 \times \left(\frac{27}{2} + 12 \right) + \frac{0,5 \times 100 \times 12^2}{6,77}$$

$$m_h = 2435,42 \text{ cm}^3$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$V_h = \frac{2435,42}{231,06}$$

$$V_h = 10,54 \text{ m}$$

- Moment d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure de la dalle

$$I_{sup} = 53,8 \left(\frac{27}{2} + 12 \right)^2 + 6947 + \frac{100 \times 12^3}{3 \times 6,77}$$

$$I_{sup} = 42639,46 \text{ cm}^4$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à son centre de gravité**

$$I_h = 42639,46 - 231,06 \times 10,54^2$$

$$I_h = 16970,64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 7,57 \times 7960^4}{384 \times 210000 \times 169706400}$$

$$f = 11,04 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5150}{250}$$

$$f_{adm} = 31,84 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

3.2.2.12 Connexion entre les solives et la dalle : Dimensionnement des goujons

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète.

Pour notre cas nous choisirons des goujons ductiles de caractéristiques suivantes :

- ✓ hauteur du goujon. **h=60 mm**
- ✓ diamètre du goujon **d=16 mm**
- ✓ **f_u**: La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon **f_u = 400MPa**

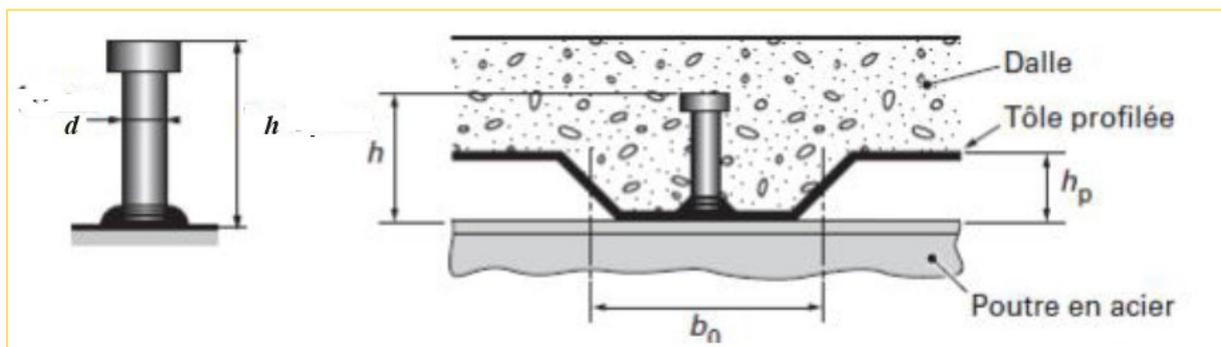


Figure 3-7 : Goujon à tête soudée avec dalle mixte.

- **Résistance des connecteurs au cisaillement**

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par : $P_{Rd} = \min(P_{Rd}^1; P_{Rd}^2)$

Avec :

- P_{Rd}^1 : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même. $P_{Rd}^1 = \frac{0,8.f_u.\pi.d^2}{4\gamma_v}$
- P_{Rd}^2 : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon. $P_{Rd}^2 = \frac{0,29.\alpha.d^2.\sqrt{f_{ck}.E_{cm}}}{\gamma_v}$
- f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre de béton à l'âge considéré. $F_{ck} = 25\text{MPa}$
- γ_v : Facteur partiel de sécurité égal à **1,25**.
- $\alpha = 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right)$ si $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ et $\alpha = 1$ si $\frac{h}{d} > 4$

$$\frac{h}{d} = 3,75 < 4$$

Donc $\alpha = 0,2 \times \left(\frac{60}{16} + 1\right) = 0,95$

- ✓ la valeur moyenne du module sécant du béton $E_{cm} = 31.000\text{MPa}$

AN :

$$P_{Rd}^1 = \frac{0,8 \times 400 \pi \times 16^2}{4 \times 1,25} \times 10^{-3}$$

$$P_{Rd}^1 = 51,45\text{kN}$$

$$P_{Rd}^2 = \frac{0,29 \times 0,95 \times 16^2 \cdot \sqrt{25 \times 31000}}{1,25} \times 10^{-3}$$

$$P_{Rd}^2 = 49,67\text{kN}$$

D'où $P_{Rd} = \min(51,45\text{kN}; 49,67\text{kN}) = 49,67\text{kN}$

- **Détermination de la résistance du goujon**

- Effort de compression de la dalle

$$v_l = \min(N_{cf}; N_{pl}) \tag{3.37}$$

$$v_l = \min(709,75\text{kN}; 1629,45\text{kN}) = 709,75\text{kN}$$

- Effort de traction de la poutre

- **Détermination du nombre de connecteurs n_f**

$$n_f = \frac{v_l}{P_{Rd}} = 14,29$$

$$n_f = 15 \text{ Goujons par } 1/2 \text{ de longueur de solive.}$$

- **Détermination de l'espacement entre les goujons**

D'après la clause 6.6.1.3(1), EN 1994-1-1 : 2004, les connecteurs doivent être espacés le long de la solive de manière à transmettre le cisaillement longitudinal et à empêcher toute séparation entre la dalle et la poutre en acier, en considérant une distribution appropriée du cisaillement longitudinal.

- **Vérification de la clause 6.6.1.3(3), EN 1994-1-1 : 2004**

- Toutes les sections critiques de la travée sont de classe 1 ;
- Pour $L_e \leq 25$; $\eta \geq 1 - \frac{355}{f_y} (0,75 + 0,03L_e)$ avec $\eta \geq 0,4$

$$\eta \geq 1 - \frac{355}{355} (0,75 + 0,03 \times 7,96) = 0,012 \text{ Donc } \eta = 0,4$$

$$S_t = \frac{L_e}{2n_f} = \frac{796}{2 \times 30}$$

$$S_t = 13,26 \text{ cm}$$

3.1 Dimensionnement des poutres principales

3.1.1 Charges appliquées à la poutre

Caractéristiques de la poutre principale PP10 de l'entrée principale :

- Portée de la poutre principale : $L=15,21\text{m}$
- Largeur reprise par la poutre principale : $l_{pp} = 3,98\text{m}$
- Entraxe des solives : $e_s = 2,19\text{m}$
- Poids propre de la solive : $P_{ps} = 1,25 \text{ KN/m}$.

$$\begin{aligned} \text{A l'ELU : } q_{u1} &= [1,35G_{\text{plancher}} + 1,5Q] \times l_{pp} + 1,35 \times (P_{ps} \times \frac{e_s}{L} + G_{\text{mur}} \times L) \\ &= [(1,35 \times 3,57) + (1,5 \times 4)] \times 3,98 + 1,35 \times [(1,25 \times \frac{2,19}{15,21}) + (6,31 \times 15,21)] \\ &= 139,28 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A l'ELS: } q_{ser1} &= (G_{\text{plancher}} \times l_{pp} + P_{ps} \times \frac{e_s}{L} + G_{\text{mur}} \times L + Q) \\ &= 3,57 \times 3,65 + 1,25 \times \frac{2,19}{15,21} + 6,31 \times 15,21 + 4 = 113,2 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

3.1.2 Prédimensionnement de la poutre et choix du type de profilé

$$I_y \geq \frac{1250 q_{ser} L^3}{384 E}$$

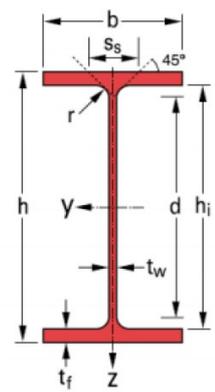
$$I_y \geq \frac{1250 \times 113,2 \times 15,21^3}{384 \times 210000} \times 10^5$$

$$I_y \geq 617438,3 \text{ cm}^4$$

Prenons HE 900x391.

Tableau 3-3 : Caractéristiques du profilé HE 900x391

HE 900x391							
G kg/m	A cm ²	h mm	h _i mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm
391	497,7	992	830	307	46,0	25,0	30,0
I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{él,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm	d mm
674300	22320	1430	16990	254,3	36,81	6,7	770



Classe du profilé

Un HE 900x391 en flexion est de classe 1.

3.1.3 Détermination des efforts sur la poutre

Contrairement aux solives, les poutres principales seront dimensionnées comme des poutres métalliques car il n'existe aucune connexion entre ces poutres et la dalle. Le béton d'enrobage sera considéré comme poids propre.

Poids propre de la poutre y compris le béton d'enrobage : $g=10,28 \text{ kN/m}$

A l'ELU : $q_u = q_{u1} + 1,35 \times P_{pp} = 139,28 + 1,35 \times 10,28 = 153,16 \text{ KN/m}$

A l'ELS: $q_{ser1} = q_{ser1} + P_{pp} = 113,2 + 10,28 = 123,48 \text{ KN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{123,48 \times 15,21^2}{8} = 234,77 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = \frac{123,48 \times 15,21}{2} = 939,07 \text{ kN}$$

3.1.4 Vérification de la résistance au moment fléchissant

$$M_{apl,Rd} = \frac{16990 \times 355 \times 10^{-3}}{1} = 6031,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed} \leq M_{apl,Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.1.5 Vérification de la résistance à l'effort tranchant (EN 1993-1-1 §6.2.6)

$$V_{Ed} = 939,07kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{254,3 \times 355 \times 10^{-1}}{\sqrt{3}} = 5212,12kN$$

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.1.6 Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} = 26060,06kN$$

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.1.7 Vérification du moment résistant au déversement

Le profilé étant maintenu latéralement par les solives, il n'y a pas de risque de déversement

3.1.8 Vérification de la flèche

$$A_h = 497,7 + \frac{398 \times 12}{6,77}$$

$$A_h = 1203,17cm^2$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$m_h = 497,7 \times \left(\frac{99,2}{2} + 12 \right) + \frac{0,5 \times 398 \times 12^2}{6,77}$$

$$m_h = 34\,891,11cm^3$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$V_h = \frac{34\,891,11}{1203,17}$$

$$V_h = 29\,cm$$

- Moment d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure de la dalle

$$I_{sup} = 497,7 \left(\frac{99,2}{2} + 12 \right)^2 + 674300 + \frac{398 \times 12^3}{3 \times 6,77}$$

$$I_{sup} = 25\,596\,714,85\text{cm}^4$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à son centre de gravité**

$$I_h = 25\,596\,714,85 - 1203,17 \times 29^2$$

$$I_h = 1\,584\,848,88\text{cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 123,48 \times 15210^4}{384 \times 210000 \times 1\,584\,848,88}$$

$$f = 25,86\text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{15210}{250}$$

$$f_{adm} = 60,84\text{mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

3.2 Dimensionnement des gradins

Pour une forme optimisée qui est à la fois résistante (en statique et en dynamique), économique et facile à mettre en œuvre (afin de réduire les délais et les coûts de la construction), nous avons fait le choix de la forme de la figure ci-dessous. Les gradins seront réalisés en un ensemble de plancher collaborant reposant sur des solives et des poutres mixtes lesquelles, quant à elle, se reposent sur les poutres crémaillères. Nos gradins auront une pente de 1% des marches pour permettre l'écoulement de l'eau.

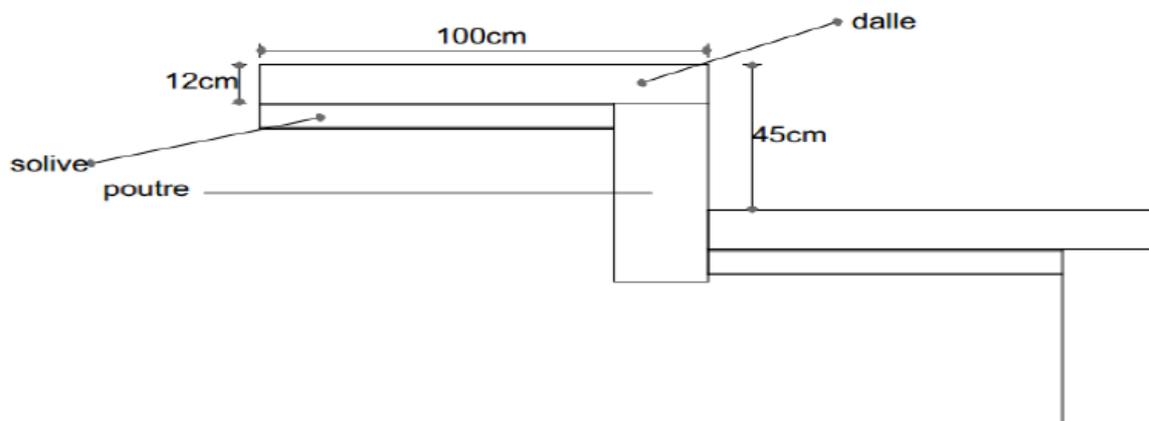


Figure 3-8 : Schéma des gradins

3.2.1 Dalle des gradins

3.2.1.1 Charges appliquées à la dalle

- Charge permanente $\left\{ \begin{array}{l} \text{Phase de construction: } g = 2,848 \text{ kN/m} \\ \text{Phase mixte: } g = 2,859 \text{ kN/m} \end{array} \right.$
- Charge d'exploitation $\left\{ \begin{array}{l} \text{Phase de construction: } q = 1,5 \text{ kN/m} \\ \text{Phase mixte: } q = 5 \text{ kN/m} \end{array} \right.$

En plus de ces charges, certaines travées des dalles des gradins recevront des marches d'escalier de largeur 1,2m dont la charge est :

$$g = [(0,6 \times 0,15) + (0,3 \times 0,15)] \times 25$$
$$g = 3,375 \text{ kN/m}$$

3.2.1.2 Vérification des dispositions constructives (EN 1994-1-1 §9.2) de 2005

Pour notre plancher nous avons :

- $h=120 \text{ mm} > 90 \text{ mm}$ *Condition vérifiée*
- $h_c=80 \text{ mm}$ *Condition vérifiée*
- la quantité d'armatures minimale :

Conformément à la clause 9.8.1(2) de l'EN 1994-1-1, l'aire de la section d'armatures située au-dessus des nervures ne doit pas être inférieure à 0,2% pour une construction non étayée et 0,4% pour une construction étayée de la section du béton ;

Notre construction étant étayée, alors on a :

$$A_{s,min} = 0,004 \times h_c \times b$$

$$A_{s,min} = 0,004 \times 80 \times 1000$$

$$A_{s,min} = 320 \text{ mm}^2/\text{m} > 80 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Prenons 6HA10 de section $471 \text{ mm}^2 > 200 \text{ mm}^2$

Condition vérifiée

- espacement des barres d'armatures maximal

On a : $2 \times 120 = 240 \text{ mm}$.

Prenons $S_t = 200 \text{ mm}$

3.2.1.3 Vérification des exigences concernant les appuis

Selon la clause 9.2.3 (2), EN 1994-1-1 : 2004, les longueurs de roulement recommandées pour des tôles posées sur un matériau en acier ou en béton sont : $l_{bs}=75 \text{ mm}$ et $l_{bs}=50 \text{ mm}$.

3.2.1.4 Détermination des efforts intérieurs

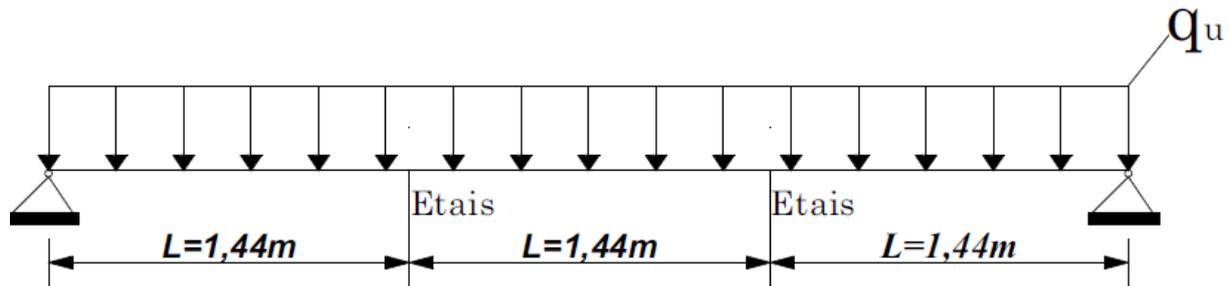


Figure 3-9 : Schéma statique d'une dalle de gradins.

Phase de construction			Phase mixte			
q_{u1} (kN/m)	$M_{Ed,1}$ (kN.m)	$V_{Ed,1}$ (kN)	q_{u2} (kN/m)		$M_{Ed,2}$ (kN.m)	$V_{Ed,2}$ (kN)
			q_{u21}	q_{u22}		
10,66	2,77	7,68	11,35	15,92	36,97	34,31

3.2.1.5 Vérification de la résistance à la flexion

- Phase de construction

$$\frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd}} = \frac{2,77}{3,69} = 0,75 < 1$$

Condition vérifiée

- Phase mixte

On a : $M_{Ed,2} = 36,97$ kN.m

Détermination du moment résistant plastique ; $M_{pl,Rd}$

$$\diamond N_{cf} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b \quad (3.39)$$

$$N_{cf} = 0,85 \times 16,7 \times 80 \times 1000 \times 10^{-3}$$

$$N_{cf} = 1135,6 \text{ kN}$$

$$\diamond N_p = f_{yp,d} \cdot A_{pe} \quad (3.40)$$

$$N_p = 350 \times 1183 \times 10^{-3}$$

$$N_p = 414,05 \text{ kN}$$

$$\diamond N_{cf} > N_p \quad (3.41)$$

Pour notre plancher, on remarque que $N_{cf} > N_p$. Donc l'axe neutre se trouve dans le béton.

$$\chi_{pl} = \frac{f_{yp,d} \cdot A_{pe}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (3.42)$$

$$\chi_{pl} = \frac{350 \times 1183}{0,85 \times 16,7 \times 1000} = 29,2 \text{ mm}$$

Pour une connexion complète on a :

$$Z = 94,8\text{mm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_p * Z \quad (3.43)$$

$$M_{pl,Rd} = 414,05 \times 0,948 = 39,26\text{kN.m}$$

$$\frac{M_{Ed,2}}{M_{pl,Rd}} = \frac{36,97}{39,26} = 0,94 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.1.6 Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal

$$V_{Ed,2} = 34,31\text{kN}$$

$$L_s = \frac{L}{4} = \frac{4,31}{4} = 1,08$$

$$\gamma_{vs} = 1,25$$

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \times 109,4}{1,25} \times \left(\frac{276 \times 1183}{1000 \times 1080} + 0,128 \right) \times 10^{-3}$$

$$V_{l,Rd} = 37,66\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed,2}}{V_{l,Rd}} = \frac{34,31}{37,66} = 0,91$$

$$\frac{V_{Ed,2}}{V_{l,Rd}} = 0,91 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.1.7 Vérification de la résistance au cisaillement transversal

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$\text{Prenons } k = 2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$b_w = 690\text{mm}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1183}{690 \times 109,4} = 0,016 < 0,02 ;$$

$$v_{min} = 0,49\text{N/mm}^2$$

$$v_{v,Rd,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d) \cdot b_w \cdot d \quad (3.44)$$

$$v_{v,Rd,min} = 37\text{kN}$$

$$V_{v,Rd} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.45)$$

$$V_{v,Rd} = \left[0,12 \times 2 (100 \times 0,016 \times 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 690 \times 109,4 \times 10^{-3}$$

$$V_{v,Rd} = 61,96 \text{ kN}$$

$$v_{v,Rd,min} < V_{v,Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{Ed} = 34,31 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{v,Rd}} = 0,55 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.1.8 Vérifications de la flèche

$$f = \frac{5q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_{eff}} = \frac{5 \times 11,24 \times 4,31^4}{384 \times 210000 \times 175800} = 13,68 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{4310}{250} = 17,24 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.2 Solive pour dalle des gradins

3.2.2.1 Détermination de la largeur participante b_{eff}

$$b_{eff} = \min \left(b ; \frac{L_o}{8} \right) \quad (3.46)$$

$$b = 4,31 \text{ m} \quad L_o = 1 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \min \left(4,31 ; \frac{1}{8} \right)$$

$$b_{eff} = 0,125 \text{ m}$$

3.2.2.2 Charges appliquées à la solive

Solive simplement appuyée

$$g = b_{eff} \times G \text{ et } q = b_{eff} \times Q \quad (3.47)$$

$$g = 0,125 \times 6,24 = 0,78 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,125 \times 5 = 0,63 \text{ KN/m}$$

3.2.2.3 Prédimensionnement de la solive et choix du type de profilé

On a:

$$q_{ser} = 0,78 + 0,63$$

$$q_{ser} = 1,41 \text{ kN/m}$$

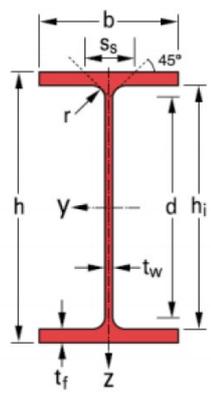
$$I_y \geq \frac{1250 \times 1,41 \times 1^3}{384 \times 210000} 10^5$$

$$I_y \geq 2,19 \text{ cm}^4$$

Prenons l'IPE 80

Tableau 3-4 : Caractéristiques du profilé IPE 80

IPE 80							
G kg/m	A cm ²	h mm	h _i mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm
6,0	7,64	80	69,6	46	5,2	3,8	5
I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{él,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm	d mm
80,1	8,49	20,0	23,2	3,58	3,24	1,05	59,6



3.2.2.4 Détermination des efforts intérieurs

- Phase de construction

Le poids propre de l'IPE 80 est =0,06kN/m

$$q_{u1} = [1,35 \times (0,78 + 0,06) + 1,5 \times 1,5]$$

$$q_{u1} = 3,39 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,1} = \frac{3,39 \times 1^2}{8}$$

$$M_{Ed,1} = 0,43 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,1} = \frac{3,39 \times 1}{2}$$

$$V_{Ed,1} = 1,7 \text{ kN}$$

- Phase mixte

$$q_{u2} = [1,35 \times (0,78 + 0,06) + 1,5 \times 5]$$

$$q_{u2} = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,2} = \frac{8,64 \times 1^2}{8}$$

$$M_{Ed,2} = 1,08 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,2} = \frac{18,64 \times 1}{2}$$

$$V_{Ed,2} = 4,32 \text{ kN}$$

3.2.2.5 Vérification de la résistance au moment fléchissant

- Phase de construction

On a : $M_{Ed,1} = 0,43 \text{ kN.m}$

$$M_{apl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$M_{apl,Rd} = \frac{(23,2 \cdot 10^{-6}) \times (355 \cdot 10^3)}{1}$$

$$M_{apl,Rd} = 8,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,1} \leq M_{ap,Rd}$$

Condition vérifiée

- Phase mixte

Détermination du moment résistant plastique ; $M_{pl,Rd}$

$$\diamond N_{cf} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b_{eff}$$

$$N_{cf} = 0,85 \times 16,7 \times 10^3 \times 0,08 \times 0,125$$

$$N_{cf} = 141,95 \text{ kN/m}$$

$$\diamond N_{pl,a} = f_{yp,a} \cdot A_a$$

$$N_{pl,a} = 355 \cdot 10^3 \times 7,64 \cdot 10^{-4}$$

$$N_{pl,a} = 271,22 \text{ kN}$$

$$N_{cf} \leq N_{pl,a}$$

Condition vérifiée

- $N_{pl,a} - N_{cf} = 129,27 \text{ kN}$

$$- \frac{2 \cdot b_{tf} \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{2 \times 46 \times 5,2 \times 355 \cdot 10^{-3}}{1} = 169,84$$

$$N_{pl,a} - N_{cf} < \frac{2 \cdot b_{tf} \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a}$$

$$Z = \frac{N_{pl,a} - N_{cf}}{2 \cdot b_{tf} \cdot f_y} * \gamma_a + h_c + h_p$$

$$Z = \frac{271,22}{2 \times 0,046 \times 355 \cdot 10^3} \times 1 + 0,08 + 0,04$$

$$Z = 0,13m$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5(N_{pl,a} - N_{cf})(z + h_p)$$

$$M_{pl,Rd} = 271,22 \times (0,5 \times 0,8 + 0,5 \times 0,08 + 0,04) - 0,5 \times (271,22 - 141,95)(0,13 + 0,04)$$

$$M_{pl,Rd} = 119,2kN.m$$

$$M_{Ed,2} = 1,08kN.m < M_{pl,Rd} = 183,98kN.m$$

Condition vérifiée

3.2.2.6 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3,58 \times 355 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1} = 73,38$$

$$V_{Ed} = 4,32 < V_{pl,Rd} = 73,38$$

Condition vérifiée

3.2.2.7 Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{73,38}{2} = 36,69$$

$$V_{Ed} < \frac{V_{pl,Rd}}{2}$$

Condition vérifiée

Il n'y a donc pas d'interaction entre moment fléchissant et effort tranchant.

