

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE (MESRS)

UNIVERSITÉ D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

ÉCOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY-CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT (CAP)

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Option : Bâtiment Travaux Publics

MEMOIRE DE FIN DE FORMATION

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur de Conception Grade Master

THEME

**DIMENSIONNEMENT MIXTE ACIER-BETON ARME
D'UN BATIMENT DE TYPE R+2 A USAGE DE SALLES DE
CLASSE ET TRAVAUX PRATIQUES : CAS DU
BATIMENT « G » DU LT/ASBA**

Rédigé et soutenu publiquement le 06 mars 2026 par :

ADANDOKPOSSI Marc Rodrigue

Sous la direction de :

Pr OLODO Emmanuel

Professeur Titulaire des Universités de CAMES, Enseignant chercheur à l'EPAC/UAC

MEMBRES DE JURY

Président : **Pr GIBIGAYE Mohamed**, Enseignant à l'EPAC/UAC

Membre : **Pr OLODO Emmanuel**, Maître de mémoire

Membre : **Dr AGBELELE Judicaël**, Collaborateur extérieur

Membre : **Dr DATCHOSSA Tiambo Abbas**, Assistant à l'EPAC/UAC

Année académique : 2022-2023

8^{ème} Promotion

Dédicaces

- A celui qui m'a toujours épaulé et orienté, à mon cher père ;
- A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation, à ma chère mère ;
- A ceux qui m'ont toujours soutenu, à mes chers frères ;
- A tous mes amis et camarades ;

Je dédie le fruit de ces inoubliables années d'études.

Remerciements

Remerciements

La rédaction de ce mémoire a été rendue possible grâce au soutien inestimable et à la franche collaboration de nombreuses personnes. Nous venons leur exprimer ici nos sincères remerciements et notre profonde gratitude.

Avant tout, nous rendons grâce à l'Éternel Dieu tout-puissant pour ses œuvres dans notre vie, sa grâce et son amour infinis pour nous et notre entourage.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance à nos frères et sœurs pour leur soutien et leur affection tout au long de cette étape de notre vie. Que l'union de Dieu soit notre partage.

Nous souhaitons adresser nos remerciements particuliers au :

- Pr. OLODO Emmanuel, Professeur Titulaire des Universités de CAMES, Enseignant chercheur à l'EPAC, pour avoir généreusement consacré son temps et ses connaissances à l'aboutissement de ce travail. Cher Professeur, merci pour votre soutien constant, vos conseils avisés et votre disponibilité. Que vous soyez béni.
- Dr. DATCHOSSA Tiambo Abbas, qui malgré ses multiples occupations n'a ménagé aucun effort pour nous encadrer.
- Pr. Fidèle Paul TCHOBO, Directeur du CAP, Enseignant-Chercheur à l'UAC, Professeur titulaire des Universités-CAMES, ainsi qu'à tous les membres de l'administration, pour le savoir et les connaissances qu'ils nous ont transmis durant notre formation.
- Dr. Christophe AWANTO, Maître de Conférences des Universités-CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC, Chef du Centre Autonome de Perfectionnement de l'EPAC honoraire, ainsi qu'à tous les autres enseignants-chercheurs pour leur encadrement et leurs conseils précieux.
- Pr. Mohamed GIBIGAYE, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Professeur titulaire des Universités-CAMES.
- Dr. Valéry K. DOKO, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Maître de Conférences des Universités-CAMES.
- Dr. Victor S. GBAGUIDI, Docteur Ingénieur en Génie Civil, Maître de Conférences des Universités-CAMES.

- Dr. Yvette KIKI, Docteur en Génie Civil, Maître de Conférences des Universités CAMES.

- Dr. Agapi HOUANOU, Maître de Conférences des Universités-CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC.
- Dr. Adolphe TCHEHOUALI, Maître de Conférences des Universités-CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC.
- Pr. Gérard GBAGUIDI-AÏSSE, Professeur titulaire des Universités-CAMES, Enseignant-Chercheur à l'EPAC.
- À tous les enseignants qui nous ont encadré durant ce master ainsi qu'au personnel du CAP.
- À mes camarades du CAP.
- Aux membres du jury pour avoir accepté évaluer ce document et pour le temps qu'ils y ont consacré.

La liste n'est certainement pas exhaustive et j'exprime mes vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'édification de ma personne et à l'aboutissement de ce travail.

Résumé

Le présent mémoire porte sur le dimensionnement d'un bâtiment de type R+2 à usage de salles de classe et pour des travaux pratiques. Ce bâtiment a une superficie de 434,70 m². L'étude consiste à l'élaboration de la procédure de calcul ainsi que l'établissement des notes de calcul des éléments structuraux en se basant sur les plans. L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure mixte en acier et béton reposant sur une fondation superficielle (semelle isolée). Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 modifiées 99, L'EUROCODE 4 et l'EUROCODE 3. Après avoir rappelé les notions nécessaires à la thématique du projet, les hypothèses et les règles de calcul afférentes ainsi que les méthodes de dimensionnement ont été exposées. Les diverses charges et surcharges que la structure doit supporter ont été évaluées, et le dimensionnement des éléments porteurs a été réalisé. Enfin, les différents assemblages ont été calculés, tout comme les planchers mixtes et les fondations de l'ouvrage.

Mots clés : procédure, structure mixte, prescriptions techniques, dimensionnement.

Abstract

This thesis focuses on the dimensioning of a two-story building to be used as classrooms and for practical work. This building has a surface area of 434.70 m². The study consists of developing the calculation procedure and establishing the calculation notes for the structural elements based on the plans. The building's framework consists of a mixed steel and concrete structure resting on a shallow foundation (isolated footing). The technical specifications used are the BAEL 91 rules modified in 99, EUROCODE 4, and EUROCODE 3. After reviewing the concepts necessary for the project theme, the assumptions and related calculation rules, as well as the dimensioning methods, were presented. The various loads and overloads that the structure must bear were evaluated, and the dimensioning of the load-bearing elements was carried out. Finally, the various assemblies were calculated, as were the composite floors and foundations of the structure.

Keywords : procedure, composite structure, technical requirements, dimensioning.

Sommaire

Table des matières

<i>Dédicaces</i>	<i>i</i>
<i>Remerciements.....</i>	<i>ii</i>
<i>Résumé.....</i>	<i>v</i>
<i>Abstract.....</i>	<i>vi</i>
<i>Sommaire.....</i>	<i>vii</i>
<i>Liste des abréviations et sigles</i>	<i>x</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>xii</i>
<i>Liste des figures.....</i>	<i>xiii</i>
<i>Introduction générale.....</i>	<i>1</i>
1. Généralités et présentation du projet.....	2
Introduction	2
1.1 Généralité	2
1.1.1 Différents types de poutrelles utilisée en construction métallique	2
1.1.2 Caractéristiques mécaniques des aciers de construction	3
1.1.3 Utilisation de l'acier dans une ossature : avantages et inconvénients.	4
1.1.4 Bases du dimensionnement des ossatures métalliques	5
1.2 Présentation du projet.....	9
Conclusion.....	9
2 Hypothèses et démarche méthodologique	10
Introduction	10
2.1 Hypothèses et règlement de calcul.....	10
2.1.1 Hypothèses sur les matériaux utilisés	10
2.1.2 Autres hypothèses.....	13
2.2 Règlements et normes de calcul.....	14
2.3 Démarches méthodologies.....	14
2.3.1 Evaluation des charges et surcharges	14
2.3.2 Les planchers.....	17
2.3.3 Méthodologie de dimensionnement des solives	22
2.3.4 Méthodologie de dimensionnement d'une poutre	26
2.3.5 Méthodologie de dimensionnement d'un poteau.....	32
Conclusion.....	44
3 Méthodologie de dimensionnement des assemblages.....	45
Introduction	45
3.1 Méthodologie de dimensionnement d'un assemblage solives-poutres principales.....	45

3.2	Méthodologie de dimensionnement et de classification d'un assemblage poutre-poteau	52
3.3	Méthodologie de dimensionnement d'un assemblage de pied de poteau.....	62
	Conclusion.....	67
4	Calcul des éléments de structure	68
	Introduction	68
4.1	Calcul de la dalle mixte	68
4.1.1	Charges appliquées à la dalle	68
4.1.2	Vérification des dispositions constructives (EN 1994-1-1 §9.2) de 2005	68
4.1.3	Vérification des exigences concernant les appuis.....	68
4.1.4	Détermination des efforts intérieurs	69
4.1.5	Vérification de la résistance à la flexion.....	70
4.1.6	Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal	72
4.1.7	Vérification de la résistance au cisaillement transversal	72
4.1.8	Vérifications de la flèche	73
4.2	Dimensionnement des solives.....	74
4.2.1	Détermination de la largeur participante <i>b_{eff}</i> reprise par la solive	74
4.2.2	Détermination des efforts intérieurs	75
4.2.3	Vérification de la résistance au moment fléchissant	76
4.2.4	Vérification de la résistance à l'effort tranchant.....	78
4.2.5	Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant	78
4.2.6	Détermination de la section d'armatures tendue dans le béton d'enrobage.....	78
4.2.7	Vérification du moment résistant au déversement	79
4.2.8	Vérification de la condition de non-voilement par cisaillement.....	79
4.2.9	Vérifications de la flèche	79
4.2.10	Connexion entre les solives et la dalle : Dimensionnement des goujons	80
4.3	Dimensionnement des poutres principales.....	82
4.3.1	Charges appliquées à la poutre	82
4.3.2	Prédimensionnement de la poutre et choix du type de profilé	83
4.3.3	Détermination des efforts sur la poutre	83
4.3.4	Vérification de la résistance au moment fléchissant	84
4.3.5	Vérification de la résistance à l'effort tranchant (EN 1993-1-1 §6.2.6)	84
4.3.6	Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant	84
4.3.7	Vérification du moment résistant au déversement	84
4.3.8	Vérification de la flèche.....	84
4.4	Calcul du poteau.....	85
4.4.1	Charges appliquées au poteau	85
4.4.2	Prédimensionnement du poteau et choix du type de profilé	87
4.4.3	Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la section	88
4.4.4	Calcul des modules de résistance plastique :.....	89
4.4.5	Vérifier l'applicabilité de la méthode simplifiée (EN 1994-1-1 §4.8.3.1 (3))	89
4.4.6	Vérification de la résistance du poteau sous charge axiale (EN 1993-1-1 §6.2.6)	90
4.4.7	Vérification de la compression et de la flexion biaxiale suivant les.	91
4.4.8	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)	91
4.5	Calcul des fondations.....	92

4.6	Assemblages poutre-poteau suivant l'axe de forte inertie.....	95
4.6.1	Choix des caractéristiques géométriques et dispositions constructives.....	95
4.6.2	Vérification de la compression et la flexion uni-axiale suivant les différents axes.	95
4.6.3	Détermination des efforts intérieurs	104
4.6.4	Vérification de la résistance des boulons dans la zone tendue	104
4.6.5	Détermination de la résistance de la zone de compression	113
4.7	Calcul de l'assemblage de pieds de poteau	117
4.7.1	Prédimensionnement de la platine	118
4.7.2	Détermination de la classe du béton	118
4.7.3	Calcul des efforts intérieur <i>N_{Ed}, V_y, E_d et V_z, E_d</i>	119
4.7.4	Choix des dimensions en plan <i>h_p</i> et <i>b_p</i> de la platine	121
4.7.5	Détermination du mode de transfert de cisaillement.....	123
4.7.6	Caractéristiques finales de la platine	123
	Conclusion.....	123
	Conclusion générale.....	124
	Références bibliographiques et webographie.....	125
	Annexe	127

Liste des abréviations et sigles

EPAC	:	École Polytechnique d'Abomey-Calavi
CAP	:	Centre Autonome de Perfectionnement
LT-ASBA	:	Lycée Technique d'Amitié Sino-Béninoise d'Akassato
ELU	:	Etat Limite Ultime
ELS	:	Etat Limite de Service
A	:	Aire de section de la section mixte efficace en négligeant le béton tendu
A_{eff}	:	Section efficace d'une pièce (Classe 4)
A_{net}	:	Section nette d'une pièce égale à l'aire brute diminuée des aires des trous de boulons et autres ouvertures
A_s	:	Section résistante du boulon
A_v	:	Aire de cisaillement
A_w	:	Section de l'âme d'une pièce
b	:	Largeur de la section du profilé
b_{eff}	:	Largeur efficace
d	:	Diamètre nominal des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre
d_0	:	Diamètre de perçage des trous de boulonnage
d_w	:	Diamètre de la rondelle
E	:	Module d'élasticité longitudinal
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_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
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_i	:	Distance entre le centre de compression et la i -ème rangée
h_p	:	Hauteur d'une plaque nervurée en acier
h_r	:	Distance séparant la rangée r du centre de compression
h_x	:	Distance séparant la rangée la plus éloignée du centre de compression
I_t	:	Constante de torsion uniforme de la section
I_w	:	Moment d'inertie de gauchissement de la section
k	:	Facteur de longueur effectif concernant la rotation d'extrémité dans le plan de changement
K_{eq}	:	Coefficient de rigidité équivalent
k_w	:	Facteur de longueur effectif concernant le gauchissement d'extrémité
L_b	:	Portée de la poutre
l_0	:	Longueur réelle de la barre
M_{Ed}	:	Moment fléchissant de calcul
$M_{pl,Rd}$	:	Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section mixte avec connexion totale
$N_{b,Rd}$	:	Résistance de la barre comprimée au flambement
$N_{pl,a}$	:	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
r	:	Rayon de courbure
s_f	:	Longueur du talon du cordon de soudure entre la semelle en compression et la platine
s_p	:	Longueur obtenue par diffusion à 45° dans la platine d'about
t_f	:	Épaisseur d'une semelle de poutre
t_w	:	Épaisseur d'une âme de poutre
V_{Ed}	:	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant sur la section mixte
$V_{pl,Rd}$	:	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section mixte à l'effort tranchant
W_{el}	:	Module de résistance élastique de la pièce
W_{pl}	:	Module de résistance plastique de la pièce
W_{eff}	:	Module de résistance efficace de la pièce
Z_a	:	Coordonnée suivant z du point d'application de la charge
Z_s	:	Coordonnée du centre de cisaillement
α	:	Facteur d'imperfection
β	:	Coefficient de transformation
χ	:	Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	:	Coefficient de réduction de déversement
λ	:	Élancement réduit pour le mode flambement considéré
λ_{LT}	:	Élancement de déversement
$\gamma_{M0,1,2}$	:	Coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul de l'acier de Construction
ω	:	Facteur de réduction
ν	:	Coefficient de poisson
ρ	:	Coefficient réducteur pour le voilement de la plaque

Liste des tableaux

Tableau 1-1: caractéristiques mécaniques d'aciers de construction.....	3
Tableau 1-2 : Caractéristiques mécaniques des boulons.....	7
Tableau 1-3 : Caractéristiques géométriques des boulons	7
Tableau 2-1 : caractéristiques mécaniques d'aciers des armatures.	11
Tableau 2-2 : Caractéristiques mécaniques des boulons utilisés.....	13
Tableau 2-3 : Normes et règlements utilisés	14
Tableau 2-4 : Caractéristiques détaillées du bac acier Cofrastra 40 (ArcelorMittal Construction France, 2018)	15
Tableau 2-5 : Estimation des charges du plancher terrasse.....	16
Tableau 2-6 : Estimation des charges des acrotères	16
Tableau 2-7 : Estimation des charges des planchers courants	16
Tableau 2-8 : Estimation des charges des murs	17
Tableau 2-9 : Les valeurs des flèches admissibles conformément à la NF EN 1993-1-1/NA.	27
Tableau 2-10 : Aire de cisaillement (NF EN 1993-1-1 :2005 6.2.6(3)).....	28
Tableau 2-11 : Facteur de longueur effective (HOUANOU K. A., 2016)	34
Tableau 2-12 : Facteur d'imperfection (NF EN 1993-1-1 :2005).....	35
Tableau 2-13 : Exposants α et β pour des sections en I ou en H (NF EN 1993-1-1 :2005)....	38
Tableau 3-1 : type de cornière en fonction du diamètre de boulon (MUZEAU J.P., 2010)	46
Tableau 3-2 : Composants d'un assemblage poutre-poteau (NF EN 1993-1-8 :2005).....	52
Tableau 3-3 : Exposant ψ (NF EN 1993-1-8 :2005)	62
Tableau 3-4 : Caractéristiques mécaniques du béton en fonction de la classe.....	63
Tableau 3-5 : Aires efficaces (The Steel Construction Institute, 2014)	64
Tableau 3-6 : Aire efficace réduite (The Steel Construction Institute, 2014)	65
Tableau 3-7 : Caractéristiques des boulons en fonction de l'épaisseur de la platine (The)	66
Tableau 4-1 : valeurs de calcul du fléchissement des tôles en phase provisoire.....	71
Tableau 4-2 : Caractéristiques du profilé IPE O 240	75
Tableau 4-3 : Caractéristiques du profilé HE 900x391.....	83
Tableau 4-4 : Sollicitations du poteau.....	86
Tableau 4-5 : Caractéristiques du profilé HE 300M	87
Tableau 4-6 : Caractéristiques de la poutre et du poteau	95
Tableau 4-7 : Composants d'un assemblage poutre-poteau (NF EN 1993-1-8 :2005).....	104
Tableau 4-8: Caractéristiques du profilé HE 300 M	117
Tableau 4-9 : Sollicitations sur la platine.....	119
Tableau 4-10: Aires efficaces (the steel construction Institute, 2014).....	121
Tableau 4-11: Aires efficaces (the steel construction Institute, 2014).....	122

Liste des figures

Figure 1.1 : diagramme contrainte- déformation de l'acier de construction.....	4
Figure 2.1 : diagramme contrainte- déformation du béton en ELU.....	11
Figure 2.2 : diagramme contrainte- déformation du l'acier des armatures.....	12
Figure 2.3 : Caractéristiques du bac acier cofrastra 40	12
Figure 2.4 : Caractéristiques du cofrastra 40 (ArcelorMittal Construction France, 2018)	13
Figure 2.5 : Axes de repérage des profilés	14
Figure 2.6 : caractéristiques du bac acier Cofrastra 40 (ArcelorMittal Construction France, 2018).....	15
Figure 2.7 : Coupe transversale du plancher terrasse.....	15
Figure 2.8 : Modèle type de plancher courant.....	16
Figure 2.9 : Composition type d'un plancher collaborant.....	18
Figure 3.1 : Disposition des pinces et entraxes de la cornière	47
Figure 3.2 : configuration d'un assemblage boulonné par cornières	47
Figure 3.3 : Efforts de cisaillement horizontaux créés par le moment.....	48
Figure 3.4 : cisaillement de bloc	51
Figure 3.5 : Tronçon en té équivalent pour le mode 1	53
Figure 3.6 : Tronçon en té équivalent pour le mode 2	54
Figure 3.7 : Tronçon en té équivalent pour le mode 3	54
Figure 3.8 : géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons	55
Figure 3.9 : Dimensions du socle et de la platine.....	63
Figure 3.10 : Largeur d'appui additionnelle C	64
Figure 4.1 : 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)	69
Figure 4.2 : Schéma statique d'un plancher collaborant sur deux appuis	69
Figure 4.3 : Schéma statique d'un plancher collaborant en phase de chantier.....	69
Figure 4.4 : Largeur participante reprise par une solive	74
Figure 4.5 : Schéma statique d'une solive simplement appuyée.....	74
Figure 4.6 : Goujon à tête soudée avec dalle mixte.	80
Figure 4.7 : Schéma statique poteau mixte sous compression et flexion biaxiale	96
Figure 4.8 : Polygone d'interaction N-M	97
Figure 4.9 : 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)	98
Figure 4.10 : 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)	99
Figure 4.11 : 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)	99
Figure 4.12 : 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)	100
Figure 4.13 : Polygone d'interaction (N-M) suivant l'axe Y-Y.....	100
Figure 4.14 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (Darko Dujmovic et al, 2014)	102
Figure 4.15 : 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)	102

Figure 4.16 : 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)	103
Figure 4.17 : 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)	103
Figure 4.18 : Polygone d'interaction (N-M) suivant l'axe Z-Z.....	104
Figure 4.19: Tronçon en té équivalent pour le mode 1	106
Figure 4.20: Tronçon en té équivalent pour le mode 2	106
Figure 4.21: Tronçon en té équivalent pour le mode 3	107
Figure 4.22: géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons	107
Figure 4.23: Dimensions du socle et de la platine.....	119

Introduction générale

Le développement des techniques de construction est étroitement lié à la disponibilité des matériaux. Du point de vue de la structure, la méthode de construction la plus ancienne probablement consiste à utiliser le bois. Ensuite une seconde technique apparaît, celle des systèmes de maçonnerie(Eswed et al., 2018).

En corrélation avec l'évolution industrielle, l'acier a commencé à être utilisé comme matériau de construction au milieu du XVIII ème siècle. A cette époque, les matériaux couramment utilisés étaient le bois et la pierre. L'acier avait principalement des fonctions décoratives et de renforcement des structures. Cependant, la période allant de 1890 à 1914 marque un tournant dans l'essor du béton armé en tant que matériau de construction.

Par conséquent, avec l'expansion croissante du domaine de la construction et le succès de ces deux matériaux, l'utilisation combinée de l'acier de construction et du béton armé dans un même bâtiment est devenue une option intéressante, donnant ainsi lieu à une structure possédant à la fois la légèreté de l'acier et la ductilité du béton armé.

Ces deux matériaux, bien que distincts sont parfaitement adaptés et se complètent mutuellement. Ils constituent une combinaison idéale en termes de résistance, le béton étant efficace pour la compression tandis que l'acier de construction résiste à la traction. De plus, le béton offre une protection contre la corrosion et assure une isolation thermique pour l'acier à haute température. Il permet également de renforcer les sections élancées en acier, ce qui prévient le flambement et le déversement.

C'est dans cette optique que s'inscrit le présent mémoire portant sur le dimensionnement d'une structure mixte acier-béton armé d'un bâtiment de type R+2 destiné à être utilisé comme salle de classe et pour des travaux pratiques : cas du bâtiment « G » du LT/ASBA.

Le premier chapitre de ce mémoire nous renseigne sur les généralités et la présentation du projet. Les hypothèses et les approches méthodologiques sont abordées dans le deuxième chapitre. Le troisième chapitre est consacré à la méthodologie de dimensionnement des assemblages. Enfin, le quatrième chapitre expose les résultats obtenus lors du dimensionnement.

1. Généralités et présentation du projet

Introduction

L'étude d'un bâtiment en structure mixte nécessite les connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la stabilité, et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le facteur « économie », qui doit être pris en compte.

L'étude de bâtiment fait appel en plus des connaissances sur les règles de calcul de la construction métallique, du béton armé, des notions de résistance des matériaux, de géotechniques et des règles de l'art de l'acte de bâtir. En effet, cette étude englobe les connaissances sur la majorité des matières de la spécialité génie-civil. Ce travail constitue donc un guide de calculs pour les ingénieurs et tous professionnels du domaine de génie civil.

1.1 Généralité

1.1.1 Différents types de poutrelles utilisée en construction métallique

Les poutrelles utilisées en construction métallique sont de différentes formes de section (I, U, H, L, T...). Le choix de l'utilisation d'un type de poutrelle donné comme élément d'ossature dépend des caractéristiques recherchées.

- Les poutrelles en I (Landowski & Lemoine, 2005)

Les poutrelles en I sont de deux sortes :

- ❖ IPN : poutrelles en I normales. Les ailes sont d'épaisseurs variables, ce qui entraîne des difficultés pour les attaches ;
- ❖ IPE : poutrelles en I européennes. Les ailes présentent des bords parallèles, les extrémités sont à angles vifs (seuls les angles rentrants sont arrondis). Les IPE sont d'usage plus courant que les IPN car ils sont plus commodes à utiliser.

Les hauteurs disponibles vont de 80 mm à 750 mm.

Les sections en I sont le plus souvent utilisées comme poutres dans les ossatures.

- Les poutrelles en H (Landowski & Lemoine, 2005)

Les poutrelles en H sont semblables aux poutrelles en I mais ont de plus larges ailes. Il existe trois séries de poutrelles en H : HEA, HEB et HEM.

- ❖ HEA : elles ont une âme plutôt mince. Elles sont utilisées dans les ossatures comme poteaux et peuvent être utilisées comme poutres lorsque les sections en I qui reprendraient la même charge sont trop grandes ;
- ❖ HEB : elles sont plus lourdes que les HEA mais moins encombrantes ;

- ❖ HEM : elles ont des ailes et des âmes renforcées et sont le plus souvent utilisées comme pieux pour les fondations.

Les hauteurs disponibles vont de 100 mm à 1000 mm.

- Les poutrelles en U (Landowski & Lemoine, 2005)

Il existe deux sortes de profilés, les UPN et les UAP/UPE.

- ❖ UAP : elles ont des ailes parallèles et sont plus commodes d'utilisation ;
- ❖ UPN : elles sont moins commodes d'utilisation car elles ont des ailes inclinées.

Les hauteurs disponibles vont de 80 mm à 400 mm.

- Les poutrelles en L (Landowski & Lemoine, 2005)

Ce sont des produits laminés ayant deux branches perpendiculaires. Elles sont encore appelées cornières et sont le plus souvent utilisées comme éléments de poutres à treillis.

Les hauteurs disponibles vont de 20 mm à 200 mm.

- Les poutrelles en T (Landowski & Lemoine, 2005)

Elles sont issues de la découpe des poutrelles en I ou en H et peuvent être utilisées comme membrures de poutres en treillis.

Les hauteurs disponibles vont de 25 mm à 80 mm.

1.1.2 Caractéristiques mécaniques des aciers de construction

Le tableau suivant présente les caractéristiques mécaniques des différentes nuances de l'acier de construction, telles que la limite d'élasticité f_y en fonction de l'épaisseur nominale t :

Tableau 1-1: caractéristiques mécaniques d'aciers de construction.

Nuance de l'acier	Epaisseur (mm)			
	$t < 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t < 100 \text{ mm}$	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

• **Diagramme de contrainte-déformation :**

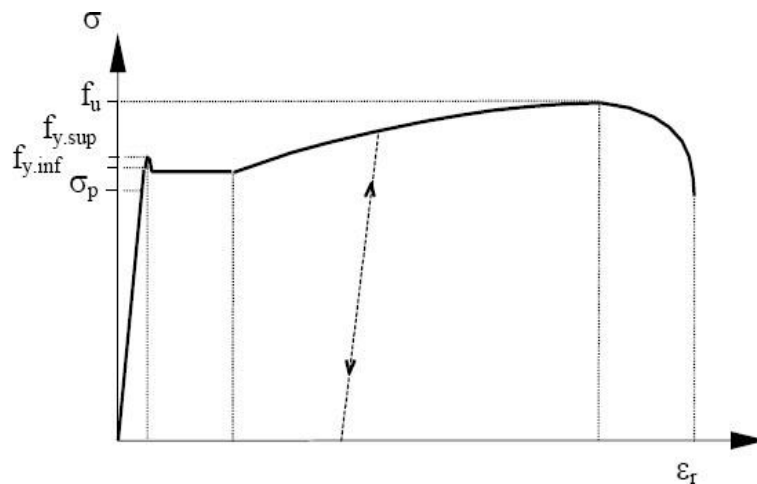


Figure 1.1 : diagramme contrainte- déformation de l'acier de construction.

1.1.3 Utilisation de l'acier dans une ossature : avantages et inconvénients.

L'utilisation de l'acier dans l'ossature présente d'énormes avantages mais aussi quelques inconvénients.

Comme avantages, nous pouvons citer :

- ✓ Le gain de temps lié à la préfabrication en usine ;
- ✓ Le franchissement de grande portée lié à la légèreté du matériau ;
- ✓ La réduction des tailles des fondations liée aussi à la légèreté de l'ossature ;
- ✓ La résistance au séismes liée à la légèreté du matériau et à sa capacité de ductilité ;
- ✓ La grande variété de solutions et de formes augmentant les possibilités architecturales.

Comme inconvénients, nous pouvons citer :

- ✓ La dilatation de l'acier sous l'effet de la chaleur des incendies qui entraîne des contraintes intolérables sur les murs et les dalles ;
- ✓ La corrosion de l'acier qui entraîne une élévation du coût d'entretien pendant la durée de vie de l'ouvrage ;
- ✓ L'instabilité des ossatures métalliques face aux efforts de renversement du fait de leur légèreté.

1.1.4 Bases du dimensionnement des ossatures métalliques

1.1.4.1 Principe général de dimensionnement

Le principe général de dimensionnement vise à comparer la valeur de l'effort sollicitant à la résistance de l'élément vis-à-vis de cette sollicitation. Pour des raisons de sécurité, un coefficient est appliqué à la résistance ultime de l'élément afin de constituer une marge supplémentaire à la résistance et d'éviter la rupture prématurée de l'élément. Cela est traduit par l'équation suivante :

$$S_d \leq R_d$$

$$R_d = \frac{R}{\gamma_d}$$

S_d : valeur de dimensionnement de la sollicitation

R : valeur de la résistance ultime de l'élément

γ_d : coefficient partiel de sécurité

1.1.4.2 Phénomènes d'instabilités élastiques

Les phénomènes d'instabilités élastiques sont fréquents dans le domaine de la construction métallique du fait de l'utilisation d'éléments minces. Ils sont de trois types :

- ✓ Le flambement, qui affecte les éléments comprimés ;
- ✓ Le déversement qui affecte les pièces fléchies et non maintenues latéralement ;
- ✓ Le voilement qui affecte les âmes des éléments sollicités au cisaillement.

Les phénomènes d'instabilités élastiques sont à la base de la réduction des résistances des sections. Il est donc important de les étudier lors du dimensionnement des éléments.

1.1.4.3 Classification des sections

Dans le domaine de la construction métallique, les aciers utilisés peuvent, sous l'effet des sollicitations de compression, subir un voilement local entraînant la limitation de leurs capacités de résistances. Dans le souci de permettre l'utilisation optimale des aciers de construction, l'EUROCODE 3 a instauré une classification des sections (en fonction de l'élancement des parois, de la capacité de rotation plastique, du risque de voilement local) permettant de

déterminer si la section peut être vérifiée selon sa résistance plastique, sa résistance élastique ou pour une valeur inférieure à la résistance élastique.

Quatre classes de section ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la moins performante).

- ❖ Classe 1 : ce sont les sections dans lesquelles peut se former une rotule plastique pouvant atteindre sans réduction de résistance la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- ❖ Classe 2 : ce sont les sections dans lesquelles peut se développer leur moment résistant plastique, mais qui possèdent une capacité de rotation limitée à cause du voilement local.
- ❖ Classe 3 : ce sont les sections pour lesquelles, en supposant une distribution élastique des contraintes, la contrainte calculée dans la fibre extrême de la barre en acier peut atteindre la limite d'élasticité, le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment résistant plastique.
- ❖ Classe 4 : les sections transversales de Classe 4 sont celles pour lesquelles le voilement local se produit avant l'atteinte de la limite d'élasticité dans une ou plusieurs parois de la section transversale.

Il est donc important de déterminer la classe de la section transversale de l'élément avant d'effectuer toute vérification. Les tableaux permettant de déterminer la classe des sections sont donnés en annexe de ce document.

1.1.4.4 Facteurs partiels de sécurité

Les valeurs du coefficient partiel de sécurité γ_{M0} sont :

- Calcul des sections transversales
 - Sections brutes de classe 1, 2 ou 3 : $\gamma_{M0} = 1$ ou 1,1 si l'acier ne bénéficie pas de la marque NF ;
 - Sections brutes de classe 4 : $\gamma_{M1} = 1,1$;
 - Sections nettes au droit des trous : $\gamma_{M2} = 1,25$.
- Calcul des pièces à l'instabilité élastique
 - Flambement : $\gamma_{M1} = 1,1$;
 - Déversement : $\gamma_{M1} = 1,1$;
 - Voilement : $\gamma_{M1} = 1,1$.

1.1.4.5 Assemblage

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles des pièces. Ils assurent la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions.

Les principaux modes d'assemblage sont le boulonnage et soudage.

- **Assemblages boulonnés**

Il existe généralement deux types de boulons à savoir : les boulons ordinaires et les boulons précontraints.

Le serrage des boulons ordinaires est effectué sans spécification particulière, tandis que le serrage des boulons précontraints est nécessairement contrôlé. Ainsi, deux types de transmission des efforts peuvent être identifiés : 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 tableaux suivants présentent les caractéristiques mécaniques et géométriques de chaque type de boulons :

Tableau 1-2 : Caractéristiques mécaniques des boulons

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	0,5	0,5	0,6	0,5

Tableau 1-3 : Caractéristiques géométriques des boulons

Caractéristiques géométriques des boulons											
Diamètre nominal d en mm	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36
Diamètre du trou d₀ en mm	13	15	18	20	22	24	26	30	33	36	29
Section nominale A en mm ²	113	154	201	254	314	380	452	573	707	855	1018
Section résistante As en mm ²	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561	694	817

- **Assemblages par soudure**

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

Le soudage présente plusieurs avantages par rapport au boulonnage :

- Il assure la continuité de la matière, ce qui garantit donc une bonne transmission des sollicitations ;
- Il est plus esthétique et moins encombrant ;
- Il dispense de pièces secondaires.

Par ailleurs, il présente de nombreux inconvénients à savoir :

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

Les différents procédés de soudage sont les suivants :

- Le procédé par pression : Procédé artisanal et marginal qui consiste à chauffer les pièces jusqu'à l'état plastique et à les assembler par pression simple ou par martelage (forgeage).
- Le procédé par résistance électrique : Procédé uniquement utilisable aux tôles fines. Il consiste à superposer les pièces et à les placer entre deux électrodes-presses qui réalisent des soudures par points.
- Le procédé par friction : Procédé qui permet de rabouter deux pièces dont une au moins est de révolution. La rotation rapide d'une pièce appliquée sur l'autre plastifie le métal qui flue.
- Le procédé chimique au chalumeau oxyacétylénique : Procédé utilisant la combustion d'oxygène et d'acétylène à une température d'environ 3000° C, le métal d'apport étant fourni par des baguettes d'acier fusibles. Peu utilisé en construction métallique car il est plus coûteux que les procédés à l'arc pour des sections d'acier épaisses.
- Le procédé au laser : Procédé notamment utilisé en mécanique de précision et en horlogerie. Dans ce procédé, le laser émet un faisceau de photons et une lentille focalise l'effet thermique du rayonnement sur un point très concentré.
- Le procédé par bombardement électrique : Procédé principalement utilisé en nucléaire et en aéronautique qui consiste à faire subir aux pièces un bombardement électronique provoquant la fusion du métal par conversion de l'énergie cinétique des électrons en énergie thermique.

-
- Le procédé à l'arc au plasma : Procédé dans lequel est établi entre une électrode infusible en tungstène et les pièces un arc électrique. Une torche injecte de l'argon, qui, fortement ionisé par l'arc (état plasma), acquiert une grande vitesse. Ce procédé permet d'atteindre une température de 15000° C.

1.2 Présentation du projet

Le présent projet porte sur l'étude d'un bâtiment mixte acier-béton armé à usage de salles de classe et travaux pratiques ; situé dans la commune d'Abomey-Calavi, arrondissement d'Akassato plus précisément au LT/ASBA. Le bâtiment occupe une assiette de 434,70m² et avec une hauteur hors sol de 12,10m. Il est composé d'un rez de chaussé et de deux niveaux de même configuration, l'ensemble recouvert d'un plancher mixte collaborant formant une toiture terrasse inaccessible sauf pour des besoins d'entretien.

L'ouvrage est formé par une structure en ossature métallique (poteaux, poutres) et des planchers mixtes collaborant. Le remplissage des portiques est assuré par des blocs de maçonnerie en agglomérées de ciment enduit sur leurs deux faces.

Les dimensions de la structure en plan et en élévation sont les suivantes :

- Longueur totale de la structure : 46,00m
- Largeur totale de la structure : 9,45m
- Hauteur du RDC : 3,00m
- Hauteur étage courant : 3,00m
- Hauteur totale de l'ouvrage depuis le sol : 12,10m

Joint de dilatation

Compte tenu de la longueur du bâtiment (46,00m), les joints de dilatation ont été mis en place afin de réduire les charges en tête des différents éléments porteurs.

Plans architecturaux

Dans l'annexe, tous les plans des différents étages sont inclus. Les plans de RDC et du deuxième étage sont des exemples pour éclaircir la présentation globale.

Conclusion

Ce chapitre a porté sur le rappel des notions nécessaires à la thématique du projet. Nous y avons mentionné les intérêts de la construction mixte aussi bien que ceux relatifs à la construction en d'autres matériaux conventionnels. Cela a permis d'asseoir les bases justificatives de la construction mixte dont le présent mémoire propose un guide.

2 Hypothèses et démarche méthodologique

Introduction

Tout travail qui se veut sérieux et convaincant s'appuie sur des normes pour se justifier. A cet effet, il serait difficile de convaincre de la véracité d'un travail s'il ne s'appuie sur aucune base légale fiable. Le présent chapitre présente les normes qui ont encadrées la conduite du présent mémoire d'ingénierie. Il présente également les adaptations éventuelles au contexte du sujet.

2.1 Hypothèses et règlement de calcul

2.1.1 Hypothèses sur les matériaux utilisés

2.1.1.1 Béton

Le béton est composé de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, qui jouent un rôle dans la résistance du mélange. Son utilisation est largement répandue en raison de sa résistance à la compression supérieure à l'effort de traction. Cette résistance à la compression varie de 20 MPa à 40 MPa, tandis que la résistance à la traction varie de 2 MPa à 4 MPa seulement.

En raison de cette faible résistance à la traction, l'association de deux matériaux tels que l'acier et le béton donne naissance à un nouveau matériau, le béton armé, qui présente une résistance caractéristique à la traction améliorée. Le béton armé est utilisé dans notre structure pour les planchers et divers éléments constructifs. Il présente les caractéristiques suivantes :

Poids volumique $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

- Coefficient de **POISSON** ν :
 - $\nu = 0$ à l'état limite ultime.
 - $\nu = 0,2$ à l'état limite de service.
- **Classe de béton armé :25/30.**
 - Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
 - Résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.
 - Contrainte du béton à l'état limite ultime : $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$.
 - Contrainte du béton à l'état limite service : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$.
 - Module d' élasticité : $E_b = 32\,164,20 \text{ MPa}$.
- Diagramme de contrainte-déformation :

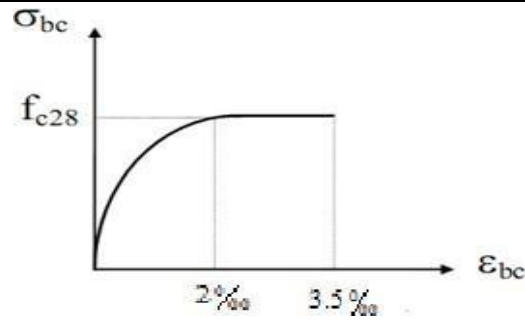


Figure 2.1 : diagramme contrainte- déformation du béton en ELU.

2.1.1.2 L'acier d'armatures :

- **Caractéristiques mécaniques :**

Tableau 2-1 : caractéristiques mécaniques d'aciers des armatures.

Nuance		Résistance caractéristique f_e	η
Rond lisse	Fe 220	215 MPa	1
	Fe 240	235 MPa	
Haut adhérence	Fe 400	400 MPa	1,6
	Fe 500	500 MPa	

En adoptant la nuance Fe 400 pour le ferrailage de notre ouvrage, on a :

- **Contrainte limite de l'acier f_{ed} , à l'ELU :**

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_s$, à l'ELS :**

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\{2/3 f_e ; \max(1/2 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\}$.
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min\{2/3 f_e ; \max(1/2 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\}$.

- **Diagramme de contrainte-déformation :**

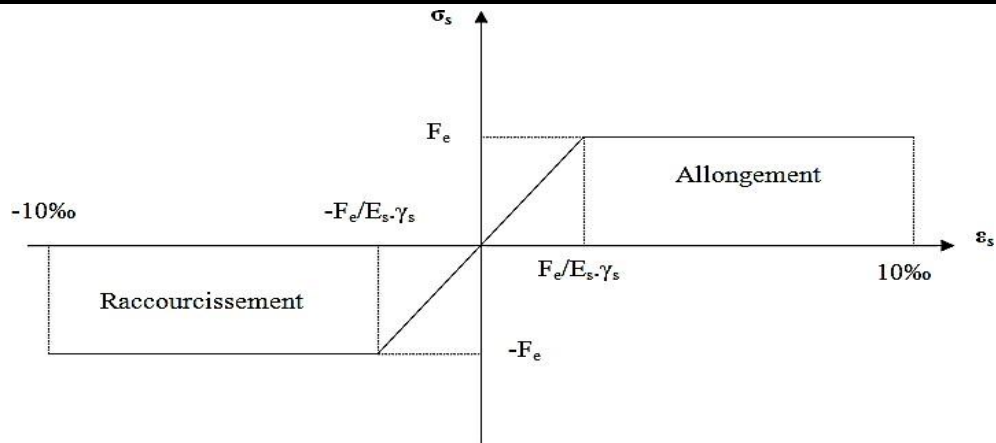


Figure 2.2 : diagramme contrainte- déformation du l'acier des armatures.

2.1.1.3 Acier d'ossature

Les profilés utilisés pour la réalisation de l'ossature auront les caractéristiques suivantes :

- ❖ Limite d'élasticité : f_y : 235 N/mm² ;
- ❖ Résistance à la traction : f_u : 360 N/mm² ;
- ❖ Module de Young : E = 210000 N/mm² ;
- ❖ Module de Coulomb : G = 81000 N/mm² ;
- ❖ Coefficient de Poisson : ν = 0,3 ;
- ❖ Masse volumique ρ = 7850 Kg/m³.

2.1.1.4 Bac acier

Le bac acier utilisé pour la réalisation des planchers sera le Cofrastra 40 dont les caractéristiques sont les suivantes (ArcelorMittal, 2025) :

- ❖ La valeur caractéristique de la limite d'élasticité du bac acier : $f_{yp,k}$ = 350 N / mm²
- ❖ Les coefficients de glissement : m = 276 N/mm² et K = 1,28 N/mm²
- ❖ Les caractéristiques géométriques du bac acier sont illustrés sur la figure ci-dessous :

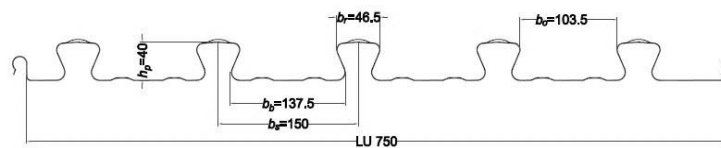
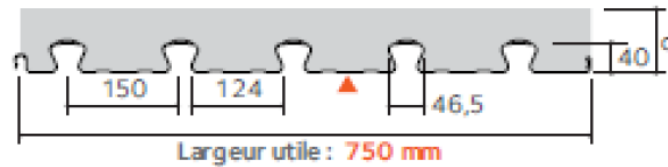


Figure 2.3 : Caractéristiques du bac acier cofrastra 40



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 2.4 : Caractéristiques du cofrastra 40 (ArcelorMittal, 2025)

2.1.1.5 Boulons

Les boulons ordinaires de classe 4,6 ; 4,8 ; 6,8 ou 8,8 seront utilisés pour réaliser les assemblages.

Tableau 2-2 : Caractéristiques mécaniques des boulons utilisés

Classe	4.6	4.8	6.8	8.8
f_y	400	400	600	600
f_u	240	320	480	640
α	0,6	0,5	0,5	0,6

2.1.1.6 Soudure

Le matériau d'apport de soudure sera en acier soudable de type S235 :

- ❖ Résistance à la traction f : 360 N/mm² ;
- ❖ Module d'élasticité longitudinal E : 210000 N/mm².

2.1.2 Autres hypothèses

2.1.2.1 Sol du site d'implantation

La contrainte admissible du sol est supposée $\sigma = 1$ bars à une profondeur de 1,5m.

2.1.2.2 Système de repérage

Le système utilisé est un système d'axes de coordonnées cartésiennes dont l'origine passe par le centre de gravité de la section considérée.

- L'axe (y-y) est l'axe de forte inertie ;
- L'axe (z-z) est l'axe de faible inertie ;

- L'axe (x-x) est l'axe longitudinal.

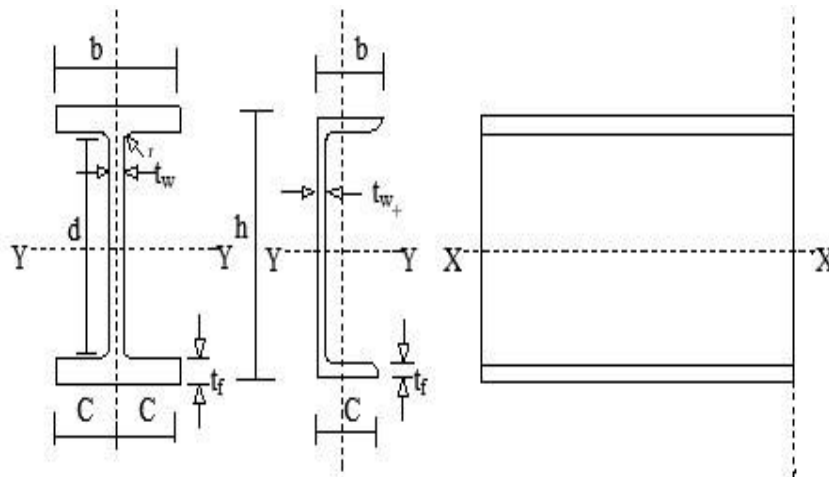


Figure 2.5 : Axes de repérage des profilés

2.2 Règlements et normes de calcul

Pour l'étude de l'ouvrage de notre projet, nous avons choisi d'utiliser les règlements actuels en vigueur. Ce choix est justifié par le fait que ces règlements sont le résultat des innovations de la recherche en matière de méthodes de calcul d'ouvrage de génie civil en construction métallique aussi bien sur le plan de la sécurité des ouvrages que la capacité de résistance des profils métalliques.

Les normes et règlements utilisés dans ce document sont consignés dans le tableau suivant.

Tableau 2-3 : Normes et règlements utilisés

Normes et règlements	Titres
Eurocode 1	Actions sur les structures
Eurocode 3	Calcul des structures en acier
Partie 1.1	Règles générales et règles pour les bâtiments
Partie 1.8	Calcul des assemblages
Eurocode 4	Calcul des structures mixtes aciers-béton
Partie 1.1	Règles générales et règles pour les bâtiments
BAEL 91 Révisé 99	Calcul des structures en béton

2.3 Démarches méthodologies

2.3.1 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges agissant sur une structure est l'étape fondamentale lorsqu'il s'agit de son dimensionnement.

Notre bâtiment étant à l'abris des actions climatiques (vent) en raison de sa faible hauteur, et à l'abris des actions sismiques, seules les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ont été prises en compte.

2.3.1.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont constituées des poids propres de tous les éléments de la structure, tels que le poids des éléments porteurs principaux et secondaires ainsi que les cloisons, les plafonds et autres installations.

Le bac acier Cofrastra 40 utilisé présente les caractéristiques suivantes :

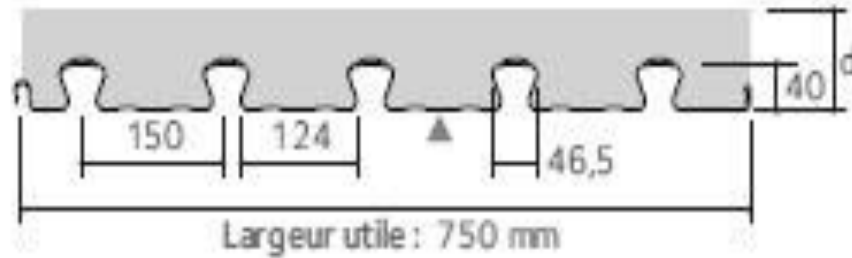


Figure 2.6 : caractéristiques du bac acier Cofrastra 40 (ArcelorMittal, 2025)

Tableau 2-4 : Caractéristiques détaillées du bac acier Cofrastra 40 (ArcelorMittal, 2025)

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

Les différents planchers du bâtiment de notre projet sont soumis aux charges permanentes dans les tableaux suivants :

- Plancher terrasse inaccessible

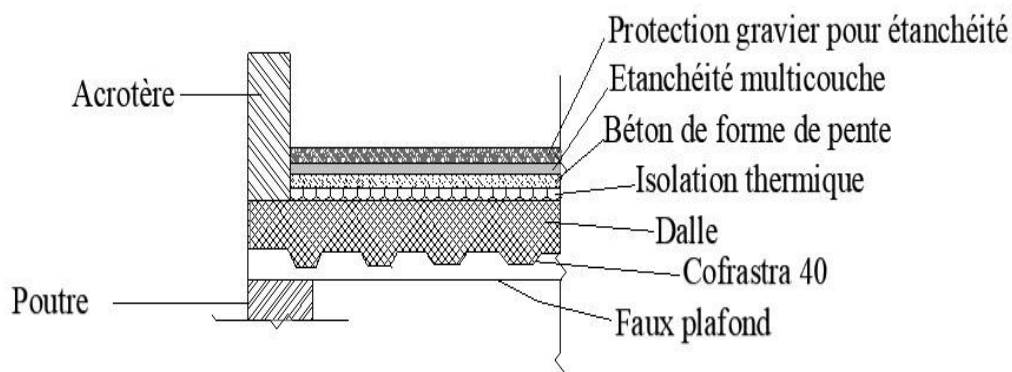


Figure 2.7 : Coupe transversale du plancher terrasse

Tableau 2-5 : Estimation des charges du plancher terrasse

ESTIMATION DES CHARGES DU PLANCHER TERRASSE			
Composants	Poids volumique (daN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge permanente G (daN/m ²)
Protection gravier pour étanchéité	1700	0,05	85
Étanchéité multicouche	600	0,02	12
Béton de forme de pente	2200	0,1	220
Isolation thermique	400	0,04	16
Poids de la dalle ($d = 90mm$)	200	-	200
Bac acier Cofrastra 40	11,50	-	11,50
Faux plafond	10	-	10
Total			554,5

Tableau 2-6 : Estimation des charges des acrotères

ESTIMATION DES CHARGES DES ACROTÈRES				
Couches	Poids volumique (daN/m ³)	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Charge permanente G (daN/m ²)
Acrotère de 20 cm en agglos creux	1400	0,2	0,15	42
Enduit sur deux faces	18	0,2	0,02	14,4
Total				56,4

- Planchers courants

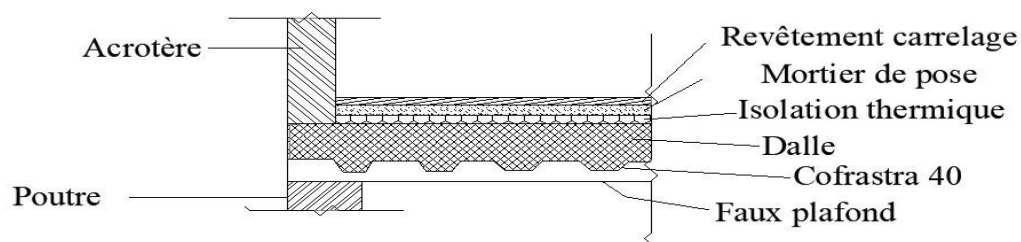


Figure 2.8 : Modèle type de plancher courant

Tableau 2-7 : Estimation des charges des planchers courants

ESTIMATION DES CHARGES DES PLANCHERS COURANTS			
Composants	Poids volumique (daN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge permanente G (daN/m ²)
Revêtement carrelage	60	-	60
Mortier de pose	2200	0,02	44
Isolation thermique	400	0,04	16
Poids de la dalle ($d = 90mm$)	200	-	200
Bac acier Cofrastra 40	11,50	-	11,50
Faux plafond	10	-	10
Total			341,5

Tableau 2-8 : Estimation des charges des murs

ESTIMATION DES CHARGES DES MURS				
Composants	Poids volumique (daN/m ³)	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Charge permanente G (daN/m ²)
Mur de 3m en Agglos de 15 creux	1400	3	0,15	630
Enduit sur deux faces	18	3	0,02	216
			Total	846

2.3.1.2 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitations sont les charges variables liées à l'utilisation de l'ouvrage, tels que le poids des équipements, des personnes et des matériels. Les valeurs des charges d'exploitation sont définies dans l'EUROCODE 1 et dépendent de l'usage des planchers :

- Plancher terrasse non accessible : 100 daN/m³ ;
- Plancher courant deuxième étage : 250 daN/m³ ;
- Plancher courant premier étage : 400 daN/m³.

2.3.2 Les planchers

Tous les planchers du bâtiment de notre projet sont des planchers mixtes composés de dalles avec bacs acier collaborant. Ce choix se justifie par les avantages que confèrent les planchers collaborant, notamment :

- La rapidité d'installation évite des efforts considérables.
- Le béton collaborant s'adapte avec facilité à diverses formes.
- Le cout de plancher collaborant est relativement bas et fait de lui le plancher le moins cher.
- L'installation de toutes sortes de revêtement est possible.
- La grande résistance de ce plancher s'observe même en présence de fortes charges.
- L'utilisation de ce plancher réduit les risques d'incendie.

La composition d'un plancher collaborant est illustrée sur la figure suivante.

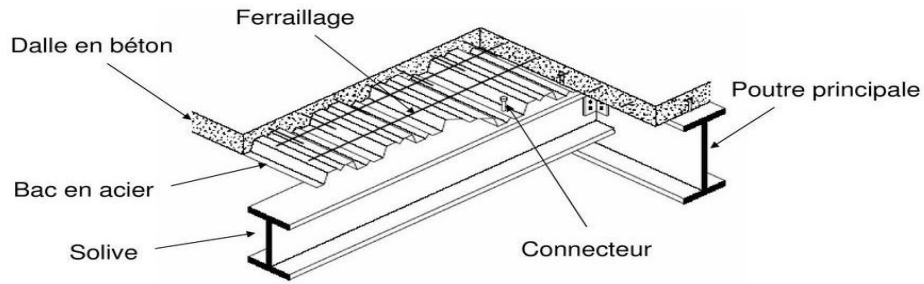
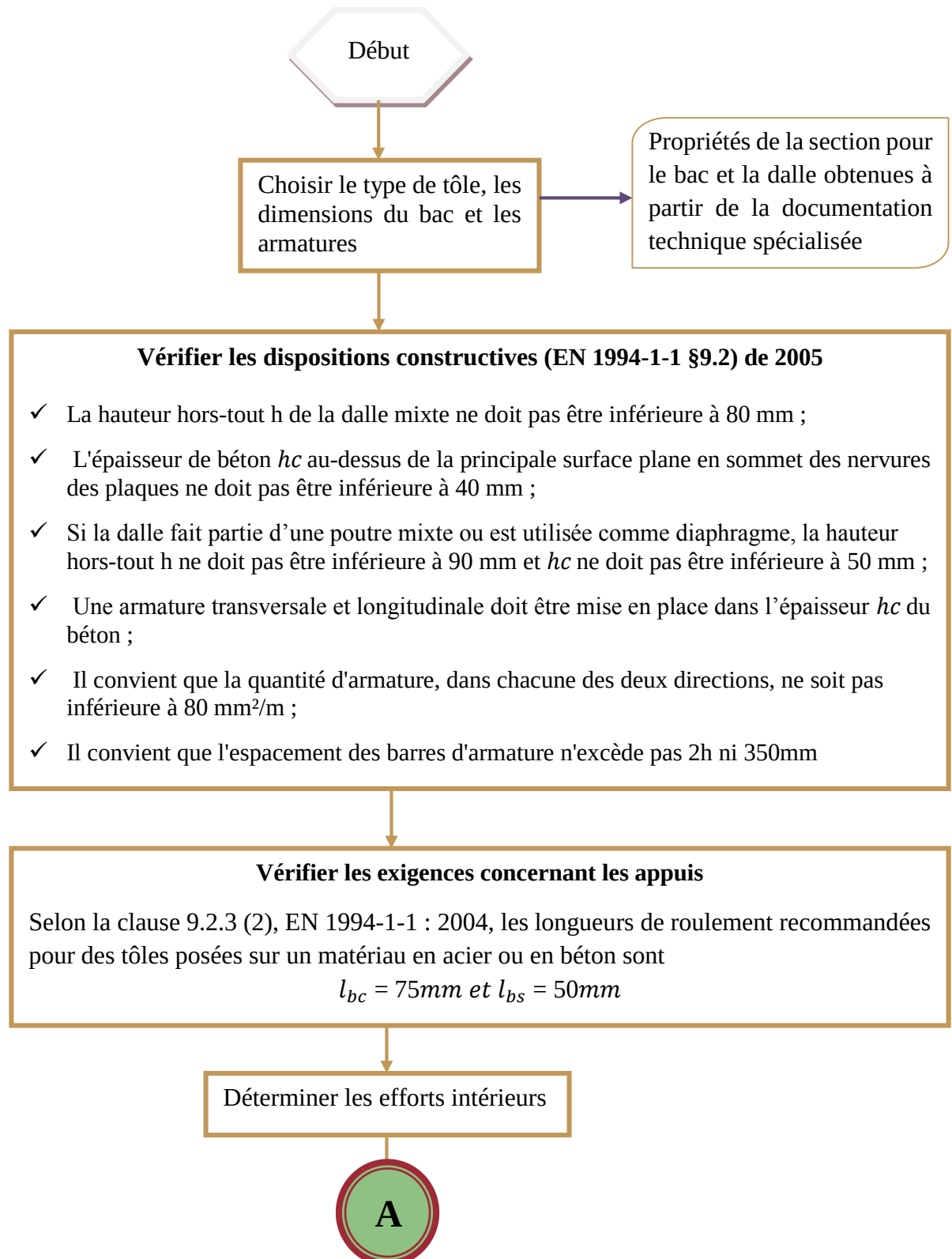
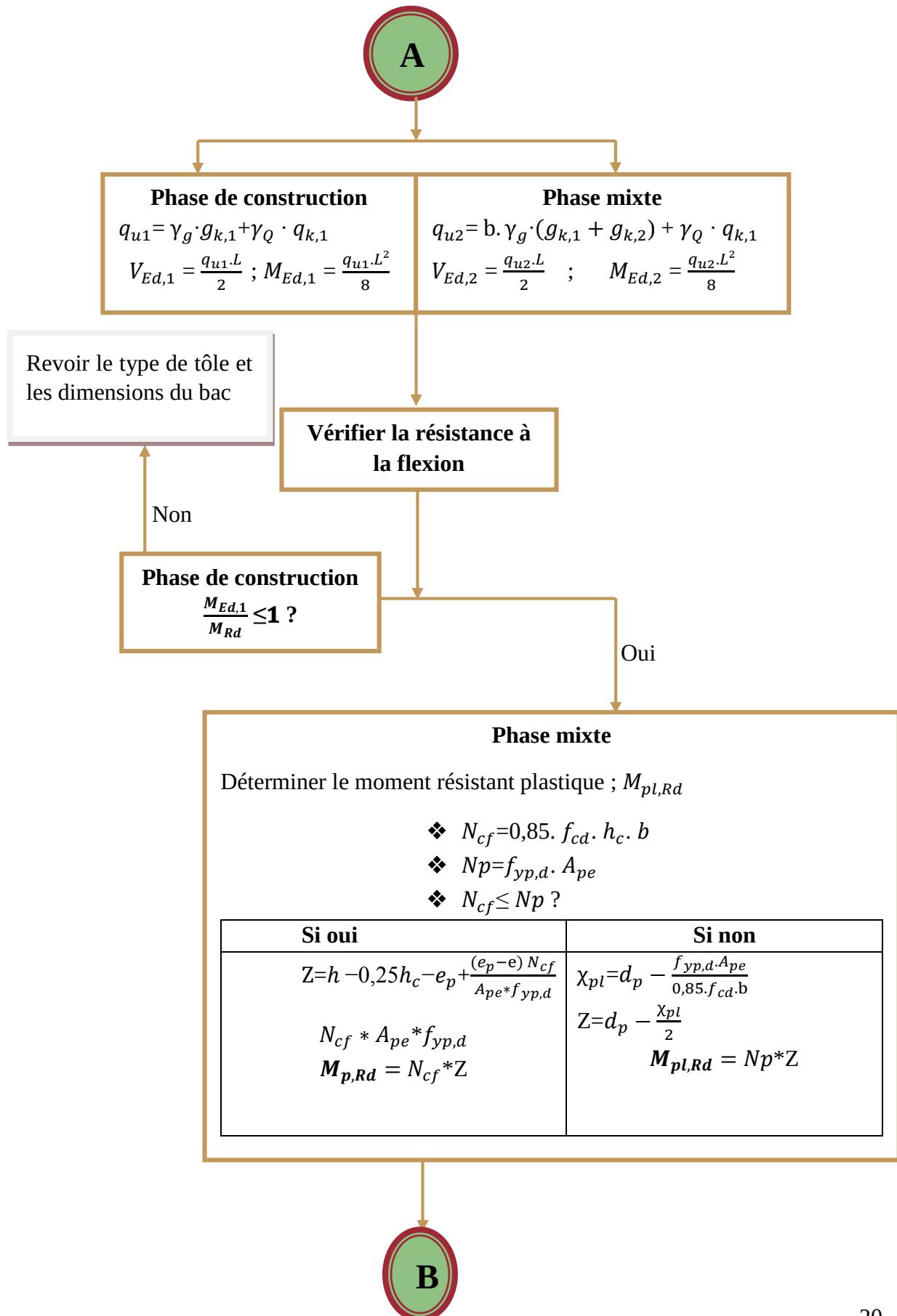
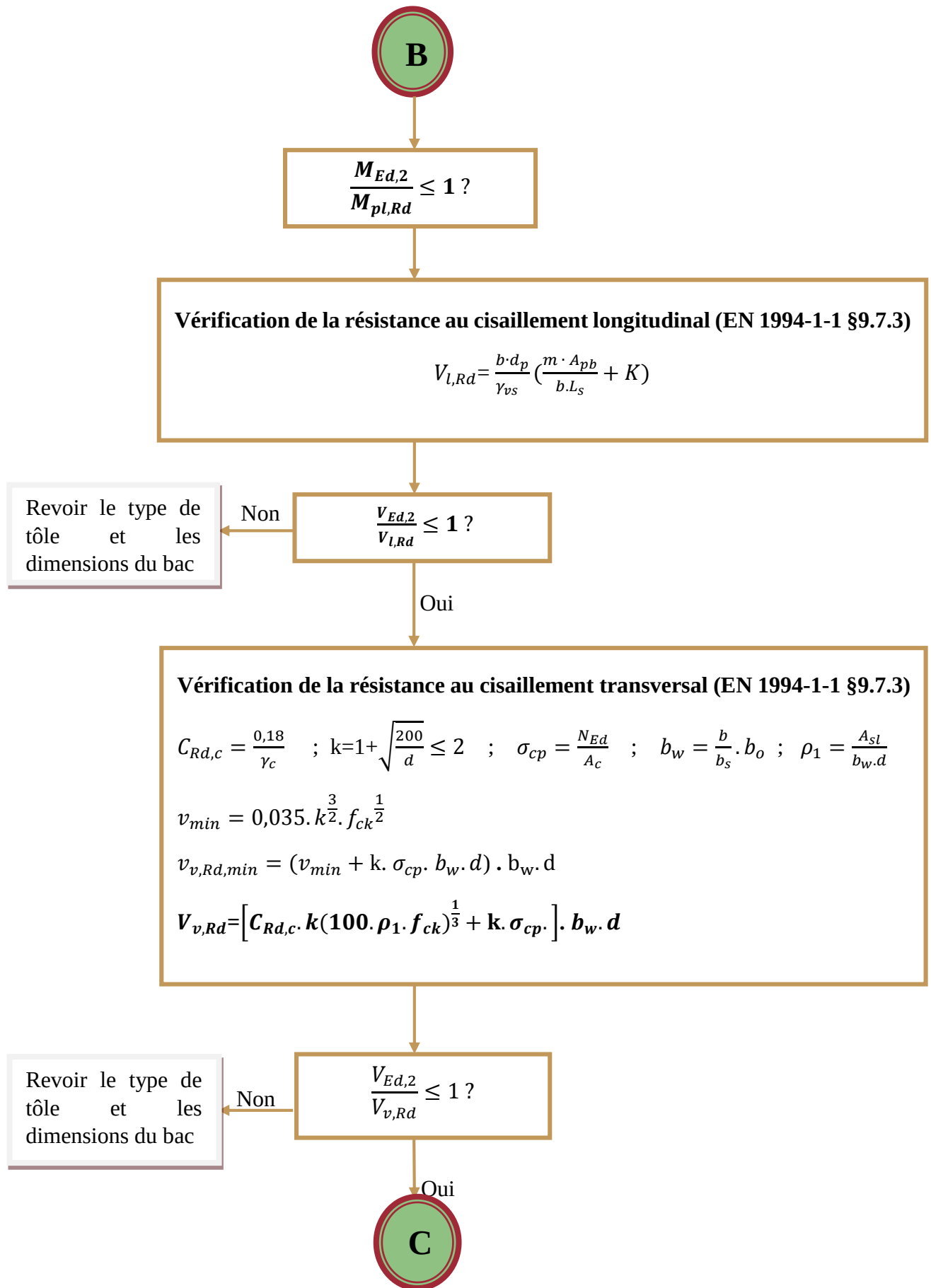