3.2.2.8 Détermination de la section d'armatures tendue dans le béton d'enrobage

Prenons 2HA10 de section $1,57 \text{ cm}^2$

3.2.2.9 Vérification du moment résistant au déversement

La semelle comprimée étant soutenue par la dalle, le risque de déversement est annulé.

3.2.2.10 Vérification de la condition de non-voilement par cisaillement

$$\frac{h_i}{h_w} = \frac{69,6}{3,8} = 18,32$$

$$124\varepsilon = 100,88$$

$$\frac{h_i}{t_w} < 124\varepsilon$$

Condition vérifiée

3.2.2.11 Vérifications de la flèche

$$n = 6,77$$

- L'aire homogénéisée de la section

$$A_h = 7,64 + \frac{12,5 \times 12}{6,77}$$

$$A_h = 29,83 \text{ cm}^2$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$m_h = 7,64 \times \left(\frac{8}{2} + 12 \right) + \frac{0,5 \times 12,5 \times 12^2}{6,77}$$

$$m_h = 255,18 \text{ cm}^3$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$V_h = \frac{255,18}{29,83}$$

$$V_h = 8,56 \text{ m}$$

- Moment d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure de la dalle

$$I_{sup} = 7,64 \left(\frac{8}{2} + 12 \right)^2 + 80,1 + \frac{12,5 \times 12^3}{3 \times 6,77}$$

$$I_{sup} = 3099,46 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à son centre de gravité

$$I_h = 2124,57 - 29,83 \times 8,56^2$$

$$I_h = 913,71 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 8,34 \times 1000^4}{384 \times 210000 \times 9137100}$$

$$f = 0,057 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1000}{250}$$

$$f_{adm} = 4 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

3.2.3 Poutres pour gradins

3.2.3.1 Charges appliquées à la poutre

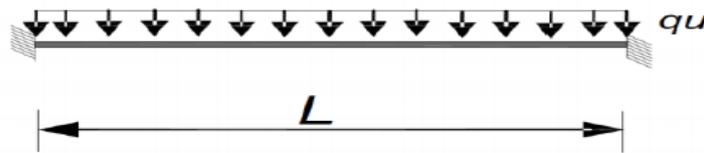


Figure 3-10 : Schéma statique d'une solive poutre

Caractéristiques de la poutre principale :

- Portée de poutre principale : $L = 12,93 \text{ m}$
- largeur reprise par la poutre principale : $l_{pp} = 1 \text{ m}$
- Entraxe des solives : $e_s = 4,31 \text{ m}$
- Poids propre de la solive : $P_{ps} = 0,06 \text{ KN/m}$.

$$\text{En ELU : } q_{u1} = [1,35G_{\text{plancher}} + 1,5Q] \times l_{pp} + 1,35 \times (P_{ps} \times \frac{e_s}{L} + G_{\text{mur}} \times L)$$

$$= [(1,35 \times 2,86) + (1,5 \times 5)] \times 1 + 1,35 \times [0,06 \times \frac{4,31}{12,93}]$$

$$= 11,38 \text{ KN/m}$$

$$\text{En ELS : } q_{ser1} = (G_{\text{plancher}} \times l_{pp} + P_{ps} \times \frac{e_s}{L} + Q)$$

$$= 2,86 \times 1 + 0,06 \times \frac{4,31}{12,93} + 5 = 7,88 \text{ KN/m}$$

3.2.3.2 Prédimensionnement de la poutre et choix du type de profilé

$$I_y \geq \frac{1250 q_{ser} \cdot L^3}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 7,88 \times 12,93^3}{384 \times 210000} \times 10^5$$

$$I_y \geq 26404,70 \text{ cm}^4$$

Prenons l'IPE 450.

Tableau 3-5 : Caractéristiques du profilé IPE 450

IPE 450								
G kg/m	A cm ²	h mm	h _i mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	
77,6	72,7	450	420,8	190	14,6	9,4	21,0	
I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{él,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm	d mm	
33740	1676	1500	1702	50,9	18,5	4,12	378,8	

Classe du profilé

D'après le catalogue des profilés laminés de l'entreprise profilARBED un IPE 450 en flexion est de classe 1.

3.2.3.3 Détermination des efforts sur la poutre

Poids propre de la poutre y compris le béton d'enrobage : $g = 2,74 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} \text{En ELU : } q_u &= q_{u1} + 1,35 \times P_{pp} = 11,38 + 1,35 \times 2,74 \\ &= 15,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{En ELS : } q_{ser} = q_{ser1} + P_{pp} = 7,8 + 2,74 = 10,54 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{15,07 \times 12,93^2}{8} = 314,94 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = \frac{15,07 \times 12,93}{2} = 97,43 \text{ kN}$$

3.2.3.4 Vérification de la résistance au moment fléchissant

$$M_{apl,Rd} = \frac{1702 \times 355 \times 10^{-3}}{1} = 604,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed} \leq M_{apl,Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.3.5 Vérification de la résistance à l'effort tranchant (EN 1993-1-1 §6.2.6)

$$V_{Ed} = 97,43 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{50,9 \times 355 \times 10^{-1}}{\sqrt{3}} = 1043,25 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.3.6 Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} = 521,62 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.3.7 Détermination de la section d'armatures tendue dans le béton d'enrobage (EN 1994-1-1 §5.3.2).

Prenons 2HA10 de section $1,57 \text{ cm}^2$

3.2.3.8 Vérification du moment résistant au déversement

Le profilé étant maintenu latéralement par les solives, il n'y a pas de risque de déversement

$$\frac{h_i}{t_w} = \frac{1702}{9,4} = 181,06$$

$$124\varepsilon = 100,88$$

$$\frac{h_i}{t_w} < 124\varepsilon \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.3.9 Vérification de la flèche

$$n = 6,77$$

- L'aire homogénéisée de la section

$$A_h = 72,7 + \frac{100 \times 12}{6,77}$$

$$A_h = 249,96 \text{ cm}^2$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$m_h = 72,7 \times \left(\frac{45}{2} + 12 \right) + \frac{0,5 \times 100 \times 12^2}{6,77}$$

$$m_h = 3564,77 \text{ cm}^3$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$V_h = \frac{2564,77}{249,96}$$

$$V_h = 14,26 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure de la dalle

$$I_{sup} = 72,7 \left(\frac{45}{2} + 12 \right)^2 + 33740 + \frac{100 \times 12^3}{3 \times 6,77}$$

$$I_{sup} = 120980,19 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à son centre de gravité

$$I_h = 120980,19 - 249,96 \times 14,26^2$$

$$I_h = 70151,42 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 7,88 \times 12930^4}{384 \times 210000 \times 701514200}$$

$$f = 19,47 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{12930}{250}$$

$$f_{adm} = 51,72 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifié

3.2.4 Calcul de la poutre crémaillère

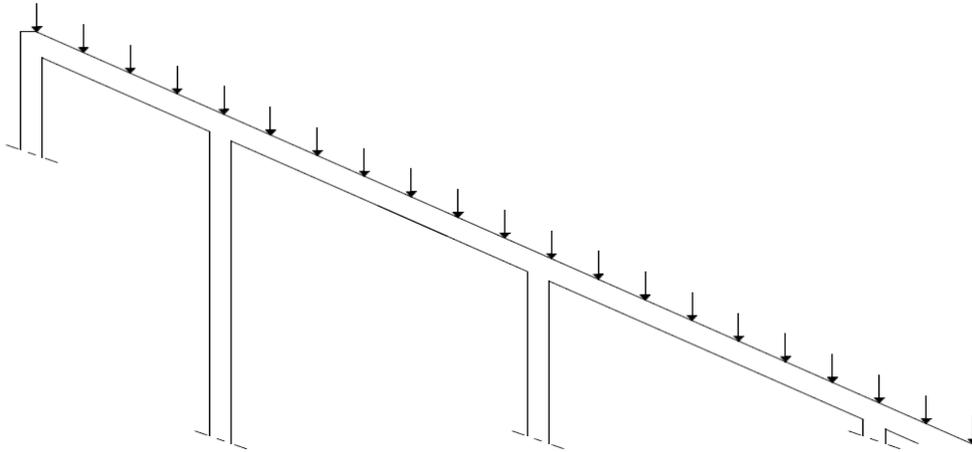


Figure 3-11 : Schéma illustrant la descente de charge sur la poutre crémaillère

Caractéristiques de la poutre crémaillère :

- Portée de la poutre crémaillère : $L=11,85$ m
- Largeur reprise par la poutre crémaillère : $l_{pc} = 8,93$ m
- Entraxe des poutres : $e_p = 1$ m
- Poids propre de la poutre principale : $P_{pp} = 2,74$ KN/m.

$$\begin{aligned} \text{En ELU : } q_{u1} &= [1,35G_{\text{plancher}} + 1,5Q] \times l_{pc} + 1,35 \times (P_{pp} \times \frac{e_p}{L}) \\ &= [(1,35 \times 2,86) + (1,5 \times 5)] \times 8,93 + 1,35 \times [2,74 \times \frac{1}{11,85}] \\ &= 102,77 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{En ELS : } q_{ser1} &= (G_{\text{plancher}} \times l_{pc} + P_{pp} \times \frac{e_p}{L} + Q) \\ &= 2,86 \times 8,93 + 2,74 \times \frac{1}{11,85} + 5 = 30,77 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

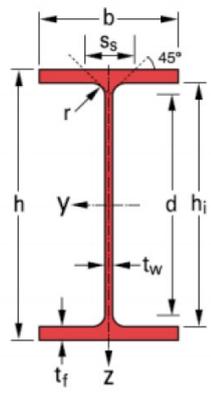
3.2.4.1 Prédimensionnement de la poutre et choix du type de profilé

$$\begin{aligned} I_y &\geq \frac{1250 q_{ser} \cdot L^3}{384E} \\ I_y &\geq \frac{1250 \times 30,77 \times 11,85^3}{384 \times 210000} \times 10^5 \\ I_y &\geq 79367,38 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Prenons l' IPE 600.

Tableau 3-6 : Caractéristiques du profilé IPE 600

IPE 600							
G kg/m	A cm ²	h mm	h _i mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm
122	156	600	562,0	220	19,0	12,0	24,0
I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{él,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm	d mm
92080	3387	3070	3512	83,8	24,3	4,66	514,0



Classe du profilé

D'après le catalogue des profilés laminés de l'entreprise profilARBED un IPE 600 en flexion est de classe 1.

3.2.4.2 Détermination des efforts sur la poutre

Poids propre de la poutre y compris le béton d'enrobage : $g=4,13 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} \text{En ELU : } q_u &= q_{u1} + 1.35 \times P_{pp} = 102,77 + 1,35 \times 4,13 \\ &= 108,35 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\text{En ELS : } q_{ser} = q_{ser1} + P_{pp} = 7,88 + 4,13 = 12,01 \text{ KN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{108,35 \times 11,85^2}{8} = 1901,85 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = \frac{108,35 \times 11,85}{2} = 642 \text{ kN}$$

3.2.4.3 Vérification de la résistance au moment fléchissant

$$M_{apl,Rd} = \frac{3512 \times 355 \times 10^{-3}}{1} = 1246,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed} \leq M_{apl,Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.4.4 Vérification de la résistance à l'effort tranchant (EN 1993-1-1 §6.2.6)

$$V_{Ed} = 642 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{83,8 \times 355 \times 10^{-1}}{\sqrt{3}} = 1717,56 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Condition vérifiée

3.2.4.5 Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} = 858,78 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$$

Condition vérifiée

3.2.4.6 Détermination de la section d'armatures tendue dans le béton d'enrobage (EN 1994-1-1 §5.3.2).

Prenons 2HA10 de section $1,57 \text{ cm}^2$

3.2.4.7 Vérification du moment résistant au déversement

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(KL)^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GK}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 - (C_2 Z_g - C_3 Z_j)}$$

Avec :

$$k = 1; k_w = 1; C_1 = 1,132; C_2 = 0,459; C_3 = 0,525; E = 210000 \text{ MPa};$$

$$G = 8,1 \cdot 10^4 \text{ MPa}; Z_g = Z_j = 0; L = 11,85 \text{ m}$$

M_{cr}

$$= 1,132 \times \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \times 3387 \cdot 10^4}{(1 \times 11850)^2} \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{2848 \cdot 10^6}{3387 \cdot 10^4} + \frac{(1 \times 11850)^2 \times 8,1 \cdot 10^5 \times 1}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \times 3387 \cdot 10^4} + (0,459 \times 0 - 0,525 \times 0)^2 - (0,459 \times 0 - 0,525 \times 0)}$$

$$= 5,24 \text{ kN.m}$$

✚ Calcul de $\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 3512 \times 355 \cdot 10^{-3}}{5,24}} = 15,43$$

$\lambda_{lt} = 15,43 > 0,2$ Donc il y a risque de déversement

✚ Calcul de $\phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21(15,43 - 0,2) + 15,43^2] = 121,15$$

✚ Calcul de $\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{121,15 + \sqrt{121,15^2 - 15,43^2}}$$

$$\chi_{lt} = 0,0042$$

✚ Calcul de $M_{b,Rd}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = 0,042 \times 1 \times \frac{3512 \times 355}{1,1}$$

$$M_{b,Rd} = 41760,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed} = 1901,85 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 41760,36 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

3.2.4.8 Vérification de la flèche

$$n = 6,77$$

- L'aire homogénéisée de la section

$$A_h = 1738,87 \text{ cm}^2$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$m_h = 16049,2 \text{ cm}^3$$

- Centre de gravité de la section homogénéisée par rapport à la fibre supérieure

$$V_h = \frac{16049,2}{1738,87}$$

$$V_h = 9,23 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure de la dalle

$$I_{sup} = 156 \left(\frac{60}{2} + 12 \right)^2 + 92080 + \frac{893 \times 12^3}{3 \times 6,77}$$

$$I_{sup} = 443\,241,55 \text{ cm}^4$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à son centre de gravité**

$$I_h = 443\,241,55 - 1738,87 \times 9,23^2$$

$$I_h = 295\,102,17 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,08 \times 11850^4}{384 \times 210000 \times 295\,102\,1700}$$

$$f = 5 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{11850}{250}$$

$$f_{adm} = 47,4 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

3.3 Calcul du poteau

Pour notre exemple nous choisirons le poteau P10. Il sera totalement mixte enrobé.

Notre poteau étant doublement symétrique et de section uniforme sur toute sa longueur, nous allons utiliser la méthode simplifiée.

3.3.1 Charges appliquées au poteau

R+1

- Poids propre de la poutre principale PP3 y compris le béton d'enrobage : 10,28kN/m
- Poids propre de la poutre principale PP7 y compris le béton d'enrobage : 3,29kN/m
- Poids propre de la solive y compris le béton d'enrobage : 1,25kN/ml
- Poids du mur : 6,31kN/m²
- Poids de la dalle : 6,28kN/m²

$$G1 = 10,28 \times 9,15 + 3,29 \times 3,04 + 1,25 \times 3,98 \times 3 + 6,31 \times 9,15 + 6,28 \times 31,83$$

$$G1 = 492,1 \text{ kN}$$

$$Q1 = 1 \times 31,83 = 31,83 \text{ kN}$$

RDC

- Poids propre de la poutre principale PP3 y compris le béton d'enrobage : 10,28kN/ml
- Poids propre de la poutre principale PP7 y compris le béton d'enrobage : 3,29kN/m
- Poids propre de la solive y compris le béton d'enrobage : 1,25kN/ml
- Poids du mur : 7,98kN/m²
- Poids de la dalle : 3,57kN/m²

$$G2 = 10,28 \times 9,15 + 3,29 \times 3,04 + 1,25 \times 2,58 \times 1 + 7,89 \times (3,04 + 9,15) + 3,57 \times 8,07$$

$$G2 = 222,2 \text{ kN}$$

$$Q2 = 4 \times 8,07 = 32,28 \text{ kN}$$

• **Combinaison des charges :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35(G1 + G2) + 1,5(Q1 + Q2) = 1060,46 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_{ser} = (G1 + G2) + (Q1 + Q2) = 778,41 \text{ kN}$$

$$N_u = N_{sd} = 1060,46 \text{ kN.}$$

3.3.2 Prédimensionnement du poteau et choix du type de profilé

$\beta = 1 \rightarrow$ classe 1.

On suppose que $\lambda = 0,5$

$$N_u = N_{sd} = 1060,46 \text{ kN}$$

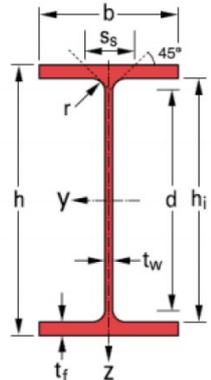
$$N_{sd} \leq \frac{\lambda \cdot \beta \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{M1} \cdot N_{sd}}{\lambda \cdot \beta \cdot f_y}$$

$$A \geq \frac{1,1 \times 1060,46}{0,5 \times 1 \times 23,5}$$

$A \geq 99,28 \text{ cm}^2$ soit un HE 300M

Tableau 3-7 : Caractéristiques du profilé HE 300M

HE 300M							
G kg/m	A cm ²	h mm	h _i mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm
238	303,1	340	262	310	39,0	21,0	27,0
I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{él,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm	d mm
59200	19400	3482	4078	90,53	13,98	8,0	208



✚ Calcul des Aires :

- **Section du béton**

$$40 < C_y < 0,4 \times 310 = 124$$

$$40 < C_z < 0,3 \times 340 = 102$$

En retenant $C_y = C_z = 70\text{mm}$, on a :

$$\begin{cases} b_c = 310 + 2 \times 70 \\ h_c = 340 + 2 \times 70 \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_c = 450 \\ h_c = 480 \end{cases}$$

- **Section d'armatures**

A_a est défini dans le catalogue des profilés métalliques;

$$A_s = 0,003(450 \times 480 \times 10^{-2} - 303,1) = 5,57\text{cm}^2$$

Prenons 6HA12 de section $6,79\text{cm}^2$

$$\frac{6,79}{(45 \times 48 - 303,1)} \times 100 = 0,36\% < 4\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.3.3 Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la section

- **Calcul des aires**

- Acier : $A_a = 303,1\text{cm}^2$
- Armature : $A_s = 6,79\text{cm}^2$
- Béton : $A_c = 45 \times 48 - 6,79 - 303,1 = 1850,11\text{cm}^2$

- **Calcul des moments d'inertie**

- ✚ **Suivant axe fort y-y**

- Acier

$I_{a,yy}$ est définis dans le catalogue des profilés métalliques

D'après le catalogue des profilés métalliques on a : $I_{a,yy} = 59200\text{cm}^4$

- Armature

$$I_{s,yy} = 6,79 \left(\frac{45}{2} - \frac{5}{2} \right)^2 = 2716\text{cm}^4$$

- Béton

$$I_{c,yy} = \frac{45 \times 48^3}{12} - 59200 - 2716 = 355804\text{cm}^4$$

- ✚ **Suivant faible z-z**

- Acier

$I_{a,zz}$ est définis dans le catalogue des profilés métalliques

D'après le catalogue des profilés métalliques on a : $I_{a,zz} = 19400\text{cm}^4$

- Armature

$$I_{s,zz} = 6,79 \left(\frac{48}{2} - \frac{5}{2} \right)^2 = 3\,138,67$$

- Béton

$$I_{c,zz} = \frac{48 \times 45^3}{12} - 19400 - 3138,67 = 341\,961,32 \text{ cm}^4$$

3.3.4 Calcul des modules de résistance plastique :

$W_{pa,yy}$ et $W_{pa,zz}$ sont définis dans le catalogue des profilés métalliques

✚ Suivant fort y-y

- Acier

$$W_{pa,yy} = 4078 \text{ cm}^3$$

- Armature

$$w_{ps,yy} = 6,79 \left(\frac{45}{2} - \frac{5}{2} \right) = 135,8 \text{ cm}^3$$

- Béton

$$W_{pc,yy} = \frac{45^3}{4} - 4078 - 135,8 = 18\,567,45 \text{ cm}^3$$

✚ Suivant faible z-z

- Acier

$$W_{pa,zz} = 1913 \text{ cm}^3$$

- Armature

$$W_{ps,zz} = 6,79 \left(\frac{48}{2} - \frac{5}{2} \right) = 146 \text{ cm}^3$$

- Béton

$$W_{pc,zz} = \frac{48^3}{4} - 1913 - 146 = 25\,589 \text{ cm}^3$$

3.3.5 Vérifier l'applicabilité de la méthode simplifiée (EN 1994-1-1 §4.8.3.1 (3))

- Le poteau est doublement symétrique ;
- Coefficient de participation de l'acier δ

$$N_{pl,Rd} = (303,1 \times 355 + 0,85 \times 1850,11 \times 16,7 + 6,79 \times 347,9) \times 10^{-1}$$

$$N_{pl,Rd} = 13\,622,5 \text{ kN}$$

$$\delta = \frac{303,1 \times 355 \times 10^{-1}}{13622,5} = 0,79$$

$$0,2 < \delta = 0,79 < 0,9 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul de la rigidité en flexion suivant les axes y-y et z-z

$$(EI)_{eff,yy} = 2,1 \cdot 10^5 \times 59200 \cdot 10^4 + 0,6 \times 31000 \times 355 \cdot 804 \cdot 10^4 + 2,1 \cdot 10^5 \times 2716 \cdot 10^4$$

$$(EI)_{eff,yy} = 197\,090,75 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$(EI)_{eff,zz} = 2,1 \cdot 10^5 \times 19400 \cdot 10^4 + 0,6 \times 31000 \times 341961,32 \cdot 10^4 + 2,1 \cdot 10^5 \times 3138,67 \cdot 10^4$$

$$(EI)_{eff,zz} = 110\,936,02 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

- Calculer les efforts critiques

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times 197\,090,75}{3,8^2} = 134\,709,68 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times 110\,936,02}{3,8^2} = 75\,823,73 \text{ kN}$$

- Calculer la résistance plastique de la section mixte à l'effort normal de compression

$$N_{pl,Rk} = (303,1 \times 355 + 0,85 \times 1850,11 \times 25 + 6,79 \times 400) \times 10^{-1}$$

$$N_{pl,Rk} = 14\,963,13 \text{ kN}$$

- vérification des élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{14963,13}{134709,68}} = 0,33$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{14963,13}{75823,73}} = 0,44$$

$$(\bar{\lambda}_y = 0,33 ; \bar{\lambda}_z = 0,44) < 2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.3.6 Vérification de la résistance du poteau sous charge axiale (EN 1993-1-1 §6.2.6)

- Suivant l'axe y-y

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34(0,33 - 0,2) + 0,33^2 \right] = 0,58$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,33^2}} = 0,75$$

✚ Suivant l'axe z-z

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5[1 + 0,49(0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,66$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,66 + \sqrt{0,66^2 - 0,44^2}} = 0,87$$

$$\chi = \min(0,75; 0,87) = 0,75$$

Poids propre de la poutre y compris le béton d'enrobage : $g=4,94 \text{ kN/m}$

$$N'_{sd} = N_{sd} + 1,35g \cdot H = 1060,46 + 1,35 \times 4,94 \times 3,8$$

$$N'_{sd} = 1085,79 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{1085,79}{0,75 \times 14\,963,13} = 0,097$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} < 1$$

Condition vérifiée

3.3.7 Vérification de la compression et la flexion uni-axiale suivant les différents axes.

Selon la clause 6.7.3.6, EN 1994-1-1 : 2004, un poteau en compression et en flexion uniaxiale est résistant si la condition suivante est satisfaite : $\frac{M_{y,Ed}}{\alpha_{My} \cdot \mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\alpha_{Mz} \cdot \mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1$

Avec :

α_M : Coefficient lié à la flexion d'un poteau mixte selon l'axe d'étude

μ_d : Facteur lié au calcul pour la compression et la flexion lié à l'axe d'étude

$M_{pl,Rd}$: Valeur de calcul du moment résistant plastique selon l'axe de la section mixte avec connexion complète

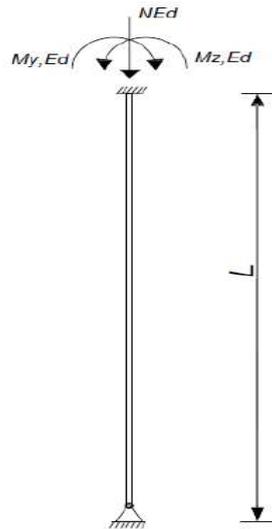


Figure 3-12 : Schéma statique poteau mixte sous compression et flexion biaxiale

Afin de déterminer la résistance de la section transversale, il est nécessaire de procéder à une vérification du comportement dans chacun des plans principaux, en prenant en compte l'élanement, la distribution des moments fléchissant et la résistance en flexion associés au plan de sollicitation considéré. La résistance en section du poteau mixte sous combinaison de compression et de flexion uniaxiale est définie par une courbe d'interaction M-N. Etant donné qu'on utilisera la méthode simplifiée, cette courbe peut être remplacée par un polygone d'interaction ACDB qui traduit diverses positions particulières de l'axe neutre plastique dans la section droite et en calculant pour chacune de ces positions, la résistance de la section droite à partir de l'hypothèse des blocs de contrainte, ce qui, à partir des deux équations d'équilibre de translation et de rotation, fournit le couple (M, N) des efforts résistants concomitants, clause 6.7.3.2 (5), EN 1994-1-1 : 2004 . Le polygone d'interaction N-M est illustré à la Figure 6.19 d'EN 1994-1-1 : 2004. La version modifiée du polygone d'interaction, qui fait référence au poteau avec une section en H entièrement enrobée de béton, est montrée à la figure ci-dessous :

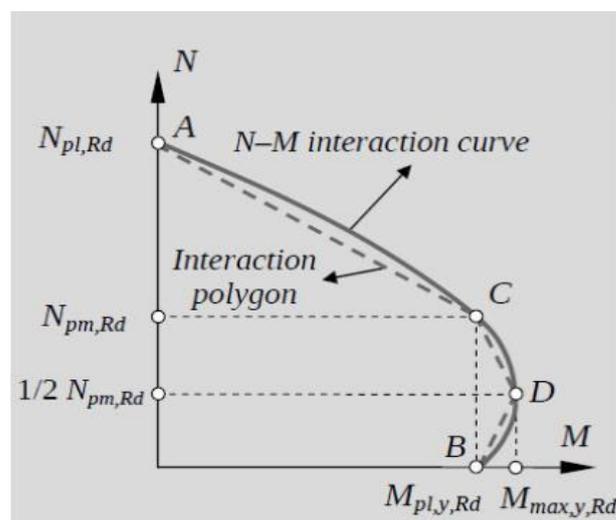


Figure 3-13 : Polygone d'interaction N-M

Au point A, seul l'effort de compression est considéré et le schéma des blocs de contraintes se traduit comme suit :

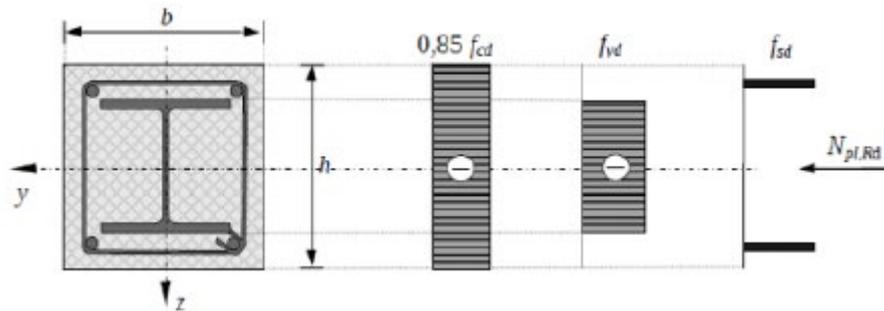


Figure 3-14 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

Résistance à la compression $N_A = N_{pl,Rd} = 13\,622,5\text{ kN}$;

Moment résistant $M_A = 0\text{ kN.m}$

- Point D :

Le point D de cette courbe d'interaction correspond au maximum du moment résistant $M_{max,Rd}$ supérieur à $M_{pl,Rd}$. En effet, dans un poteau mixte, l'augmentation de la charge axiale retarde la fissuration par traction du béton et rend ainsi le poteau mixte plus apte à résister à la flexion. Le schéma de blocs de contraintes se traduit comme suit :

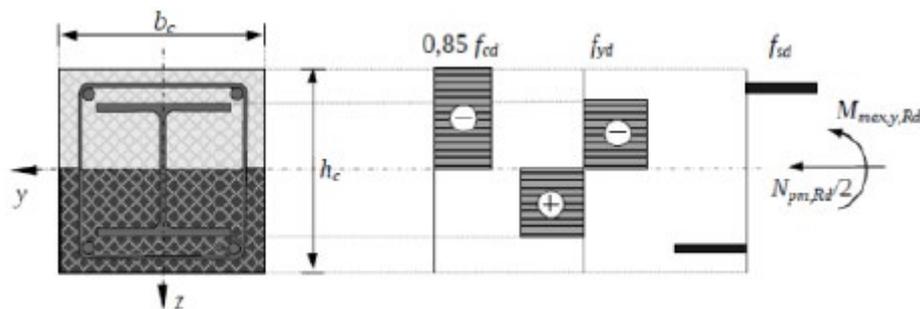


Figure 3-15 : Diagramme des contraintes du point D sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_D = \frac{N_{pm,Rd}}{2} = \frac{2\,626,23}{2} = 1\,313,12\text{ kN}$$

$$M_D = M_{max,y,Rd} = 1\,623,86\text{ kN.m}$$

- Point C :

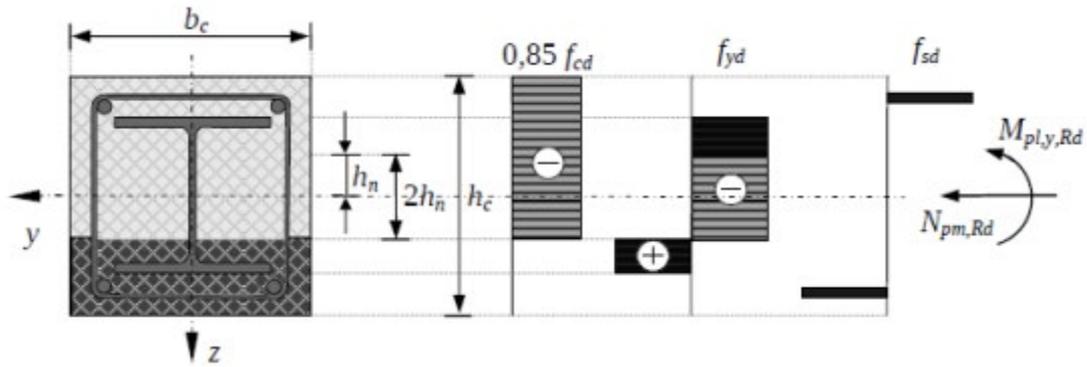


Figure 3-16 : Diagramme des contraintes du point C sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_C = N_{pm,Rd} = 2\,626,23 \text{ kN} ;$$

$$M_C = M_{pl,y,Rd} = 1\,581,43 \text{ kN.m}$$

- Point B :

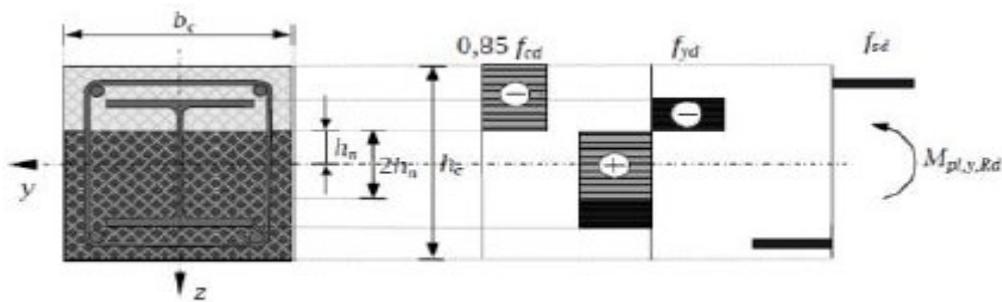


Figure 3-17 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_B = 0 \text{ kN} ;$$

$$M_B = M_C = 1\,581,43 \text{ kN.m}$$

✚ Représentation du polygone d'interaction (N-M).

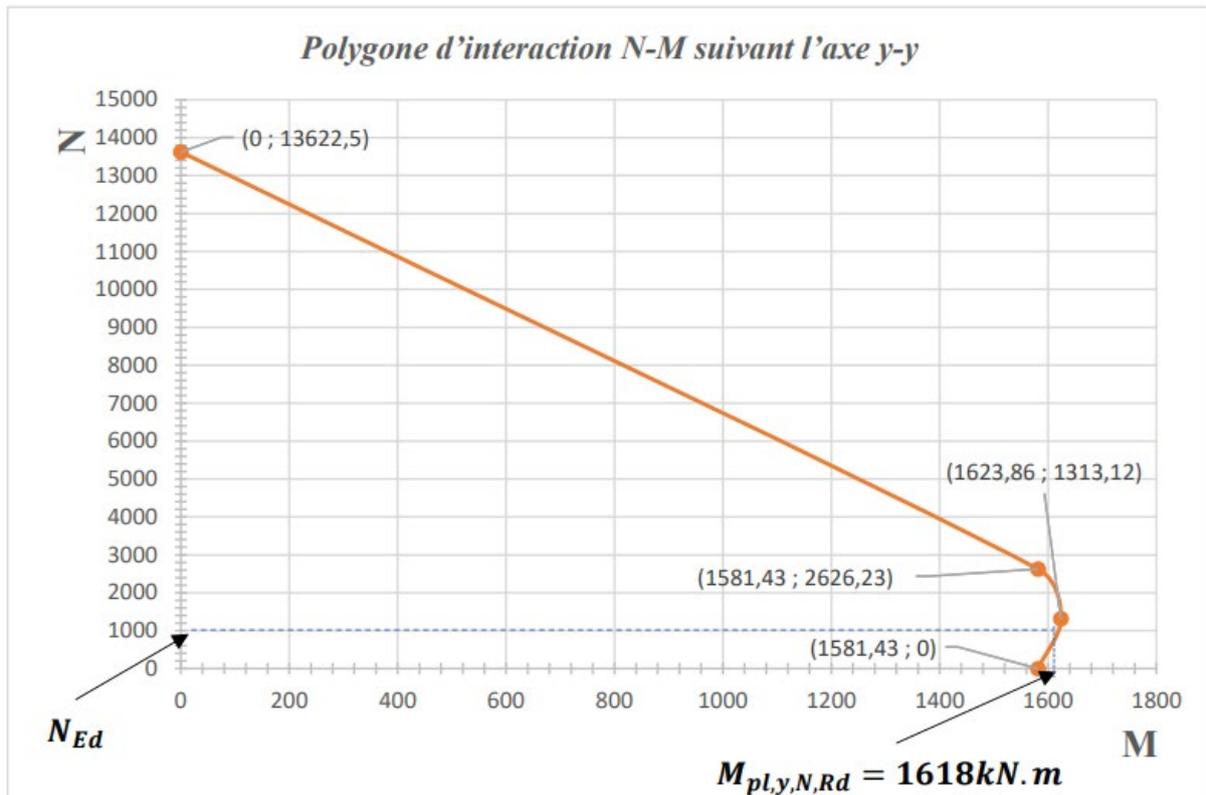


Figure 3-18 : Polygone d'interaction (N-M) suivant l'axe Y-Y

✚ Calcul de $\mu_{dy} = \frac{M_{pl,y,N,Rd}}{M_{pl,y,Ed}}$

$$\mu_{dy} = \frac{1618}{1581,43} = 1,02$$

3.3.7.2 Suivant l'axe z-z

$$M_{max,z,Rd} = (1913 \times 355 + 0,5 \times 25589 \times 0,85 \times 16,7 + 146 \times 347,8) \cdot 10^{-3}$$

$$M_{max,z,Rd} = 911,51 \text{ kN.m}$$

✚ **Position de h_n**

$$h_n = \frac{2626,23}{2 \times 0,48 \times 0,85 \times 16,7 \cdot 10^3 + 2 \times 0,039(2 \times 355 \cdot 10^3 - 0,85 \times 16,7 \cdot 10^3)}$$

$$h_n = 0,039 \text{ m}$$

✚ **Module plastique de l'acier dans la région $2h_n$:**

$$W_{pl,z,a,n} = 0,039 \times 0,039^2$$

$$W_{pl,z,a,n} = 59,32 \text{ cm}^3$$

✚ **Module plastique des armatures dans la région $2h_n$:**

$$W_{pl,z,s,n} = 0 \text{ cm}^3$$

✚ **Module plastique du béton dans la région $2h_n$:**

$$W_{pl,z,c,n} = 0,48 \times 0,039^2 \cdot 10^6 - 59,32 - 0$$

$$W_{pl,z,c,n} = 670,76 \text{ cm}^3$$

$$M_{n,z,Rd} = 59,32 \times 355 \cdot 10^{-3} + 0 + \frac{670,76 \times 16,7 \cdot 10^{-3}}{2}$$

$$M_{n,z,Rd} = 26,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = 911,51 - 26,67$$

$$M_{pl,z,Rd} = 884,85 \text{ kN.m}$$

- Point A :

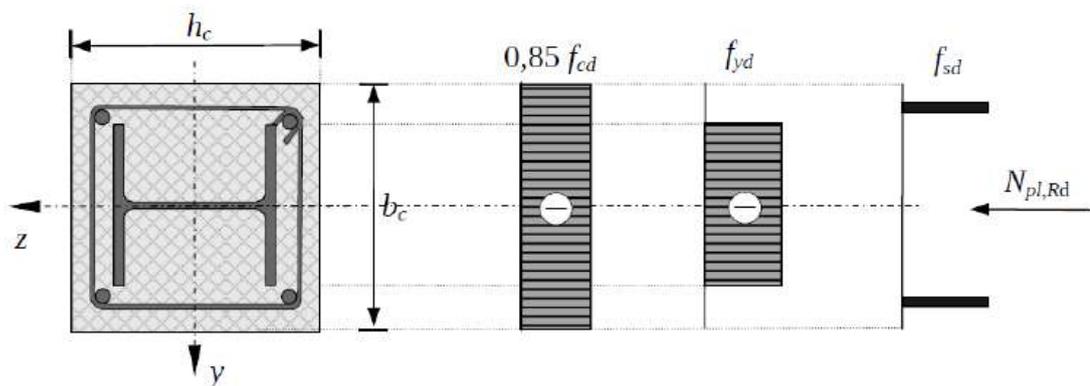


Figure 3-19 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (Darko Dujmovic et al, 2014)

$$N_A = N_{pl,Rd} = 14\,963,13 \quad ;$$

$$M_A = 0 \text{ kN.m}$$

- Point D :

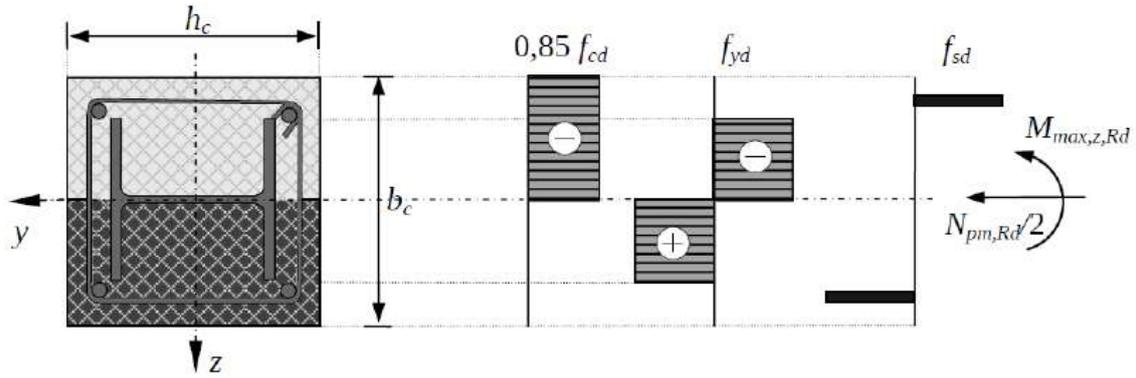


Figure 3-20 : Diagramme des contraintes du point D sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z
(source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_D = \frac{2\,626,23}{2} = 1\,313,12 \text{ kN}$$

$$M_D = M_{max,z,Rd} = 911,51 \text{ kN.m}$$

- Point C :

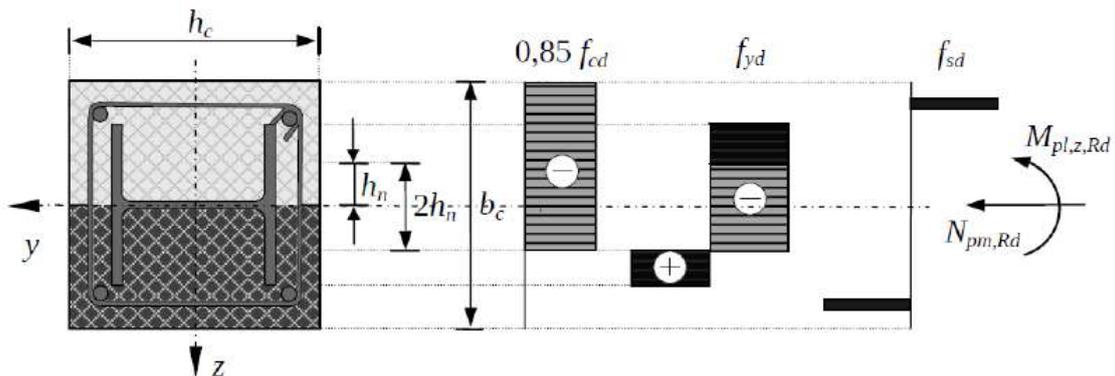


Figure 3-21 : Diagramme des contraintes du point C sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z
(source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_C = N_{pm,Rd} = 2\,626,23 \text{ kN} ;$$

$$M_C = M_{pl,z,Rd} = 884,85 \text{ kN.m.}$$

- Point B :

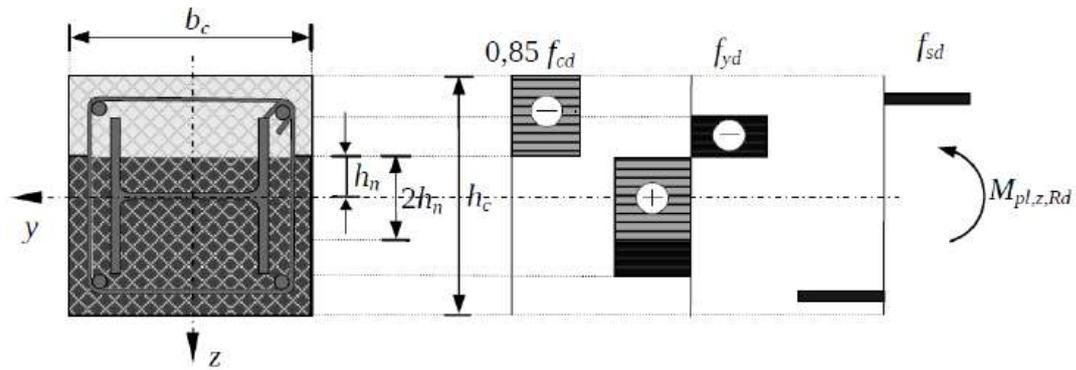


Figure 3-22 : Diagramme des contraintes du point B sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_B = 0 \text{ kN} ;$$

$$M_B = M_C = 884,85 \text{ kN.m}$$

➦ Représentation du polygone d'interaction (N-M).