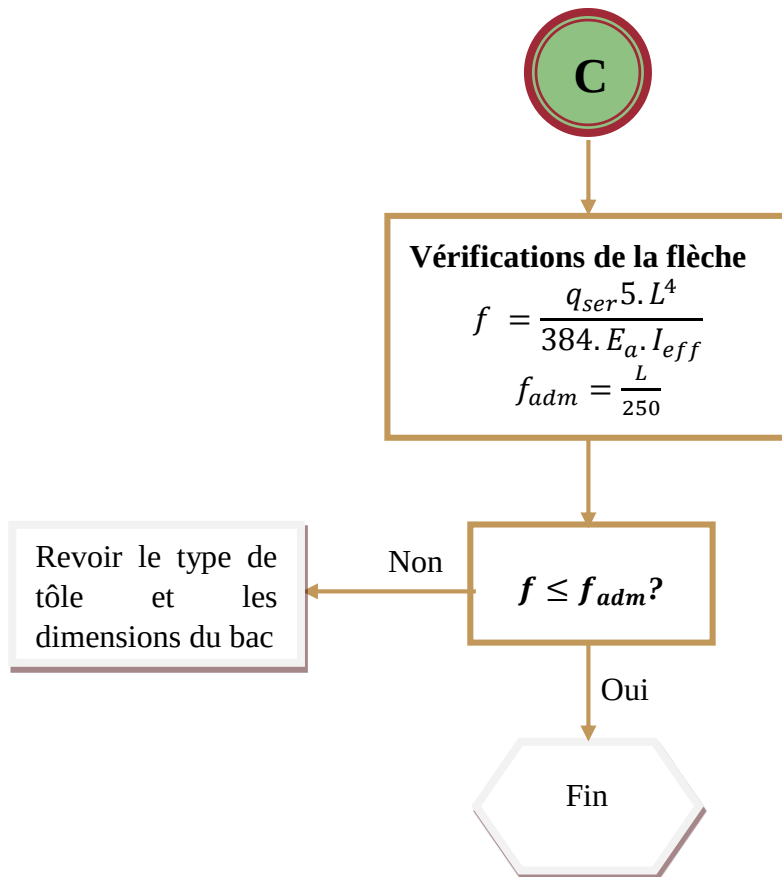
Figure 2.9 : Composition type d'un plancher collaborant

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.









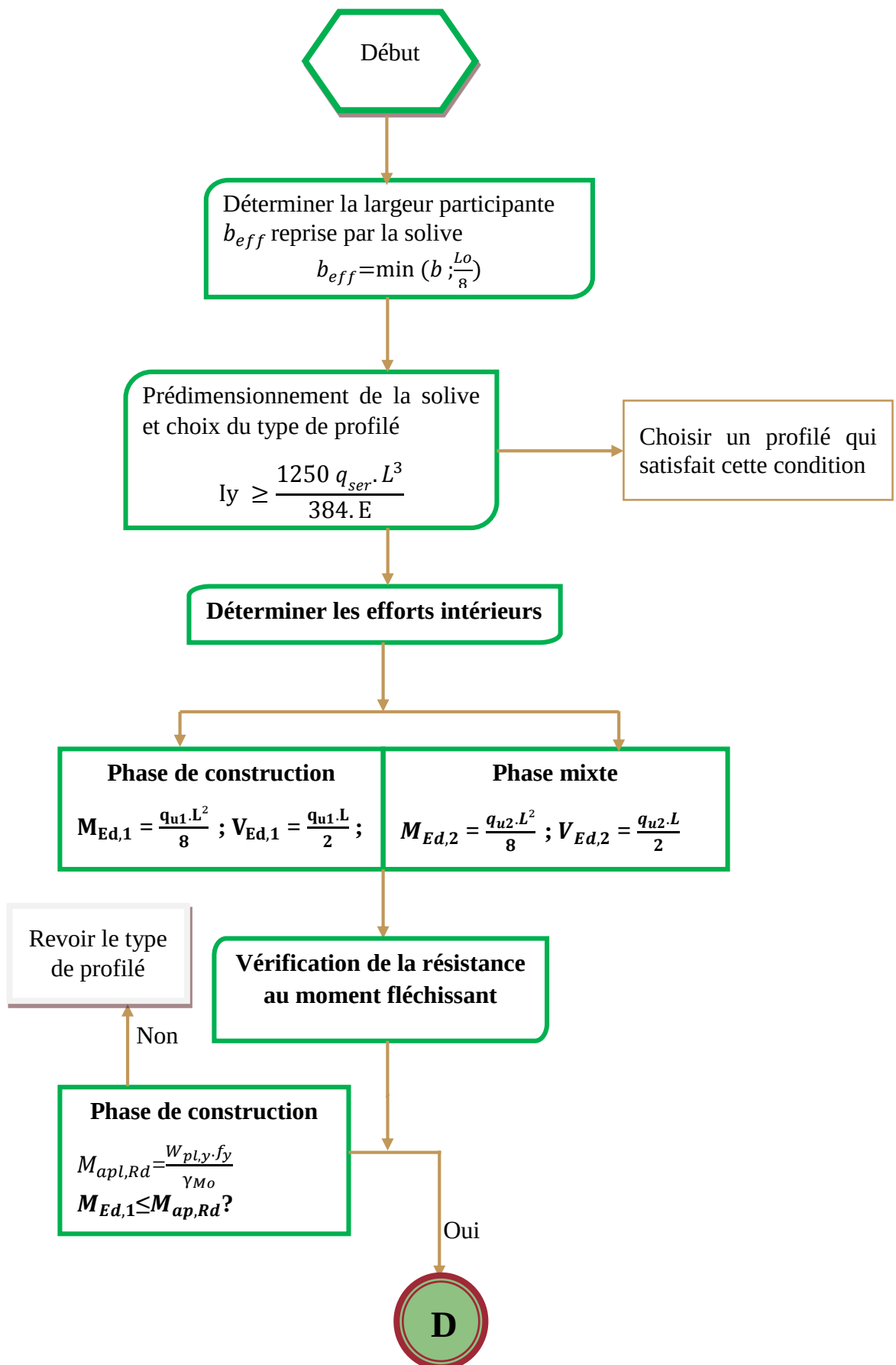
Organigramme 1 : Méthodologie de dimensionnement d'un plancher collaborant (proposé par Marc ADANDOKPOSSI)

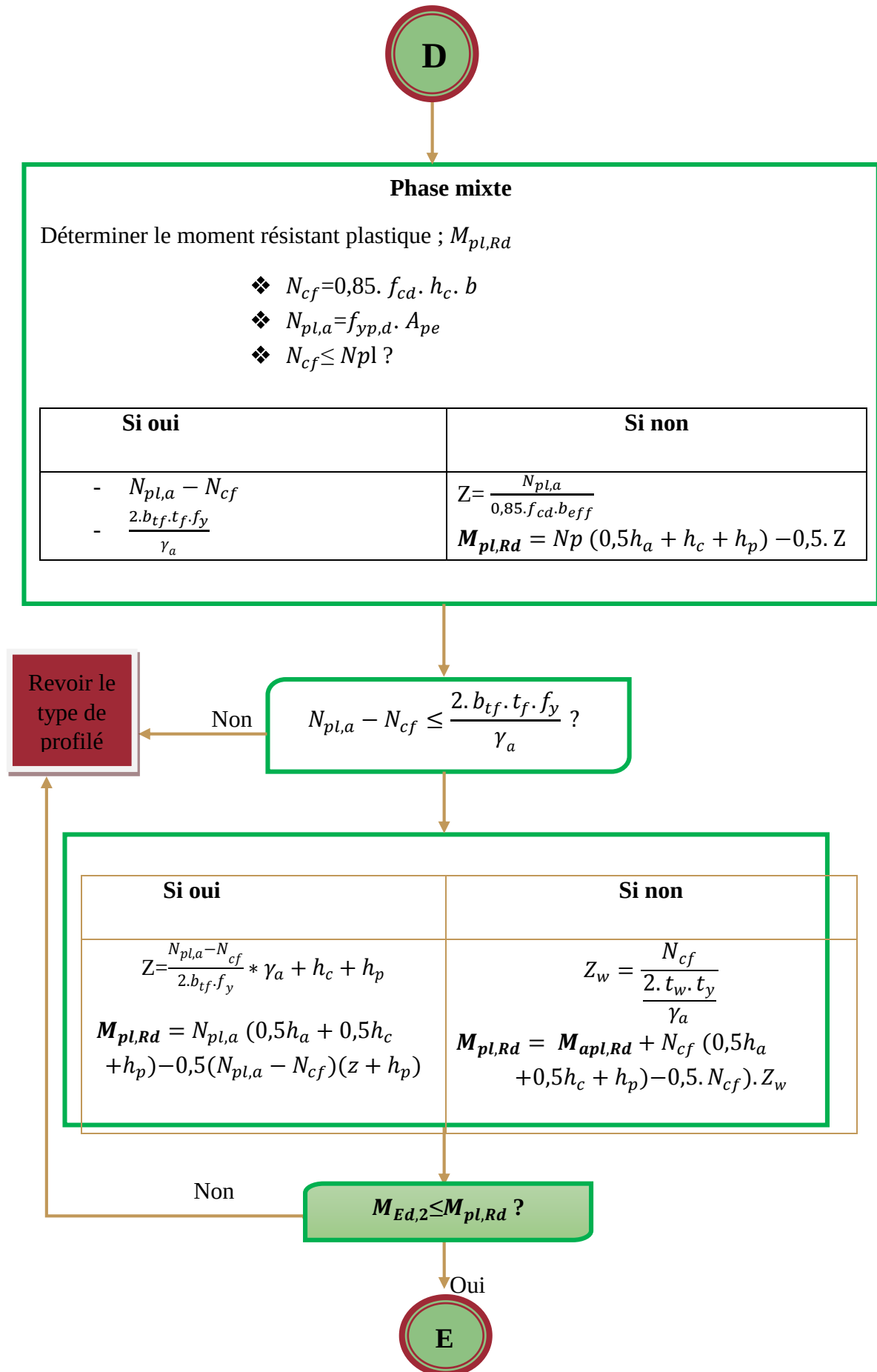
2.3.3 Méthodologie de dimensionnement des solives

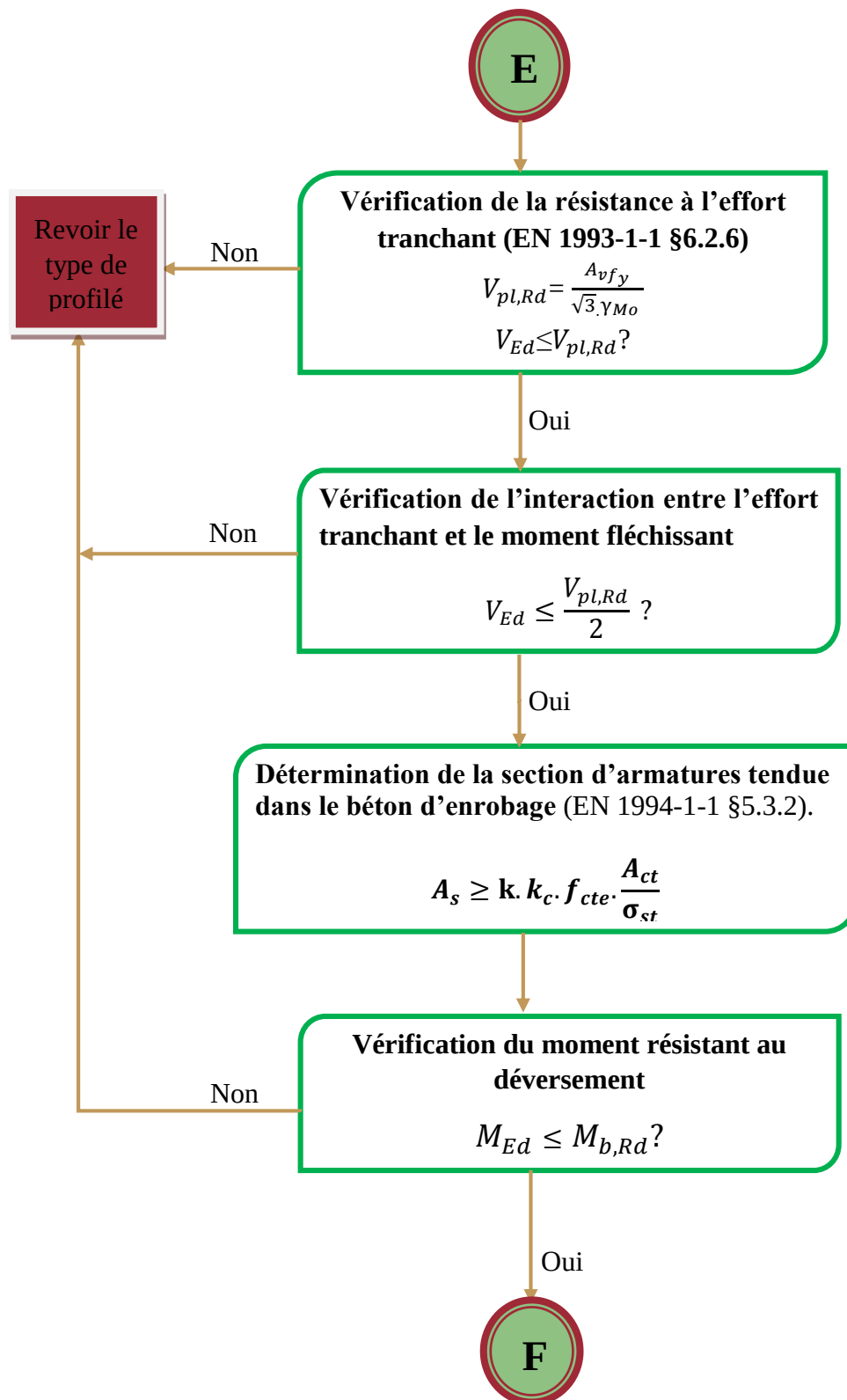
Une solive encore appelée poutre secondaire, est une poutre reliée à la dalle par connexion. Cette connexion permet, non seulement de retenir la solive contre toute instabilité, d'empêcher le glissement entre la solive et la dalle mais également de reprendre les charges de la dalle. Ces charges seront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

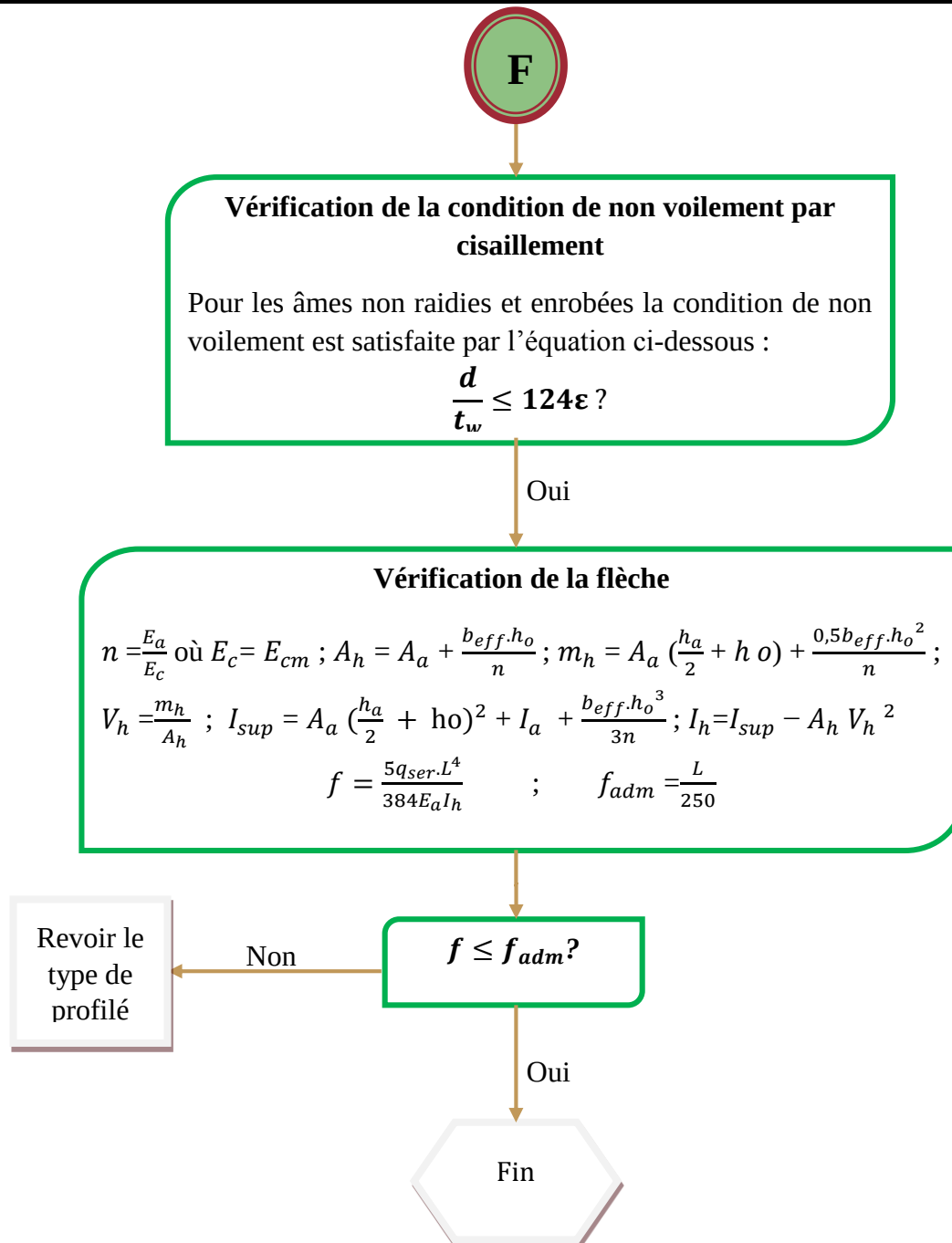
Conformément à la clause 6.1.1(3), (Eurocode 4, 2004), les vérifications suivantes doivent être effectuées pour les poutres mixtes :

- 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.









Organigramme 2 : Méthodologie de dimensionnement d'une solive mixte acier-béton (proposé par Marc ADANDOKPOSSI)

2.3.4 Méthodologie de dimensionnement d'une poutre

Une poutre est un élément structural horizontal soumis à un chargement perpendiculaire à son axe longitudinal, c'est-à-dire qu'elle est généralement en flexion et doit donc être dimensionnée pour résister au moment de flexion et à l'effort tranchant induit par le chargement.

On distingue deux types : les poutres principales et les poutres secondaires. Une poutre principale reçoit le poids d'une poutre secondaire et le transmet aux poteaux sur lesquels elle repose. De son côté, une poutre secondaire reçoit les charges du plancher qu'elle transmet aux poutres principales ou aux poteaux sur lesquels elle repose.

Une poutre peut être tenue latéralement sur toute sa longueur ou non. Lorsque la poutre est tenue latéralement sur sa longueur, la rotation autour de son axe longitudinal (x-x) est empêchée. Ceci est le cas des solives de plancher, des poutres principales sur lesquelles sont assemblées d'autres poutres secondaires, des poutres encastrées dans du béton.

Lorsque la poutre n'est pas tenue latéralement sur toute sa longueur, la rotation autour de son axe longitudinal (x-x) n'est pas empêchée, donc la poutre est libre de se déformer transversalement (Hejazi & Chun, 2018).

Le dimensionnement d'un élément fléchi en construction métallique consiste à déterminer le type de profilé métallique dont la section remplit :

- Les conditions de résistance face aux risques de défaillance structurelle ou d'effondrements liés aux états limites ultimes (résistance à l'effort tranchant, résistance au moment fléchissant, stabilité face au déversement et au voilement local).
- Les conditions de résistance face aux risques d'incapacité de service ou d'insuffisance fonctionnelle de l'ouvrage liés aux états limites de service.

Les différents types de poutres utilisées dans le cadre de notre projet sont des poutres en profilés laminés tenues latéralement sur leurs longueurs.

La procédure de dimensionnement suivant les règles de l'EUROCODE 3 d'une poutre en profilé laminé tenue latéralement suivant toute sa longueur est la suivante :

1. Déterminer les conditions aux appuis de la poutre à dimensionner (appui simple, double ou encastré aux deux extrémités).
2. Déterminer les charges permanentes et les charges d'exploitations en faisant la descente des charges sur la poutre et calculer le chargement à l'ELU et à l'ELS.
3. Déterminer la flèche admissible de la poutre. Les valeurs des flèches admissibles conformément à la norme (Eurocode 3, 2005) sont données dans le tableau suivant.

Tableau 2-9 : Les valeurs des flèches admissibles conformément à la NF EN 1993-1-1/NA

Conditions	Flèche admissible $\bar{f}$
Toitures en général	L/200
Toitures supportant du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250
Plancher en général	L/250
Plancher et toiture supportant des cloisons en plâtres ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Plancher supportant des poteaux (à moins que la flèche ait incluse dans l'analyse globale de l'état ultime)	L/400
Cas où $\bar{f}$ ne peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

4. Déterminer, en utilisant le chargement à l'ELS le moment d'inertie minimal I_{min} requis pour satisfaire la condition de flèche en résolvant l'inéquation suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

Les formules pour le calcul des flèches admissible sont données en annexe.

5. Faire le choix, dans un catalogue, du profilé satisfaisant la condition de flèche de l'étape 4 et déterminer sa limite d'élasticité f_y conformément au tableau ...
6. Faire la vérification de la flèche en intégrant dans les charges permanentes le poids propre du profil choisit. Si la condition de l'étape 4 est validée, passer à l'étape 7 sinon reprendre l'étape 5 en choisissant un profilé ayant un moment d'inertie plus élevé
7. Effectuer une analyse du point de vue résistance des matériaux de la poutre avec le chargement à l'ELU (en tenant compte du poids du profilé choisi) et déterminer l'effort tranchant maximal V_{Ed} et le moment fléchissant maximal M_{Ed} induits par le chargement sur la poutre.
8. Classifier la section du profilé choisit pour la poutre, conformément aux tableaux en annexe 3
9. Déterminer en tenant compte du type de profilé, la résistance plastique au cisaillement $V_{pl,Rd}$ de la section par la formule suivante :

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

Avec

A_v : aire de cisaillement de la section (tableau ...) ;

f_y : limite d'élasticité du profilé (étape 5) ;

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité (section 2.4.4).10

Tableau 2-10 : Aire de cisaillement (NF EN 1993-1-1 :2005 6.2.6(3))

Types de profilé	Aire de cisaillement A_v
I ou H laminés, effort parallèle à l'âme	$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
U laminés, effort parallèle à l'âme	$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
Sections soudées en I, H, U ou en caisson, effort parallèle à l'âme	$\sum (dt_w)$
Sections soudées en I, H, U ou en caisson, effort parallèle à la semelle	$A - \sum (dt_w)$
Laminés creux rectangulaires d'épaisseur uniforme, effort parallèle à la hauteur	$\frac{Ah}{h+b}$
Laminés creux rectangulaires d'épaisseur uniforme, effort parallèle à la largeur	$\frac{Ab}{h+b}$

Laminés creux circulaires d'épaisseur uniforme	$\frac{2A}{\pi}$
---	------------------

10. Comparer l'effort tranchant maximal obtenu à l'étape 7 à la résistance plastique au cisaillement obtenue à l'étape 9. L'effort tranchant maximal doit vérifier la relation suivante :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Si la condition n'est pas vérifiée, reprendre l'étape 4 en choisissant un profilé ayant une aire de cisaillement plus élevée. Si non passer à l'étape 11.

11. Déterminer, selon la classe de la section, la résistance à la flexion $M_{C,Rd}$ de la section par la formule suivante :

$$M_{C,Rd} = \begin{cases} \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \\ \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \\ \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \end{cases}$$

Avec

W_{pl} : module plastique de la section ;

W_{el} : module élastique de la section ;

W_{eff} : module élastique de la section brute ;

γ_{M1} : coefficient partiel de sécurité (Section 1.1.4.4).

12. Comparer le moment fléchissant maximal obtenu à l'étape 7 à la résistance à la flexion obtenue à l'étape 10. Le moment fléchissant maximal doit vérifier la relation suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{C,Rd}$$

Si la condition n'est pas vérifiée, reprendre l'étape 4 en choisissant un profilé ayant un module de résistance plus élevé. Si non passer à l'étape 13.

13. Vérifier que la résistance des sections à la flexion n'est pas affectée par la présence de l'effort tranchant. La condition à vérifier est :

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

Si la condition est vérifiée passer à l'étape 16 si non passer à l'étape 14.

14. Déterminer la valeur réduite de la résistance en flexion $M_{V,Rd}$. Cette valeur est déterminée en remplaçant dans ... f_y par $f_{yd} = (1 - \rho)f_y$.

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

Pour les sections transversales à semelles égales, fléchies suivant l'axe de forte inertie :

$$M_{V,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec $A_w = h_w t_w$ et $h_w = d + 2r$

15. Comparer le moment fléchissant maximal obtenu à l'étape 7 à la résistance en flexion réduite obtenue à l'étape 14. Le moment fléchissant maximal doit vérifier la relation suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{V,Rd}$$

Si la condition n'est pas vérifiée, reprendre l'étape 4 en choisissant un profilé optimal.