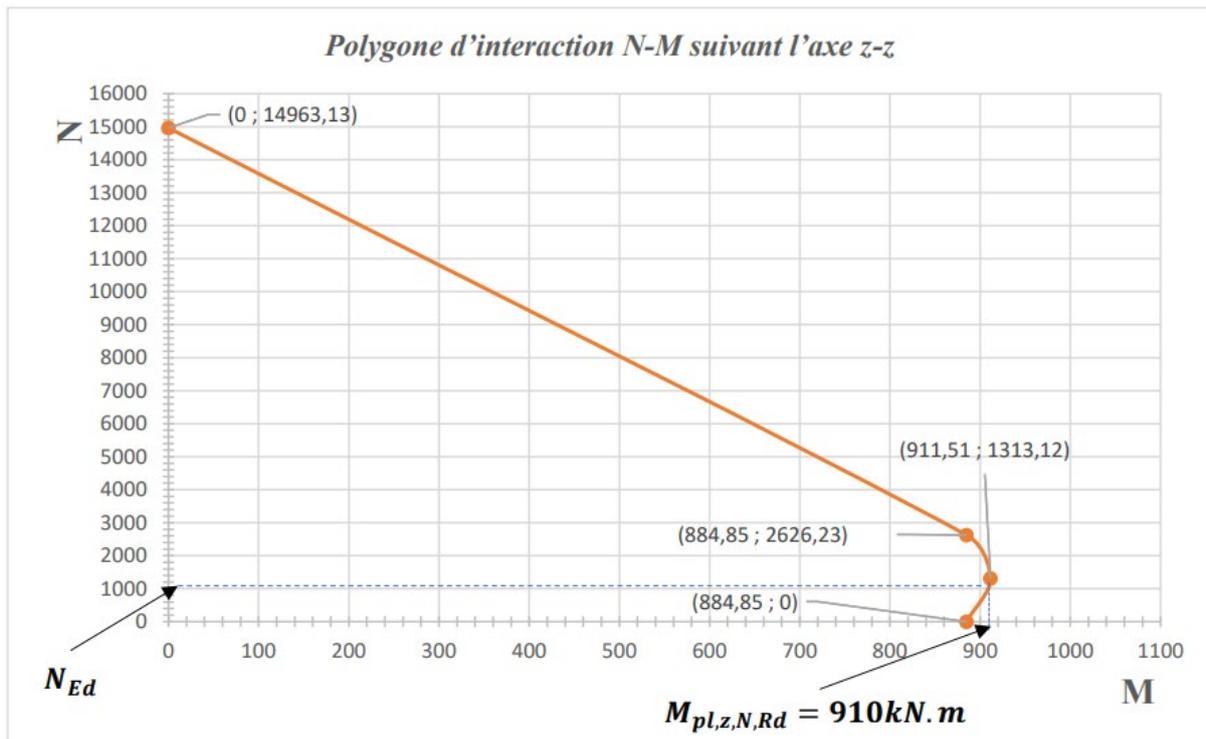


Figure 3-23 : Polygone d'interaction (N-M) suivant l'axe Z-Z

$$➦ \text{ Calcul de } \mu_{dz} = \frac{910}{884,85} = 1,02$$

3.3.8 Vérification de la compression et de la flexion biaxiale suivant les.

D'après la clause 6.7.3.7(2), EN 1994-1-1 :2004 pour la vérification le long du poteau la condition suivante doit être satisfaite :

$$\frac{M_{y,Ed}}{\alpha_{My} \cdot \mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\alpha_{Mz} \cdot \mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

3.3.9 Vérification des conditions de non voilement local des parois des éléments structuraux en acier (clauses 6.7.1(9) et 6.7.5.1(2), EN 1994-1-1 : 2004)

La présence du béton dans les profilés totalement enrobés annule le danger d'instabilité par voilement local des parois en acier si l'épaisseur d'enrobage de béton est suffisante. Elle ne peut être inférieure au maximum des deux valeurs suivantes, à savoir 40 mm et 1/6 de la largeur b d'une semelle. Cet enrobage est prévu pour prévenir tout éclatement prématuré du béton et doit être armé transversalement.

$$\text{On a : } c_y = 70\text{mm et } \max\left(\frac{450}{6}; 40\right) = 75\text{mm}$$

Par la suite,

$$c_y = 70 < \max\left(\frac{450}{6}; 40\right) \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de voilement

3.4 Calcul des fondations

Les fondations d'un ouvrage de génie civil constituent la partie invisible (infrastructure) d'une structure qui a pour rôle de transmettre et de répartir les charges au bon sol tout en étant en contact avec ce dernier. Nous avons plusieurs types de fondations :

- ✚ Les fondations superficielles (Semelles isolées, semelles filantes, radiers généraux etc...);
- ✚ Les fondations profondes ;
- ✚ les fondations semi-profondes.

Pour notre projet, nous avons choisi des semelles isolées sous poteaux avec une contrainte au sol de 2,5bars. La profondeur des fondations est de 0,8mm conformément aux résultats issus de l'étude du sol des fondations. Nous choisirons de calculer la semelle isolée S1.

Le calcul sera fait suivant la réglementation du **DTU 13-12**.

✓ Dimensionnement manuel de la Semelle isolée

✚ Condition

$$\sigma_{\text{semelle}} < \sigma_{\text{adm}}$$

A l'ELS, on a :

Poids propre du poteau y compris le béton d'enrobage : $g=4,94 \text{ kN/m}$

$$N'_{ser} = N_{ser} + g \cdot H = 778,41 + 4,94 \times 3,8$$

$$N'_{ser} = 797,18 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N'_{ser}}{A \times B} ; \text{ or } N'_{ser} = 0,797 \text{ MN} , \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar}$$

$$2,5 \cdot 10^5 \geq \frac{7,97 \cdot 10^5}{A \times B}$$

Suivant le rapport homothétique, on a :

$$\frac{a}{A} = \frac{b}{B} \implies B = \frac{b}{a} * A$$

Avec

$$a = 0,45 \text{ m } b = 0,48 \text{ m}$$

On suppose que $A \times B = A^2$

$$\frac{N'_{ser}}{A^2 \times \frac{b}{a}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$A \geq \sqrt{\left(\frac{a}{b} \times \frac{N'_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}\right)}$$

$$A \geq \sqrt{\left(\frac{0,45}{0,48} \times \frac{7,97}{2,5}\right)}$$

$$A \geq 2,98 \text{ m}$$

Prenons :

$$A = 300 \text{ cm}$$

$$B = \frac{b}{a} * A = \frac{0,48}{0,45} \times 3$$

$$B = 320 \text{ m}$$

Calcul de d

Condition de non fragilité et de non poinçonnement, on a :

$$\begin{cases} \frac{A - a}{4} \leq d \leq A - a \\ \frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{300 - 45}{4} \leq d \leq 300 - 45 \\ \frac{320 - 48}{4} \leq d \leq 320 - 48 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 63,75 \leq d \leq 255 \\ 68 \leq d \leq 272 \end{cases} ;$$

Prenons : $d = 75$ cm.

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$h = 75 + 5 \text{ cm}$$

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

Donc la semelle est de dimension : $300 \times 320 \times 80 \text{ cm}^3$

✚ Vérification de la contrainte engendrée par la semelle S1

$$N''_{ser} = N'_{ser} + N_{G \text{ semelle}}$$

$$\text{Poids propre } N_{G \text{ semelle}} = \rho * A * B * h = 25 \times 3 \times 3,2 \times 0,8 = 192 \text{ kN}$$

$$N''_{ser} = 797,18 + 192$$

$$N''_{ser} = 989,18 \text{ kN} \text{ ou } N''_{ser} = 1 \text{ MN}$$

$$\frac{N''_{ser}}{A * B} = \frac{1}{3 \times 3,2}$$

$$\frac{N''_{ser}}{A * B} = 0,1 \text{ MN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,25 > \frac{N''_{ser}}{A * B} = 0,1$$

Condition vérifié

✚ Calcul de la section des armatures suivant la méthode des bielles

- Armatures parallèles au côté A

$$A_{su/A} = \frac{N''_{ser}}{8 * d * f_{su}} (A - a)$$

$$A_{su/A} = \frac{1}{8 * 0,8 * 347,8} (3 - 0,45) \times 10^4$$

$$A_{su/A} = 11,45 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles au côté B

$$A_{su/B} = \frac{1}{8 * 0,8 * 347,8} (3,2 - 0,48) \times 10^4$$

$$A_{su/B} = 11,32 \text{ cm}^2$$

La fissuration étant préjudiciable, les sections d'acier calculées seront majorées de 10%.

Retenons $\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures parallèles au côté A: 16HA12 totalisant une section de } 18,10 \text{ cm}^2 \\ \text{Armatures parallèles au côté B: 16HA12 totalisant une section de } 18,10 \text{ cm}^2 \\ \text{Espacement} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

CHAPITRE 4 : CALCUL DES ASSEMBLAGE

4.1 Assemblages solives-poutres principales

4.1.1 Choix des caractéristiques des boulons à utiliser.

Les caractéristiques nécessaires sont :

- ✓ nombre de boulons : $n = 3$
- ✓ le diamètre du boulon $d=12$;
- ✓ le diamètre du trou $d_0 = 13$;
- ✓ la classe du boulon 4.6 ;
- ✓ la résistance nominale à la traction $f_{ub} = 400MPa$;
- ✓ la section résistante du boulon $A_s = 84,3mm^2$;
- ✓ la section nominale du boulon $A=113mm^2$.

4.1.2 Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la cornière à utiliser pour commencer le dimensionnement de l'assemblage.

- type de cornière : $L 80 \times 80 \times 8$
- nuance d'acier : S235 ;
- contrainte de rupture à la traction : $f_u = 360 MPa$;
- nombre de cornière : $n_c = 2$.

4.1.3 Détermination l'effort N_{Ed} à transférer de la solive à la poutre principale.

Comme la solive est simplement appuyée sur la poutre principale, l'effort N_{Ed} correspond à la réaction d'appui de la solive due au chargement de cette dernière.

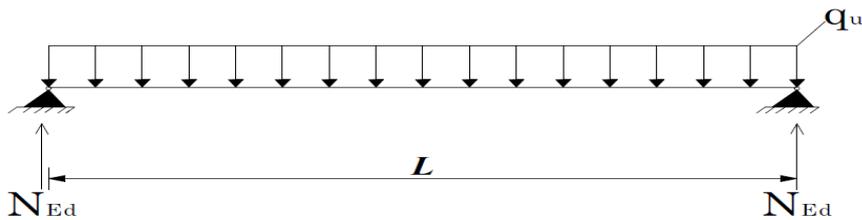


Figure 4-1 : Schéma statique de la solive sur la poutre principale

$$N_{Ed} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{8,76 \times 7,96}{2} = 34,87 \text{ kN}$$

4.1.4 Détermination des limites pour les entraxes et pinces des trous dans les ailes des cornières.

- ✓ Dispositions relatives aux limites pour les entraxes et pinces des trous dans les ailes des cornières :

$$t = \min (8 ; 6,6 ; 25,0) = 6,6 \text{ mm}$$

- ✓ Les limites pour les entraxes pour des trous circulaires sont :
- $2,2 \times 13 \leq p_1 \leq \text{Min}(14 \times 6,6 \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$$28,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 92,4 \text{ mm}$$

$$p_1 = 60$$

- $2,4 \times 13 \leq p_2 \leq \text{Min}(14 \times 6,6 \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$$31,2 \text{ mm} \leq p_2 \leq 92,4 \text{ mm}$$

$$p_2 = 60$$

- ✓ Les limites pour les pinces pour des trous circulaires sont :

Pour les pièces non exposées aux intempéries :

$$1,2 \times 13 \leq (e_1 \text{ ou } e_2)$$

$$15,6 \leq (e_1 \text{ ou } e_2)$$

Pour les pièces exposées aux intempéries ou à d'autres influences corrosives :

$$1,2d_0 \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq (4t + 40 \text{ mm})$$

$$1,2 \times 13 \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq (4 \times 6,6 + 40 \text{ mm})$$

$$15,6 \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq 66,4 \text{ mm}$$

Prenons $e_1 = e_2 = 50 \text{ mm}$

4.1.5 Choix des entraxes et les pinces optimales en fonction de la hauteur de l'âme de la solive à assembler et de l'entaille faite dans le profilé de la solive.

Ce choix est fait en fonction de la hauteur de l'âme de la solive à assembler et de l'entaille faite dans le profilé de la solive.

Généralement la profondeur de l'entaille est de 50mm.

4.1.6 Détermination la force de cisaillement $F_{V1,Ed}$ appliquée sur un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.

$$F_{V1,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n}$$

Avec :

V_{Ed} : effort de cisaillement (correspondant à N_{Ed} déterminé précédemment.

n : nombre de boulons dans le plan de cisaillement.

$$F_{V1,Ed} = \frac{34,87}{6}$$

$$F_{V1,Ed} = 5,81 \text{ kN}$$

4.1.7 Détermination de la force de cisaillement vertical $F_{V2,Ed}$

Cette force s'exerce sur chacun des boulons dans la partie de l'assemblage, composée des cornières et de l'âme de la solive.

$$F_{V2,Ed} = \frac{34,87}{3}$$

$$F_{V2,Ed} = 11,63 \text{ kN}$$

4.1.8 Détermination du moment M_{Ed} créé par l'excentricité de la force de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

Ce moment est créé par l'excentricité de la force de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive l_t : cote de trusquinage des cornières.

$$M_{Ed} = V_{Ed} \times l_t = 34,87 \times (8 - 4) = 139,48$$

$$M_{Ed} = 139,48 \text{ kN.cm}$$

4.1.9 Détermination des efforts de cisaillement horizontaux $F_{H,Ed}$ créés par le moment M_{Ed} sur les boulons extrêmes dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

$$F_{H,Ed} = \frac{M_{Ed}}{(n - 1)p_1}$$

$$F_{H,Ed} = \frac{139,48}{(3 - 1) \times 6}$$

$$F_{H,Ed} = 11,63 \text{ kN}$$

4.1.10 Détermination des forces de cisaillement résultantes F_{Ed} .

Il s'agit des forces qui s'exercent sur chacun des boulons extrêmes de la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{V2,Ed}^2 + F_{H,Ed}^2}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{11,63^2 + 11,63^2}$$

$$F_{Ed} = 16,45 \text{ kN}$$

4.1.11 Vérification de la résistance des boulons de la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.

La condition à vérifier est la suivante :

$$F_{V1,Ed} \leq \min(F_{V1,Rd} ; F_{b1,Rd})$$

$$F_{V1,Rd} = F_{V,Rd} \cdot m$$

Avec

$m=1$ le nombre de plan de cisaillement

✓ Si le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha_v=0,6$ pour les boulons de classe 4.6, 5.6, 8.8 ;

$\alpha_v=0,5$ pour les boulons de classe 4.6, 5.8, 6.8, 10.9 ;

f_{ub} : déterminé à l'étape A ;

A_s : section résistante du boulon (étape A) ;

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité.

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times 400 \times 84,3}{1,25}$$

$$F_{V,Rd} = 16,19 \text{ kN}$$

4.1.12 Détermination de la résistance à la pression diamétrale $F_{b1,Rd}$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.

$$F_{b1,Rd} = \frac{K_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot A \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\checkmark \alpha_b = \min \left\{ \frac{50}{3 \times 13}; \frac{60}{3 \times 13} - \frac{1}{4}; \frac{400}{360} \right\}$$

$$\alpha_b = \min\{1,28; 1,29; 1,11; 1\}$$

$$\alpha_b = 1,11$$

$$\checkmark K_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$K_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{60}{13} - 1,7; 1,4 \times \frac{50}{13} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$K_1 = \min\{11,23; 3,69; 2,5\}$$

$$K_1 = 2,5$$

$$F_{b1,Rd} = \frac{2,5 \times 1,11 \times 360 \times 12 \times 8}{1,25} \times 10^{-3}$$

$$F_{b1,Rd} = 76,72 \text{ kN}$$

$$F_{V1,Ed} \leq \min(16,19 \text{ kN} ; 63,3 \text{ kN}) = 16,19 \text{ kN}$$

$$F_{V1,Ed} = 5,81 \text{ kN} \leq \min(16,19 \text{ kN} ; 63,3 \text{ kN}) = 16,19 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.1.13 Détermination de la résistance au cisaillement $F_{V2,Rd}$ d'un boulon par plan de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

$$F_{V2,Rd} = F_{V,Rd} \times m$$

$$= 16,19 \times 2$$

$$F_{V2,Rd} = 32,38 \text{ kN}$$

4.1.14 Détermination de la résistance à la pression diamétrale $F_{b2,Rd}$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

$$F_{b2,Rd} = \frac{2,5 \times 1,11 \times 360 \times 12 \times 6,6}{1,25} \times 10^{-3}$$

$$F_{b2,Rd} = 62,73 \text{ kN}$$

4.1.15 Vérification de la résistance des boulons de la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.

La condition à vérifier est la suivante :

$$\max(F_{Ed} ; F_{V2,Ed}) \leq \min(F_{V2,Rd} ; F_{b2,Rd})$$

$$\max(16,45 \text{ kN} ; 11,63 \text{ kN}) \leq \min(32,38 ; 62,73)$$

$$16,45 < 32,38 \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.1.16 Vérification de la résistance en flexion de la cornière.

4.1.17 Détermination des sollicitations $V_{c,Ed}$ et $M_{c,Ed}$ dans chacune des cornières de l'assemblage.

$$V_{c,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} = 17,44 \text{ kN}$$

$$M_{c,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2} = 69,74 \text{ kN.cm}$$

Avec

$V_{c,Ed}$: effort tranchant sollicitant une cornière ;

$M_{c,Ed}$: moment de flexion sollicitant une cornière.

4.1.18 Vérifier si les trous de la partie tendue de l'aile de cornière doivent être pris en compte dans le calcul de la résistance en flexion de la cornière. La condition à vérifier est la suivante :

$$0,9 \frac{A_{fnet}}{A_f} \geq \frac{f_y \cdot \gamma_{M2}}{f_u \cdot \gamma_{M0}}$$

$$A_{fnet} = \frac{16 \times 0,8}{2} - 1,5 \times 1,2 \times 0,8$$

$$A_{fnet} = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$A_f = \frac{16 \times 0,8}{2}$$

$$A_f = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$0,9 \frac{A_{fnet}}{A_f} = 0,9 \times \frac{4,96}{6,4} = 0,7$$

$$\frac{235 \times 1,25}{360 \times 1,1} = 0,74$$

$$0,9 \frac{A_{fnet}}{A_f} < \frac{f_y \cdot \gamma_{M2}}{f_u \cdot \gamma_{M0}}$$

Condition non vérifiée

- Calcul du module de résistance plastique W_{pl} de la section sans tenir compte de la partie tendue.

$$W_{pl} = \frac{16 \times 0,8}{2} \times \frac{16}{2} \times 2 - 1,2 \times 0,8 \times 4 = 47,36 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl} = 47,36 \text{ cm}^3$$

4.1.19 Détermination de la résistance en flexion $M_{c,Rd}$ de la cornière.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{47,36 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{c,Rd} = 1011,78 \text{ kN.cm}$$

$$M_{c,Ed} = 69,74 \text{ kN.cm} < M_{c,Rd} = 1011,78 \text{ kN.cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.1.20 Vérification de la résistance au cisaillement de la cornière.

$$V_{pl,Rd} = \frac{16 \times 0,8 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}} \right)}{1,1}$$

$$V_{pl,Rd} = 157,88 \text{ kN}$$

$$V_{c,Ed} = 17,44 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 157,88 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.1.21 Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

$$V_{c,Ed} = 17,44 \text{ kN} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} = 78,94 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a donc pas d'interaction

4.1.22 Vérification de la résistance au cisaillement de bloc de la zone de boulonnage de l'âme de la solive

Le chargement étant excentré alors on a :

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{\left(\frac{1}{\sqrt{3}} \right) f_y A_{nV}}{\gamma_{M0}}$$

La résistance est assurée lorsque $V_{eff,Rd} \geq V_{c,Ed}$.

- $A_{nt} = \left(4,5 - \frac{1,2}{2} \right) \times 0,66$

$$A_{nt} = 2,58 \text{ cm}^3$$

- $A_{nV} = (13 - 2,5 \times 1,2) \times 0,66$

$$A_{nV} = 6,6 \text{ cm}^3$$

$$\bullet V_{eff,2,Rd} = 0,5 \times \frac{36,0 \times 2,58}{1,25} + \frac{\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) \times 23,5 \times 6,6}{1,1}$$

$$V_{eff,2,Rd} = 118,56 \text{ kN}$$

$$V_{c,Ed} = 17,44 \text{ kN} < V_{eff,2,Rd} = 118,56 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la résistance au cisaillement de bloc est assurée.

4.2 Assemblages poutre-poteau suivant l'axe de forte inertie

4.2.1 Choix des caractéristiques géométriques et dispositions constructives

Nous allons assembler la poutre PP2 qui est en profilé IPE 240 et le poteau P6 qui est en profilé HE 400B.

Leurs caractéristiques géométriques sont les suivants :

Poutre IPE 240	Poteau HE 400B
$b_{fb} = 120 \text{ mm} ; r_b = 12 \text{ mm}$	$b_{fc} = 300 \text{ mm} ; r_c = 27 \text{ mm}$
$t_{fb} = 9,8 \text{ mm} ; t_{wb} = 6,2 \text{ mm}$	$t_{fc} = 24 \text{ mm} ; t_{wc} = 13,5 \text{ mm}$
$h_b = 240 \text{ mm}$	$h_c = 400 \text{ mm}$

La condition pour les entraxes des trous sur les semelles d'un profilé est donnée par la relation :

$$P_{min} \leq P \leq P_{max}$$

Pour notre cas, l'entraxe donnée par le fabricant pour les trous sur les semelles du profilé constituant le poteau est bornée comme suit : $124 \leq P \leq 198$ donc nous prenons $P = 130 \text{ mm}$.

Pour commencer le dimensionnement de notre assemblage, nous choisissons des boulons M20 de classe 8.8 et une platine d'épaisseur 22mm avec des trous de diamètre $d_o = 24 \text{ mm}$.

$$1,2d_o \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq (4t + 40 \text{ mm}) \quad (4.14)$$

$$1,2 \times 24 \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq (4 \times 24 + 40 \text{ mm})$$

$$28,8 \text{ mm} \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq 136 \text{ mm}$$

Nous prenons alors :

$$e_1 = 30 \text{ mm pour l'extension de la platine ; et } e_2 = e_x = 50 \text{ mm}$$

Alors la platine est de dimensions $360 \times 230 \times 22$.