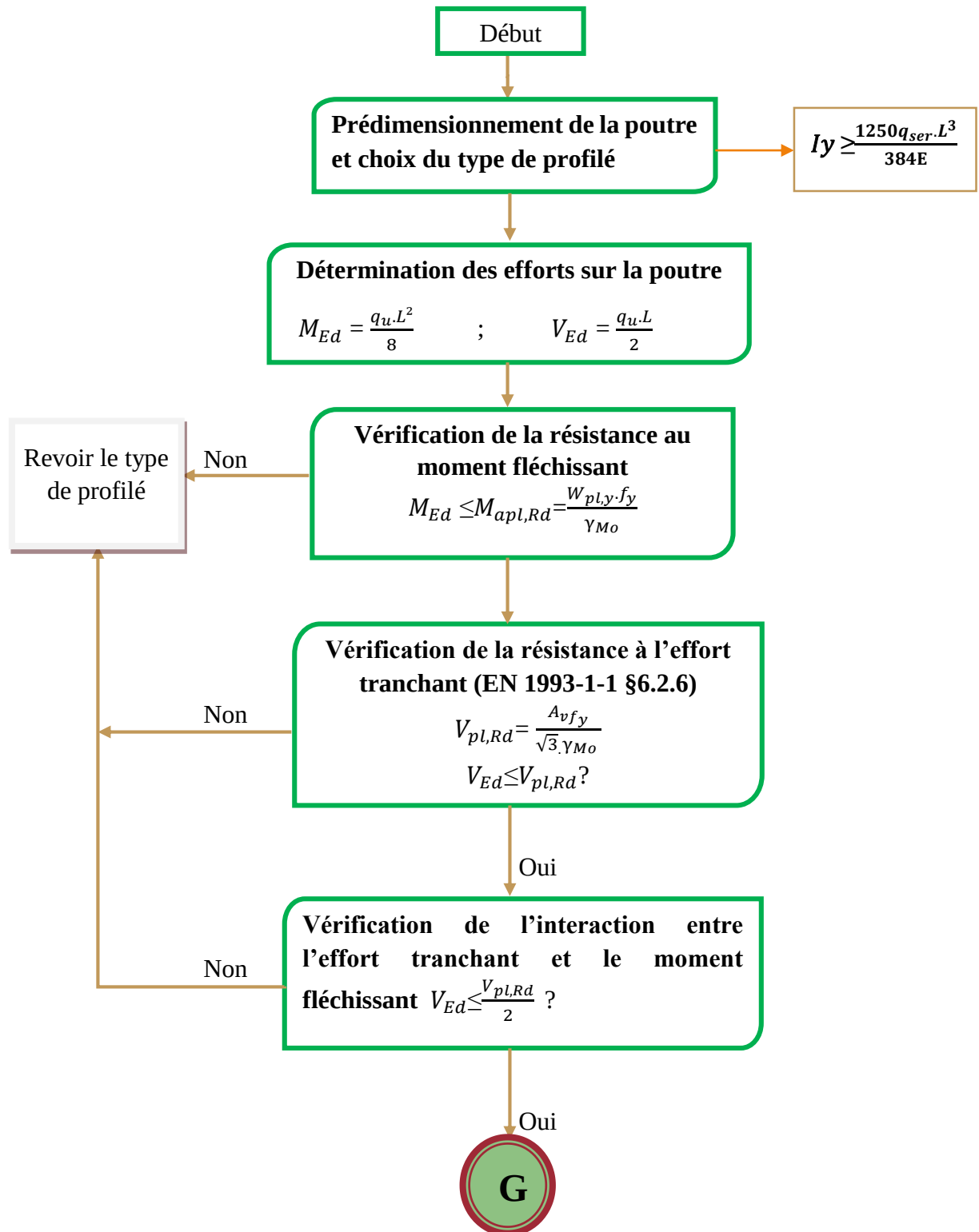
Si non passer à l'étape 16.

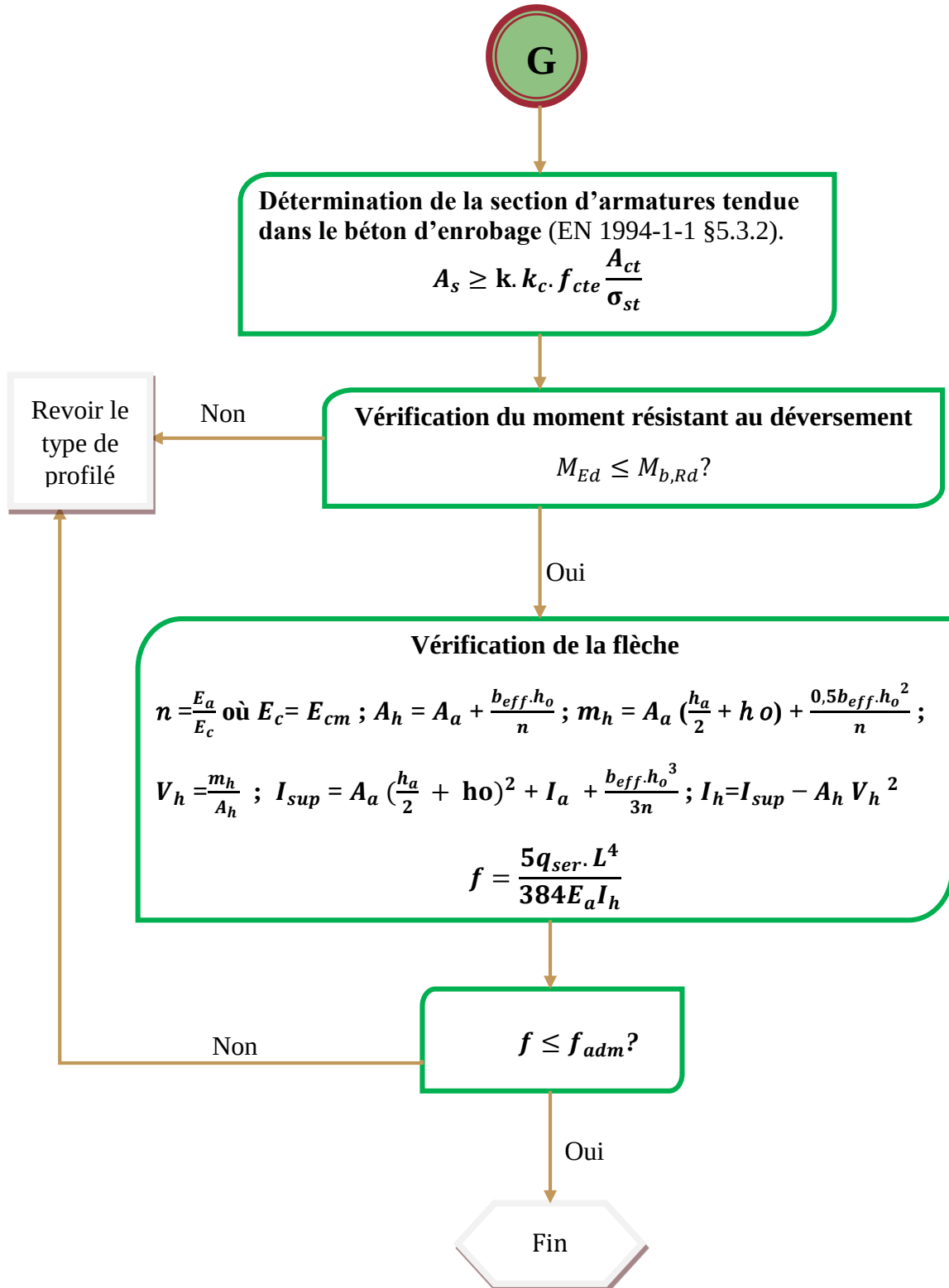
16. Vérifier que la section de profil choisie est économique en calculant les taux de travail de la section par rapport à l'effort tranchant, au moment résistant et à la flèche admissible. Si les trois taux sont inférieurs à 50% alors reprendre l'étape 4, si non passer à l'étape 17.
17. Fin du dimensionnement.

Remarques :

- Il n'est pas nécessaire de vérifier la résistance au déversement d'une poutre tenue latéralement sur toute sa longueur car les restrictions empêchent la déformation dans le plan transversal de la poutre.
- Dans le cas d'une poutre non tenue latéralement, il convient de tenir compte du risque de déversement pour le calcul du moment résistant. La procédure de calcul du moment résistant dans ce cas est énoncée dans la section 2.2.2.2 traitant du dimensionnement d'un poteau.
- Il n'est pas nécessaire de vérifier la résistance au voilement car les âmes des profilés laminés sont peu sensibles au voilement. Il est aisé de vérifier dans les catalogues que pour tous les profilé IPE, HEA, HEB, HEM qui constituent l'essentiel des profilé utilisés dans le bâtiment qu'on a bien $\frac{d}{t_w} < 69\epsilon$ ce qui signifie qu'une vérification au voilement n'est pas nécessaire.

L'organigramme ci-dessous résume les différentes étapes du dimensionnement.





Organigramme 3 : Méthodologie de dimensionnement d'une poutre mixte acier-béton (proposé par Marc ADANDOKPOSSI)

2.3.5 Méthodologie de dimensionnement d'un poteau

Dans une ossature de bâtiment, un poteau est un élément structural vertical qui peut supporter une ou plusieurs poutres et par conséquent des planchers. Les poteaux assurent la transmission des charges provenant des poutres et des planchers aux fondations. Un poteau est

donc un élément chargé parallèlement à son axe longitudinal (x-x). Par conséquent, un poteau est principalement soumis à la compression (Hejazi & Chun, 2018).

Dans le domaine de la construction de bâtiments, il est rare de trouver des poteaux travaillant en compression simple. Les poteaux de bâtiments sont également soumis à des moments de flexion suivant leurs axes (y-y) et (z-z). Dans le cas où la liaison entre le poteau et la poutre n'est pas rigide, le moment de flexion est dû à l'excentricité de la force appliquée en tête de poteau, force provenant de la réaction d'appui des poutres. Dans le cas où la liaison entre la poutre et le poteau est rigide, le moment de flexion est dû au moment fléchissant présent en appui en réponse au chargement de la poutre.

Dans le bâtiment de manière générale, un poteau est considéré comme tenu latéralement suivant ses deux axes (y-y) et (z-z) au niveau des planchers et libre entre les planchers.

Les poteaux utilisés dans le cadre de notre projet sont considérés comme encasté aux deux extrémités pour le deuxième et le premier étage et encasté à une extrémité et articulé à l'autre pour le rez-de-chaussée.

La procédure de dimensionnement d'un poteau suivant les règles de l'EUROCODE 3 est la suivante :

1. Déterminer les conditions aux appuis du poteau à dimensionner (appui simple, double ou encasté aux deux extrémités).
2. Déterminer par une étude de résistance des matériaux des portiques composant la structure du bâtiment les charges et les moments aux différents nœuds du poteau.
3. Se référer aux catalogues de profils pour choisir le type de profilé à utiliser pour démarrer le dimensionnement du poteau et déterminer la limite d'élasticité f_y du profilé choisi conformément au tableau ...
4. Déterminer l'effort de compression N_{Ed} , les moments de flexion $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ et les efforts tranchants $V_{pl,y,Ed}$, $V_{pl,z,Ed}$ suivant les axes (y-y) et (z-z) du poteau.
 - L'effort de compression à utiliser pour dimensionner le poteau est la somme des réactions d'appui des poutres assemblées au poteau et la charge provenant des étages supérieurs et le poids propre du profilé.
 - Le moment de flexion à utiliser pour le dimensionnement dépend du type de liaison poutre-poteau :
 - ❖ Si la liaison est articulée, conformément au document SN005a-EN-EU (Access Steel, 1993), la réaction de la poutre est considérée comme

appliquée à 100 mm de la face du profilé du poteau lorsque les dimensions de l'appui ne sont pas données.

- ❖ Si la liaison est rigide, le moment de flexion correspond au moment fléchissant en appui dû au chargement de la poutre.

5. Classifier la section du profilé choisi pour le poteau, conformément aux tableaux en annexe 2.

6. Déterminer les élancements réduits, $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$ suivant les axes (y-y) et (z-z).

L'élancement réduit est donné par la formule suivante :

$$\bar{\lambda} = \frac{Kl_0}{i} \times \frac{1}{\pi} \left(\sqrt{\frac{f_y}{E}} \right)$$

Avec

K : facteur de longueur effective (tableau) ;

l_0 : longueur réelle de la barre ;

i : rayon de giration de la section pour l'axe de flambement considéré ;

f_y : limite d'élasticité du profilé (étape 3).

Tableau 2-11 : Facteur de longueur effective (Elégbédé et al., 2019)

Conditions d'appui de la barre	Facteur de longueur effective, K
Articulée aux deux extrémités	1,0
Encastrée aux deux extrémités	0,5
Encastrée à une extrémité et articulée à l'autre	0,7
Encastrée à une extrémité et libre à l'autre	2,0

7. Comparer chacun des élancements réduits calculés $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$ à 0,2 (Elégbédé et al., 2019).

- Si $\bar{\lambda} \geq 0,2$ alors le risque de flambement n'est pas négligeable.
- Si $\bar{\lambda} < 0,2$ alors le risque de flambement est négligeable.

8. Si le risque de flambement n'est pas négligeable suivant un axe, déterminer ϕ suivant les axes de flambement (y-y) et/ou (z-z) et passer à l'étape 9. Si non passer directement à l'étape 9. Le facteur ϕ est calculé de la façon suivante :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Avec

α : facteur d'imperfection dont la valeur est obtenue suite au choix de la courbe de flambement.

Tableau 2-12 : Facteur d'imperfection (NF EN 1993-1-1 :2005)

Limites		Axes de flambement	Facteur d'imperfection, α
$\frac{h}{b} \geq 1,2$	$t_f \leq 40mm$	y-y	0,21
		z-z	0,34
	$40mm < t_f \leq 100mm$	y-y	0,34
		z-z	0,49
$\frac{h}{b} < 1,2$	$t_f \leq 100mm$	y-y	0,34
		z-z	0,49
	$t_f > 100mm$	y-y	0,76
		z-z	0,76

9. Calculer le coefficient de réduction de flambement χ . Le calcul du coefficient de réduction se fait suivant la formule suivante :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}}$$

- Dans le cas où le risque de flambement est négligeable, prendre $\chi = 1$.
- Dans le cas où le risque de flambement n'est pas négligeable suivant les deux axes de flambement, il convient de prendre :

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z)$$

10. Calculer la résistance de la barre comprimée au flambement $N_{b,Rd}$. Tenant compte du risque de flambement et de la classe du profilé choisi, les formules pour le calcul de $N_{b,Rd}$ sont :

$$N_{b,Rd} = \begin{cases} N_{pl} = \frac{\chi_{min} A f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ classes 1, 2 et 3} \\ \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ classe 4} \end{cases}$$

Avec

A : aire brute de la section ;

A_{eff} : aire efficace de la section ;

γ_{M1} : coefficient de sécurité (Section 1.1.4.4).

11. Comparer la résistance de la barre comprimée au flambement $N_{b,Rd}$ à l'effort de compression calculé. L'effort de compression doit vérifier la relation suivante :

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Si la condition est vérifiée, passer à l'étape 12. Si non reprendre l'étape 3.

12. Déterminer les résistances plastiques au cisaillement $V_{pl,y,Ed}$, $V_{pl,z,Ed}$ suivant les axes (yy) et (z-z). La résistance plastique au cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

Avec γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité (Section 1.1.4.4).

13. Comparer les valeurs obtenues à l'étape 12 à celle des efforts tranchants obtenu à l'étape 4. L'effort tranchant maximal doit vérifier la relation suivante :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Si la condition est vérifiée suivant les deux axes alors passer à l'étape 14 si non reprendre l'étape 3.

14. Vérifier que la résistance des sections à la flexion n'est pas affectée par la présence de l'effort tranchant suivant les deux axes (y-y) et (z-z). L'effort tranchant maximal doit vérifier la condition suivante :

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

Si la condition est vérifiée, passer à l'étape 15. Si non, la résistance au moment fléchissant réduite suivant (y-y) et/ou (z-z) est calculée conformément à l'étape 14 de la section 6.1 pour chacun des axes.

15. Déterminer s'il y a interaction entre les moments de flexion et l'effort normal. Il y a interaction lorsque :

$$N_{Ed} > \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,5A_w f_y}{\gamma_{M0}} \text{ suivant (y - y)} \\ 0,25N_{pl,Rd} \end{array} \right.$$

$$N_{Ed} > \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} \text{ suivant (y - y)}$$

Avec $A_w = h_w + t_w$ et $h_w = d + 2r$

16. Vérifier la résistance en flexion du profilé suivant les deux axes (y-y) et (z-z). Tenant compte de la classe de la section du profilé et de la présence ou non d'une interaction avec l'effort normal, on peut distinguer six conditions pour la vérification de la résistance en flexion :

- Lorsqu'il n'y a pas d'interaction :
 - ❖ Pour un profilé de classe 1 ou 2 la condition est la suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{pl} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

- ❖ Pour un profilé de classe 3 la condition est la suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{el} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$$

- ❖ Pour un profilé de classe 4 la condition est la suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{eff} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec

W_{pl} : module plastique de la section ;

W_{el} : module élastique de la section ;

W_{eff} : module élastique de la section efficace.

- Lorsqu'il y a interaction :

Pour un profilé de classe 1 ou 2 les conditions sont les suivantes :

$$M_{y,Ed} < M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right] \text{ mais } M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{z,Ed} < M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ mais } M_{Nz,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

Avec

$$a = \frac{A-2bt_f}{A} ; n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

En cas d'interaction avec l'effort tranchant, il faut remplacer $M_{pl,Rd}$ par sa valeur calculée à l'étape 13.

Pour un profilé de classe 3 la condition est la suivante :

$$\frac{N}{Af_y} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,z}} \leq \gamma_{M0}$$

Pour un profilé de classe 4 la condition est la suivante :

$$\frac{N}{A_{eff}f_y} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{N,y}}{M_{eff,y}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed}e_{N,z}}{M_{eff,z}} \leq \gamma_{M1}$$

Avec

e_N : décalage de l'axe neutre de l'aire efficace A_{eff} par rapport au centre de gravité de la section brute.

Si la condition est vérifiée, passer à l'étape 16. Si non reprendre l'étape 3.

En cas d'interaction avec l'effort tranchant, il faut remplacer f_y par f_{yd} calculé à l'étape 13.

17. Vérifier la résistance du profilé à la flexion biaxiale. Tenant compte de la classe de la section du profilé, on peut distinguer trois conditions pour la vérification de la résistance à la flexion biaxiale avec présence de l'effort normal.

Pour un profilé de classe 1 ou 2 la condition est la suivante :

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec α et β des exposants donnés dans le tableau suivant.

Tableau 2-13 : Exposants α et β pour des sections en I ou en H (NF EN 1993-1-1 :2005)

Section en I ou H	
α	2
β	max (5n ;1)

- ❖ Pour un profilé de classe 3 la condition est donnée par l'équation (...)
- ❖ Pour un profilé de classe 4 la condition est donnée par l'équation (...)

Si la condition de résistance est vérifiée, passer à l'étape 18. Si non reprendre l'étape 3.

18. Déterminer le moment critique de déversement M_{cr} . Il est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kl)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right]$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$Z_j = Z_s - [0,5 \int Z(y^2 + z^2) dA] / I_y$$

k : facteur de longueur effective concernant la rotation d'extrémité dans le plan de chargement ;

k_w : facteur de longueur effective concernant le gauchissement d'extrémité. En l'absence de dispositions particulières pour empêcher tout mouvement aux extrémités, $k_w = 1$;

C_1, C_2, C_3 : coefficients dépendant des conditions de chargement et d'encastrement.

I_w : moment d'inertie de gauchissement de la section ;

I_t : constante de torsion uniforme de la section. $I_t = 0$ pour les sections de classe 4 ;

Z_a : coordonnée suivant z du point d'application de la charge ;

Z_s : coordonnée du centre de cisaillement.

19. Déterminer le paramètre d'élancement pour la flexion torsion $\bar{\lambda}_{LT}$ en fonction de la classe de la section. Il est donné par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$$\beta_w = \begin{cases} 1 & \text{pour les sections de classes 1 et 2} \\ \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} & \text{pour les sections de classe 3} \\ \frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}} & \text{pour les sections de classe 4} \end{cases}$$

20. Comparer le paramètre d'élancement $\bar{\lambda}_{LT}$ à 0,4.

- Si $\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$ alors le risque de déversement est négligeable.
- Si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$ alors le risque de déversement n'est pas négligeable.

21. Si le risque de déversement n'est pas négligeable, déterminer ϕ_{LT} et passer à l'étape 22.

Si non passer directement à l'étape 22. ϕ_{LT} est calculé de la façon suivante :

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec

$$\alpha_{LT} = \begin{cases} 0,21 & \text{pour les profilés laminés} \\ 0,49 & \text{pour les profilés reconstitués soudés} \end{cases}$$

22. Déterminer le facteur de réduction χ_{LT} . Il est donné par la formule suivante :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Lorsque le risque de déversement est négligeable, $\chi_{LT} = 1$.

23. Vérifier que la section choisie respecte la condition de résistance au flambement par flexion. Tenant compte de la classe de la section, cette condition est donnée par l'équation suivante :

Pour les sections de classes 1 et 2 :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A f_y} + K_y \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y}} + K_z \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z}} \leq 1$$

où

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y} \text{ mais } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \text{ mais } \mu_y \leq 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Ed}}{\chi_z A f_z} \text{ mais } K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \text{ mais } \mu_z \leq 0,9$$

$\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$: facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

Pour les sections de classe 3 :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A f_y} + K_y \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y}} + K_z \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z}} \leq 1$$

Où

K_y et K_z : définis comme pour les sections de classes 1 et 2

Et

$$\mu_y = 0,15 \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 1)$$

$$\mu_z = 0,15 \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 1)$$

Pour les sections de classe 4 :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A_{eff} f_y} + K_y \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{N,y}}{M_{eff,y}} + K_z \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{N,z}}{M_{eff,z}} \leq 1$$

Où

K_y et K_z : définis comme pour les sections de classes 1 et 2

μ_y et μ_z : définis comme pour les sections de classe 3

Si la condition est respectée, passer à l'étape 24 si non reprendre l'étape 3.

24. Comparer le résultat obtenu à l'étape 22 à 0,5. Si le résultat est inférieur à 0,5 reprendre l'étape 3 pour choisir une section plus économique.

25. Fin du dimensionnement.

Remarques :

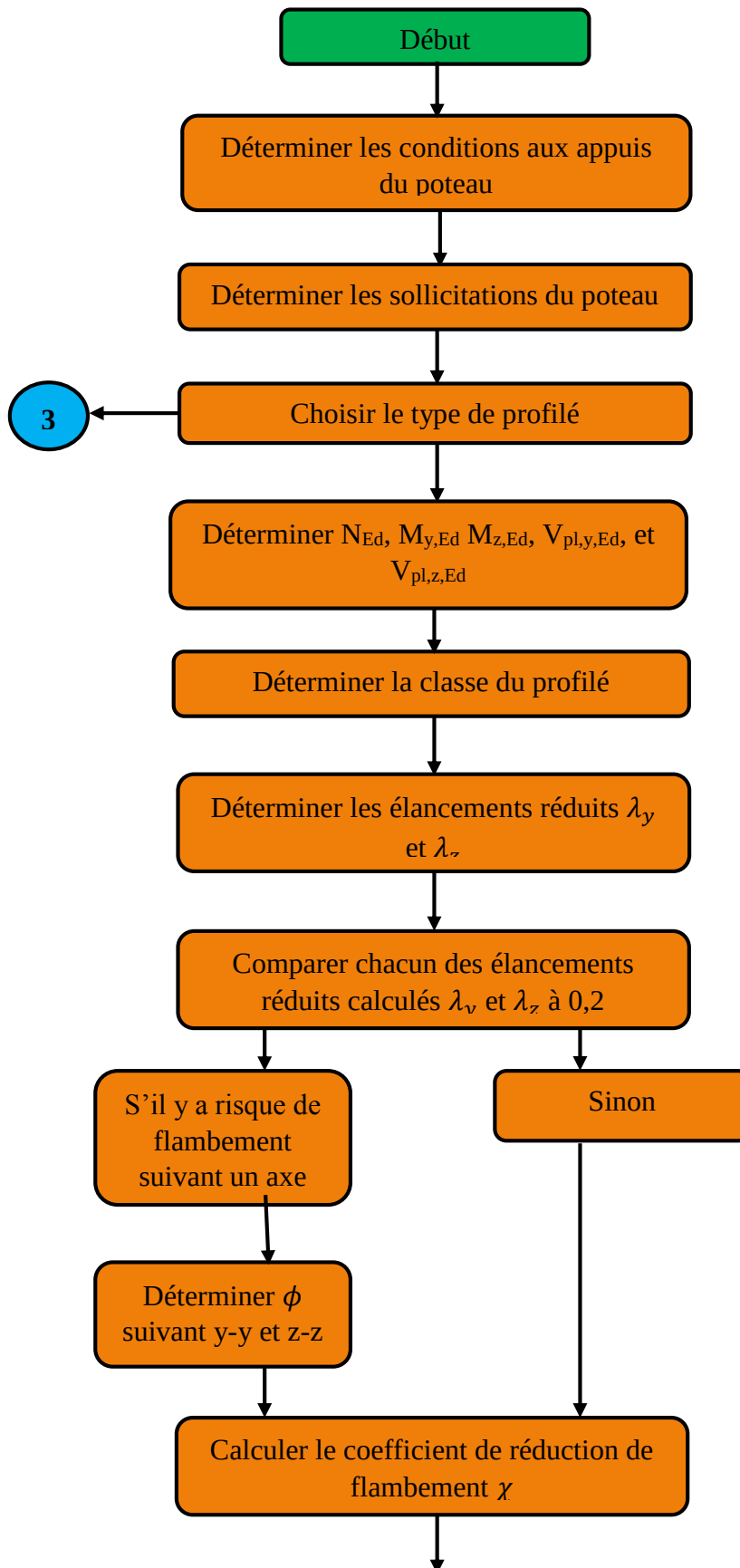
Lorsque le risque de déversement n'est pas négligeable, il convient de remplacer

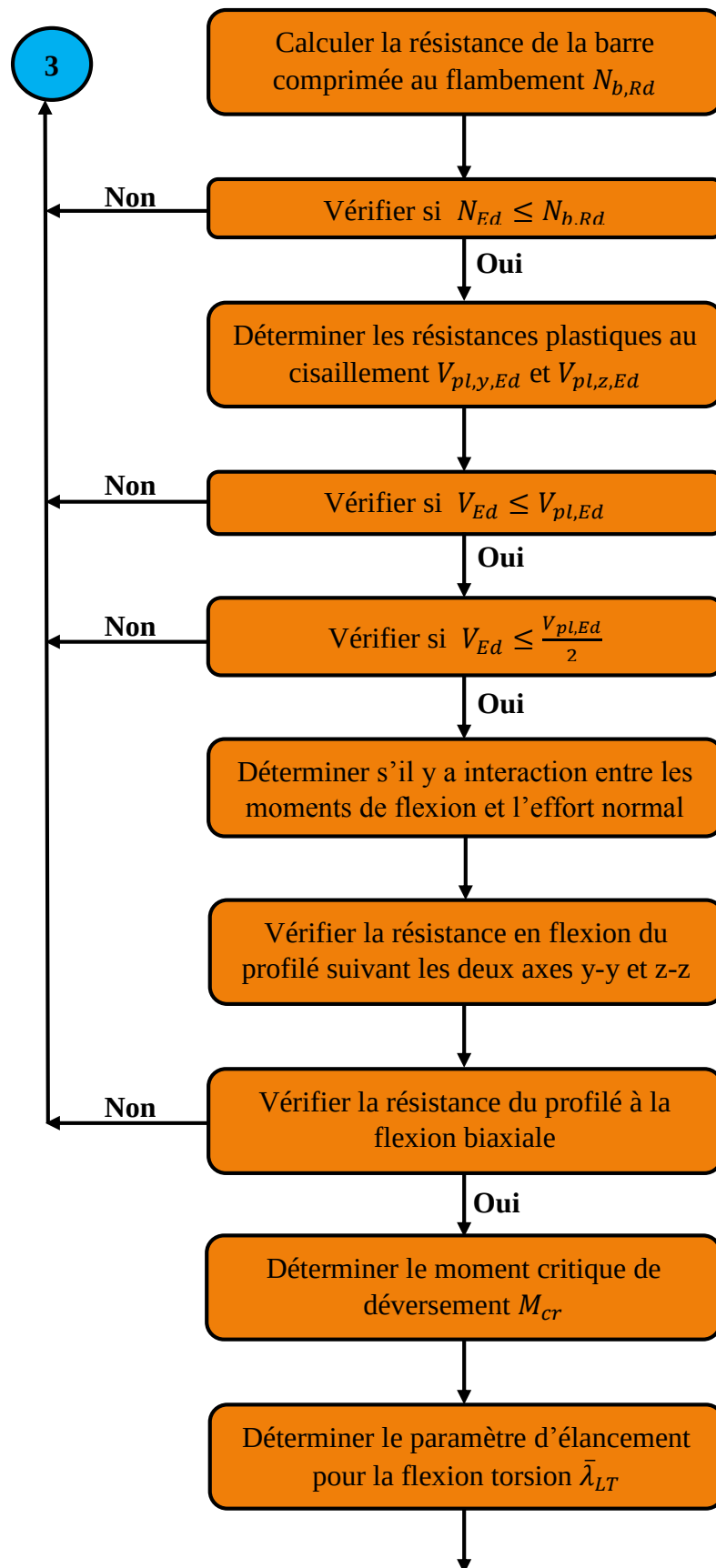
$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Ed}}{\chi_z A f_y} \text{ mais } K_{LT} \leq 1$$

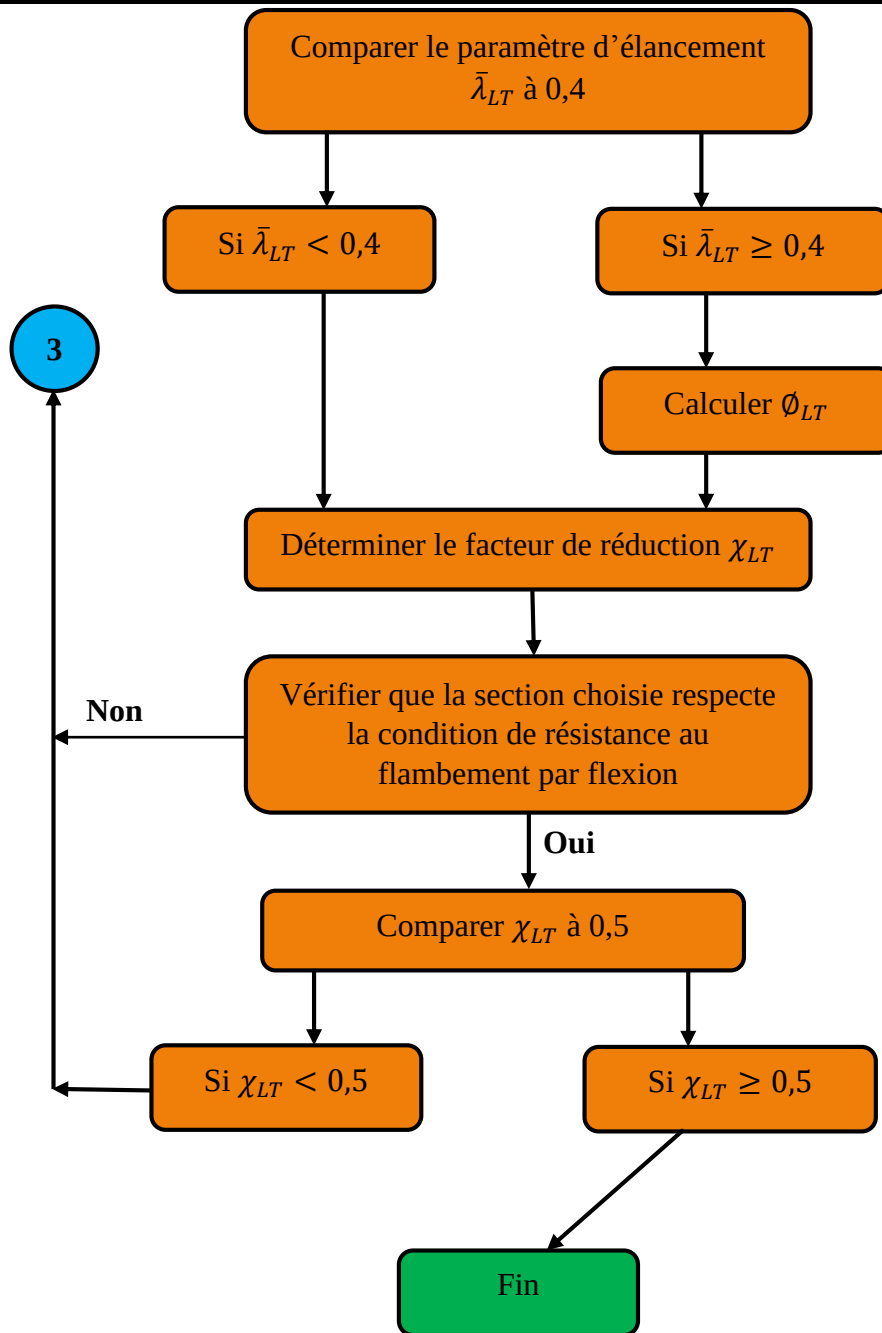
$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,LT} - 1)$$

- ❖ En l'absence d'effort normal, la barre n'est soumise qu'à la flexion biaxiale.
- ❖ En l'absence d'un des deux moments de flexion, la barre est soumise à la flexion composée.
- ❖ En l'absence des deux moments de flexion, la barre est soumise à la compression.