4.2.2 Détermination des efforts intérieurs

$$V_{Ed} = 102,77 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 45,22 \text{ KN.m}$$

4.2.3 Vérification de la résistance des boulons dans la zone tendue

Tableau 4-1 : Composants d'un assemblage poutre-poteau (NF EN 1993-1-8 :2005)

Zone	Composante
Tension	Boulon tendu
	Platine d'about fléchie
	Semelle de poteau en fléchie
	Âme de poutre tendue
	Âme de poteau tendue
	Semelle soudée à platine d'about
Cisaillement horizontal	Panneau d'âme de poteau en cisaillement
Compression	Semelle de poutre en compression
	Semelle de poutre soudée
	Âme de poteau comprimée transversalement
Cisaillement	Boulon en cisaillement
	Boulon en pression diamétrale

Rangée 1

4.2.3.1 Semelle de poteau fléchie :

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8rc = \frac{130 - 13,5}{2} - 0,8 \times 27 = 36,65 \text{ mm}$$

✚ Calcul des longueurs effectives $l_{eff,1}$ et $l_{eff,2}$:

Pour les mécanismes circulaires on a :

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2\pi \times 36,65 = 230,28 \text{ mm}$$

Et

$$l_{eff,cp} = \pi m + 2e_1 = 175,14 \text{ mm}$$

Pour les mécanismes non circulaires on a :

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e_x = 4 \times 36,65 + 1,25 \times 50 = 209,1 \text{ mm}$$

Et

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e_x + e_1 = 2 \times 36,65 + 0,625 \times 50 + 30 = 134,45 \text{ mm}$$

$$\text{Alors } l_{eff,cp} = 175,14 \text{ mm et } l_{eff,nc} = 134,45 \text{ mm}$$

$$\text{Par la suite, } l_{eff,1} = 134,45 \text{ mm}$$

✚ **Calcul de $M_{pl,1,Rd}$, $M_{pl,2,Rd}$ et $F_{t,Rd}$**

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times 13,445 \times 2,4^2 \times 35,5}{1,0} = 687,30 \text{ kN.cm}$$

$$n = 5; e_{min} = 50 \text{ mm} < 1,25m$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 3,03 \times 60}{1,25} = 130,9 \text{ kN}$$

- **Mode 1** : plastification totale de la semelle

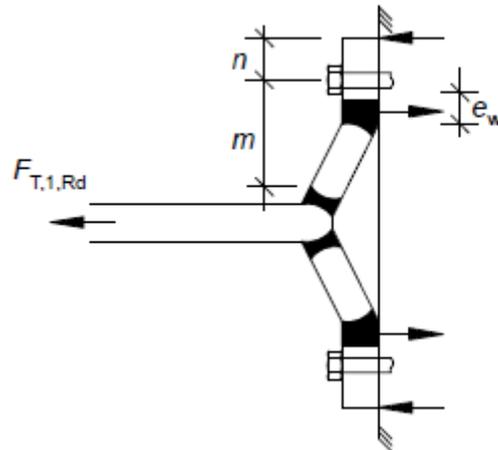


Figure 4-2: Tronçon en té équivalent pour le mode 1

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times 687,3}{3,665} = 750,13 \text{ kN}$$

- **Mode 2**

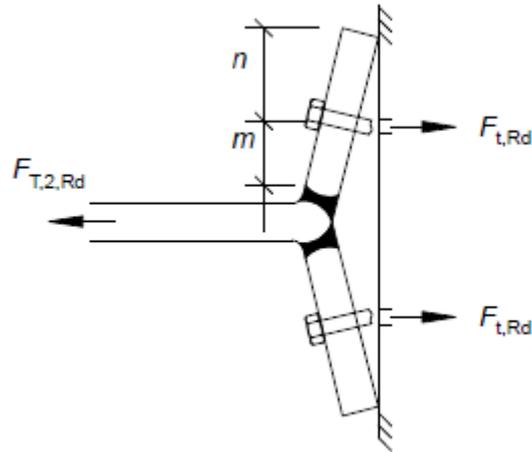


Figure 4-3: Tronçon en té équivalent pour le mode 2

Figure :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times 687,30 + 5 \times 2 \times 130,9}{3,665 + 5} = 309,70 \text{ kN}$$

- **Mode 3**

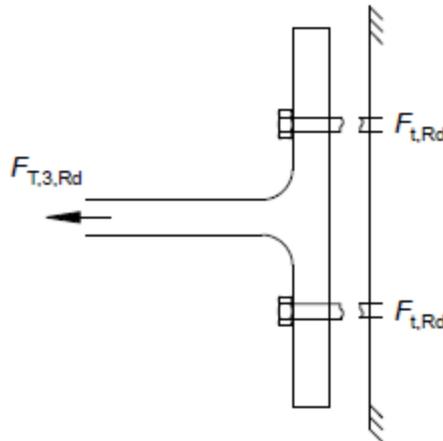


Figure 4-4: Tronçon en té équivalent pour le mode 3

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 130,9 = 261,8 \text{ kN}$$

La résistance finale est $\text{Min}(F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}) = 261,8 \text{ kN}$

4.2.3.2 Platine d'about fléchie

La géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons est illustrée sur la figure suivante.

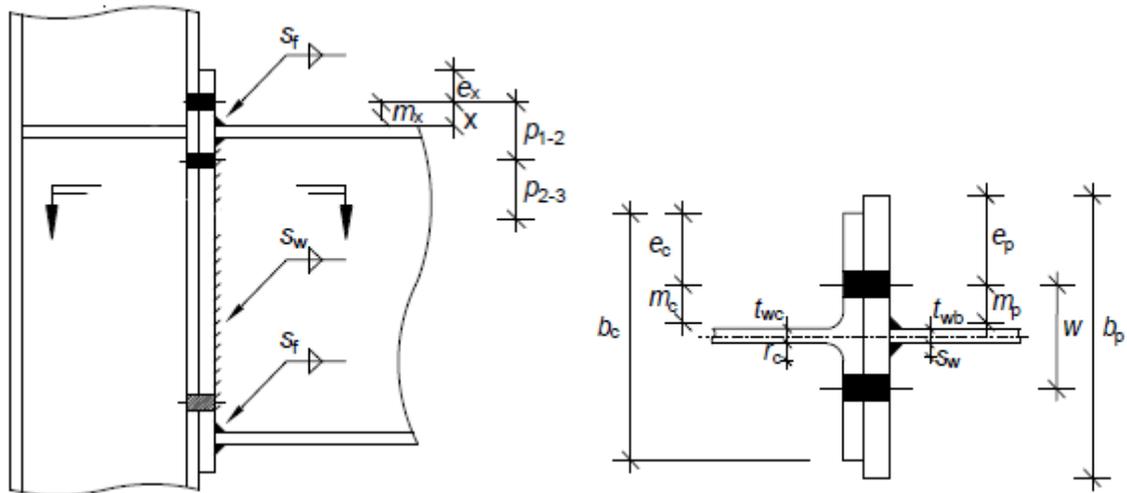


Figure 4-5: géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons

$$e_x = e_{min} = 30mm \quad m_x = 30 - 0,8 \times 5\sqrt{2} = 24,34 \text{ mm}$$

✚ **Calcul des longueurs effectives $l_{eff,1}$ et $l_{eff,2}$:**

- **Pour les mécanismes circulaires on a :**

$$\begin{aligned} l_{eff,cp} &= \min(2\pi m_x; \pi m_x + 2e_x; \pi m_x + 2w) \\ &= \min(2\pi \times 24,34; \pi \times 24,34 + 2 \times 30; \pi \times 24,34 + 2 \times 130) \\ &= \min(152,93; 136,46; 336,46) = 136,46 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Pour les mécanismes non circulaires on a :**

$$l_{eff,nc} = 4m_x + 1,25e_x = 134,86 \text{ mm}$$

Et ,

$$l_{eff,nc} = 2m_x + 0,625e_x + e = 97,43 \text{ mm}$$

Et ,

$$l_{eff,nc} = 0,5b_p = 95 \text{ mm}$$

Et

$$l_{eff,nc} = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x = 132,43 \text{ mm}$$

$$\text{Alors } l_{eff,cp} = 136,46 \text{ mm et } l_{eff,nc} = 95 \text{ mm}$$

Par la suite, $l_{eff,1} = \min(95; 136,46) = 95 \text{ mm}$ et $l_{eff,2} = 95 \text{ mm}$

✚ **Calcul de $M_{pl,1,Rd}$, $M_{pl,2,Rd}$ et $F_{t,Rd}$**

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times 9,5 \times 2,4^2 \times 35,5}{1,0} = 485,64 \text{ kN.cm}$$

$$n = 5; e_{min} = 30 \text{ mm} < 1,25 \text{ m}$$

✚ **Calcul des efforts résistants $F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}}$**

- Mode 1

$$F_{T,1,Rd} = \frac{0,9 \times 3,03 \times 60}{1,25} = 130,9 \text{ kN}$$

- Mode 2

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times 485,64 + 5 \times 2 \times 130,9}{3,665 + 5} = 263,16 \text{ kN}$$

- Mode 3

$$F_{T,3,Rd} \sum F_{t,Rd} = 2 \times 130,9 = 261,8 \text{ kN}$$

D'où La résistance finale est $F_{T,Rd} = 130,9 \text{ kN}$

4.2.3.3 Âme de poteau tendu

Pour l'âme du poteau tendue, la résistance est :

$$F_{T,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (4.23)$$

ω : facteur de réduction tenant compte du coefficient de transformation β :

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff,t,wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (4.24)$$

$$F_{T,1,wc,Rd} = \frac{1 \times 200 \times 13,5 \times 355}{1}$$

$$F_{T,1,wc,Rd} = 958,5 \text{ kN}$$

4.2.3.4 Âme de poutre tendue

La résistance de la composante âme de poutre tendue ne peut être évaluée car la rangée de boulon est dans l'extension de la platine au-dessus de la poutre.

Ainsi pour la 1ère rangée on a :

$$F_{t,1,Rd} = 173,72$$

Rangée 2

Pour la deuxième rangée de boulons, la résistance doit être évaluée pour la rangée prise seule et pour le groupe formé par la rangée 1 et la rangée 2. En effet du côté de la platine et de la poutre, les deux rangées sont séparées par la semelle de la poutre donc la résistance de groupe ne peut pas être évaluée mais, du côté du poteau la résistance de groupe reste évaluable. La résistance $F_{t,2,Rd}$ de la rangée de boulon est la plus petite valeur entre l'ensemble des résistances calculées pour la rangée prise seule et la résistance réduite calculée pour le groupe de boulons.

2ème rangée prise seule

Les composantes dont les résistances doivent être évaluées sont :

- la semelle de poteau fléchié ;
- la platine d'about fléchié ;
- l'âme du poteau tendue ;
- l'âme de poutre tendue.

4.2.3.5 Semelle de poteau fléchié

Pour la semelle de poteau fléchié la méthode des tronçons en té équivalents est appliquée.

✚ Calcul des longueurs effectives

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8rc \quad (4.25)$$

$$= \frac{130 - 13,5}{2} - 0,8 \times 27 = 36,65 \text{ mm}$$

$$n = 5; e = e_1 = 50 \text{ mm}$$

Longueur effective pour la rangée 1 prise comme rangée supérieure du groupe

Pour les mécanismes circulaires on a :

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2\pi \times 36,65 = 230,28 \text{ mm}$$

Et

$$l_{eff,cp} = \pi m + 2e_1 = 215,14 \text{ mm}$$

Pour les mécanismes non circulaires on a :

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e_x = 4 \times 36,65 + 1,25 \times 50 = 209,1 \text{ mm}$$

Et

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e_x + e_1 = 2 \times 42,9 + 0,625 \times 100 + 100 = 248,3$$

$$\text{Alors } l_{eff,cp} = 269,55 \text{ mm et } l_{eff,nc} = 248,3 \text{ mm}$$

$$\text{Par la suite, } l_{eff,1} = l_{eff,1} = 248,3 \text{ mm}$$

✚ **Calcul de $M_{pl,1,Rd}$, $M_{pl,2,Rd}$ et $F_{t,Rd}$**

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \times 24,83 \times 2,4^2 \times 35,5}{1,0} = 1269,30 \text{ kN.cm}$$

✚ **Calcul des efforts résistants $F_{T,Rd}$**

- Mode 1

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times 1269,30}{3,66} = 1387,21 \text{ kN}$$

- Mode 2

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times 1269,3 + 5 \times 2 \times 130,9}{3,665 + 5} = 444,04 \text{ kN}$$

- Mode 3

$$F_{T,3,Rd} \sum F_{t,Rd} = 2 \times 130,9 = 261,8 \text{ kN}$$

D'où La résistance finale est $F_{T,Rd} = 261,8 \text{ kN}$

4.2.3.6 Platine d'about fléchie

Pour la platine d'about fléchie la méthode des tronçons en té équivalents est appliquée.

$$e_x = e_{min} = 30 \text{ mm} \quad m_1 = 30 - 0,8 \times 5 \sqrt{2} = 24,34 \text{ mm}$$

$$m_2 = 95 - 9,8 - 40 - 0,8 \times 5 \sqrt{2} = 39,54 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_1 = \frac{24,34}{24,34 + 30}$$

$$\lambda_1 = 0,45$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e}$$

$$\lambda_1 = \frac{39,54}{24,34 + 30}$$

$$\lambda_2 = 0,72$$

Ainsi $\alpha = 5,3$

✚ Calcul des longueurs effectives $l_{eff,1}$ et $l_{eff,2}$

Pour les mécanismes circulaires on a :

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2\pi \times 24,24 = 152,93 \text{ mm}$$

Pour les mécanismes non circulaires on a :

$$l_{eff,nc} = 24,34\alpha = 129 \text{ mm}$$

Et

$$\text{Par la suite, } l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,np}) = 129 \text{ mm}$$

✚ Calcul de $M_{pl,1,Rd}$, $M_{pl,2,Rd}$

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times 12,9 \times 2,4^2 \times 35,5}{1,0} = 659,45 \text{ kN.cm}$$

✚ Calcul des efforts résistants $F_{T,Rd}$

- Mode 1

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times 659,45}{3,66} = 720,71 \text{ kN}$$

- Mode 2

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times 720,71 + 5 \times 2 \times 130,9}{3,665 + 5} = 317,42 \text{ kN}$$

- Mode 3

$$F_{T,3,Rd} \sum F_{t,Rd} = 2 \times 130,9 = 261,8 \text{ kN}$$

D'où La résistance finale est $F_{T,Rd} = 261,8 \text{ kN}$

4.2.3.7 Âme de poteau tendu

Pour l'âme du poteau tendu, la résistance est : $F_{T,1,wc,Rd} = 958,5 \text{ kN}$

4.2.3.8 Âme de poutre tendue

Pour l'âme de la poutre tendue, la résistance est :

$$F_{T,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{Mo}} \quad (4.29)$$

$$F_{T,wb,Rd} = \frac{120 \times 6,2 \times 355}{1,1}$$

$$F_{T,wb,Rd} = 264,12 \text{ kN}$$

Ainsi la résistance de la 2ème rangée prise seule est :

$$F_{t2,Rd} = \min (261,8; 958,5; 264,12)$$

$$F_{t2,Rd} = 261,8 \text{ kN}$$

4.2.4 Détermination de la résistance de la zone de compression

4.2.4.1 Âme de poteau en compression transversale

La résistance de cette composante est :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{wb_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}} \quad (4.30)$$

Et,

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{wk_{wc} \rho b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (4.31)$$

ω : facteur de réduction tenant compte du coefficient de transformation β :

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff,t,wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (4.32)$$

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2\alpha p} + 5(t_{fc} + s) + s_p \text{ où } s_p = 2t_p \quad (4.33)$$

$$b_{eff,t,wc} = 9,8 + 2\sqrt{2} + 5(24 + 27) + 2 \times 20$$

$$b_{eff,t,wc} = 307,63 \text{ mm}$$

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{307,63}{6998}\right)^2}}$$

$$\omega = \omega_1 = 0,82$$

$$k_{wc} = 1$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0,82 \times 1 \times 307,63 \times 13,5 \times 355}{1,0}$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1221,06 \text{ kN}$$

- Calcul de d_{wc} , $\bar{\lambda}_p$ et ρ

$$d_{wc} = hc + 2(t_{fc} + r_c) \quad (4.34)$$

$$d_{wc} = 400 - 2(24 + 27)$$

$$d_{wc} = 298 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,t,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E_{twc}^2}} \quad (4.35)$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{307,63 \times 298 \times 355}{2,1 \cdot 10^5 \times 13,5^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,85$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \text{ donc } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,9$$

Alors la limite de la résistance est :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0,82 \times 1 \times 0,9 \times 307,63 \times 13,5 \times 355}{1,0}$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1088,04 \text{ kN}$$

4.2.4.2 Semelle de poutre en compression

La résistance de cette composante est donnée par :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} \quad (4.36)$$

Avec : $M_{c,Rd}$: moment résistant de la poutre

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b}}{\gamma_{Mo}} \quad (4.37)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,b} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (4.38)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{324\,000 \times 355}{1}$$

$$M_{c,Rd} = 115,02 \text{ kN.m}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{115,02}{0,24 - 0,0098}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 499,65 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} = \min(1221,06 ; 499,65)$$

$$F_{c,Rd} = 499,65 \text{ kN}$$

4.2.4.3 Vérification de la résistance au cisaillement de l'âme du poteau

La résistance au cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (4.39)$$

Avec :

$V_{wp,Ed}$: l'effort de cisaillement horizontal créé par le moment sollicitant

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_b - t_{fb}} \quad (4.40)$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{45,22}{0,24 - 0,0098}$$

$$V_{wp,Ed} = 196,43 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement du panneau d'âme du poteau $V_{wp,Rd}$ est donnée par la formule suivante :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{yc} \cdot A_{vc}}{\gamma_{Mo} \cdot \sqrt{3}} \quad (4.41)$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \times 355 \times 6898}{\sqrt{3}}$$

$$V_{wp,Rd} = 1\,127,43 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Ed} = 196,43 \text{ kN} < V_{wp,Rd} = 1\,127,43 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.2.4.4 Vérification de la résistance effective des boulons

Toutes les rangées de boulons ne pourront atteindre leur résistance que si la première rangée est capable de se plastifier suffisamment. Dans le cas contraire, la résistance des boulons doit être réduite. La condition à vérifier est :

$$F_{tx,Rd} < 1,9F_{t,Rd} \quad (4.42)$$

$$F_{tx,Rd} = 173,72 \text{ kN} \text{ et } 1,9.F_{t,Rd} = 1,9 \times 130,9 = 248,71 \text{ kN}$$

$$F_{tx,Rd} = 173,72 \text{ kN} < 1,9.F_{t,Rd} = 248,71 \text{ kN}$$

Donc aucune réduction n'est nécessaire

4.2.4.5 Vérification de la résistance de l'assemblage vis-à-vis du moment fléchissant

La condition à vérifier est : $M_{Ed} \leq M_{j,Rd}$

Avec :

$M_{j,Rd}$: Le moment résistant de l'assemblage

$$M_{j,Rd} = \sum F_{ri} h_i \quad (4.43)$$

$\sum F_{ri}$; Résistance effective à la traction de la i -ème rangée ;

h_i : distance entre le centre de compression et la i -ème rangée Les distances séparant chaque rangée du centre de compression sont :

$$h_1 = 365 - 30 - \frac{13,5}{2} = 328,25 \text{ mm}$$

$$h_2 = 328,25 - 95 = 233,25 \text{ mm}$$

Donc,

$$M_{j,Rd} = 0,328 \times 173,72 + 0,233 \times 261,8$$

$$M_{j,Rd} = 117,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed} = 45,2 \text{ kN.m} < M_{j,Rd} = 117,98 \text{ kN.m}$$

4.2.4.6 Vérification de la résistance au cisaillement vertical des boulons de la zone comprimée

Pour des raisons de sécurité on considère que le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon. La résistance au cisaillement $F_{v,Rd}$ d'un boulon est :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 60 \times 3,03}{1,25} = 87,26 \text{ kN}$$

La résistance à la pression diamétrale d'un boulon est :

$$F_{v,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u \cdot d x t}{\gamma_{M2}} \quad (4.44)$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{bu}}{f_f}; 1 \right) \quad (4.45)$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{30}{3 \times 24}; \frac{95}{3 \times 24} - \frac{1}{4}; \frac{60}{36}; 1 \right)$$

$$\alpha_b = \min(0,41; 1,06; 1,67; 1)$$

$$\alpha_b = 0,41$$

$$k_1 = \min \left(2,8x \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4x \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) \quad (4.46)$$

$$k_1 = \min \left(2,8x \frac{50}{24} - 1,7; 1,4x \frac{150}{24} - 1,7; 2,5 \right)$$

$$k_1 = \min(4,13; 7,05; 2,5)$$

$$k_1 = 2,5$$

Par la suite,

$$F_{v,Rd} = \frac{2,5 \times 0,41 \times 36 \times 2,2 \times 2}{1,25}$$

$$F_{v,Rd} = 162,36 \text{ kN}$$

4.2.4.7 Classification de l'assemblage suivant la résistance

La classification suivant la résistance se fait en comparant le moment résistant de l'assemblage

$M_{j,Rd}$ au moment résistant de la poutre $M_{c,Rd}$.

Dans notre cas, on a : $M_{c,Rd} = 115,02 \text{ kN.m} \leq M_{j,Rd} = 149,9 \text{ kN.m}$

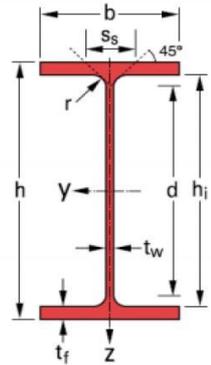
On en déduit donc qu'il s'agit d'assemblage partiel.

4.3 Calcul de l'assemblage de pieds de poteau

Dans cette section, les calculs porteront sur la liaison du poteau P6 à la fondation

Caractéristiques du profilé HE 400 B

Tableau 4-2: Caractéristiques du profilé HE 400 B

HE 400 B								
G kg/m	A cm ²	h mm	h _i mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	
155	197,8	400	352	300	24,0	13,5	27,0	
I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	i _y cm	i _z cm	d mm	
57680	10820	2884	3232	69,98	17,08	7,40	298	

4.3.1 Prédimensionnement de la platine

Les dimensions choisies pour la platine sont les suivantes :

$$h_p = b + 200 \quad (4.47)$$

$$b_p = h + 2000 \quad (4.48)$$

Avec b et h respectivement la largeur et la hauteur de la section du profilé du poteau.

$$h_p = 300 + 200 = 500 \text{ mm}$$

$$b_p = 400 + 200 = 600 \text{ mm}$$

On prendra

$$h_p = 500 \text{ mm}$$

$$b_p = 600 \text{ mm}$$

4.3.2 Détermination de la classe du béton

La classe du béton permet de déterminer la valeur de calcul de la résistance en compression du béton

La classe du béton choisie conformément au paragraphe §2.3.2 est C30/35 donc la valeur du calcul de la résistance en compression du béton est :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.49)$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \text{ (NF EN 1992 - 1 - 1)}$$

$\gamma_c = 1.5$: Coefficient partiel pour le béton

$$f_{cd} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17$$

$$f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$$

4.3.3 Calcul des efforts intérieurs N_{Ed} , $V_{y,Ed}$ et $V_{z,Ed}$

Par une étude de résistance des matériaux des portiques composants la structure du bâtiment, on déterminera donc l'effort de compression N_{Ed} et les efforts de cisaillement horizontaux à la base du poteau $V_{y,Ed}$ et $V_{z,Ed}$

4.3.3.1 Calcul de l'effort de compression au pied du poteau

D'après les calculs de descente des charges effectués, le poteau G5 est chargé à sa base comme suit :

Tableau 4.17 : Sollicitations sur la platine

Sollicitations de calcul (kN)		
Désignation	N_{Ed}	Poids propre
Poteau P6	164,56	15,5

L'effort de compression N_{Ed} est :

$$N_{Ed} = N_{Ed1} + P_{propre} \quad (4.50)$$

$$N_{Ed} = 180,06 \text{ kN}$$

4.3.4 Choix des dimensions du socle

Les limites des dimensions du socle en béton sont :

$$b_1 \leq 3 \times b_p \quad (4.51)$$

$$d_1 \leq 3 \times h_p \quad (4.52)$$

$$h \geq (b_1 - b_p) \quad (4.53)$$

$$h \geq (d_1 - h_p) \quad (4.54)$$

Les dimensions b_1 , b_p , d_1 , h_p sont illustrées sur la figure suivante :

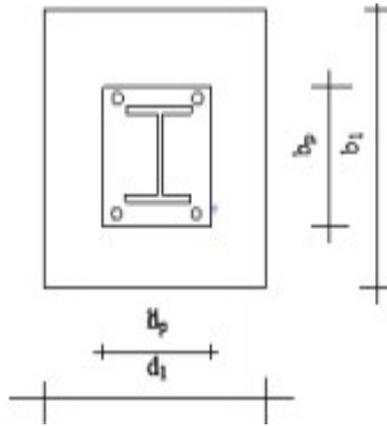


Figure 4-6: Dimensions du socle et de la platine

Les limites des dimensions du socle en béton sont :

$$b_1 \leq 3 \times 600 = 1800 \text{ mm}$$

$$d_1 \leq 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$$

$$h \geq (1800 - 600) = 1200 \text{ mm}$$

$$h \geq (1500 - 500) = 1000 \text{ mm}$$

Nous prenons $b_1 = d_1 = 650 \text{ mm}$

La valeur h sera choisie après le calcul de la semelle devant supporter la charge du poteau.