L'organigramme ci-dessous résume toutes les étapes du dimensionnement







Organigramme 4 : Méthodologie de dimensionnement d'un poteau mixte acier-béton (proposé par Marc ADANDOKPOSSI)

Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la présentation des hypothèses qui vont gouverner le présent travail. Il a été question de présenter également les normes et règlements de calcul. La procédure d'évaluation des charges, de dimensionnement des éléments de structure décrite dans ce chapitre avec un récapitulatif des procédures en forme d'organigramme.

3 Méthodologie de dimensionnement des assemblages

Introduction

Une ossature métallique se compose de différentes barres assemblées les unes aux autres d'une manière appropriée pour assurer le transfert effectif des charges vers le sol, mais aussi pour assurer une coopération de ces différentes barres vis-à-vis du maintien de la stabilité de l'ouvrage. Un assemblage est donc une partie importante de l'ossature dont la défaillance aurait une incidence néfaste sur le fonctionnement de toute la structure. Il est donc important de concevoir et de dimensionner les assemblages avec le plus de rigueur possible. Lors de l'étude des assemblages, le concepteur doit s'assurer de la résistance des différentes composantes par rapport aux sollicitations exercées sur elles, mais aussi de la conformité du comportement de l'assemblage vis-à-vis des hypothèses de départ (rigidité, capacité de rotation et capacité de résistance). La vérification du comportement de l'assemblage se fait par classification suivant une méthode proposée par l'EUROCODE 3.

Les assemblages utilisés dans le cadre de notre projet sont :

- ❖ Assemblage des solives sur les poutres principales au moyen de deux cornières fixées dans les âmes des profilés par une rangée verticale de trois boulons ordinaires ;
- ❖ Assemblage des poutres principales sur les poteaux au moyen d'une platine débordante soudée sur la poutre et fixée à l'aile du poteau par trois rangées horizontales de deux boulons ordinaires ;
- ❖ Assemblage des pieds de poteaux articulés sur les fondations au moyen d'une platine soudée en pied de poteaux et de quatre boulons d'ancrage ;

Les assemblages poutre poteaux étant supposés rigides, la vérification de la rigidité a été effectuée dans le cadre de notre projet conformément à la méthode des composants développée dans l'EUROCODE 3 dans sa partie 1-8. Le choix des caractéristiques des moyens d'assemblages tels que le diamètre des boulons, la section et l'épaisseur des cornières, ou encore les dimensions de la platine n'est pas très aisé à effectuer car il s'appuie sur l'expérience. De ce fait, le dimensionnement d'un assemblage devient un processus itératif assez complexe qui exige du calculateur une approche départ plus ou moins hasardeuse pour ensuite être ajustée en fonction des critères recherchés pour l'assemblage.

Les différents points de cette section présentent les procédures adoptées pour chacun des assemblages utilisés dans le cadre de notre projet conformément aux exigences de la NF-1993-1-8.

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

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

- ❖ Le diamètre du boulon d (section 1.1.4.5) ;
- ❖ Le diamètre du trou d_0 (section 1.1.4.5) ;
- ❖ La classe du boulon (section 1.1.4.5) ;
- ❖ La résistance nominale à la traction f_{ub} (section 1.1.4.5) ;
- ❖ La section résistante du boulon A_s (section 1.1.4.5) ;
- ❖ La section nominale du boulon A (section 1.1.4.5).

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 3-1 : type de cornière en fonction du diamètre de boulon (Muzeau, 2010)

Diamètre (d)	Cornière à ailes égales
8	40 x 40 x 4
	45 x 45 x 4,5
10	50 x 50 x 5
12	60 x 60 x 6
16	70 x 70 x 7
	80 x 80 x 8
24	90 x 90 x 9

Déterminer 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.

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 :

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

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

- ❖ Les limites pour les pinces pour des trous circulaires sont :

Pour les pièces non exposées aux intempéries :

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

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

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

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 :

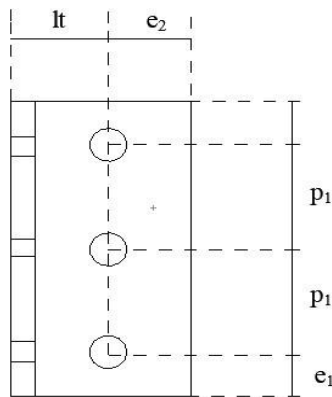


Figure 3.1 : Disposition des pinces et entraxes de la cornière

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.

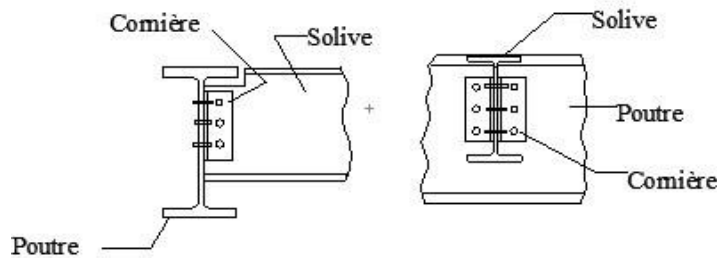


Figure 3.2 : configuration d'un assemblage boulonné par cornières

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.

$$F_{V1,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n}$$

Avec

V_{Ed} : effort de cisaillement (correspondant à N_{Ed} déterminé à l'étape 3)

n : nombre de boulons dans le plan de cisaillement.

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.

$$M_{Ed} \leq V_{Ed} \times l_t$$

l_t : cote de trusquinage des cornières.

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.

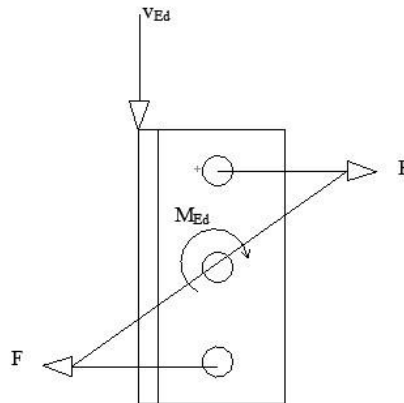


Figure 3.3 : Efforts de cisaillement horizontaux créés par le moment

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

Avec n défini à l'étape 6 et p_1 défini à l'étape 4.

Déterminer la force de cisaillement vertical $F_{V2,Ed}$ sur chacun des boulons dans la partie de l'assemblage composée des cornières et de l'âme de la solive comme présenté précédemment à l'étape 6.

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.

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{V2,Ed}^2 + F_{H,Ed}^2}$$

Avec

$F_{V2,Ed}$: déterminé conformément à l'étape 9 ;

$F_{H,Ed}$: déterminé conformément à l'étape 8.

Déterminer la résistance au cisaillement $F_{V1,Rd}$ d'un boulon dans la partie de l'assemblage composée de la cornière et de l'âme de la poutre principale.

$$F_{V1,Rd} = F_{V,Rd} \times m$$

Avec m le nombre de plan de cisaillement

❖ Si le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon :

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times AS}{\gamma_{M2}}$$

Avec

$\alpha_v = 0,6$ 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 1 ;

A_s : section résistante du boulon (étape 2) ;

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité (section 1.1.4.4).

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

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}}$$

Avec

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

f_{ub} : déterminé à l'étape 2 ;

A : section nominale du boulon (étape 2) ;

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité (section 1.1.4.4).

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.

$$F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Avec

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

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

Vérifier 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 :

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

Si la condition n'est pas vérifiée, reprendre l'étape 1.

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 11.

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 12.

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 1.

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

$$V_{c,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2}$$

$$M_{c,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2}$$

Avec

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

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

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 :

$$0,9 \frac{A_{fnet}}{A_f} \geq \frac{f_y \gamma_{M2}}{f_u \gamma_{M0}}$$

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.

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

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec

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

f_y : limite d'élasticité de la cornière (étape 2) ;

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité (section 1.1.4.4).

Comparer la résistance en flexion $M_{c,Rd}$ au moment de flexion sollicitant $M_{c,Ed}$.

Si $M_{c,Rd} \geq M_{c,Ed}$ alors la résistance en flexion de la cornière est assurée. Dans le cas contraire, reprendre le dimensionnement à l'étape 2.

Déterminer la résistance au cisaillement de la cornière

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

Avec

A_V : aire de cisaillement de la section ;

f_y : limite d'élasticité de la cornière (étape 2) ;

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité (Section 1.1.4.4).

Comparer la résistance au cisaillement $V_{pl,Rd}$ à l'effort tranchant sollicitant $V_{c,Ed}$.

Si $V_{pl,Rd} \geq V_{c,Ed}$ alors la résistance au cisaillement de la cornière est assurée. Dans le cas contraire, reprendre le dimensionnement à l'étape 2.

Vérifier qu'il n'y a pas interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

La condition à vérifier est :

$$V_{c,Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$$

Si la condition est vérifiée alors passer à l'étape 24. Si non reprendre le dimensionnement à l'étape 20 en remplaçant f_y par $(1 - \rho)$.

Avec

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

Vérifier 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 figure suivante donne un exemple de cisaillement de bloc.

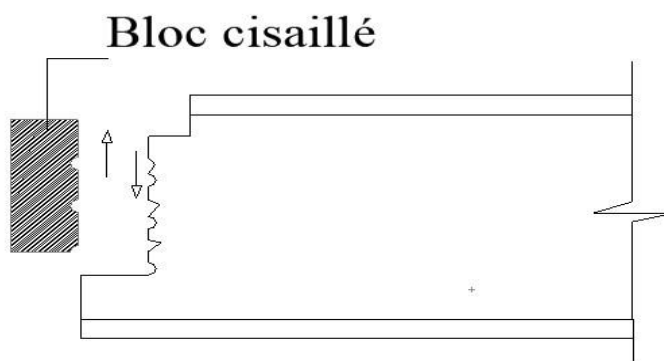


Figure 3.4 : cisaillement de bloc

Pour un groupe de boulons symétrique soumis à un chargement centré, la résistance de calcul au cisaillement de bloc $V_{eff,1,Rd}$ est donnée par :

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

Avec :

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 block $V_{eff,2,Rd}$ est donnée par :

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

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

Fin du dimensionnement

3.2 Méthodologie de dimensionnement et de classification d'un assemblage poutre-poteau

Déterminer les caractéristiques géométriques de la poutre et du poteau à assembler ainsi que la disposition des trous sur les ailes du profilé constituant le poteau.

L'entraxe entre les trous des ailes du profilé est le plus souvent donné par les fabricants dans le catalogue de profilé.

Choisir les caractéristiques géométriques de la platine ainsi que celles des boulons et déterminer les pinces et entraxes comme développé au point 4 de la section 6.4.1.

Déterminer l'effort tranchant vertical V_{Ed} et le moment fléchissant M_{Ed} sollicitant l'assemblage.

Déterminer les composantes de l'assemblage conformément à la méthode des composants de l'EUROCODE 3.

Les composants d'un assemblage poutre-poteau suivant l'axe de forte inertie par platine débordante sont :

Tableau 3-2 : Composants d'un assemblage poutre-poteau (NF EN 1993-1-8 :2005)

Zone	Composante
Tension	Boulon tendu
	Platine d'about fléchi
	Semelle de poteau en fléchi
	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 poutre comprimée
Cisaillement	Boulon en cisaillement
	Boulon en pression diamétrale

Résistance des boulons dans la zone tendue

Le calcul de la résistance des boulons dans la zone tendue est un processus basé sur la résistance des tronçons en T équivalents. Il est important de définir les résistances des modes de ruine des tronçons en té.

Comme décrit dans l'EUROCODE 3, il existe trois modes de ruine pour les tronçons en té dont les résistances sont les suivantes :

- Mode 1 : plastification totale de la semelle

$$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$$

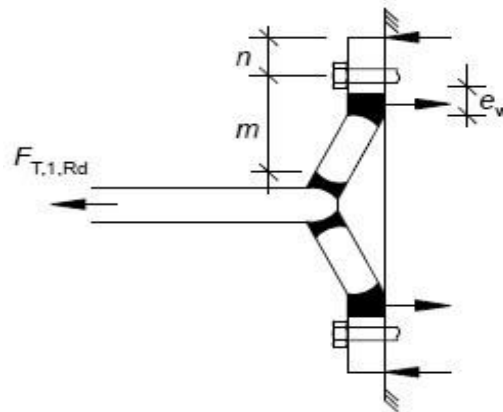


Figure 3.5 : Tronçon en té équivalent pour le mode 1

- Mode 2 : ruine de boulons avec plastification de la semelle

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n(\sum F_{t,Rd})}{m + n}$$

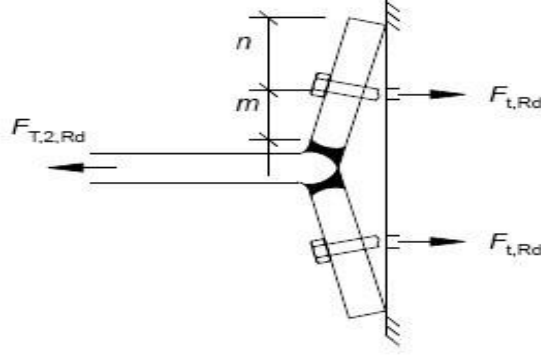


Figure 3.6 : Tronçon en té équivalent pour le mode 2

- Mode 3 : ruine de boulon

$$F_{T,3,Rd} = \left(\sum F_{t,Rd} \right)$$

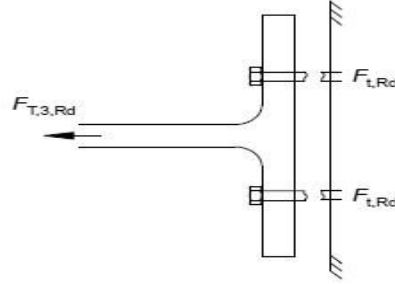


Figure 3.7 : Tronçon en té équivalent pour le mode 3

Où :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$l_{eff,1}$: longueur effective du tronçon en té équivalent pour le mode 1 prise comme la plus petite valeur de $l_{eff,cp}$ et $l_{eff,np}$ (annexe ...) ;

$l_{eff,2}$: longueur effective du tronçon en té équivalent pour le mode 2 prise comme la valeur de $l_{eff,nc}$;

t_f : l'épaisseur de la semelle du tronçon (t_p ou t_{fc}).

f_y : limite d'élasticité de la semelle du tronçon ;

$\sum F_{t,Rd}$: valeur totale de la résistance à la traction des boulons du tronçon ($= 2F_{t,Rd}$) pour une seule rangée ;

$$e_w = \frac{d_w}{4}$$

d_w : le diamètre de la rondelle, ou angle de la tête de boulon ou de l'écrou selon le cas ;

$n = e_{min}$: la plus petite valeur entre : e_c et e_p , mais $n \leq 1,25m$.

La géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons est illustrée sur la figure suivante :

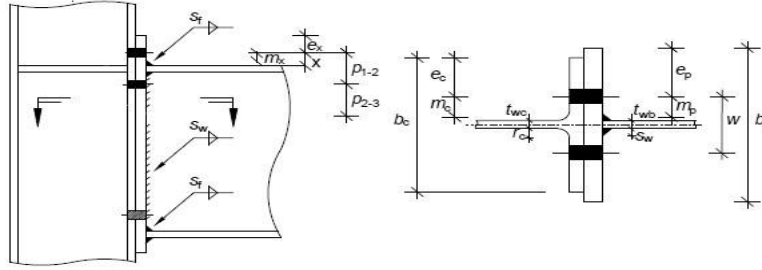


Figure 3.8 : géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons

Pour la platine d'about :

$$m_p = \frac{w}{2} - \frac{t_{wb}}{2} - 0,8s$$

$$e_p = \frac{b_p}{2} - \frac{w}{2}$$

Pour la semelle de poteau :

$$m_c = \frac{w}{2} - \frac{t_{wc}}{2} - 0,8r_c$$

$$e_c = \frac{b_c}{2} - \frac{w}{2}$$

Pour l'extension de la platine :

$$m_x = x - 0,8s_f$$

La suite de la procédure consiste à évaluer pour chacune des composantes la résistance du tronçon équivalent pour les trois modes de ruine. La résistance d'une rangée de boulons ou d'un groupe de boulons est pour une composante donnée est la plus faible des valeurs de résistances calculées pour les trois modes de ruine du tronçon équivalent.

Le calcul de la résistance des boulons dans la zone de tension se fait en commençant par la rangée la plus éloignée du centre de compression (semelle de la poutre). Lorsque deux rangées sont séparées par un raidisseur ou une semelle de poutre, la résistance du groupe ne peut pas être évaluée.

Déterminer la résistance en traction $F_{t1,Rd}$ de la première rangée de boulons. Les composantes dont les résistances doivent être évaluées sont : la semelle de poteau fléchie, la platine d'about fléchie, l'âme du poteau tendue, l'âme de poutre tendue.

- Pour la **semelle de poteau fléchie** et la **platine d'about fléchie**, la méthode des tronçons en té équivalents est appliquée.
- Pour l'**âme du poteau tendue**, la résistance est :

$$F_{tw,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Où :

ω : facteur de réduction tenant compte du coefficient de transformation β (annexe ...) ;

$b_{eff,t,tw}$: longueur effective du tronçon en té de l'âme du poteau ;

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

- La résistance de la **composante âme de poutre tendue** ne peut être évaluée car la rangée de boulons est dans l'extension de la platine au-dessus de la poutre.

La Résistance totale $F_{1,Rd}$ de la rangée de boulons est la valeur minimale de toutes les résistances calculées.

Déterminer la résistance en traction $F_{t2,Rd}$ de la seconde rangée de boulons.

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.

❖ Résistance de la deuxième rangée de boulons prise seule.

Les composantes dont les résistances doivent être évaluées sont : la semelle de poteau fléchie, la platine d'about fléchie, l'âme du poteau tendue, l'âme de poutre tendue.

- Pour la semelle de poteau fléchie et la platine d'about fléchie, la méthode des tronçons en té équivalents est appliquée.
- Pour l'âme du poteau tendue, la résistance est donnée par l'équation (...).
- Pour l'âme de poutre tendue la résistance est :

$$F_{tw,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

Où

$b_{eff,t,wb}$: longueur effective du tronçon en té de l'âme de la poutre ;

t_{wb} : épaisseur de l'âme de la poutre.

- ❖ Résistance de la deuxième rangée de boulons en combinaison avec la première rangée.
 - Pour la semelle de poteau fléchie, la méthode des tronçons en té équivalents est appliquée.
 - La résistance de la composante **platine d'about fléchie** ne peut pas être évaluée.
 - Pour l'**âme du poteau tendue**, la résistance est donnée par la formule (...).
 - La résistance de la composante **âme de poutre tendue** ne peut pas être évaluée.

La résistance $F_{2,Rd}$ de la rangée de boulons 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.

La résistance réduite du groupe de boulons est calculée en diminuant de la valeur de résistance du groupe la valeur de la résistance de la première rangée.

Déterminer la résistance de la zone de compression.

- Âme de poteau en compression transversal.

La résistance de cette composante est :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Mais

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

Où

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2s_f + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

k_{wc} : coefficient réducteur prenant en compte les effets éventuels d'interaction avec le cisaillement dans le panneau d'âme du poteau (pris égale à 1) ;

ρ : coefficient réducteur pour le voilement de la plaque ;

- Si $\bar{\lambda}_p \leq 0,72$, $\rho = 1,0$
- Si $\bar{\lambda}_p > 0,72$, $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0,2}}{\bar{\lambda}_p^2}$

Avec :

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}}}$$

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + s)$$

s_f : longueur du talon du cordon de soudure entre la semelle en compression et la platine ;

$s_p = 2t_p$: longueur obtenue par diffusion à 45° dans la platine d'about.

- Semelle de poutre en compression

La résistance de cette composante est donnée par :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}}$$

Avec :

$M_{c,Rd}$: moment résistant de la poutre (le moment est déterminé comme au point 11 de la section ...);

h_b : hauteur de la poutre ;

t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre.

La résistance de la zone de compression $F_{c,Rd}$ est la plus petite valeur des résistances calculées.

Déterminer la résistance au cisaillement du panneau d'âme du poteau.

La résistance au cisaillement du panneau d'âme du poteau est donnée par la formule suivante :

Si $\frac{d_c}{t_{wc}} \leq 69\varepsilon$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_{yc}A_{vc}}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

Où :

$d_c = h_c - 2(t_{fc} + s)$;

h_c : hauteur de la section du poteau ;

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau ;

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau ;

f_{yc} : limite d' élasticité du poteau ;

A_{vc} : aire de cisaillement du poteau.

Vérifier que la résistance au cisaillement de l'âme du poteau est assurée.

La résistance au cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$V_{wp,Rd} > V_{wp,Ed}$$

Avec $V_{wp,Ed}$ l'effort de cisaillement horizontal créé par le moment sollicitant.

Pour un assemblage comportant deux poutres assemblées suivant le même axe à un poteau, l'effort de cisaillement horizontal vaut :

- Pour des moments de sens opposés

$$V_{wp,Ed} = |F_{c,Ed,1} + F_{c,Ed,2}|$$

- Pour des moments de même sens,

$$V_{wp,Ed} = |F_{c,Ed,1} + F_{c,Ed,2}|$$

Avec :

$$F_{c,Ed,n} = \frac{M_{Ed,n}}{h_b - t_{fb}}$$

Où :

$M_{Ed,n}$: est le moment sollicitant la poutre n ;

h_b et t_{fb} : les dimensions de la section de la poutre considérée.

Vérifier s' il faut réduire 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 :

$$F_{tx,Rd} \leq 1,9F_{t,Rd}$$

Où,

$$t_p \leq \frac{d}{1,9} \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_{y,p}}}$$

Où,

$$t_{fc} \leq \frac{d}{1,9} \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_{y,c}}}$$

Avec :

$F_{tx,Rd}$: résistance effective à la traction de la première rangée de boulons ;

$F_{t,Rd}$: résistance en traction d'un seul boulon ;

d : diamètre du boulon.

Si la condition n'est pas satisfaite, il convient de réduire la résistance de chacune des rangées du dessous tel que :

$$F_{tr,Rd} = F_{tx,Rd} \frac{h_r}{h_x}$$

Avec :

h_r : distance séparant la rangée la plus éloignée du centre de compression ;

h_x : distance séparant la rangée r du centre de compression.

7. Vérifier que la force de traction $F_{t,Rd}$ ne dépasse pas la force de compression $F_{c,Rd}$.

La condition à vérifier est :

$$\sum F_{ri} + N_{Ed} \leq F_{c,Rd}$$

Où :

N_{Ed} : force de compression ou de traction axiale dans la poutre ;

$\sum F_{ri}$: somme des forces dans toutes les rangées de boulons en traction.

Si la condition n'est pas vérifiée, il faut réduire la résistance de chaque rangée en commençant par la rangée de la zone en traction la plus proche du centre de cisaillement et en remontant vers le haut. La valeur à utiliser pour la réduction est :

$$\sum F_{ri} + (N_{Ed} + F_{c,Rd})$$

8. Déterminer le moment résistant de l'assemblage.

Le moment résistant de l'assemblage se détermine par la formule suivante :

$$M_{j,Rd} = \sum F_{ri,Rd} \times h_i$$

Avec :

$F_{ri,Rd}$: résistance effective à la traction de la i -ème rangée ;

h_i : distance entre le centre de compression et la i -ème rangée (le centre de compression est considéré comme le milieu de la semelle en zone de compression).

9. Vérifier que la résistance de l'assemblage vis-à-vis du moment fléchissant est assurée.

La condition à vérifier est :

$$M_{Ed} \leq M_{j,Rd}$$

10. Déterminer la résistance au cisaillement vertical des boulons de la zone comprimée conformément aux points 11 ; 12 ; 13 de la section

11. Vérifier la résistance au cisaillement de l'assemblage.

La condition à vérifier est :

$$V_{Ed} \leq F_{v,Rd}$$

Classification de l'assemblage

12. Classifier 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 $M_{c,Rd}$.

Si $M_{j,Rd} > M_{c,Rd}$ alors l'assemblage est à résistance complète si non, il est un assemblage à résistance partielle.

13. Déterminer les coefficients K_i à prendre en compte dans la classification suivant la rigidité.

Conformément au tableau ... de l'EUROCODE 3 dans sa partie 1-8, pour un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d' about et en configuration unilatérale, les coefficients à prendre en compte sont, K_1 , K_2 , K_3 , K_4 , K_5 et K_{10} (annexe ...).

14. Calculer les coefficients.

Les formules donnant les valeurs des coefficients sont données en annexe....

15. Calculer le coefficient de rigidité efficace $K_{eff,r}$ pour chacune des rangées de boulons.

Il est donné par la formule suivante :

$$K_{eff,r} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_{i,r}}}$$

Avec :

$K_{i,r}$: le coefficient de rigidité représentant le composant i, considérant la rangée r.

16. Calculer le bras de levier équivalent z_{eq} .

Il est donné par la formule suivante :

$$z_{eq} = \frac{\sum K_{eff,r} h_r^2}{\sum K_{eff,r} h_r}$$

Avec :

h_r : la distance séparant la rangée de boulons du centre de compression.

17. Calculer le coefficient de rigidité équivalent K_{eq} .

Il est donné par la formule suivante :

$$K_{eq} = \frac{\sum K_{eff,r} h_r}{z_{eq}}$$

18. Déterminer le rapport de rigidité μ .

- Si $M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ alors $\mu = 1$
- Si $\frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} < M_{j,Rd}$ alors

$$= \left(\frac{1,5 M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi$$

Tableau 3-3 : Exposant ψ (NF EN 1993-1-8 :2005)

Type d'attache	ψ
Soudée	2,7
Platine d'about boulonnée	2,7
Cornière de semelle boulonnée	3,1
Plaques d'assise de poteau	2,7

19. Calcul de la rigidité en rotation S_j de l'assemblage.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu \sum \frac{1}{K_i}}$$

Avec :

E : Module de Young ;

z : bras de levier.

L'assemblage est considéré comme rigide lorsque :

$$S_j = \frac{8EI_b}{L_b}, \text{ pour les structures non contreventées}$$

$$S_j = \frac{25EI_b}{L_b}, \text{ pour les structures non contreventées S}$$

Avec :

I_b : moment d'inertie de la poutre ;

L_b : portée de la poutre.

20. Fin de la classification.

3.3 Méthodologie de dimensionnement d'un assemblage de pied de poteau

1. Choisir les dimensions en plan b_p et h_p de la platine, pour commencer le dimensionnement.

Le plus souvent on a :

$$b_p = b + 200 \text{ mm}$$

$$h_p = h + 200 \text{ mm}$$

Avec b et h respectivement la largeur et la hauteur de la section du profilé du poteau.

2. Choisir la classe de béton à utiliser et déterminer la valeur de calcul de résistance en compression du béton f_{cd} .