4.3.5 Calcul de l'aire requise à la résistance du socle

L'aire requise A_{req} pour assurer la résistance du béton du socle vis-à-vis de l'effort de compression en pied de poteau N_{Ed} est :

$$A_{req} = \frac{N_{Ed}}{f_{jd}} \quad (4.55)$$

Avec :

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad (4.56)$$

$$A_{c1} = b_1 \times d_1 \quad (4.57)$$

$$A_{c0} = b_p \times h_p \quad (4.58)$$

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = \sqrt{\frac{650 \times 650}{600 \times 500}} = 11,87$$

$$f_{jd} = \beta_1 \alpha f_{cd} \quad (4.59)$$

$$= \frac{2}{3} \times 14,17$$

$$f_{jd} = 11,71 \text{ MPa}$$

$$A_{req} = \frac{180060}{11,71}$$

$$A_{req} = 15\,376,6 \text{ mm}^2$$

4.3.6 Vérification vis-à-vis des dimensions de la platine

Comparons l'aire requise à l'aire de la platine :

$$\begin{cases} A_p = b_p \times h_p \text{ pour une platine rectangulaire} \\ \pi r^2 \text{ Pour platine circulaire} \end{cases} \quad (4.60)$$

On remarque que $A_p > A_{req}$ Donc les dimensions de la platine sont adéquates.

4.3.7 Choix des dimensions en plan h_p et b_p de la platine

4.3.7.1 Largeur d'appui additionnelle c

Déterminons la largeur d'appui additionnelle c :

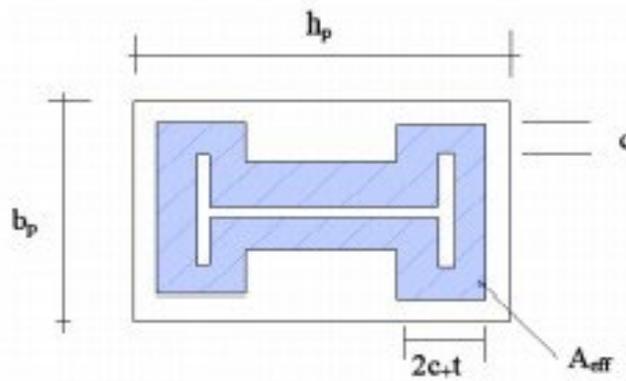


Figure 4-7 : Largeur d'appui additionnelle c

Tableau 4-3: Aires efficaces (the steel construction Institute, 2014)

Type de section	A_{eff}
Profilé en I ou en H	$4c^2 + P_{col}c + A_{col}$
Profilé rectangulaire	$P_{col}(t + 2c)$
Profilé circulaire	$\pi(d - t)(t + 2c)$
P_{col} est le périmètre du poteau A_{col} est l'aire de la section du poteau	

Si,

- Pour un profilé en I ou en H :

$$c \geq \frac{h - 2tf}{2} \quad (4.61)$$

- Pour un profilé rectangulaire :

$$c \geq \frac{b - 2tf}{2} \quad (4.62)$$

- Pour un profilé circulaire :

$$c \geq \frac{h - 2tf}{2} \quad (4.63)$$

Il faut recalculer C en utilisant la formule de l'aire efficace correspondante du tableau suivant

Tableau 4-4: Aires efficaces (the steel construction Institute, 2014)

Type de section	A_{eff}
Profilé en I ou en H	$4c^2 + 2((h + b)c + hb)$
Profilé rectangulaire	$4c^2 + 2((h + b)c + hb)$
Profilé circulaire	$0.25\pi(d + 2c)^2$
P_{col} est le périmètre du poteau A_{col} est l'aire de la section du poteau	

$$A_{req} = A_{eff} = 4c^2 + P_{col}c + A_{col} \quad (4.64)$$

On a donc :

$$P_{col}c = 2d + 2b + 2(b - r) + 4tf + 2\pi r \quad (4.65)$$

$$P_{col} = 2 \times 298 + 2 \times 300 + 2 \times (300 - 27)$$

$$P_{col} = 2007,56 \text{ mm}$$

Et,

$$A_{col} = 19780 \text{ mm}^2$$

La résolution de l'équation $4c^2 + 2007,56c + 19780 = 16019,57$ nous donne : $c = 1,88 \text{ mm}$

On a :

$$\frac{h - 2tf}{2} = \frac{400 - 2 \times 24}{2} = 176 \text{ mm}$$

$$c < \frac{h - 2tf}{2} \quad (4.66)$$

Alors il n'est pas nécessaire de recalculer c.

4.3.7.2 Vérification de l'aire efficace

Vérifions que A_{eff} est dans les limites des dimensions de la platine

$$h + 2c = 401,88 \text{ mm} < 500$$

$$b + 2c = 301,88 \text{ mm} < 600$$

4.3.7.3 Calcul de l'épaisseur de la platine t_p

$$t_p \geq t_{p,min} \text{ telque } t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3f_{jd}\gamma_{M0}}{f_y}} \quad (4.67)$$

$$t_p = 1,88 \sqrt{\frac{3 \times 11,71 \times 1,1}{355}}$$

Retenons $t_p = 10 \text{ mm}$

4.3.8 Détermination du mode de transfert de cisaillement

Vérifions suivant les axes (y-y) et (z-z) si le cisaillement est transféré par friction ou s'il est nécessaire de le faire reprendre par les boulons d'ancrage.

$$\text{Condition : } V_{Ed} \leq F_{t,Rd} = C_{f,d} N_{Ed} \quad (4.68)$$

Avec :

$C_{f,d}$: le coefficient de frottement entre la plaque d'assise et la couche de scellement pris pour le de sable-ciment égale à 0,2

$$F_{t,Rd} = 180,06 = 36,01 \text{ kN}$$

On remarque ainsi que :

$$V_{y,Ed} = 26,68 \text{ kN}$$

$$\text{et } V_{z,Ed} = 1,82 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} \leq F_{t,Rd} \text{ et } V_{z,Ed} = F_{t,Rd}$$

Donc le cisaillement se transmet par friction entre la base du poteau et le béton.

4.3.9 Caractéristiques finales de la platine

Les caractéristiques de la platine sont donc :

$$h_p = 500 \text{ mm}$$

$$b_p = 600 \text{ mm}$$

$$t_p = 10 \text{ mm}$$

En phase de construction, le poteau sera maintenu par quatre boulons d'ancrage M0 de classe 8.8 pour des raisons de sécurité

CONCLUSION

La présente étude a permis dans un premier temps à travers les généralités sur les structures mixtes et les méthodologies de calcul, de faire ressortir les différentes théories relatives au fonctionnement et au dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

Ensuite, elle nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre formation et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique. De ce fait, ce projet nous a amenés à mieux apprécier le métier d'Ingénieur de conception en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte : Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

En effet, nous avons su progresser, à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un Ingénieur, mais également, dans l'étude de l'Eurocode 3 et 4 concernant le dimensionnement et vérification des structures.

En plus d'approfondissement, l'étude d'un ouvrage mixte acier-béton nous a permis de tirer certaines conclusions :

- ✚ L'association mécanique des deux matériaux l'acier et le béton, par l'intermédiaire des connexions situées à l'interface des matériaux, formant ainsi une section mixte permet d'augmenter à la fois la résistance, la rigidité et de diminuer les dimensions de celle-ci.
- ✚ La modélisation des structures dans un logiciel de calcul des structures, joue un rôle important afin de faire la descente des charges sur les éléments porteurs suivants les règles de calculs des structures EC3 et EC4

La complexité de calcul de ce type de structure fait inévitablement appel aux outils numériques tels que les logiciel « ArchiCad, Excel, A3C 3.01 ; et CBS Robot ».

Pour y parvenir, nous avons adopté une grande phase de recherches bibliographiques pour faire les vérifications requises de tous les éléments constituant cette structure.

Enfin, il est important de le rappeler, nous n'avons pas la prétention d'avoir fait un travail parfait, il reste beaucoup à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu avec une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous nos objectifs tracés.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Aissa abd elhoussien & Raid Bouaicha Mohammed el amine (2017), Calcul des structures métalliques de longue portée : application au calcul d'un auditorium, Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master en GENIE CIVIL Option : Constructions Civiles et Industrielles

ARCELORMITTAL Construction France (2018). Planchers. 4 e Ed.

BELAROUÏ Assia et HIHI Ghassane, Les constructions Mixtes Acier-Béton selon l'Eurocode 4 : Guide de calcul et Application de vérification des éléments mixtes

Belounis R, Etude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.

Dr. KERNOU Nassim, Polycopié de La Construction Mixte (Acier -Béton) "Cours et Exercices Corrigés".

EUROCODE 4 EN 1994, Exemples d'application au calcul des structures mixtes acier-béton

EUROCODE 4 (1994). Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. AFNOR, Paris France.

EUROCODE 3 (1993). Calcul des structures en acier. Partie 1-8 : Calcul des assemblages. AFNOR, Paris France.

EUROCODE 3 (1993). Calcul des structures en acier. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. AFNOR, Paris France.

EUROCODE 1 (1991). Actions sur les structures. AFNOR, Paris France.

Jean-Marie ARIBERT (Professeur Emérite des Universités – Conseiller en Construction Mixte acier – béton Ancien directeur du Laboratoire Structures de l'INSA de Rennes), Construction mixte acier-béton - Généralités. Caractéristiques des matériaux

J. MATHIEU, APPLICATION DE L'EUROCODE 4 POTEAU MIXTE PARTIELLEMENT ENROBÉ SOUS CHARGE AXIALE CENTRÉE.

MOREL J. (2005). Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3. Editions Eyrolles. Paris.

Michel CRISINEL (août 2015), Conception et calcul des dalles mixtes acier-béton.

Léonard, Cédric (2020) Dimensionnement de poutres mixtes combinant profil acier et plancher CLT. Ecole polytechnique de Louvain, Université catholique de Louvain, 2020. Prom. : Doneux, Catherine ; Vassart, Olivier.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iii
ABSTRAT	iv
LISTES DES SYMBOLES	v
SOMMAIRE	viii
CHAPITRE : GENERALITES ET PRESENTATION DU PROJET	4
1.1 GENERALITES	4
1.1.1 Définition d'une structure mixte	4
1.1.2 Types de structure mixte	4
1.1.3 Avantages des structures mixtes	5
1.1.4 Applications courantes des constructions mixtes acier-béton	8
1.1.5 Différents types d'éléments mixtes employés dans le bâtiment	9
1.1.6 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes.....	13
1.1.7 Matériaux utilisés dans un élément mixte	15
1.1.8 Les tôles profilées en acier	20
1.1.9 Assemblages mixtes	20
1.2 Description du projet	24
CHAPITRE 2 : HYPOTHESES, REGLEMENTS UTILISES ET METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURE	28
2.1 HYPOTHESES DE CALCUL	28
2.2 REGLEMENTS DE CALCUL	28
2.3 METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURE	29
2.3.1 METHODE DE DESCENTE DE CHARGES.....	29
2.3.2 Méthodologie de dimensionnement du plancher mixte collaborant.....	34
2.3.3 Méthodologie de dimensionnement des solives	37
2.3.4 Méthodologie de dimensionnement des poutres principales	41
2.3.5 Méthodologie de dimensionnement des poteaux mixtes	44
2.3.6 Méthodologie de dimensionnement d'un assemblage solives-poutres principales	49
CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE ET DES GRADINS	57
3.1 Caractéristiques des matériaux utilisés	57
3.1.1 Béton	57
3.1.2 Acier de construction	57
3.1.3 Armatures	57
3.1.4 Bac acier en tôle	57
3.1.5 Les boulons	58
3.2 Calcul des éléments de structure	59
3.2.1 Calcul de la dalle mixte	59
3.2.2 Dimensionnement des solives	65
3.1 Dimensionnement des poutres principales.....	73

3.1.1	Charges appliquées à la poutre.....	73
3.1.2	Prédimensionnement de la poutre et choix du type de profilé.....	73
3.1.3	Détermination des efforts sur la poutre	74
3.1.4	Vérification de la résistance au moment fléchissant	74
3.1.5	Vérification de la résistance à l'effort tranchant (EN 1993-1-1 §6.2.6).....	75
3.1.6	Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.....	75
3.1.7	Vérification du moment résistant au déversement	75
3.1.8	Vérification de la flèche.....	75
3.2	Dimensionnement des gradins.....	76
3.2.1	Dalle des gradins	77
3.2.2	Solive pour dalle des gradins	80
3.2.3	Poutres pour gradins.....	85
3.2.4	Calcul de la poutre crémaillère.....	89
3.3	Calcul du poteau.....	93
3.3.1	Charges appliquées au poteau	93
3.3.2	Prédimensionnement du poteau et choix du type de profilé.....	94
3.3.3	Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la section.....	95
3.3.4	Calcul des modules de résistance plastique :.....	96
3.3.5	Vérifier l'applicabilité de la méthode simplifiée (EN 1994-1-1 §4.8.3.1 (3)).....	96
3.3.6	Vérification de la résistance du poteau sous charge axiale (EN 1993-1-1 §6.2.6).....	97
3.3.7	Vérification de la compression et la flexion uni-axiale suivant les différents axes.....	98
3.3.8	Vérification de la compression et de la flexion biaxiale suivant les.....	106
3.3.9	Vérification des conditions de non voilement local des parois des éléments structuraux en acier (clauses 6.7.1(9) et 6.7.5.1(2), EN 1994-1-1 : 2004).....	107
3.4	Calcul des fondations	107

CHAPITRE 4 : CALCUL DES ASSEMBLAGE..... 111

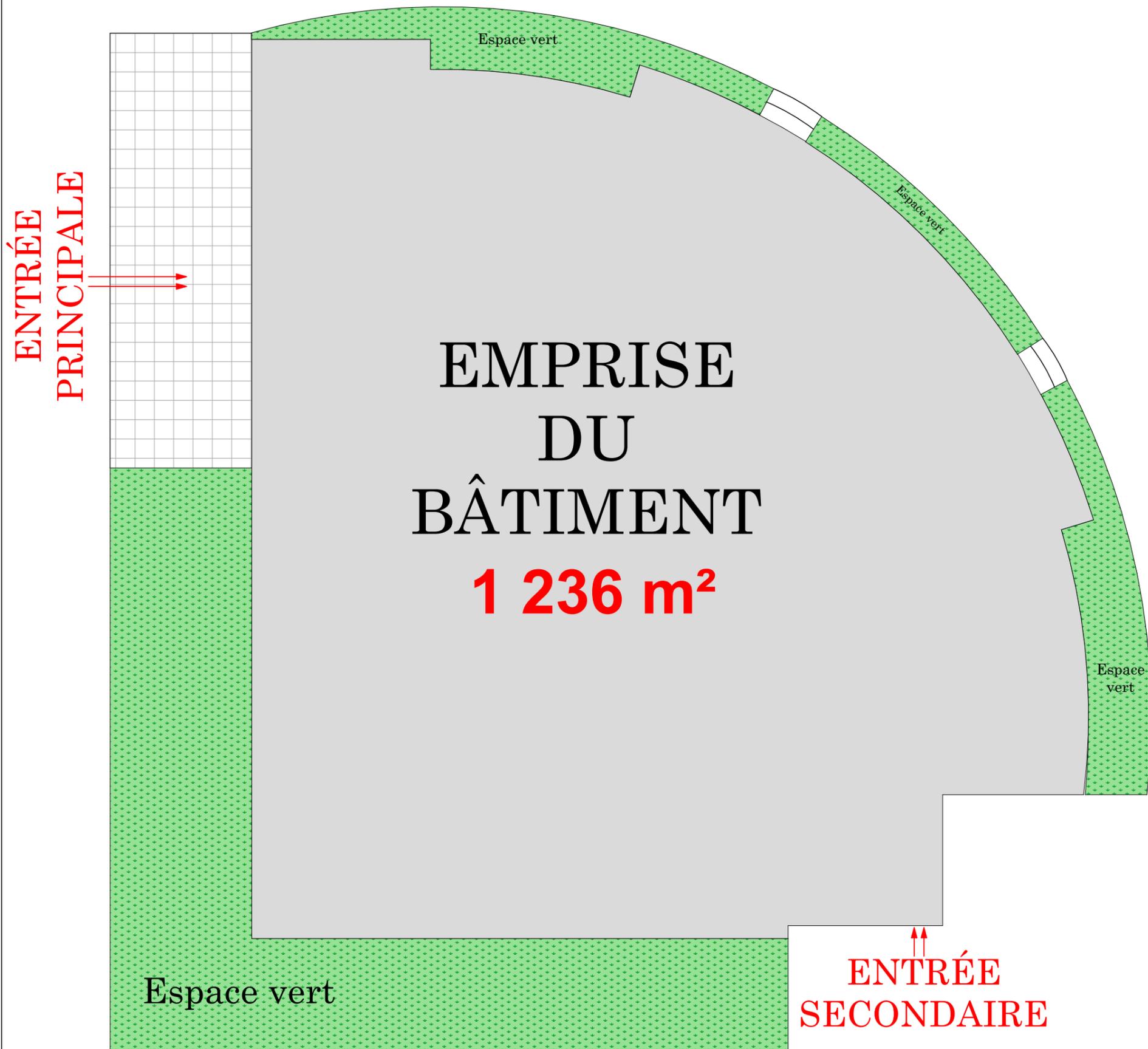
4.1	Assemblages solives-poutres principales	111
4.1.1	Choix des caractéristiques des boulons à utiliser.	111
4.1.2	Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la cornière à utiliser pour commencer le dimensionnement de l'assemblage.	111
4.1.3	Détermination l'effort N_{Ed} à transférer de la solive à la poutre principale.....	111
4.1.4	Détermination des limites pour les entraxes et pinces des trous dans les ailes des cornières.....	111
4.1.5	Choix des entraxes et les pinces optimales en fonction de la hauteur de l'âme de la solive à assembler et de l'entaille faite dans le profilé de la solive.	112
4.1.6	Détermination la force de cisaillement $FV1, Ed$ appliquée sur un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.	112
4.1.7	Détermination de la force de cisaillement vertical $FV2, Ed$	113
4.1.8	Détermination du moment M_{Ed} créé par l'excentricité de la force de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.....	113
4.1.9	Détermination des efforts de cisaillement horizontaux FH, Ed créés par le moment M_{Ed} sur les boulons extrêmes dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.....	113
4.1.10	Détermination des forces de cisaillement résultantes F_{Ed}	113
4.1.11	Vérification de la résistance des boulons de la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.	113
4.1.12	Détermination de la résistance à la pression diamétrale $Fb1, Rd$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.	114
4.1.13	Détermination de la résistance au cisaillement $FV2, Rd$ d'un boulon par plan de cisaillement dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.....	115
4.1.14	Détermination de la résistance à la pression diamétrale $Fb2, Rd$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.....	115

4.1.15	Vérification de la résistance des boulons de la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive.....	115
4.1.16	Vérification de la résistance en flexion de la cornière.	115
4.1.17	Détermination des sollicitations V_c, E_d et M_c, E_d dans chacune des cornières de l'assemblage.	115
4.1.18	Vérifier si les trous de la partie tendue de l'aile de cornière doivent être pris en compte dans le calcul de la résistance en flexion de la cornière. La condition à vérifier est la suivante :	116
4.1.19	Détermination de la résistance en flexion M_c, R_d de la cornière.	117
4.1.20	Vérification de la résistance au cisaillement de la cornière.	117
4.1.21	Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.	117
4.1.22	Vérification de la résistance au cisaillement de bloc de la zone de boulonnage de l'âme de la solive	117
4.2	Assemblages poutre-poteau suivant l'axe de forte inertie.....	118
4.2.1	Choix des caractéristiques géométriques et dispositions constructives.....	118
4.2.2	Détermination des efforts intérieurs	119
4.2.3	Vérification de la résistance des boulons dans la zone tendue	119
4.2.4	Détermination de la résistance de la zone de compression.....	127
4.3	Calcul de l'assemblage de pieds de poteau	132
4.3.1	Prédimensionnement de la platine.....	132
4.3.2	Détermination de la classe du béton.....	132
4.3.3	Calcul des efforts intérieur N_{Ed}, V_y, E_d et V_z, E_d	133
4.3.4	Choix des dimensions du socle	133
4.3.5	Calcul de l'aire requise à la résistance du socle	134
4.3.6	Vérification vis-à-vis des dimensions de la platine	135
4.3.7	Choix des dimensions en plan h_p et b_p de la platine.....	135
4.3.8	Détermination du mode de transfert de cisaillement	137
4.3.9	Caractéristiques finales de la platine	137
	CONCLUSION.....	138
	BIBLIOGRAPHIE.....	139
	ANNEXE.....	143

ANNEXE

ANNEXE 1 : PLANS ARCHITECTURAUX ET SUTRUCTURAUX

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



ESPACE - PLANS
URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Mémontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