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec

$\alpha_{cc} = 0,85$ selon la norme (Eurocode 2, 2005) ;

γ_c : coefficient partiel pour le béton ($\gamma_c = 1,5$).

La valeur de f_{ck} en fonction de la classe de béton choisie est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 3-4 : Caractéristiques mécaniques du béton en fonction de la classe

Classe de béton	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
f_{ck}	20	25	30	35

- Déterminer par une étude de résistance des matériaux des portiques composant la structure du bâtiment l'effort de compression N_{Ed} et les efforts de cisaillement horizontaux à la base du poteau $V_{y,Ed}$ et $V_{z,Ed}$.
- Déterminer les dimensions b_1 , d_1 et h du socle en béton. La section du socle étant partiellement chargée, ses dimensions se déterminent conformément au paragraphe 6.7 de l'EN 1992-1-1. Les limites des dimensions sont :

$$b_1 \leq 3b_p$$

$$d_1 \leq 3h_p$$

$$h \geq (b_1 - b_p)$$

$$h \geq (d_1 - h_p)$$

Les dimensions b_1 , b_p , d_1 , h_p sont illustrées sur la figure suivante :

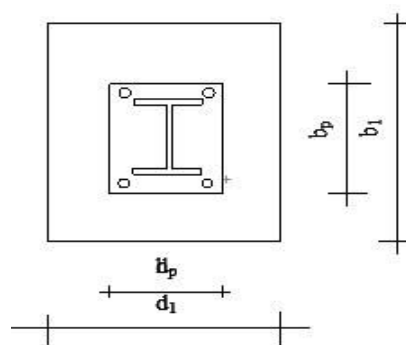


Figure 3.9 : Dimensions du socle et de la platine

- Calculer l'aire requise A_{req} pour assurer la résistance du béton du socle vis-à-vis de l'effort de compression au pied de poteau N_{Ed} .

$$A_{req} = \frac{N_{Ed}}{f_{jd}}$$

Avec

$$f_{jd} = \beta_1 \alpha f_{cd}$$

$$\beta_1 = \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{Ac_1}{Ac_0}}$$

$$Ac_1 = b_1 \times d_1$$

$$Ac_0 = b_p \times h_p$$

Comparer l'aire requise A_{req} à l'aire de la platine A_p .

$$A_p = \begin{cases} b_p \times h_p & \text{pour une platine rectangulaire} \\ \pi r^2 & \text{pour une platine circulaire} \end{cases}$$

Si $A_p < A_{req}$ alors reprendre l'étape 1. Si non passer à l'étape 6.

6. Déterminer la largeur d'appui additionnelle C illustré sur la figure suivante en posant :

$$A_{req} < A_{eff}$$

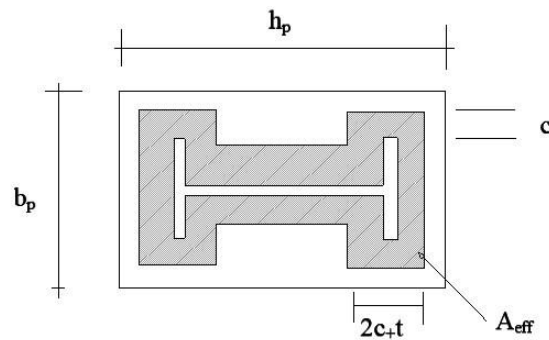


Figure 3.10 : Largeur d'appui additionnelle C

Avec A_{eff} l'aire efficace de la platine donnée dans le tableau suivant :

Tableau 3-5 : Aires efficaces (The Steel Construction Institute, 2014)

Type de section	A_{eff}
Profilé en I ou 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 :

$$c \geq \frac{h - 2t_f}{2}$$

❖ Pour un profilé rectangulaire :

$$c \geq \frac{b - 2t}{2}$$

❖ Pour un profilé circulaire :

$$c \geq \frac{d - 2t_f}{2}$$

Il faut recalculer C en utilisant dans (...) la formule de l'aire efficace correspondante du tableau suivant :

Tableau 3-6 : Aire efficace réduite (The Steel Construction Institute, 2014)

Type de section	A_{eff}
Profilé en I ou H	$4c^2 + 2(h + b)c + hb$
Profilé rectangulaire	$4c^2 + 2(h + b)c + hb$
Profilé circulaire	$0,25\pi(d + 2c)^2$

7. Vérifier que A_{eff} est dans les limites des dimensions de la platine. Les conditions à vérifier sont :

$$h + 2c \leq h_p$$

$$b + 2c \leq b_p$$

Si les conditions ne sont pas vérifiées, reprendre le dimensionnement à l'étape 3. Si non passer à l'étape 9.

8. Calculer l'épaisseur de la platine t_p .

$$t_p \geq t_{p,min}$$

Et

$$t_{p,min} \geq c \sqrt{\frac{3f_{jd}\gamma_{M0}}{f_y}}$$

9. Vérifier suivant (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. La condition à vérifier est la suivante :

$$V_{Ed} \geq F_{t,Rd} = C_{f,d}N_{Ed}$$

Avec :

$C_{f,d}$: le coefficient de frottement entre la plaque d'assise et la couche de scellement pris pour le mortier sable-ciment égal à 0,2.

Si la condition est vérifiée, passer à l'étape 13, si non passer à l'étape 11.

10. Calculer la résistance au cisaillement $F_{vb,Rd}$ des boulons d'ancrage.

$$F_{vb,Rd} = \min(F_{1,vb,Rd}; F_{2,vb,Rd})$$

$$F_{1,vb,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec

$\alpha_v = 0,6$ 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} : résistance nominale en traction du boulon ;

A_s : section résistante du boulon ;

$\alpha_b = 0,44 - 0,0003f_{yb}$;

f_{yb} : limite d' élasticité du boulon d'ancrage.

Les caractéristiques des boulons les plus utilisés en fonction de l'épaisseur de la platine sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 3-7 : Caractéristiques des boulons en fonction de l'épaisseur de la platine (The

	Diamètre des boulons (classe 8.8 $f_{ub} = 800MPa$; $f_{yb} = 640MPa$)		
	M20	M24	M30
Longueur du boulon (mm)	300	375	
	375	450	450
	450	600	600
Epaisseur de la platine (mm)	15	20	25
Section résistante A_s (mm ²)	245	353	561

11. Vérifier la résistance des boulons d'ancrage $F_{vb,Rd}$ vis-à-vis des efforts de cisaillement longitudinaux $H_{y,Ed}$ et $H_{z,Ed}$ suivant les axes (y-y) et (z-z). La condition à vérifier est :

$$H_{Ed} \leq F_{vb,Rd}$$

Si la condition est vérifiée, passer à l'étape 14, si non reprendre l'étape 12 en augmentant le diamètre du boulon.

12. Fin du dimensionnement.

Conclusion

Ce chapitre a porté sur la présentation de la démarche méthodologique à suivre pour le dimensionnement des éléments de structure. Il s'est agi de récapituler toutes les longues étapes de dimensionnement en des organigramme plus ou moins détaillés pour permettre l'utilisation du présent rapport comme guide de dimensionnement des éléments de structure.

4 Calcul des éléments de structure

Introduction

Les éléments de structure représentent le squelette d'un bâtiment de génie civil. Dans du présent projet le choix est porté sur les structures ossatures. Pour ce genre de structures, les éléments de structure jouent le rôle du squelette dans le corps humain. Ce chapitre est consacré à l'application de la méthodologie définie dans le chapitre précédent pour dimensionner les éléments de structure.

4.1 Calcul de la dalle mixte

On fera le calcul de la dalle du plancher haut RDC. Il faut noter que tous les planchers ont les mêmes charges en considération.

4.1.1 Charges appliquées à la dalle

- Charge permanente $\begin{cases} \text{Phase de construction : } g = 2,848\text{kN/m} \\ \text{Phase mixte : } g = 3,42\text{kN/m} \end{cases}$
- Charge d'exploitation $\begin{cases} \text{Phase de construction : } q = 1,5\text{kN/m} \\ \text{Phase mixte : } q = 4\text{kN/m} \end{cases}$

4.1.2 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 $S_t = 200\text{mm}$

4.1.3 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 $l_{bs} = 50\text{mm}$.

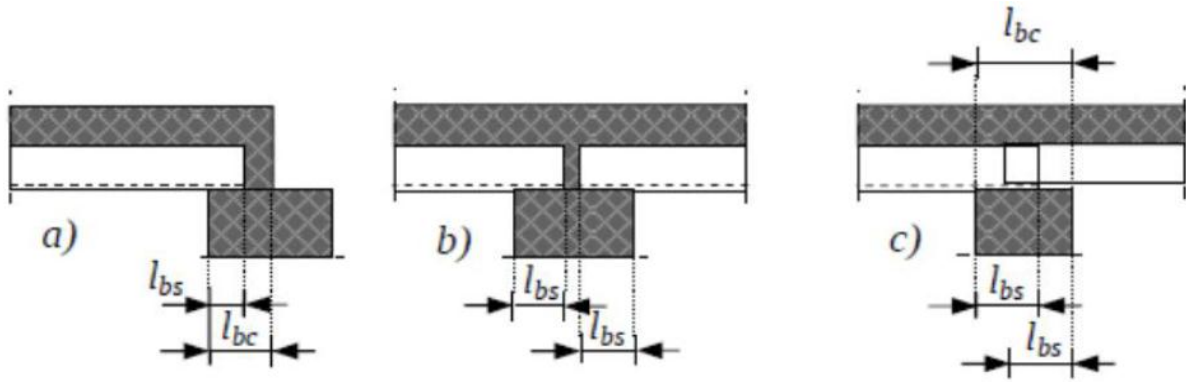


Figure 4.1 : Longueurs de roulement recommandées pour des tôles posées sur un matériau en acier ou en béton (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

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

4.1.4 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.

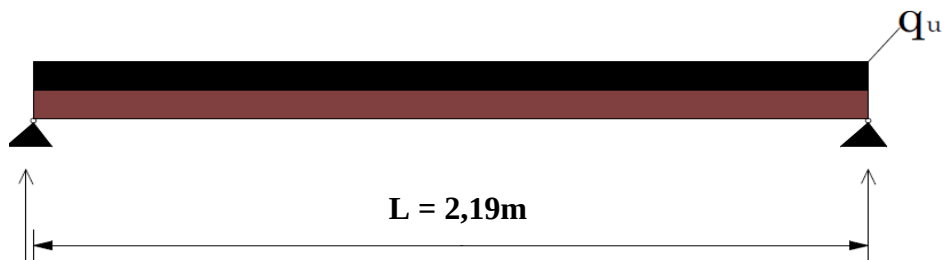


Figure 4.2 : Schéma statique d'un plancher collaborant sur deux appuis

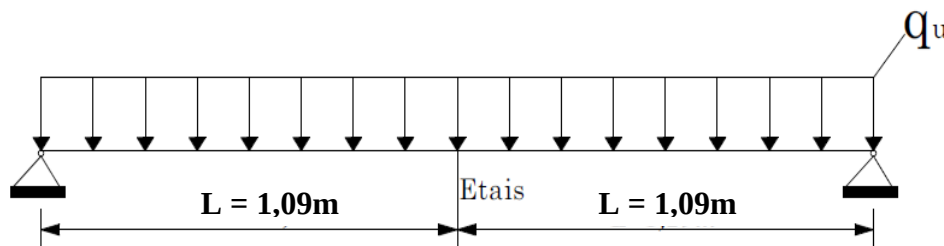


Figure 4.3 : Schéma statique d'un plancher collaborant en phase de chantier

- **Phase de construction**

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

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

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

$$M_{Ed,1} = \frac{6,1 \times 1,09^2}{8}$$

$$\mathbf{M_{Ed,1} = 0,91 \text{ kN.m}}$$

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

$$V_{Ed,1} = \frac{6,1 \times 1,09}{2}$$

$$\mathbf{V_{Ed,1} = 3,32 \text{ kN}}$$

- **Phase mixte**

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

$$q_{u2} = 1,35 \times (3,42 + 2,848) + 1,5 \times 4$$

$$\mathbf{q_{u2} = 10,71 \text{ kN/m}}$$

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

$$M_{Ed,2} = \frac{10,71 \times 2,19^2}{8}$$

$$\mathbf{M_{Ed,2} = 6,36 \text{ kN.m}}$$

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

$$V_{Ed,2} = \frac{10,71 \times 2,19}{2}$$

$$\mathbf{V_{Ed,2} = 11,68 \text{ kN}}$$

4.1.5 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 4-1 : 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 :

$M_{Ed,1} = 0,91 \text{ kN.m}$ et $M_{Rd} = 3,69 \text{ kN.m}$ d'après le tableau 3 – 1.

$$\frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd}} = \frac{0,91}{3,69} = 0,25 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Phase mixte

On a : $M_{Ed,2} = 6,36 \text{ kN.m}$

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

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

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

$$N_{cf} = 708,33 \text{ kN}$$

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

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

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

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

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

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

$$\chi_{pl} = 109,94 - \frac{350 \times 1183}{0,85 \times 16,7 \times 1000} = 80,71 \text{ mm} < \text{mm}$$

Pour une connexion complète on a :

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

$$Z = (120 - 10,6) - \frac{80,71}{2} = 69,31 \text{ mm}$$

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

$$M_{pl,Rd} = 414,05 \times 0,06931 = 28,70 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{Ed,2}}{M_{pl,Rd}} = \frac{6,36}{28,70} = 0,22 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.1.6 Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal

$$V_{Ed,2} = 11,68 \text{ kN}$$

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

$$L_s = \frac{L}{4} = \frac{2,19}{4} = 0,545$$

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

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \times 109,94}{1,25} \left(\frac{276 \times 1183}{1000 \times 545} + 1,28 \right) \cdot 10^{-3}$$

$$V_{l,Rd} = 164,46 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed,2}}{V_{l,Rd}} = \frac{11,68}{164,46} = 0,071$$

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

4.1.7 Vérification de la résistance au cisaillement transversal

$$V_{Ed} = \text{Max}(V_{Ed,1} = 3,32 \text{ kN} ; V_{Ed,2} = 11,68 \text{ kN}) = 11,68 \text{ kN}$$

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

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

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{109,94}} = 2,35 > 2 \quad \text{Prenons } k = 2$$

$$k_1 = 0,15$$

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

$$\sigma_{cp} = 0$$

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

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

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

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

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

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

$$v_{v,Rd,min} = (0,49 + 0,15 \times 0 \times 690 \times 120/1000) \times 690 \times 120 \times 10^{-3}$$

$$v_{v,Rd,min} = 40,98 \text{ kN}$$

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

$$V_{v,Rd} = \left[0,12 \times 2 (100 \times 0,014 \times 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 690 \times 120 \times 10^{-3}$$

$$V_{v,Rd} = 65,44 \text{ kN}$$

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{v,Rd}} = \frac{11,68}{65,44} = 0,18 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.1.8 Vérifications de la flèche

$$f = \frac{5q_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_{eff}} = \frac{5 \times 7,42 \cdot 10^{-3} \times 2190^4}{384 \times 210000 \times 175800} = 0,59 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{2190}{250} = 8,72 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

4.2 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 ayant une portée de 6,25m. Les résultats des solives restantes sont en annexe.

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

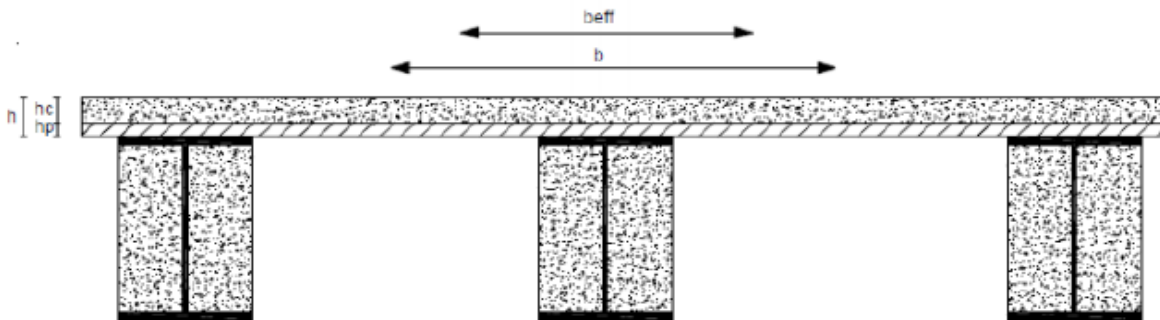


Figure 4.4 : Largeur participante reprise par une solive

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

$$b = 2,19m \quad L_o = 7,52m$$

$$b_{eff} = \min \left(2,19 ; \frac{7,52}{8} \right)$$

$$b_{eff} = 0.94m$$

4.2.1.1 Charges appliquées à la solive

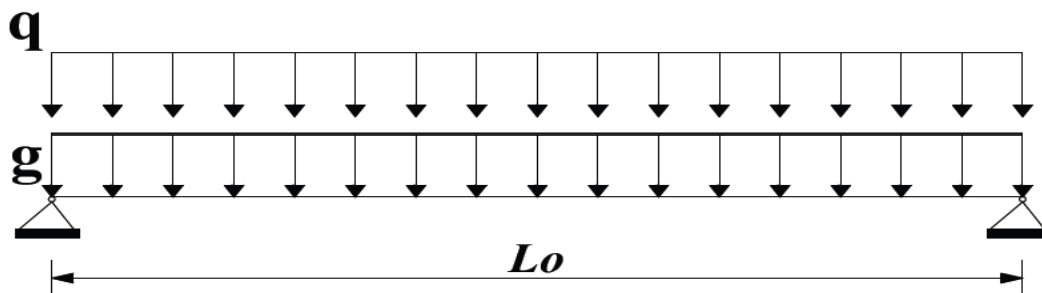


Figure 4.5 : Schéma statique d'une solive simplement appuyée

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

$$g = 0,94 \times 3,57 = 3,36 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,94 \times 4 = 3,76 \text{ kN/m}$$

4.2.1.2 Prédimensionnement de la solive et choix du type de profilé

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

On a:

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

$$q_{ser} = 3,36 + 3,76$$

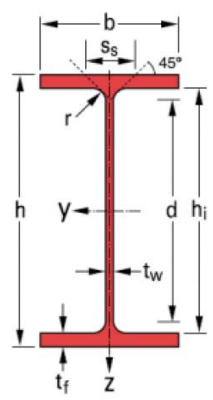
$$q_{ser} = 7,12 \text{ kN/m}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 7,12 \times 6,25^3}{384 \times 210000} \times 10^5$$

$$I_y \geq 2.694,51 \text{ cm}^4$$

Prenons l'IPE O 240

Tableau 4-2 : Caractéristiques du profilé IPE O 240

IPE O 240								
G kg/m	A cm ²	h mm	h _i mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	
34.3	43.71	242	220.4	122	10,8	7	15	
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	
4369	328.5	361.1	410.3	21.36	10.00	328.5	190.4	

Classe du profilé

D'après le catalogue des profilés laminés de l'entreprise ProfilARBED, un IPE O 240 en flexion est de classe 1.

4.2.2 Détermination des efforts intérieurs

- Phase de construction

Le poids propre de l'IPE O 240 y compris le béton d'enrobage est = 0,97 kN/m

$$q_{u1} = [1,35 \times (3,36 + 0,97) + 1,5 \times 1,5]$$

$$q_{u1} = 8,09 \text{ kN/m}$$

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

$$M_{Ed,1} = \frac{8,09 \times 6,25^2}{8}$$

$$M_{Ed,1} = 39,50 \text{ kN.m}$$

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

$$V_{Ed,1} = \frac{8,09 \times 6,25}{2}$$

$$V_{Ed,1} = 25,28 \text{ kN}$$

- Phase mixte

$$q_{u2} = [1,35 \times (3,36 + 0,97) + 1,5 \times 3,76]$$

$$q_{u2} = 11,48 \text{ kN/m}$$

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

$$M_{Ed,2} = \frac{11,48 \times 6,25^2}{8}$$

$$M_{Ed,2} = 56,05 \text{ kN.m}$$

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

$$V_{Ed,2} = \frac{11,48 \times 6,25}{2}$$

$$V_{Ed,2} = 35,87 \text{ kN}$$

4.2.3 Vérification de la résistance au moment fléchissant

- Phase de construction

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

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

$$M_{apl,Rd} = \frac{(410,3 \times 10^{-6}) \times (355 \cdot 10^3)}{1}$$

$$M_{apl,Rd} = 145,66 \text{ kN.m}$$

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

Condition vérifiée

- **Phase mixte**

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

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

$$N_{cf} = 0,85 \times 16,7 \times 10^3 \times 0,05 \times 2,19$$

$$N_{cf} = 1551,3 \text{ kN/m}$$

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

$$N_{pl,a} = 355 \cdot 10^3 \times 37,39 \times 10^{-4}$$

$$N_{pl,a} = 1551,7 \text{ kN}$$

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

Condition vérifiée

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

$$N_{pl,a} - N_{cf} = 0,455 \text{ kN}$$

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

$$\frac{2 \cdot b_{tf} \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{2 \times 122 \times 10,8 \times 355 \cdot 10^{-3}}{1} = 935,5 \text{ kN}$$

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

Condition vérifiée

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

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

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

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

$$M_{pl,Rd} = 1551,7 \times (0,5 \times 0,242 + 0,5 \times 0,05 + 0,04) - 0,5(0,455)(0,091 + 0,04)$$

$$M_{pl,Rd} = 327,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,2} = 56,05 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 327,39 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

4.2.4 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{21,26 \times 355 \times 10^{-1}}{\sqrt{3}} = 437,79 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 35,87 < V_{pl,Rd} = 437,79 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{437,79}{2} = 218,90$$

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

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.

4.2.6 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

4.2.7 Vérification du moment résistant au déversement

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

4.2.8 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

4.2.9 Vérifications de la flèche

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

$$n = 6,77$$

- L'aire homogénéisée de la section

$$A_h = 43,71 + \frac{0,94 \times 100 \times 50/10}{6,77}$$

$$A_h = 113,09 \text{ cm}^2$$

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

$$m_h = 33,71 \times \left(\frac{42}{2 \times 10} + \frac{50}{10} \right) + \frac{0,94 \times 100 \times \left(\frac{50}{10} \right)^2}{6,77}$$

$$m_h = 920,89 \text{ cm}^3$$

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

$$V_h = \frac{920,89}{113,09}$$

$$V_h = 0,081 \text{ m}$$

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

$$I_{sup} = 33,71 \left(\frac{242}{10} + \frac{50}{10 \times 2} \right)^2 + 4369 + \frac{0,94 \times 100 \times \left(\frac{50}{10} \right)^3}{3 \times 6,77}$$

$$I_{sup} = 17728 \text{ cm}^4$$

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

$$I_h = 17728 - 131,09 \times (0,081 \times 100)^2$$

$$I_h = 10230 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 7,11 \cdot 10^{-3} \times (6,25 \times 100)^4}{384 \times 210000 \times 10230}$$

$$f = 6,58 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6250}{250}$$

$$f_{adm} = 25 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

4.2.10 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**

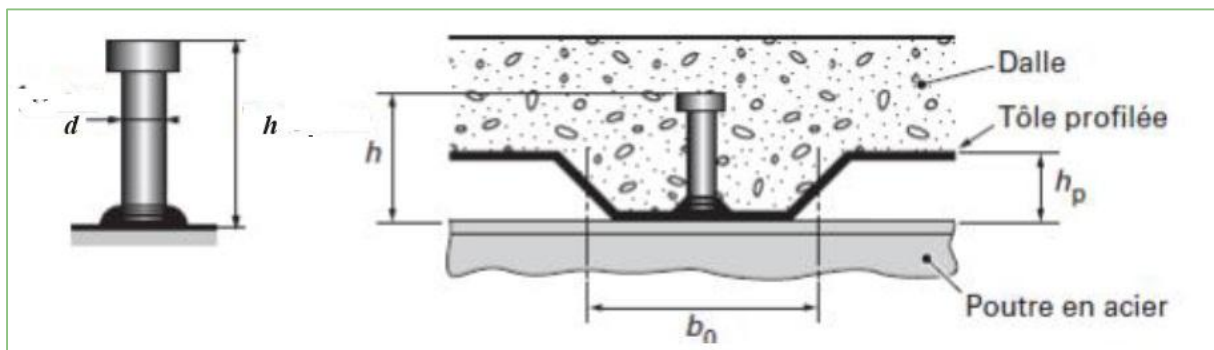


Figure 4.6 : Goujon à tête soudée avec dalle mixte.

- **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

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

$$v_l = \min(1551,3\text{kN}; 1551,7\text{kN}) = 1551,3\text{kN}$$

- Effort de traction de la poutre

- **Détermination du nombre de connecteurs n_f**

$$n_f = \frac{v_l}{P_{Rd}} = 31,23$$

$n_f = 32$ Goujons par 1/2 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 $\eta \geq 0,4$

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

$$S_t = \frac{L_e}{2n_f} = \frac{625}{2 \times 32}$$

$$S_t = 9,77 \text{ cm}$$

4.3 Dimensionnement des poutres principales

4.3.1 Charges appliquées à la poutre

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

- Portée de la poutre principale : $L=7,60\text{m}$
- Largeur reprise par la poutre principale : $l_{pp} = 4,5\text{m}$
- Entraxe des solives : $e_s = 2,19\text{m}$
- Poids propre de la solive : $P_{ps} = 0,97 \text{ KN/m}$.

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

$$[(1,35 \times 3,57) + (1,5 \times 4)] \times 4,5 + 1,35 \times [(0,97 \times \frac{2,60}{2,19}) + (6,31 \times 7,60)]$$

$$= 117,97 \text{ KN/m}$$

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

$$= 3,57 \times 4,5 + 0,97 \times \frac{7,6}{2,19} + 6,31 \times 7,60 + 4 = 85,39 \text{ kN/m}$$

4.3.2 Prédimensionnement de la poutre et choix du type de profilé

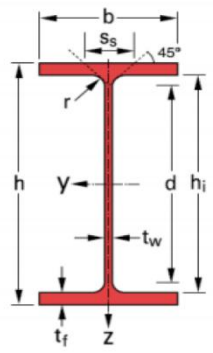
$$I_y \geq \frac{1250 q_{ser} L^3}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 85,39 \times 7,60^3}{384 \times 210000} \times 10^5$$

$$I_y \geq 58102 \text{ cm}^4$$

Prenons HE 800×444.

Tableau 4-3 : Caractéristiques du profilé HE 800×444

HE 800x444								
G kg/m	A cm ²	h mm	hi mm	B mm	tf mm	tw mm	r mm	
444	566,0	842	734	313	54	30	30,0	
Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wél,y cm ³	Wpl,y cm ³	Avz cm ²	Iy Cm	Iz cm	d mm	
634500	27800	15070	17640	276,5	33,48	7,01	674	

Classe du profilé

Un HE 800×444 en flexion est de classe 1.

4.3.3 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 : $g=9,53 \text{ kN/m}$

A l'ELU : $q_u = q_{u1} + 1,35 \times P_{pp} = 117,97 + 1,35 \times 9,53 = 130,84 \text{ kN/m}$

A l'ELS : $q_{ser} = q_{ser1} + P_{pp} = 85,39 + 9,53 = 94,92 \text{ kN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{130,84 \times 7,60^2}{8} = 944,65 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = \frac{130,84 \times 7,60}{2} = 497,19kN$$

4.3.4 Vérification de la résistance au moment fléchissant

$$M_{apl,Rd} = \frac{17640 \times 355 \times 10^{-3}}{1} = 6262,20kN.m$$

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

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

$$V_{Ed} = 497,19kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{276,5 \times 355 \times 10^{-1}}{\sqrt{3}} = 5667,10kN$$

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

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

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} = 2833,60kN$$

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

4.3.7 Vérification du moment résistant au déversement

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

4.3.8 Vérification de la flèche

$$A_h = 566 + \frac{4,5 \times 100 \times 50 / 10}{6,77}$$

$$A_h = 898,14cm^2$$

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

$$m_h = 566 \times \left(\frac{842}{2} + \frac{50}{10} \right) + \frac{0,5 \times 4,50 \times 100 \times \frac{50^2}{10}}{6,77}$$

$$m_h = 24\,489cm^3$$

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

$$V_h = \frac{24489}{898,14}$$

$$V_h = 30,61 \text{ cm}$$

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

$$I_{sup} = 566 \left(\frac{\frac{842}{10}}{2} + \frac{50}{10} \right)^2 + 634500 + \frac{4,5 \times 100 \times \left(\frac{50}{10}\right)^3}{3 \times 6,77}$$

$$I_{sup} = 1.262.756,92 \text{ cm}^4$$

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

$$I_h = 1.262.756,92 - 898,14 \times 30,61^2$$

$$I_h = 421418 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 94,92 / 1000 \times (7,60 \times 100)^4}{384 \times 210000 \times 421418}$$

$$f = 4,19 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = 30,40 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

4.4 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.

4.4.1 Charges appliquées au poteau

 **R+2**

- Poids propre de la poutre principale PP y compris le béton d'enrobage : 9,53kN/m
- Poids propre de la solive y compris le béton d'enrobage : 0,97kN/ml
- Poids du mur : 6,31kN/m²

-
- Poids de la dalle : $6,28\text{kN/m}^2$

$$G1 = 9,53 \times 7,6 + 0,97 \times 4,5 + 6,31 \times 36,3 + 6,28 \times 34,2$$

$$G1 = 522,51\text{kN}$$

$$Q1 = 1 \times 34,2 = 34,2\text{kN}$$

R+1

- Poids propre de la poutre principale PP y compris le béton d'enrobage : $9,53\text{kN/m}$
- Poids propre de la solive y compris le béton d'enrobage : $0,97\text{kN/ml}$
- Poids du mur : $6,31\text{kN/m}^2$
- Poids de la dalle : $6,28\text{kN/m}^2$

$$G1 = 9,53 \times 7,6 + 0,97 \times 4,5 + 6,31 \times 36,3 + 6,28 \times 34,2$$

$$G1 = 522,51\text{kN}$$

$$Q1 = 1 \times 34,2 = 34,2\text{kN}$$

RDC

- Poids propre de la poutre principale PP y compris le béton d'enrobage : $9,53\text{kN/m}$
- Poids propre de la solive y compris le béton d'enrobage : $0,97\text{kN/ml}$
- Poids du mur : $6,31\text{kN/m}^2$
- Poids de la dalle : $6,28\text{kN/m}^2$

$$G2 = 9,53 \times 7,6 + 0,97 \times 4,5 + 6,31 \times 36,3 + 6,28 \times 34,2$$

$$G2 = 522,51\text{kN}$$

$$Q2 = 1 \times 34,2 = 34,2\text{kN}$$

• **Combinaison des charges :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35(G1 + G2) + 1,5(Q1 + Q2) = 1513,38\text{kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_{ser} = (G1 + G2) + (Q1 + Q2) = 1113,42\text{kN}$$

$$N_u = N_{sd} = 1513,38\text{kN}.$$

L'étude des portiques avec le logiciel de calcul de résistance des matériaux RDM6 nous a donné les résultats du tableau suivant :

Tableau 4-4 : Sollicitations du poteau

Niveau	Ny,Ed (kN)	Vy,Ed (kN)	My,Ed (kN.m)	Nz,Ed (kN)	Vz,Ed (kN)	Mz (kN.m)
--------	---------------	---------------	-----------------	---------------	---------------	-----------

R+2	152,55	152,55	138,85	0	72,94	143,03
R+1	340,99	188,24	171,14	5,01	90,07	175,71
RDC	529,63	188,24	294,13	6,18	90,07	67,55

4.4.2 Prédimensionnement du poteau et choix du type de profilé

$\beta = 1 \rightarrow$ classe 1.