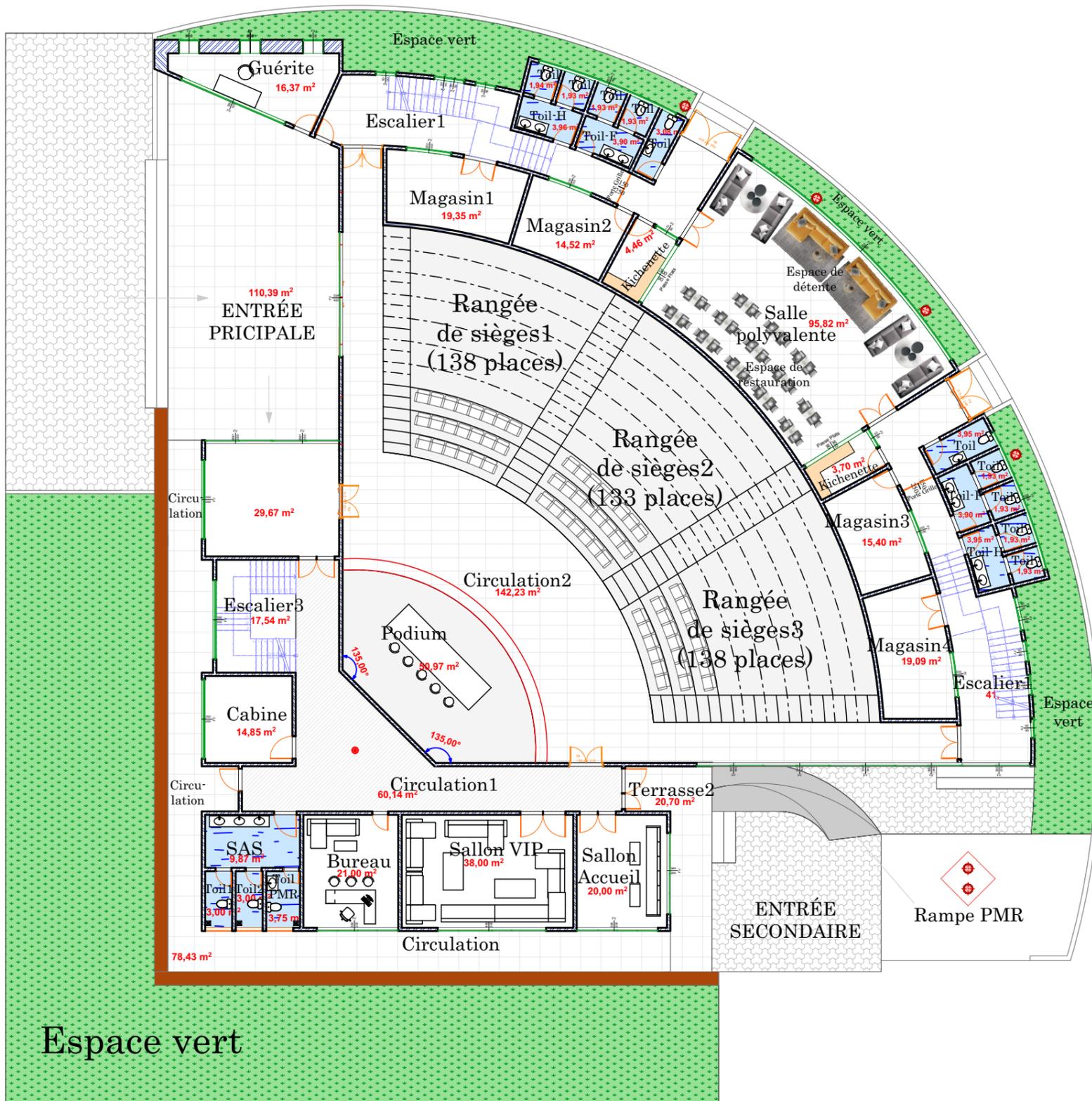
Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

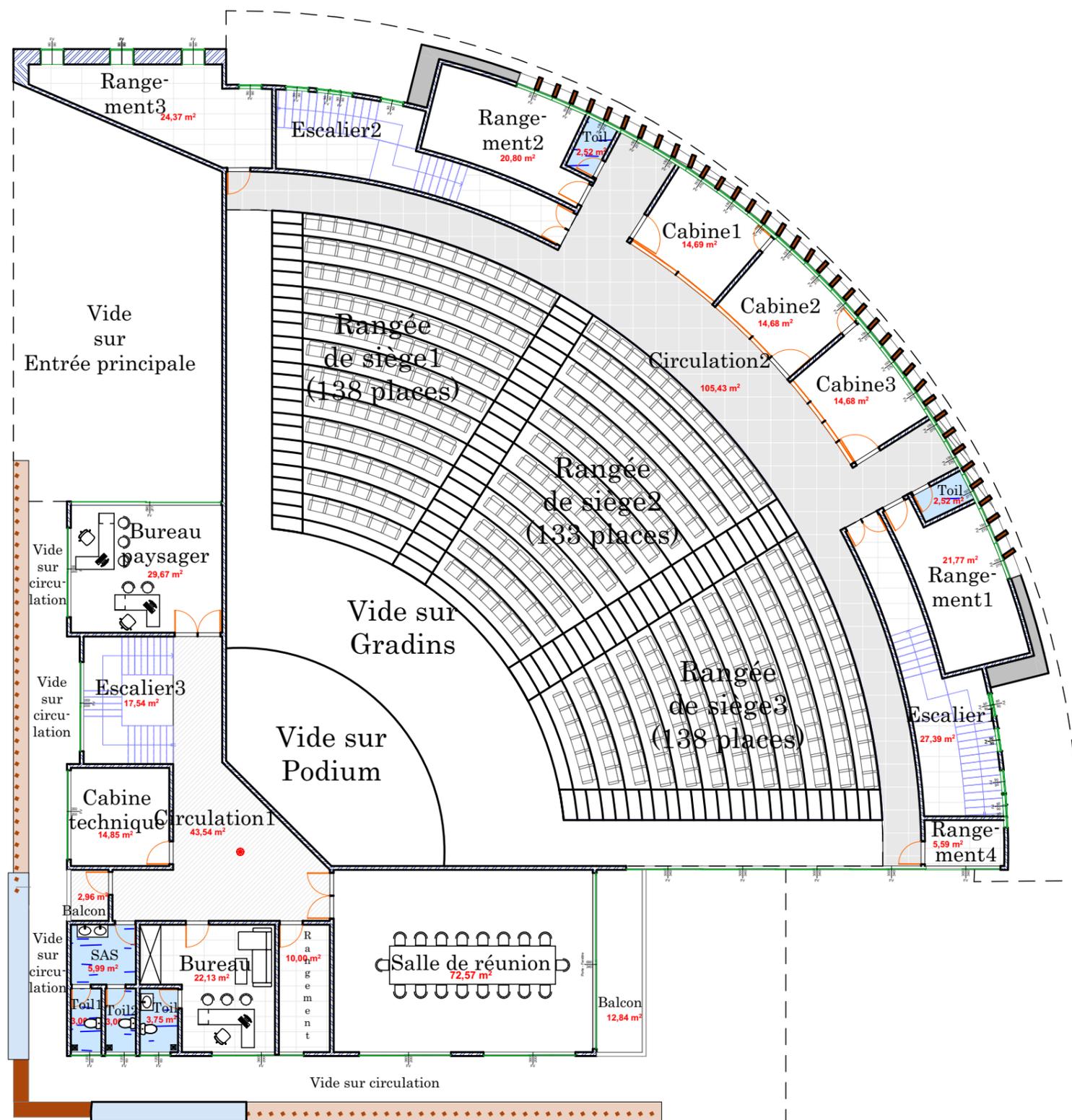
**PLAN D'OCCUPATION
DE L'OUVRAGE**

Echelle: 1/220
Date: Août 2023

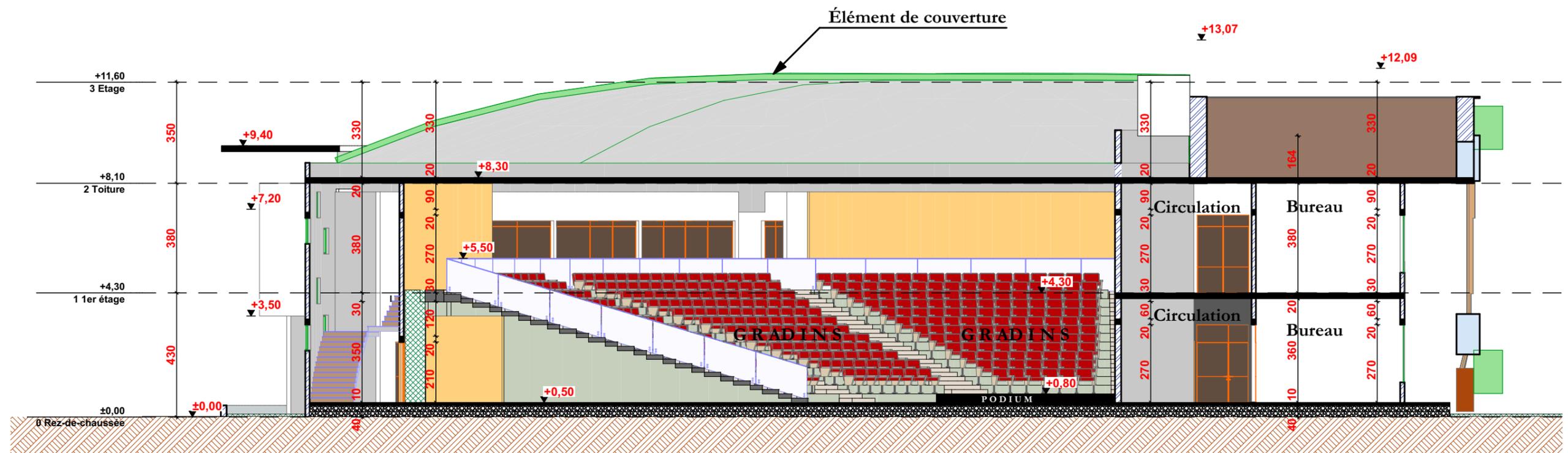
PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



COUPE A-A



ESPACE - PLANS

URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

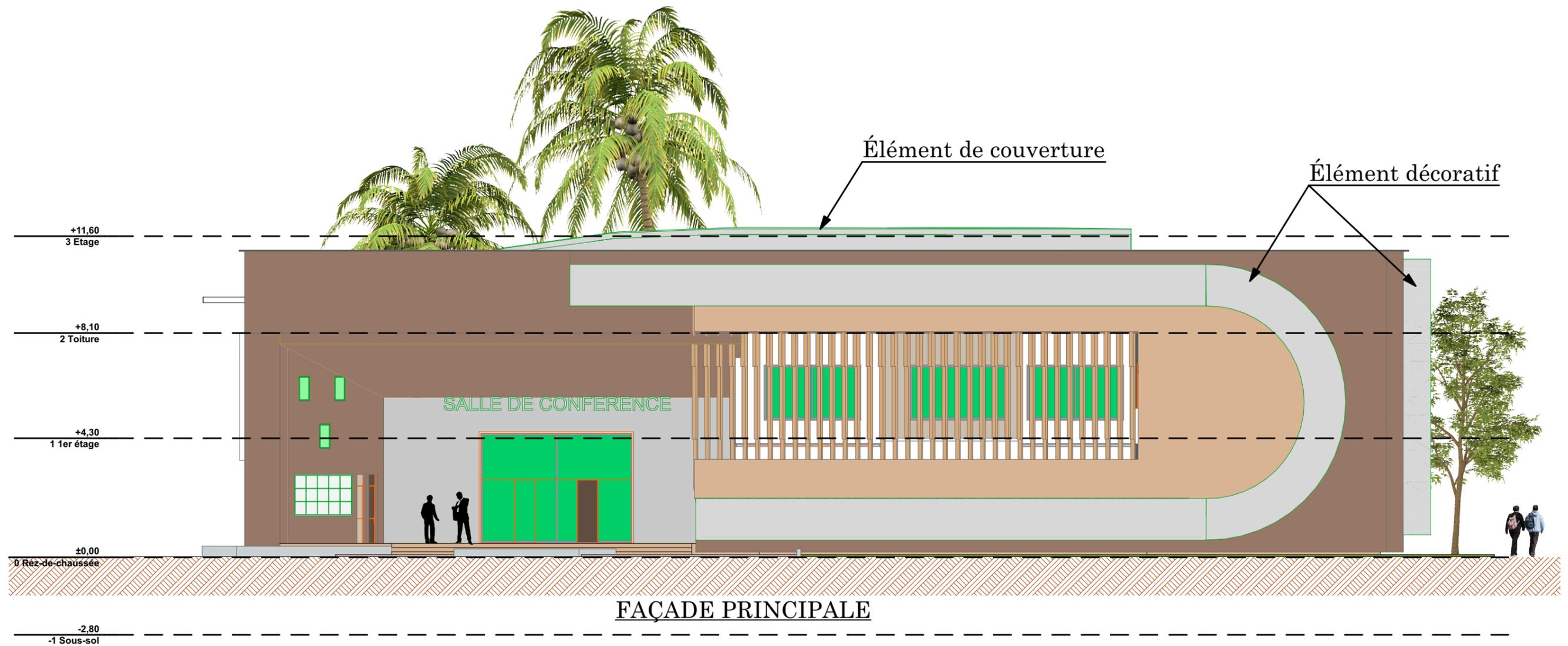
Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

COUPE

Echelle: 1/150

Date: Août 2023

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



ESPACE - PLANS

URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

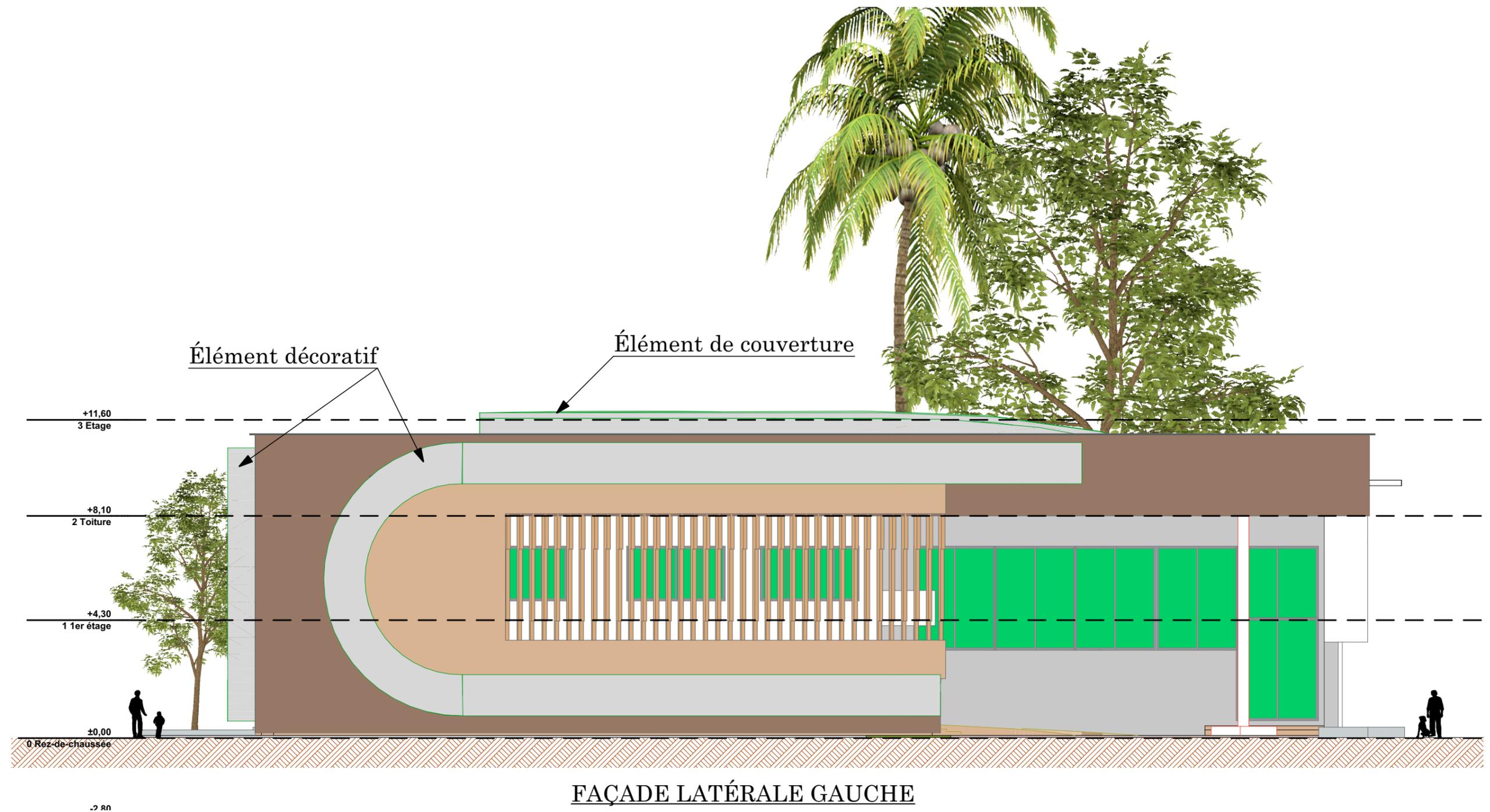
Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

FAÇADE

Echelle: 1/150

Date: Août 2023

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



ESPACE - PLANS

URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

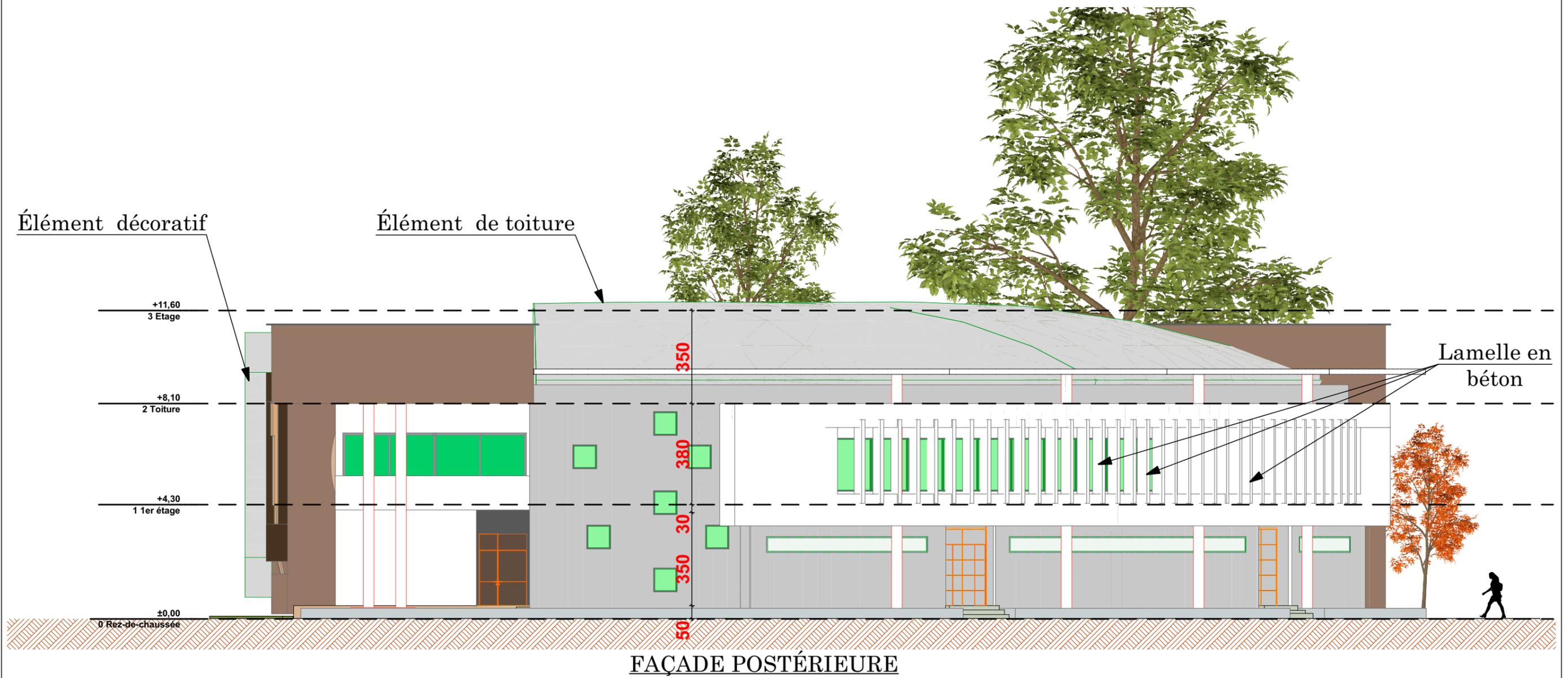
Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

FAÇADE

Echelle: 1/150

Date: Août 2023

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



ESPACE - PLANS

URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

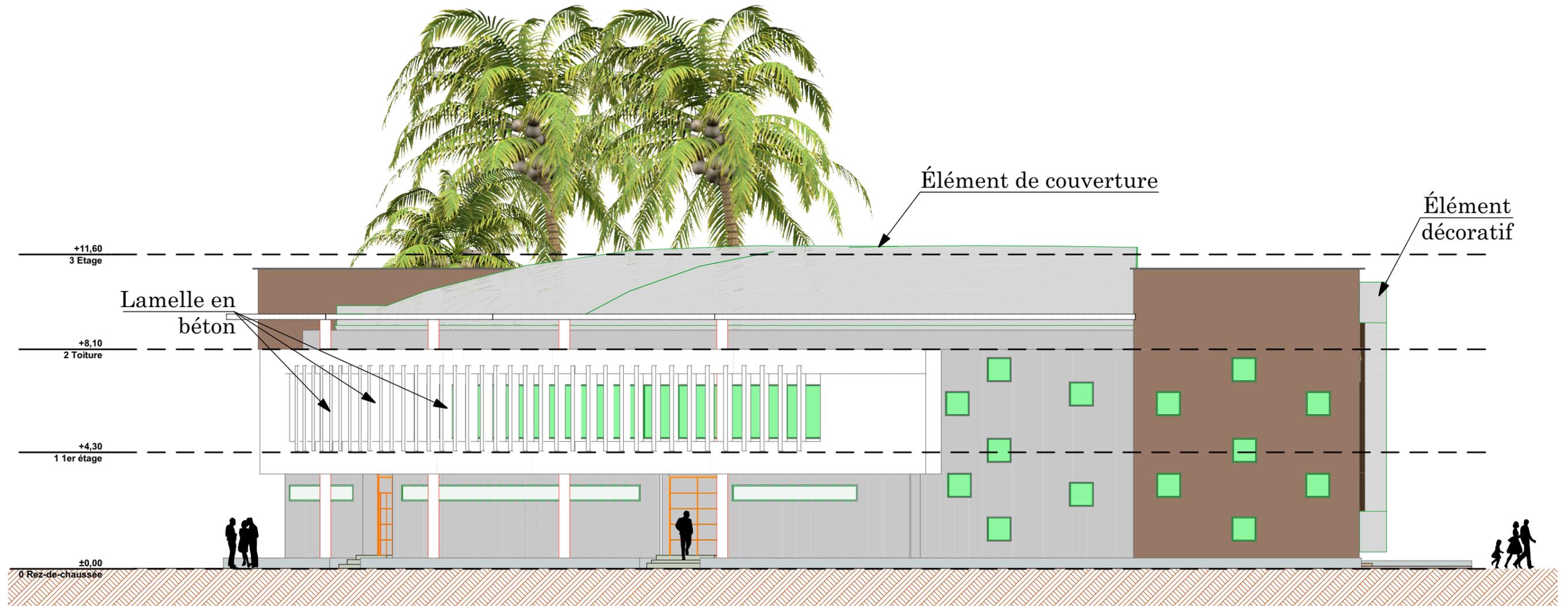
Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