On suppose que $\lambda = 0,5$

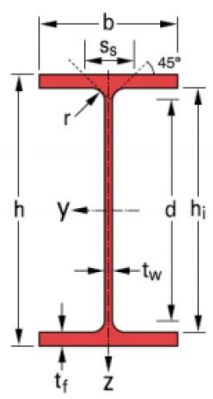
$$N_u = N_{sd} = N_{y, Ed} + N_{z, Ed} = 535,81 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq \frac{\lambda \cdot \beta \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{M1} \cdot N_{sd}}{\lambda \cdot \beta \cdot f_y} \quad (4-1)$$

$$A \geq \frac{1,1 \times 535,81}{0,5 \times 1 \times 355000} \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$A \geq 33,21 \text{ cm}^2$ Soit un HE 300M

Tableau 4-5 : 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 6,79cm²

$$\frac{6,79}{(45 \times 48 - 303,1)} \times 100 = 0,36\% < 4\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.4.3 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 : $A_c = 45 \times 48 - 6,79 - 303,1 = 1851,33 \text{ cm}^2$

- **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

$$I_{s,zz} = 6,79 \left(\frac{48}{2} - \frac{5}{2} \right)^2 = 3138,67$$

- Béton

$$I_{c,zz} = \frac{48 \times 45^3}{12} - 19400 - 3138,67 = 341\,961,32 \text{ cm}^4$$

4.4.4 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

$$W_{pc,zz} = \frac{48^3}{4} - 1913 - 146 = 25\,589 \text{ cm}^3$$

4.4.5 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

$$N_{pl,Rd} = (303,1 \times 355 + 0,85 \times 1850,11 \times 16,7 + 6,79 \times 347,9) \times 10^{-1}$$

$$N_{pl,Rd} = 13\,622,5 \text{ kN}$$

$$\delta = \frac{303,1 \times 355 \times 10^{-1}}{13622,5} = 0,79$$

$$0,2 < \delta = 0,79 < 0,9$$

Condition vérifiée

- **Calcul de la rigidité en flexion suivant les axes y-y et z-z**

$$(EI)_{eff,yy} = 2,1 \cdot 10^5 \times 59200 \cdot 10^{-5} + 0,6 \times 31000 \times 352\,804 \cdot 10^{-5} + 2,1 \cdot 10^5 \times 2716 \cdot 10^{-5}$$

$$(EI)_{eff,yy} = \mathbf{195645,14 kN \cdot m^2}$$

$$(EI)_{eff,zz} = 2,1 \cdot 10^5 \times 19400 \cdot 10^{-5} + 0,6 \times 31000 \times 341961,32 \cdot 10^{-5} + 2,1 \cdot 10^5 \times 3138,67 \cdot 10^{-5}$$

$$(EI)_{eff,zz} = \mathbf{110\,936,02 kN \cdot m^2}$$

- **Calculer les efforts critiques**

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times 197\,090,75}{3,8^2} = 133\,721,62 kN$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times 110936,02}{3,8^2} = 75\,823,73 kN$$

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

$$N_{pl,Rk} = (303,1 \times 355 + 0,85 \times 1851,33 \times 16,7 + 6,79 \times 500) \times 10^{-1}$$

$$N_{pl,Rk} = \mathbf{13722,27 kN}$$

- **Vérification des élancements réduits**

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{13722,27}{133721,62}} = 0,32$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{13722,27}{75823,73}} = 0,43$$

$$(\bar{\lambda}_y = 0,33 ; \bar{\lambda}_z = 0,44) < 2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Suivant l'axe y-y**

$$\phi_Y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(0,32 - 0,2) + 0,32^2] = 0,57$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_Y + \sqrt{\phi_Y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,32^2}} = 0,96$$

- **Suivant l'axe z-z**

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 [1 + 0,49(0,43 - 0,2) + 0,43^2] = 0,65$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,65 + \sqrt{0,65^2 - 0,43^2}} = 0,88$$

$$\chi = \min(0,57; 0,88) = 0,57$$

Poids propre de la poutre y compris le béton d'enrobage : $g = 4,64 \text{ kN/m}$

$$N'_{sd} = N_{sd} + 1,35g \cdot H = 535,1 + 1,35 \times 4,64 \times 3,8$$

$$N'_{sd} = 559,61 \text{ kN}$$

$$\frac{N'_{sd}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{559,61}{0,57 \times 13677,98} = 0,046$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} < 1$$

Condition vérifiée

4.4.7 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 :

$$\frac{M_{y,Ed}}{\alpha_{My} \cdot \mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\alpha_{Mz} \cdot \mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

4.4.8 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,

$$c_y = 70 < \max\left(\frac{450}{6}; 40\right)$$

Condition vérifiée

Donc pas de risque de voilement

4.5 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 : $g=4,64 \text{ kN/m}$

$$N'_{ser} = N_{ser} + g \cdot H = 535,81 \text{ kN} + 4,64 \times 3,8$$

$$N'_{ser} = 553,44 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N'_{ser}}{A \times B} ; \text{ or } N'_{ser} = 0,553 \text{ MN} , \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar}$$

$$2,5 \cdot 10^5 \geq \frac{5,53 \cdot 10^5}{A \times B}$$

Suivant le rapport homothétique, on a :

$$\frac{a}{A} = \frac{b}{B} \implies B = \frac{b}{a} \times A$$

Avec

$$a = 0,40 \text{ m } b = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{On suppose que } A \times B = \frac{b}{a} \times A^2$$

$$\frac{N'_{ser}}{A^2 \times \frac{b}{a}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$A \geq \sqrt{\left(\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}\right)}$$

$$A \geq \sqrt{\left(\frac{0,40}{0,45} \times \frac{5,53}{2,5}\right)}$$

$$A \geq 1,40m$$

Prenons :

$$A = 150cm$$

$$B = \frac{b}{a} \times A = \frac{0,45}{0,40} \times 1,5$$

$$B = 170cm$$

🔧 Calcul de d

Condition de non-fragilité et de non-poinçonnement, on a :

$$\begin{cases} \frac{A - a}{4} \leq d \leq A - a \\ \frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{150 - 40}{4} \leq d \leq 150 - 40 \\ \frac{170 - 45}{4} \leq d \leq 170 - 45 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 27,5 \leq d \leq 110 \\ 31,5 \leq d \leq 125 \end{cases}$$

Prenons : d = 75 cm.

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$h = 75 + 5cm$$

$$h = 80cm$$

Donc la semelle est de dimension : $170 \times 150 \times 80 \text{ cm}^3$

✚ Vérification de la contrainte engendrée par la semelle S1

$$N''_{ser} = N'_{ser} + N_{G \text{ semelle}}$$

$$\text{Poids propre } N_{G \text{ semelle}} = \rho \times A \times B \times h = 25 \times 1,5 \times 1,7 \times 0,8 = 604,44 \text{ kN}$$

$$N''_{ser} = 553,44 + 51,00$$

$$N''_{ser} = 604,44 \text{ kN ou } N''_{ser} = 0,604 \text{ MN}$$

$$\frac{N''_{ser}}{A \times B} = \frac{1}{1,5 \times 1,7}$$

$$\frac{N''_{ser}}{A \times B} = 0,24 \text{ MN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,25 > \frac{N''_{ser}}{A \times B} = 0,24 \quad \text{Condition vérifié}$$

✚ Calcul de la section des armatures suivant la méthode des bielles

- Armatures parallèles au côté A

$$A_{su/A} = \frac{N''_{ser}}{8 \times d \times f_{su}} (A - a)$$

$$A_{su/A} = \frac{1}{8 \times 0,8 \times 347,8} (1,50 - 0,40) \times 10^4$$

$$A_{su/A} = 11,45 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles au côté B

$$A_{su/B} = \frac{1}{8 \times 0,8 \times 347,8} (1,70 - 0,45) \times 10^4$$

$$A_{su/B} = 11,32 \text{ cm}^2$$

La fissuration étant préjudiciable, les sections d'acier calculées seront majorées de 10%.

Retenons $\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures parallèles au côté A: 16HA12 totalisant une section de } 18,10 \text{ cm}^2 \\ \text{Armatures parallèles au côté B: 16HA12 totalisant une section de } 18,10 \text{ cm}^2 \\ \text{Espacement} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

4.6 Assemblages poutre-poteau suivant l'axe de forte inertie

4.6.1 Choix des caractéristiques géométriques et dispositions constructives

Nous allons assembler la poutre PP2 qui est en profilé IPE 240 et le poteau P1 qui est en profilé HE 300M.

Leurs caractéristiques géométriques sont les suivants :

Tableau 4-6 : Caractéristiques de la poutre et du poteau

Poutre IPE 240	Poteau HE 300M
$b_{fb} = 120mm ; r_b = 12mm$	$b_{fc} = 310mm ; r_c = 27mm$
$t_{fb} = 9,8mm ; t_{wb} = 6,2mm$	$t_{fc} = 39mm ; t_{wc} = 21mm$
$h_b = 240 mm$	$h_c = 262mm$

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 $P = 130mm$.

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 $d_o = 24 mm$.

$$1,2d_o \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq (4t + 40mm) \quad (4.14)$$

$$1,2 \times 24 \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq (4 \times 24 + 40mm)$$

$$28,8mm \leq (e_1 \text{ ou } e_2) \leq 136mm$$

Nous prenons alors :

$$e_1 = 30mm \text{ pour l'extension de la platine ; et } e_2 = e_x = 50mm$$

Alors la platine est de dimensions 360×230×22.

4.6.2 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

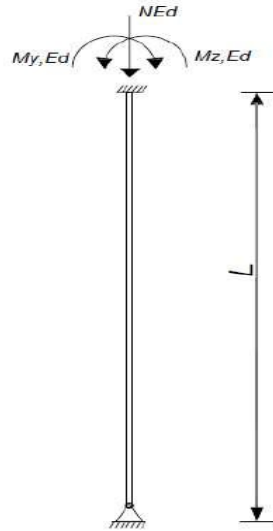


Figure 4.7 : Schéma statique poteau mixte sous compression et flexion biaxiale

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'élancement, 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 donnée 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 :

Les coordonnées des points A à D seront calculés en tenant compte de la distribution des contraintes selon chaque cas.

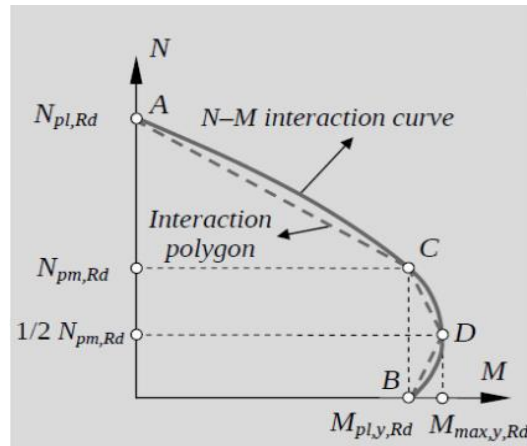


Figure 4.8 : Polygone d'interaction N-M

4.6.2.1 Calcul points d'interaction

des coordonnées des de la courbe

$$N_{pm,Rd} = 0,85 \times 1851,33 \times 16,7 \cdot 10^{-1}$$

$$N_{pm,Rd} = 2\,622,72 \text{ kN}$$

4.6.2.1.1 Suivant l'axe y-y

$$M_{max,y,Rd} = (4078 \times 355 + 0,5 \times 18567,45 \times 0,85 \times 16,7 + 135,8 \times 434,78) \cdot 10^{-3}$$

$$M_{max,y,Rd} = 1\,638,25 \text{ kN.m}$$

Position de h_n

$$h_n = \frac{2622,72}{2 \times \frac{450}{1000} \times 0,85 \times 16,7 \cdot 10^3 + 2 \times \frac{21}{1000} (2 \times 355 \cdot 10^3 - 0,85 \times 16,7 \cdot 10^3)}$$

$$h_n = 0,062 \text{ m}$$

Module plastique de l'acier dans la région $2h_n$:

$$W_{pl,y,a,n} = 0,021 \times 0,062^2$$

$$W_{pl,y,a,n} = 81,99 \text{ cm}^3$$

Module plastique des armatures dans la région $2h_n$:

$$W_{pl,y,s,n} = 0 \text{ cm}^3$$

Module plastique du béton dans la région $2h_n$:

$$W_{pl,y,c,n} = \frac{450}{1000} \times 0,062^2 \times 10^6 - 80,73 - 0$$

$$W_{pl,y,c,n} = 1\,674,86 \text{ cm}^3$$

$$M_{n,y,Rd} = 80,73 \times 355 \cdot 10^{-3} + 0 + \frac{1674,86 \times 16,7 \cdot 10^{-3}}{2}$$

$$M_{n,y,Rd} = 42,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = 1623,86 - 42,43$$

$$M_{pl,y,Rd} = 1\,595,19 \text{ kN.m}$$

- Point A :

Au point A, seul l'effort de compression est considéré et le schéma des blocs de contraintes se traduit comme suit :

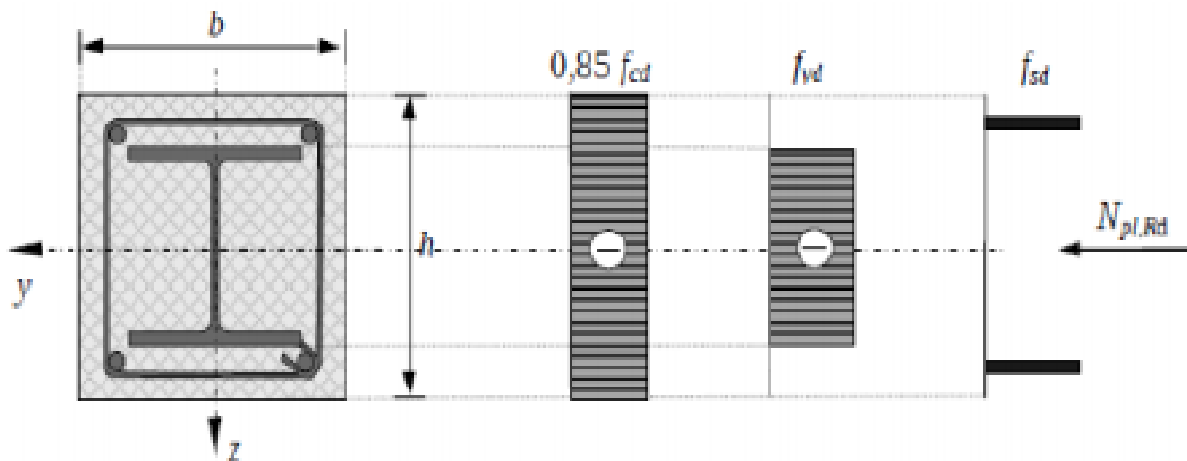


Figure 4.9 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

Résistance à la compression $N_A = N_{pl,Rd} = 13\,677,95 \text{ kN}$;

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 :

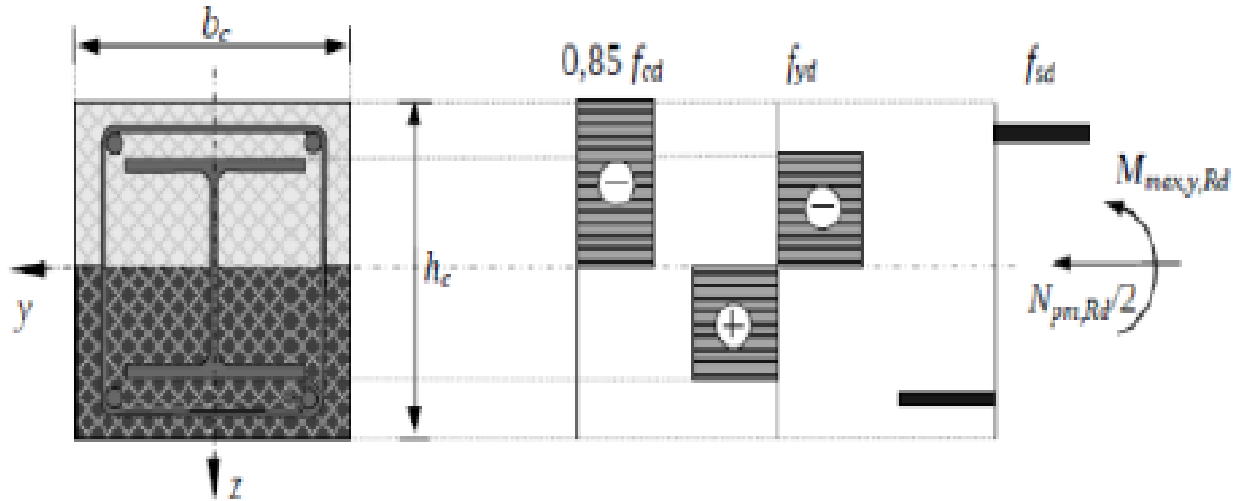


Figure 4.10 : Diagramme des contraintes du point D sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_D = \frac{N_{pm,Rd}}{2} = \frac{2\,622,72}{2} = 1\,311,36\text{ kN}$$

$$M_D = M_{max,y,Rd} = 1\,638,25\text{ kN.m}$$

- Point C :

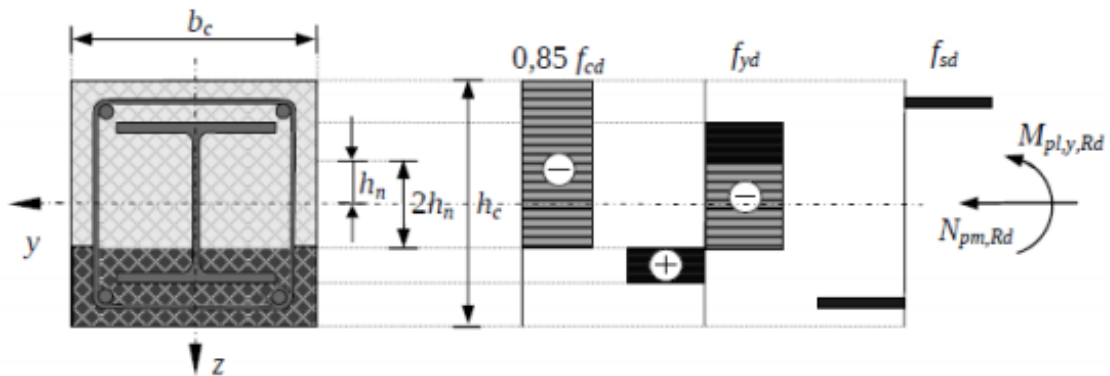


Figure 4.11 : Diagramme des contraintes du point C sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_C = N_{pm,Rd} = 2\,622,72\text{ kN}$$

$$M_C = M_{pl,y,Rd} = 1\,595,19\text{ kN.m}$$

- Point B :

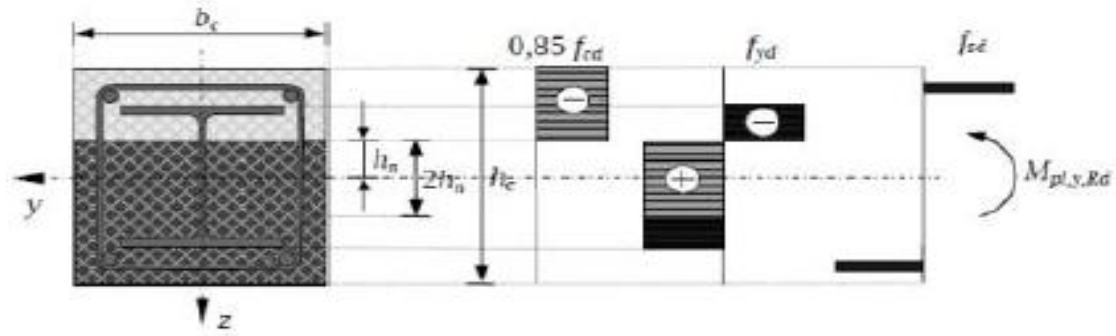


Figure 4.12 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe Y-Y (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_B = 0 \text{ kN} ;$$

$$M_B = M_C = 1\,595,19 \text{ kN.m}$$

✚ Représentation du polygone d'interaction (N-M).

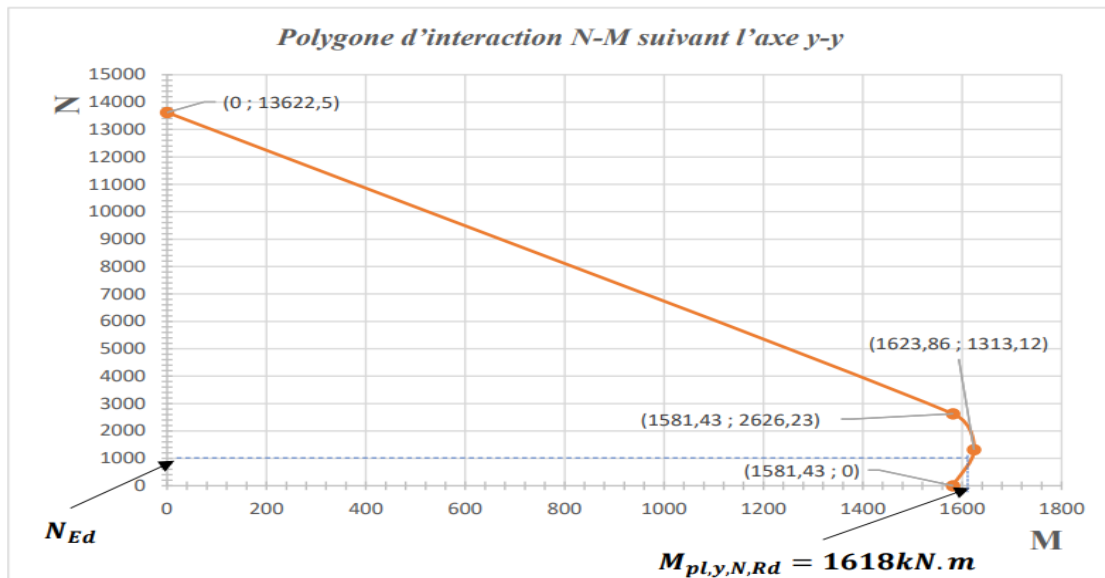


Figure 4.13 : Polygone d'interaction (N-M) suivant l'axe Y-Y

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

$$\mu_{dy} = \frac{1618}{1\,581,43} = 1,01$$

4.6.2.2 Suivant l'axe z-z

$$M_{max,z,Rd} = (1913 \times 355 + 0,5 \times 25589 \times 0,85 \times 16,7 + 146 \times 434,78) \cdot 10^{-3}$$

$$M_{max,z,Rd} = 923,84 \text{ kN.m}$$

 Position de h_n

$$h_n = \frac{2622,72}{2 \times \frac{480}{1000} \times 0,85 \times 16,7 \cdot 10^3 + 2 \times \frac{39}{1000} \times (2 \times 355 \cdot 10^3 - 0,85 \times 16,7 \cdot 10^3)}$$

$$h_n = 0,039m$$

 Module plastique de l'acier dans la région $2h_n$:

$$W_{pl,z,a,n} = \frac{39}{1000} \times 0,039^2$$

$$W_{pl,z,a,n} = 59,32cm^3$$

 Module plastique des armatures dans la région $2h_n$:

$$W_{pl,z,s,n} = 0cm^3$$

 Module plastique du béton dans la région $2h_n$:

$$W_{pl,z,c,n} = \frac{480}{1000} \times 0,039^2 \cdot 10^6 - 59,32 - 0$$

$$W_{pl,z,c,n} = 670,76cm^3$$

$$M_{n,z,Rd} = 59,32 \times 355 \cdot 10^{-3} + 0 + \frac{670,76 \times 16,7 \cdot 10^{-3}}{2}$$

$$M_{n,z,Rd} = 26,67 kN.m$$

$$M_{pl,z,Rd} = 911,51 - 26,67$$

$$M_{pl,z,Rd} = 884,85 kN.m$$

- Point A :

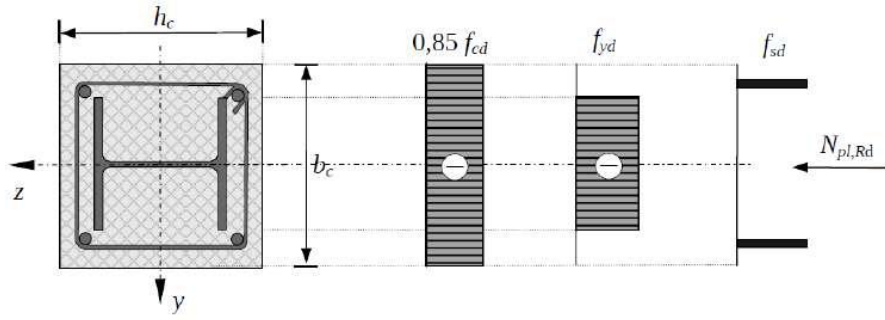


Figure 4.14 : Diagramme des contraintes du point A sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (Darko Dujmovic et al, 2014)

$$N_A = N_{pl,Rd} = 13677,98 ;$$

$$M_A = 0 \text{ kN.m}$$

- Point D :

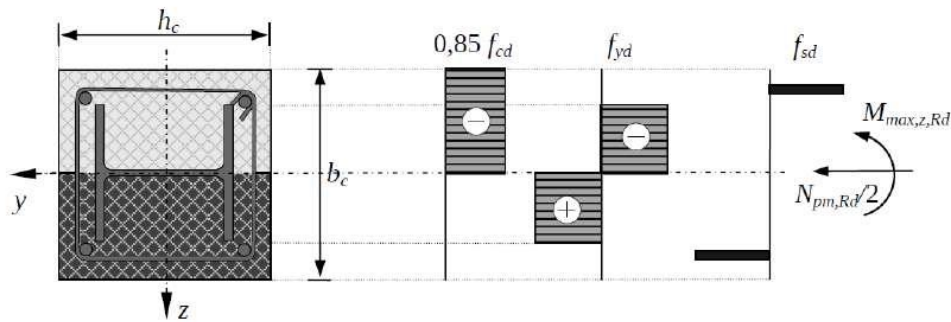


Figure 4.15 : Diagramme des contraintes du point D sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z (source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_D = \frac{2622,72}{2} = 1\,311,36 \text{ kN}$$

$$M_D = M_{max,z,Rd} = 911,51 \text{ kN.m}$$

- Point C :

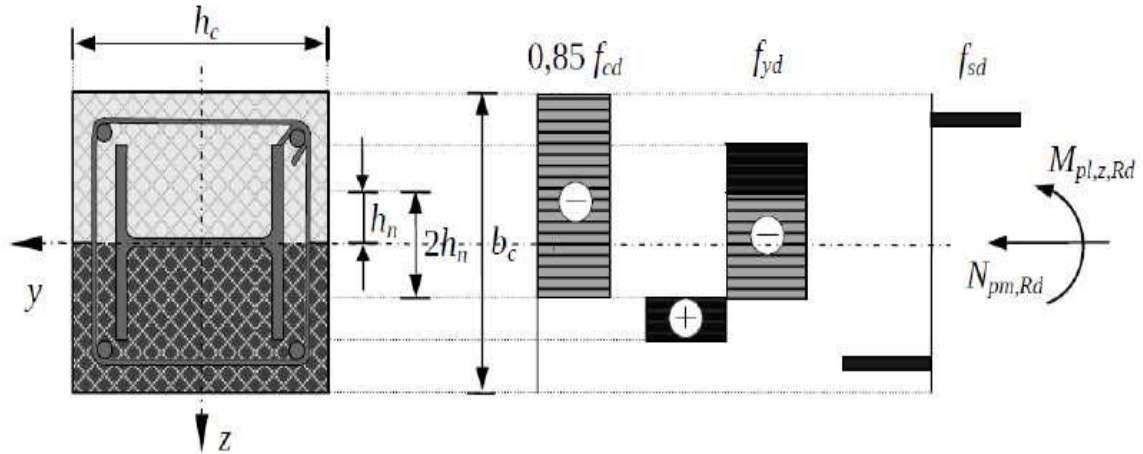


Figure 4.16 : Diagramme des contraintes du point C sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z
(source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_C = N_{pm,Rd} = 2622,72 \text{ kN} ;$$

$$M_C = M_{pl,z,Rd} = 884,85 \text{ kN.m.}$$

- Point B :

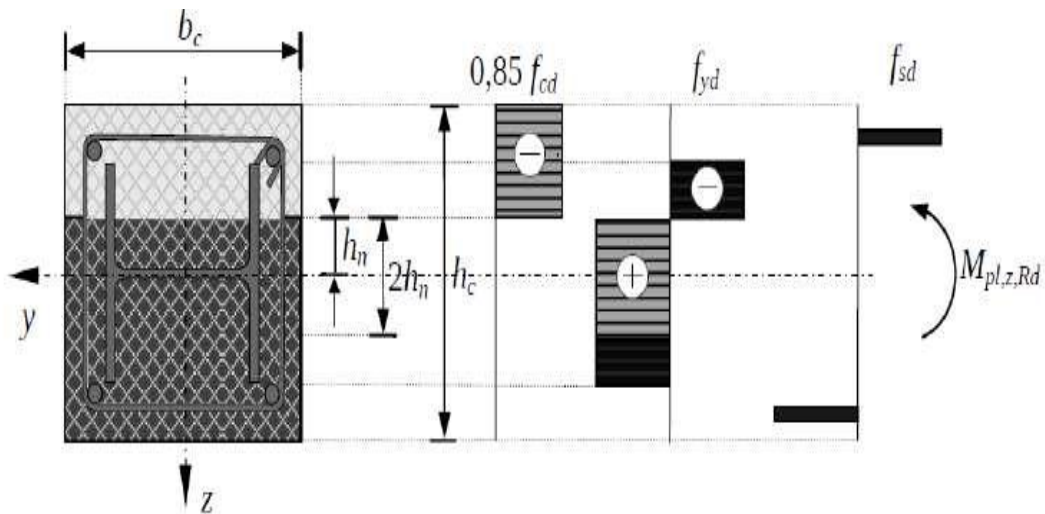


Figure 4.17 : Diagramme des contraintes du point B sur le polygone (N-M) suivant l'axe z-z
(source : Composite Structures according to Eurocode 4 Worked Examples)

$$N_B = 0 \text{ kN} ;$$

$$M_B = M_C = 884,85 \text{ kN.m}$$

✚ Représentation du polygone d'interaction (N-M).