FAÇADE

Echelle: 1/150

Date: Août 2023

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



FAÇADE LATÉRALE DROITE



ESPACE - PLANS

URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

FAÇADE

Echelle: 1/150

Date: Août 2023

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



ESPACE - PLANS
URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

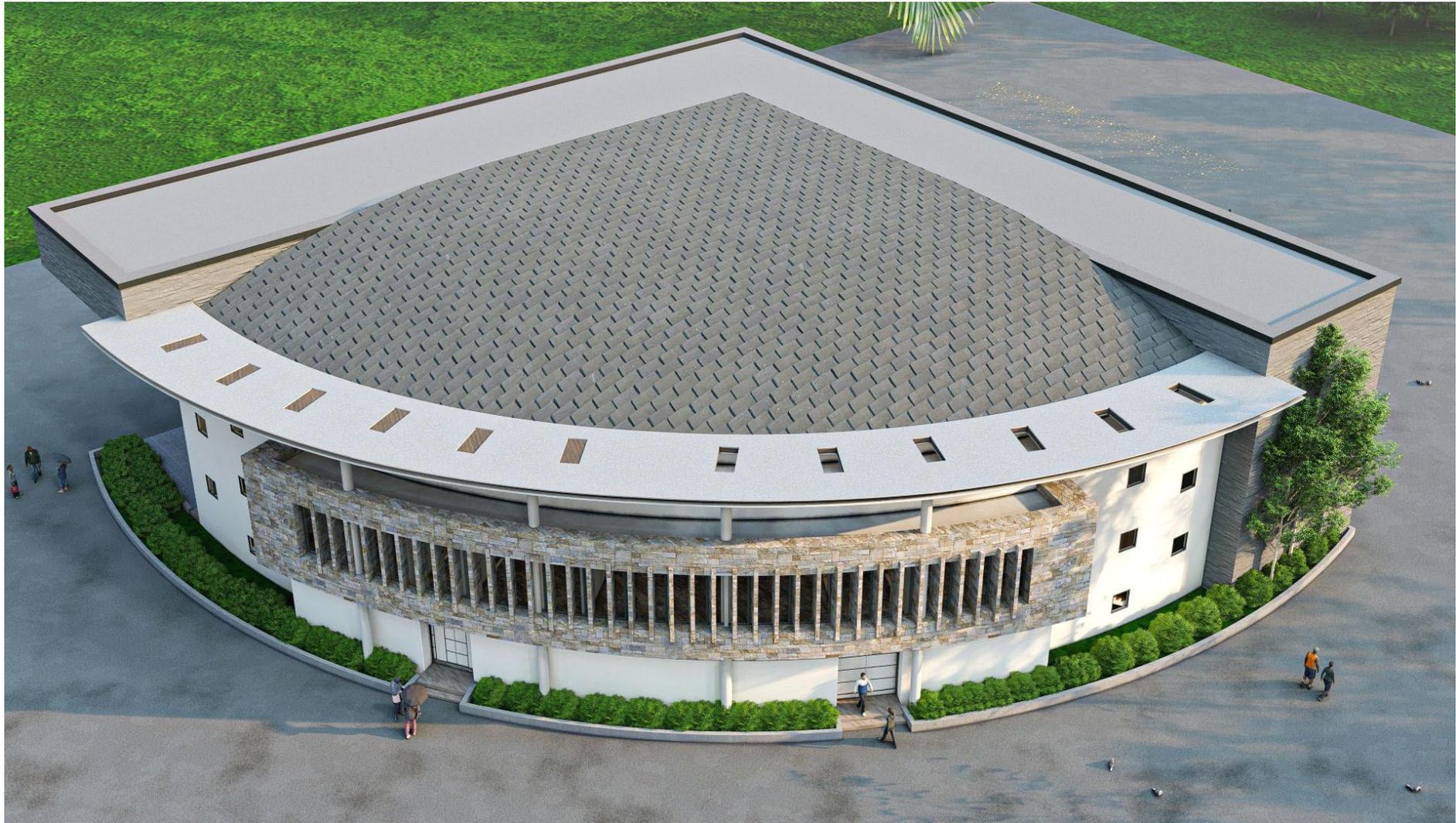
Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

Maitre d'oeuvre
Architecte Eric T. SAHAGUI

PERSPECTIVES
PERSPECTIVES

Echelle: ...
Date: Août 2023

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



ESPACE - PLANS
URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

PERSPECTIVES

Echelle: ...

Date: Août 2023

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



ESPACE - PLANS
URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

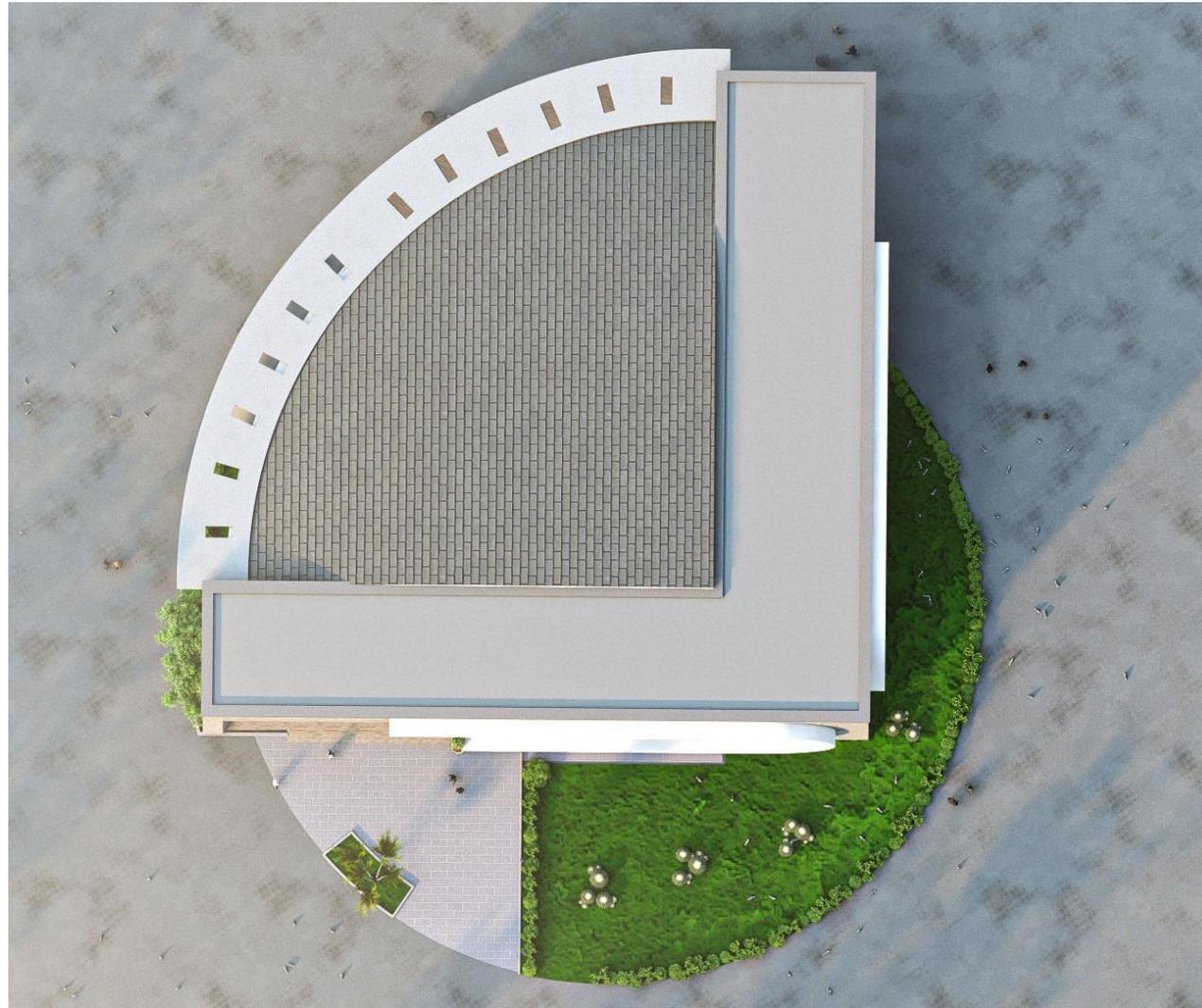
Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

PERSPECTIVES

Echelle: ...
Date: Août 2023

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT DE TYPE R+1 À USAGE DE SALLE DE CONFÉRENCE



ESPACE - PLANS

URBANISME - ARCHITECTURE - TECHNIQUE
09BP 110 - Menontin Cotonou - Tél./Fax : (229) 97-57-32-71 - email: espace-plans@yahoo.fr

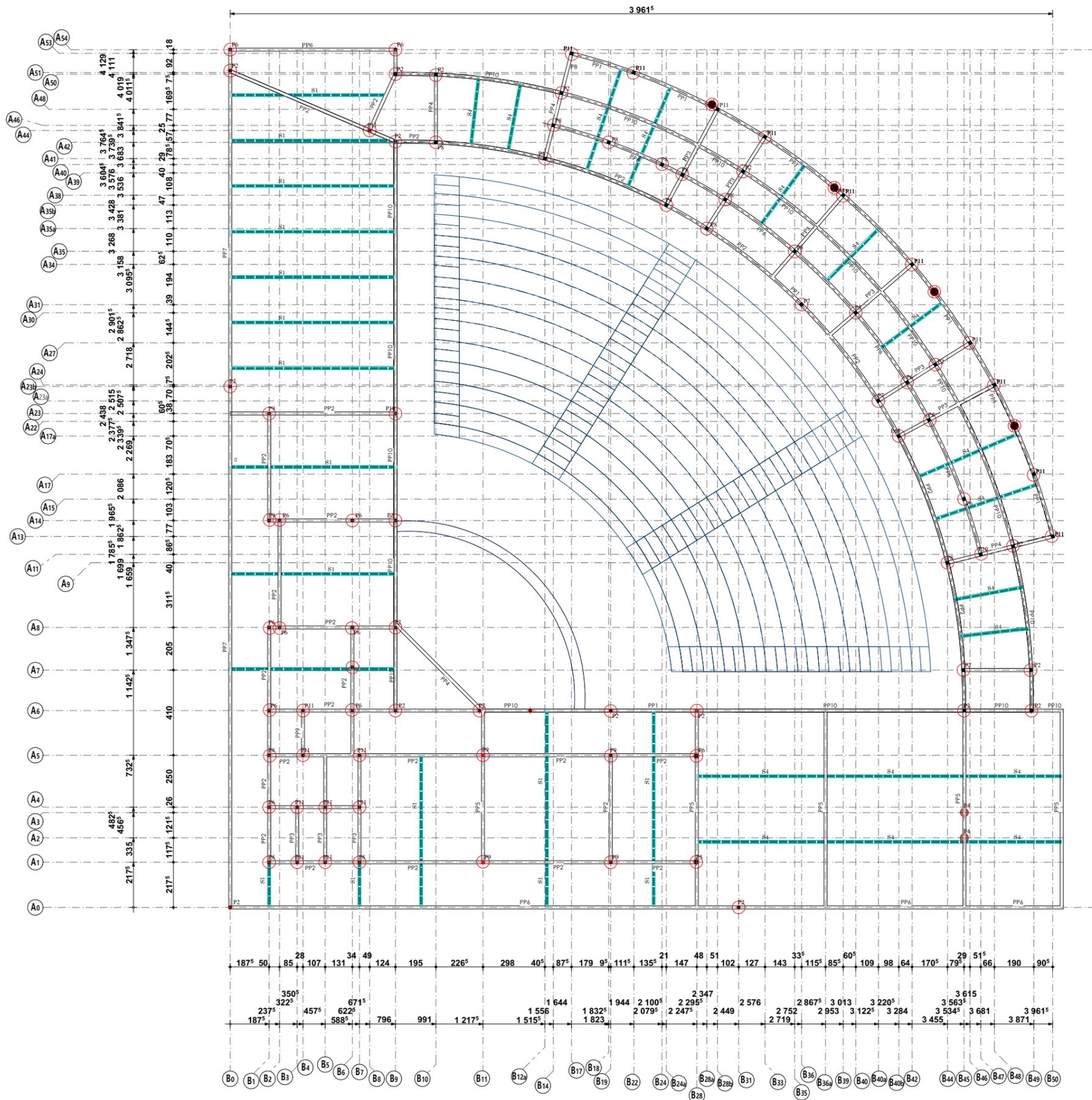
Maitre d'ouvrage
UNIVERSITÉ DE PARAKOU

Maitre d'oeuvre
Architecte_Eric T. SAHAGUI

PERSPECTIVES

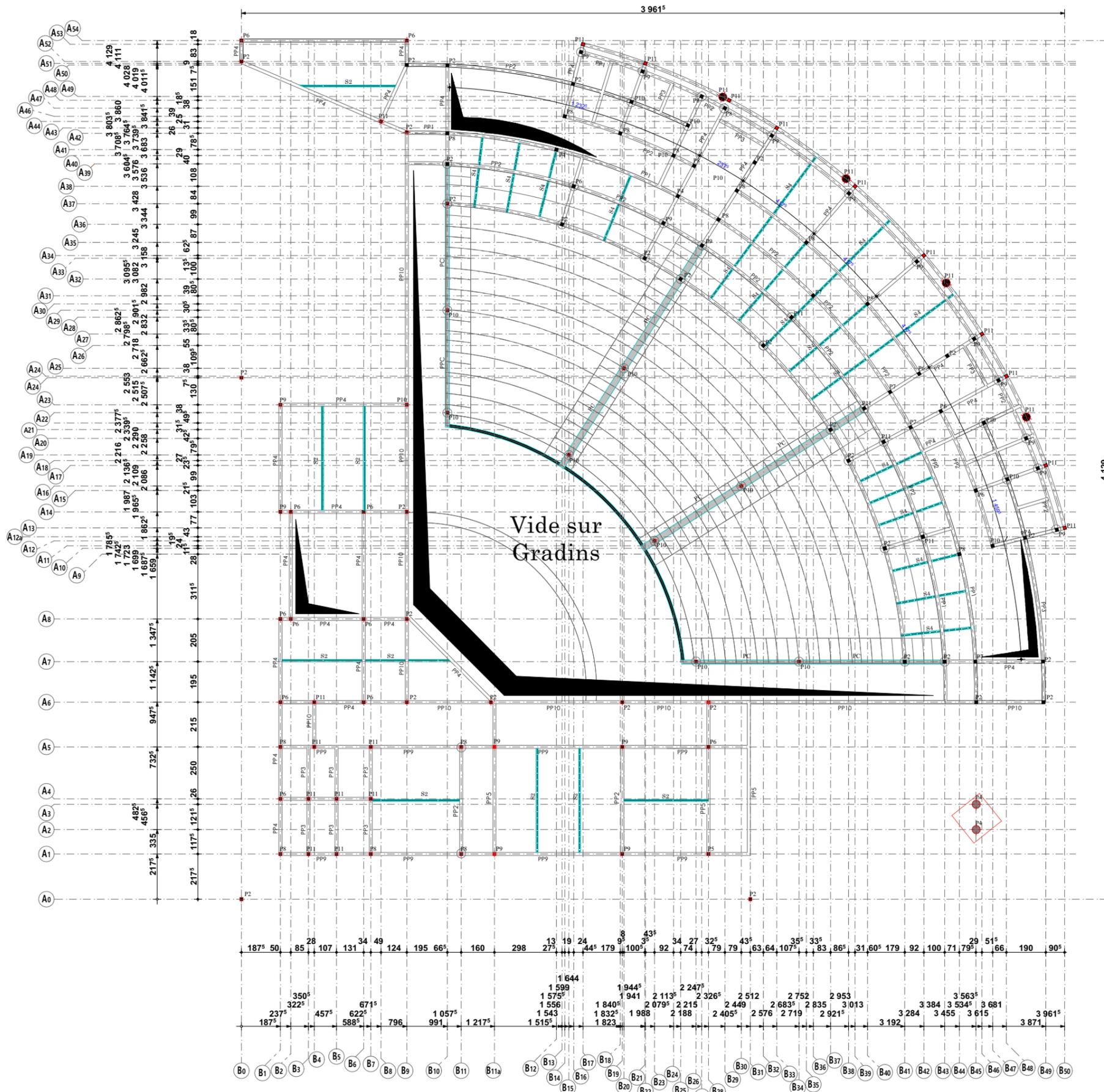
Echelle: ...

Date: Août 2023



PLAN DE POUTRAISON R+1

Echelle : 1/100



- LEGENDE**
- Poteau s'arrêtant de ce niveau
 - ◆ Poteau démarant de ce niveau
 - ◆ Poteau continuant jusqu'au niveau supérieur

PLAN DE POUTRAISON RDC

Echelle : 1/100

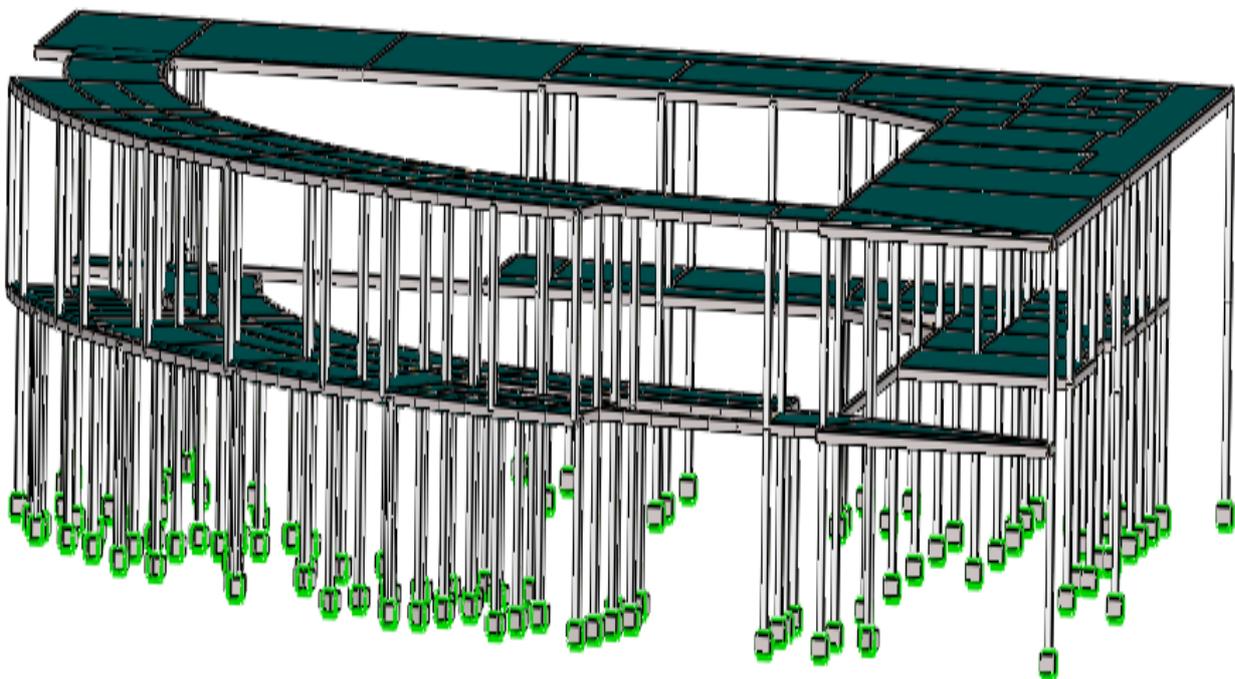
Annexe 2 : Classification des sections

Parois comprimées internes						
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $d/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $d/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $d/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $d/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$: $d/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$ *) : $d/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

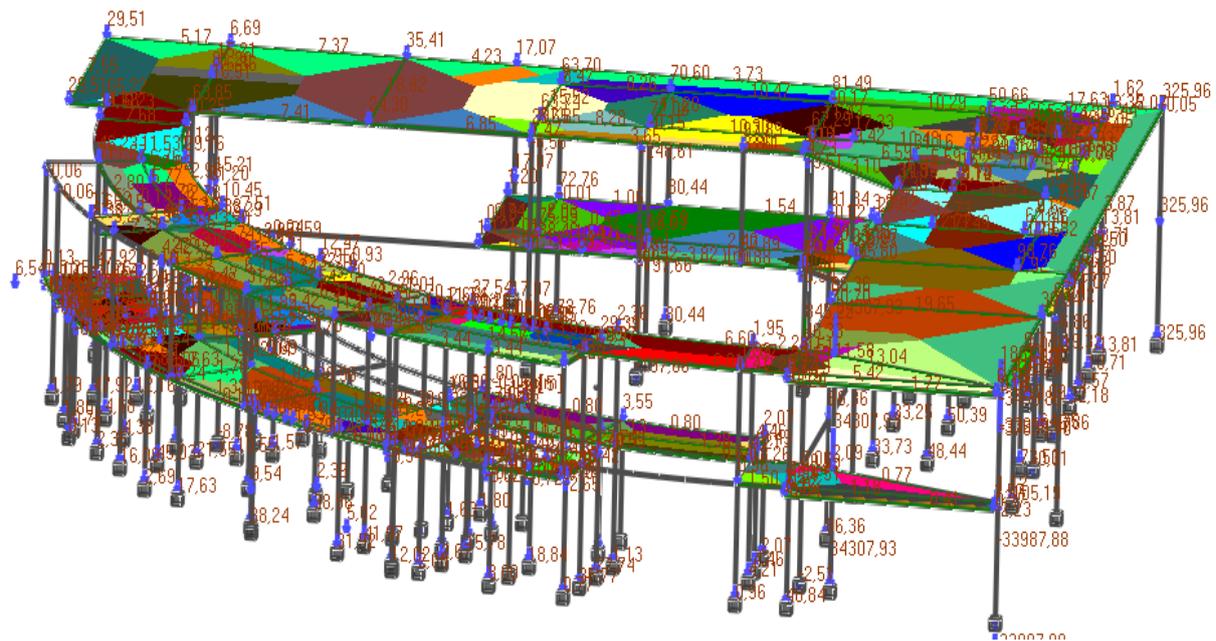
Semelles en console

Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée	Extrémité tendue			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_{\sigma}}$ Pour k_{σ} , voir l'EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	α	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Annexe 3 : Structure porteuse du Bâtiment



Annexe 4 : Vue de calcul dans CBS Robot



Annexe 5 : Tableaux récapitulatifs des profilés retenus pour la structure porteuse du bâtiment

Choix des profilés des solives

Désignation	Type de profilé
S1	IPE O 270
S2	IPE 180
S3	IPE 80
S4	IPE 100

Choix des profilés des poteaux

Désignation	Type de profilé
P1	HE 1100 B
P2	HE 1000x584
P3	HE 1000M
P4	HE 700 B
P5	HE 500 B
P6	HE 400 B
P7	HE 260 B
P8	HE 240 B
P9	HE 240 A
P10	HE 300 M
P11	HE 140 B

Choix des profilés des poutres

Désignation	Type de profilé
PP1	IPE 180
PP2	IPE 240
PP3	IPE 140
PP4	IPE O 270
PP5	IPE 550
PP6	IPE 300
PP7	IPE 450
PP8	IPE O 500
PP9	IPE 300
PP10	HE 900x391
PC	IPE 600