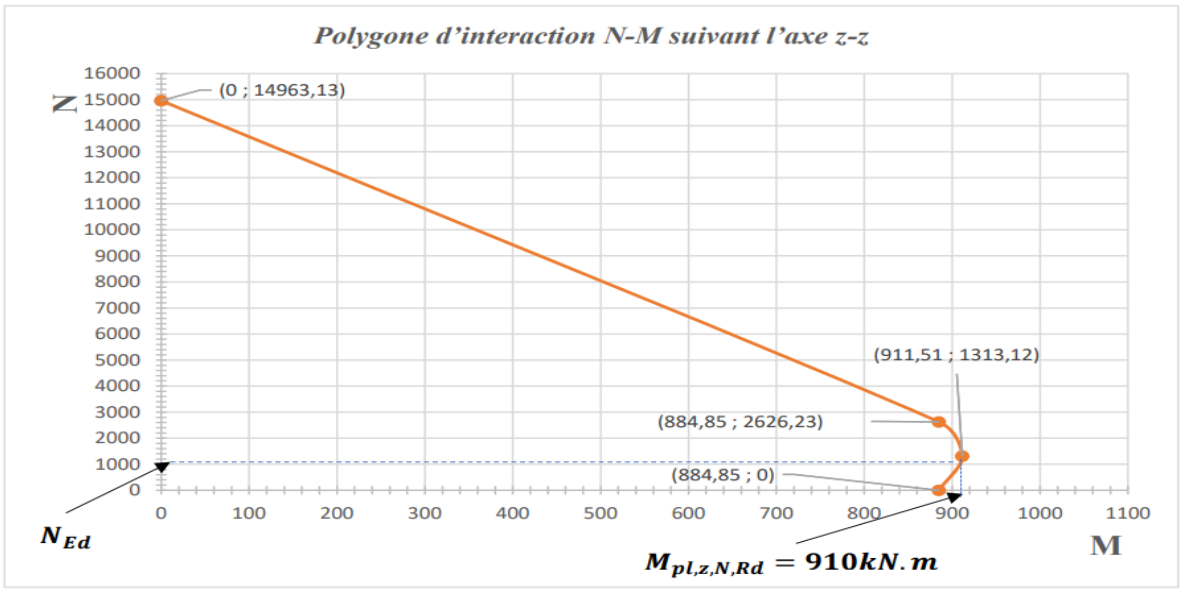


Figure 4.18 : Polygone d'interaction (N-M) suivant l'axe Z-Z

✚ Calcul de $\mu_{dz} = \frac{910}{884,85} = 1,01$

4.6.3 Détermination des efforts intérieurs

$$V_{Ed} = 102,77 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 45,22 \text{ kN.m}$$

4.6.4 Vérification de la résistance des boulons dans la zone tendue

Tableau 4-7 : 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

4.6.4.1 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

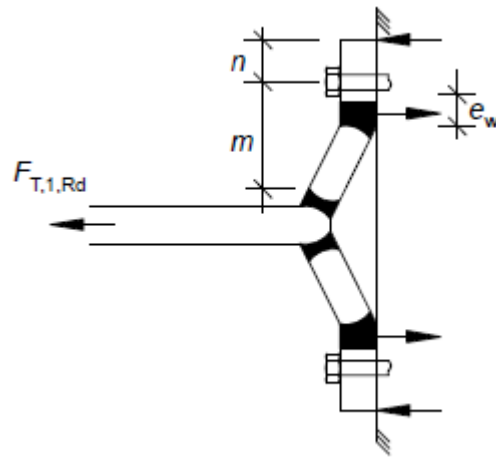


Figure 4.19: Tronçon en té équivalent pour le mode 1

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times 687,3}{3,665} = 750,13 \text{ kN}$$

- **Mode 2**

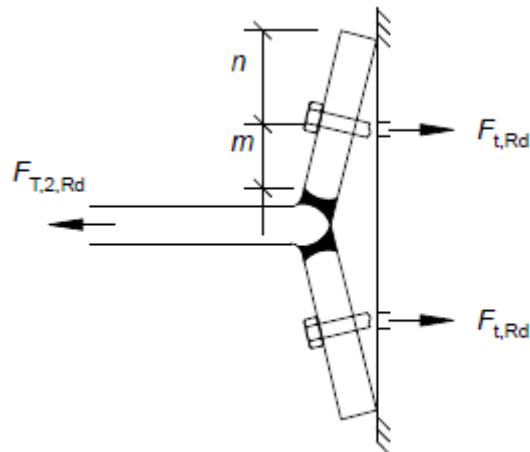


Figure 4.20: Tronçon en té équivalent pour le mode 2

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**

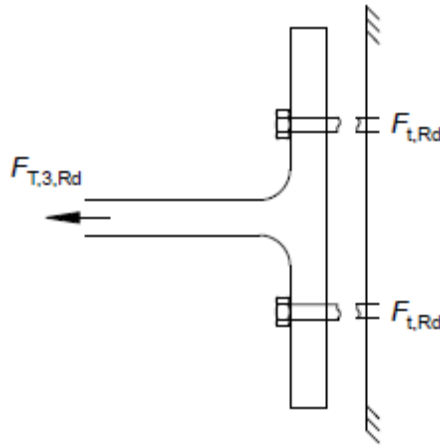


Figure 4.21: Tronçon en té équivalent pour le mode 3

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 130,9 = 261,8 \text{ kN}$$

La résistance finale est $\text{Min}(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = 261,8 \text{ kN}$

4.6.4.2 Platine d'about fléchie

La géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons est illustrée sur la figure suivante.

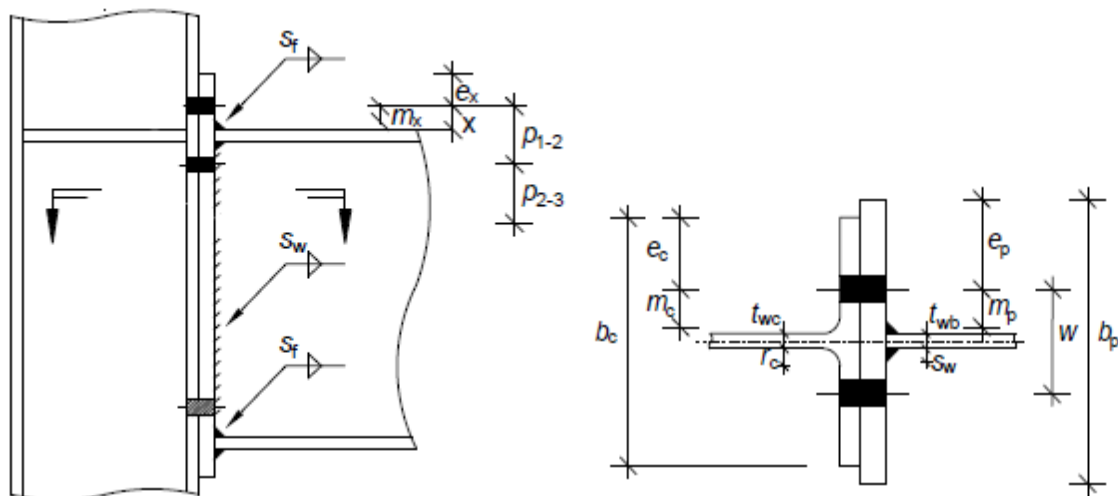


Figure 4.22: géométrie d'un assemblage par platine avec trois rangées de boulons

$$e_x = e_{\min} = 30 \text{ mm} \quad m_x = 30 - 0,8 \times 5\sqrt{2} = 24,34 \text{ mm}$$

✚ Calcul des longueurs effectives $l_{eff,1}$ et $l_{eff,2}$:

- Pour les mécanismes circulaires on a :

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi m_x; \pi m_x + 2e_x; \pi m_x + 2w)$$

$$= \min(2\pi \times 24,34; \pi \times 24,3 + 2 \times 30; \pi \times 24,34 + 2 \times 130)$$

$$= \min(152,93; 136,46; 336,46) = 136,46 \text{ mm}$$

- 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 $F_{t,Rd}$**

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \times 9,5 \times 2,4^2 \times 35,5}{1,0} = 485,64 \text{ kN.cm}$$

$$n = 5; e_{min} = 30 \text{ mm} < 1,25m$$

✚ **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 $F_{T,Rd} = 130,9 \text{ kN}$

4.6.4.3 Âme de poteau tendue

Pour l'âme du poteau tendue, la résistance est :

$$F_{T,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}} \quad (4.23)$$

ω : facteur de réduction tenant compte du coefficient de transformation β :

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff,t,wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (4.24)$$

$$F_{T,1,wc,Rd} = \frac{1 \times 200 \times 13,5 \times 355}{1}$$

$$F_{T,1,wc,Rd} = 958,5 \text{ kN}$$

4.6.4.4 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.

4.6.4.5 Semelle de poteau fléchie

Pour la semelle de poteau fléchie 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

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e_x + e_1 = 2 \times 36,65 + 0,625 \times 100 + 50 = 248,3$$

$$\text{Alors } l_{eff,cp} = 269,55 \text{ mm et } l_{eff,nc} = 248,3 \text{ mm}$$

$$\text{Par la suite, } l_{eff,1} = l_{eff,1} = 248,3 \text{ mm}$$

✚ 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 $F_{T,Rd} = 261,8 \text{ kN}$

4.6.4.6 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 $F_{T,Rd} = 261,8 \text{ kN}$

4.6.4.7 Âme de poteau tendu

Pour l'âme du poteau tendu, la résistance est : $F_{T,1,wc,Rd} = 958,5 \text{ kN}$

4.6.4.8 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 :

$$F_{t2,Rd} = \min (261,8; 958,5; 264,12)$$

$$F_{t2,Rd} = 261,8 \text{ kN}$$

4.6.5 Détermination de la résistance de la zone de compression

4.6.5.1 Ame 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 p

$$d_{wc} = hc + 2(t_{fc} + r_c) \quad (4.34)$$

$$d_{wc} = 400 - 2(24 + 27)$$

$$d_{wc} = 298 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,t,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E_{t,wc}^2}} \quad (4.35)$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_p &= 0,932 \sqrt{\frac{307,63 \times 298 \times 355}{2,1 \cdot 10^5 \times 13,5^2}} \\ \bar{\lambda}_p &= 0,85 \\ \bar{\lambda}_p &> 0,72 \text{ donc } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,9 \end{aligned}$$

Alors la limite de la résistance est :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0,82 \times 1 \times 0,9 \times 307,63 \times 13,5 \times 355}{1,0}$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1088,04 \text{ kN}$$

4.6.5.2 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

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b}}{\gamma_{Mo}} \quad (4.37)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{pl,b} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (4.38)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{324\,000 \times 355}{1}$$

$$M_{c,Rd} = 115,02 \text{ kN.m}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{115,02}{0,24 - 0,0098}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 499,65 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} = \min(1221,06 ; 499,65)$$

$$F_{c,Rd} = 499,65 \text{ kN}$$

4.6.5.3 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 :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{yc} \cdot A_{vc}}{\gamma_{Mo} \cdot \sqrt{3}} \quad (4.41)$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \times 355 \times 6898}{\sqrt{3}}$$

$$V_{wp,Rd} = 1\,127,43 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Ed} = 196,43 \text{ kN} < V_{wp,Rd} = 1\,127,43 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.6.5.4 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 :

$$F_{tx,Rd} < 1,9 F_{t,Rd} \quad (4.42)$$

$$F_{tx,Rd} = 173,72 \text{ kN et } 1,9 \cdot F_{t,Rd} = 1,9 \times 130,9 = 248,71 \text{ kN}$$

$$F_{tx,Rd} = 173,72 \text{ kN} < 1,9 \cdot F_{t,Rd} = 248,71 \text{ kN}$$

Donc aucune réduction n'est nécessaire

4.6.5.5 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,

$$M_{j,Rd} = 0,328 \times 173,72 + 0,233 \times 261,8$$

$$M_{j,Rd} = 117,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed} = 45,2 \text{ kN.m} < M_{j,Rd} = 149,9 \text{ kN.m}$$

4.6.5.6 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 filetée 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 :

$$F_{t,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (4.44)$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{bu}}{f_f}; 1 \right) \quad (4.45)$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{30}{3 \times 24}; \frac{95}{3 \times 24} - \frac{1}{4}; \frac{60}{36}; 1 \right)$$

$$\alpha_b = \min(0,41; 1,06; 1,67; 1)$$

$$\alpha_b = 0,41$$

$$k_1 = \min\left(2,8x\frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4x\frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad (4.46)$$

$$k_1 = \min\left(2,8x\frac{50}{24} - 1,7; 1,4x\frac{150}{24} - 1,7; 2,5\right)$$

$$k_1 = \min(4,13; 7,05; 2,5)$$

$$k_1 = 2,5$$

Par la suite,

$$F_{v,Rd} = \frac{2,5 \times 0,41 \times 36 \times 2,2 \times 2}{1,25}$$

$$F_{v,Rd} = 162,36 \text{ kN}$$

4.6.5.7 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.

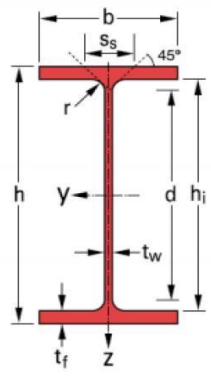
4.7 Calcul de l'assemblage de pieds de poteau

Dans cette section, les calculs porteront sur la liaison du poteau à la fondation

Caractéristiques du profilé HE 300 M

Tableau 4-8: Caractéristiques du profilé HE 300 M

HE 300							
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	$W_{el,y}$ 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	

4.7.1 Prédimensionnement de la platine

Les dimensions choisies pour la platine sont les suivantes :

$$h_p = b + 200 \quad (4.47)$$

$$b_p = h + 200 \quad (4.48)$$

Avec b et h respectivement la largeur et la hauteur de la section du profilé du poteau.

$$h_p = 310 + 200 = 510 \text{ mm}$$

$$b_p = 340 + 200 = 540 \text{ mm}$$

On prendra

$$h_p = 510 \text{ mm}$$

$$b_p = 540 \text{ mm}$$

4.7.2 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 est C25/30 donc la valeur du calcul de la résistance en compression du béton est :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.49)$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \text{ (NF EN 1992 – 1 – 1)}$$

$$\gamma_c = 1,5 : \text{Coefficient partiel pour le béton}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17$$

$$f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$$

4.7.3 Calcul des efforts intérieur 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 $V_{z,Ed}$

4.7.3.1 Calcul de l'effort de compression au pied du poteau

D'après les calculs de descente des charges effectués, le poteau P1 est chargé à sa base comme suit :

Tableau 4-9 : Sollicitations sur la platine

Sollicitations de calcul (kN)		
Désignation	N_{Ed}	Poids propre
Poteau P1	535,81	17.63

L'effort de compression N_{Ed} est :

$$N_{Ed} = N_{Ed1} + P_{propre} \quad (4.50)$$

$$N_{Ed} = 553,44 \text{ kN}$$

4.7.3.2 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 :

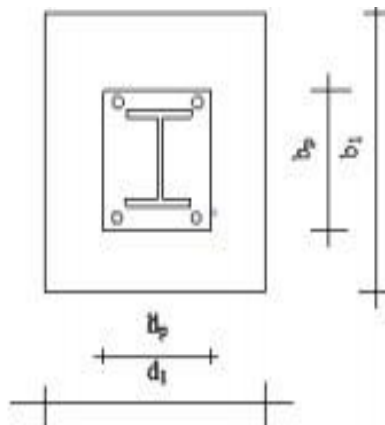


Figure 4.23: Dimensions du socle et de la platine

Les limites des dimensions du socle en béton sont :

$$b_1 \leq 3 \times 540 = 1800 \text{ mm}$$

$$d_1 \leq 3 \times 510 = 1500 \text{ mm}$$

$$h \geq (1800 - 540) = 1200 \text{ mm}$$

$$h \geq (1500 - 510) = 1000 \text{ mm}$$

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.

4.7.3.3 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 :

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad (4.56)$$

$$A_{c1} = b_1 \times d_1 \quad (4.57)$$

$$A_{c0} = b_p \times h_p \quad (4.58)$$

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = \sqrt{\frac{650 \times 650}{540 \times 510}} = 1,24$$

$$f_{jd} = \beta_1 \alpha f_{cd} \quad (4.59)$$

$$= \frac{2}{3} \times 1,24 \times 14,17$$

$$f_{jd} = 11,70 \text{ MPa}$$

$$A_{req} = \frac{553,44 \times 1000}{11,70}$$

$$A_{req} = 47311,24 \text{ mm}^2$$

4.7.3.4 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.

4.7.4 Choix des dimensions en plan h_p et b_p de la platine

4.7.4.1 Largeur d'appui additionnelle c

Déterminons la largeur d'appui additionnelle c :

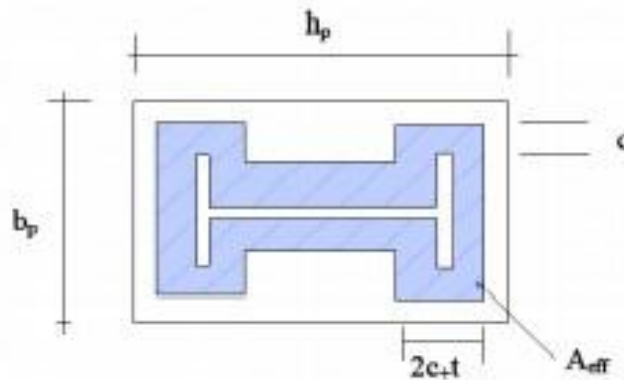


Figure 4-7 : Largeur d'appui additionnelle c

Tableau 4-10: 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 4-11: Aires efficaces (the steel construction Institute, 2014)

Type de section	A_{eff}
Profilé en I ou en H	$4c^2 + 2((h + b)c + h b)$
Profilé rectangulaire	$4c^2 + 2((h + b)c + h b)$
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	

$$A_{req} = A_{eff} = 4c^2 + P_{col}c + A_{col} = A_{rec} \quad (4.64)$$

On a donc :

$$P_{col}c = 2d + 2b + 2(b - r) + 4tf + 2\pi r \quad (4.65)$$

$$P_{col} = 2 \times 298 + 2 \times 310 + 2 \times (310 - 27)$$

$$P_{col} = 1927,45 \text{ mm}$$

Et,

$$A_{col} = 30310 \text{ mm}^2$$

La résolution de l'équation $4c^2 + 1927,45c + 30310 = 47311,24$ nous donne : $c = 8,66 \text{ mm}$

On a :

$$\frac{h - 2tf}{2} = \frac{340 - 2 \times 39}{2} = 131 \text{ mm}$$

$$c = 8,66 < \frac{h - 2tf}{2} = 131 \text{ mm} \quad (4.66)$$

Alors il n'est pas nécessaire de recalculer c.

4.7.4.2 Vérification de l'aire efficace

Vérifions que A_{eff} est dans les limites des dimensions de la platine

$$h + 2c = 357,33 \text{ mm} < 510$$

$$b + 2c = 327,33 \text{ mm} < 540$$

4.7.4.3 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 $t_p = 10 \text{ mm}$

4.7.5 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

$$F_{t,Rd} = 110,68 \text{ kN}$$

On remarque ainsi que :

$$V_{y,Ed} = 16,40 \text{ kN}$$

$$\text{et } V_{z,Ed} = 1,12 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} \leq F_{t,Rd} \text{ et } V_{z,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

Donc le cisaillement se transmet par friction entre la base du poteau et le béton.

4.7.6 Caractéristiques finales de la platine

Les caractéristiques de la platine sont donc :

$$h_p = 510 \text{ mm}$$

$$b_p = 540 \text{ mm}$$

$$t_p = 10 \text{ mm}$$

En phase de construction, le poteau sera maintenu par quatre boulons d'ancrage M0 de classe 8.8 pour des raisons de sécurité

Conclusion

Le présent chapitre a permis non seulement la vérification des éléments de structure mais aussi l'agencement entre les différents éléments de la structure. Il a également été question de vérifier l'agencement entre la structure et les fondations à travers l'assemblage poteaux semelle. Les calculs ont révélé que les conditions de résistance de tous les éléments de structure sont satisfaites avec un grand coefficient de sécurité.

Conclusion générale

L'analyse approfondie de cette structure a constitué une opportunité majeure pour approfondir et diversifier nos compétences techniques au sein de la construction métallique, un secteur dont la complexité et l'étendue ne sont plus à démontrer. Cette étude d'ingénierie, menée avec rigueur, a abouti à la détermination précise des caractéristiques structurelles indispensables à la stabilité de l'ouvrage.

Les conclusions techniques majeures qui ressortent de nos investigations se déclinent comme suit :

- **Ossature secondaire** : Les solives, éléments clés du support de plancher, ont été dimensionnées avec des profilés de type **IPE O 240**, garantissant une rigidité optimale.
- **Charpente porteuse** : Pour les poutres principales, qui supportent les charges les plus lourdes, le choix s'est porté sur des profilés de type **HE 800 x 444**.
- **Porteurs verticaux** : La descente de charges est assurée par des poteaux conçus en profilés **HE 300M**, offrant une résistance à la compression élevée.
- **Intégrité des liaisons** : Les systèmes d'assemblages mis en œuvre démontrent un comportement mécanique parfaitement aligné avec les modélisations et les hypothèses théoriques posées lors de la phase de conception.

En synthèse, les notes de calcul confirment que l'ensemble des composants de la structure répond favorablement aux exigences de résistance et de stabilité. Il est d'ailleurs notable que les résultats obtenus dépassent les seuils critiques, affichant un **coefficient de sécurité particulièrement élevé**, ce qui témoigne de la fiabilité et de la pérennité de la solution proposée.

Références bibliographiques et webographie

ArcelorMittal. (2025). *Planchers*.

Elégbedé, E. O., Gbaguidi, A. G., Houanou, K. A., Godonou, E. F. G., & Agbé, N. (2019).

Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 3 d'un bâtiment administratif de type R+2 à ossature métallique [Rapport].

Eswed, Y., Bouragaa, K., Bada, A., Hamouda, A., & Bassoud, A. (2018). *Etude d'un bâtiment R+7+S-Sol à structure mixte acier-béton armé (Adaptation du bâtiment de Bruxelles environnement)* [Fin de formation de Master Génie Civil].

Eurocode 2. (2005). *Design of concrete structures—Part 1-1 : General rules and rules for buildings* (Version 2005) [Norme].

Eurocode 3. (2005). *Calcul des structures en acier—Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments* (Norme NF EN 1993-1-1; Version 2005).

Eurocode 4. (2004). *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings* (Norme EN 1994-1-1; Version 2004).

Hejazi, F., & Chun, T. K. (2018). *Steel Structures Design Based on Eurocode 3*. Springer Singapore. <https://doi.org/10.1007/978-981-10-8836-0>

Landowski, M., & Lemoine, B. (2005). *Concevoir et construire en acier*.

Muzeau, J.-P. (2010). *Moyens d'Assemblages* [Rapport].

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.

Webographie

Composite Structures According to Eurocode 4: Worked Examples, 10 décembre 2019, <https://www.istructe.org/resources/library/composite-structures-according-to-eurocode-4-worked/> (Page consultée le 10 novembre 2025).

Flèche de la poutre: Définitions, formules, et exemples | SkyCiv, 21 février 2019, <https://skyciv.com/fr/docs/tutorials/beam-tutorials/what-is-deflection/> (Page consultée le 24 novembre 2025).

« Assemblages poutre-poutre », dans *Techniques de l'Ingénieur*, <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-les-superstructures-du-batiment-tiacd/archive-1/composants-metalliques-flechis-c2554/assemblages-poutre-poutre-c2554niv10003.html> (Page consultée le 24 novembre 2025).

« Chapitre I - Généralités Sur La Construction Mixte - Etudiants | PDF | Béton armé | Béton », dans *Scribd*, <https://fr.scribd.com/document/367963910/Chapitre-I-Generalites-Sur-La-Construction-Mixte-Etudiants> (Page consultée le 24 novembre 2025).

« Construction métallique », dans *Techniques de l'Ingénieur*, <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/construction-metallique-42230210/> (Page consultée le 24 novembre 2025).

DTU 32 - Construction Métallique : le guide complet, <https://www.batiweb.com/actualites/vie-pratique/dtu-32-construction-metallique-guide-complet-46948> (Page consultée le 24 novembre 2025).

« Généralités », dans *Techniques de l'Ingénieur*, <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-les-superstructures-du-batiment-tiacd/archive-2/construction-mixte-acier-beton-c2560/generalites-c2560niv10001.html> (Page consultée le 24 novembre 2025).

Les 7 assemblages de poutres les plus utilisés expliqués - HGG Group We Revolutionize The World Of Steel, <https://www.hgg-group.com/fr/connaissances/les-7-assemblages-de-poutres-les-plus-utilises-expliques/> (Page consultée le 24 novembre 2025).

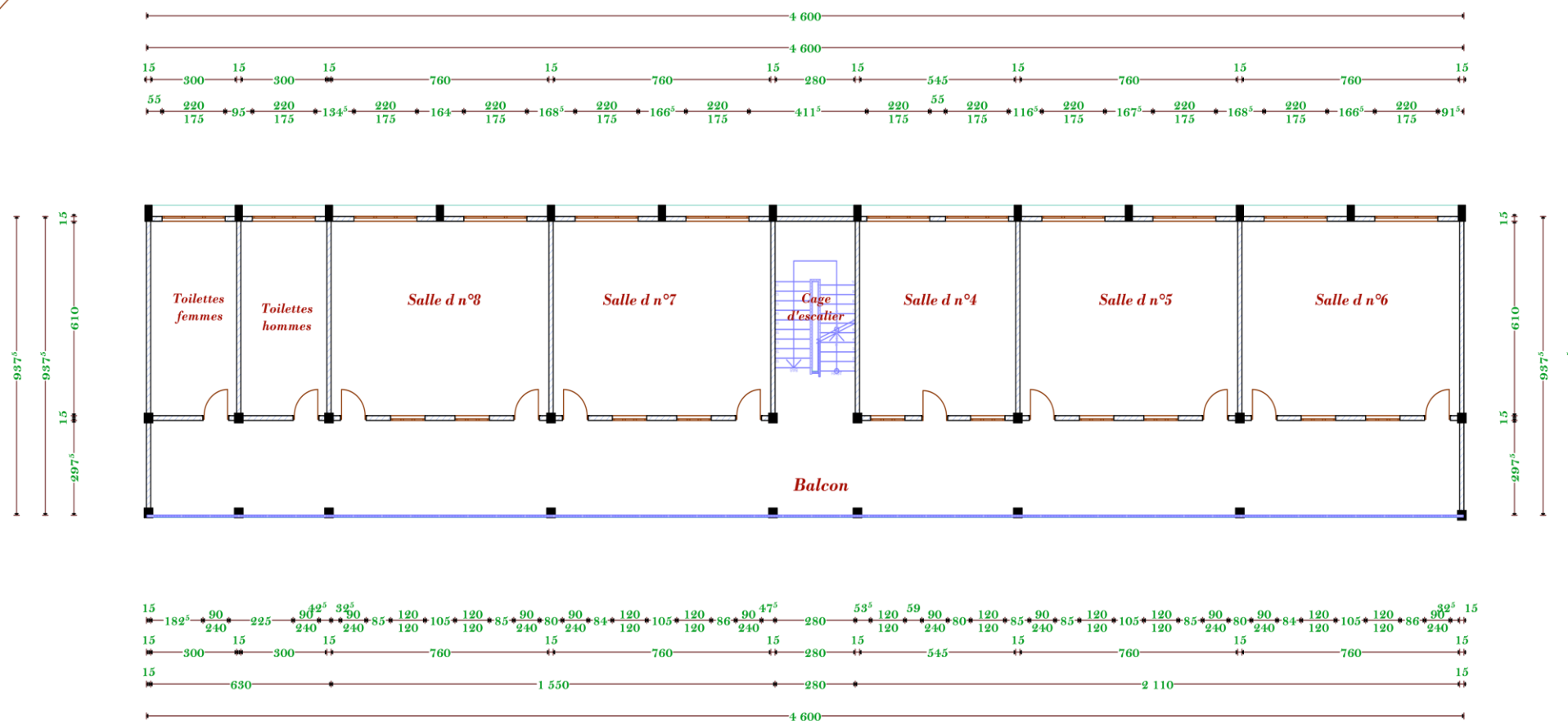
Livres Construction métallique - Librairie Eyrolles, <https://www.eyrolles.com/BTP/Theme/1039/construction-metallique/> (Page consultée le 24 novembre 2025).

Livres Construction mixte (acier - béton) - Librairie Eyrolles, <https://www.eyrolles.com/BTP/Theme/1041/construction-mixte-acier-beton/> (Page consultée le 24 novembre 2025).

« S355 J2+N Steel Plate », dans <https://www.htsteelmill.com/>, <https://htsteelmill.com:443/s355-j2n-steel-plate.html> (Page consultée le 24 novembre 2025).

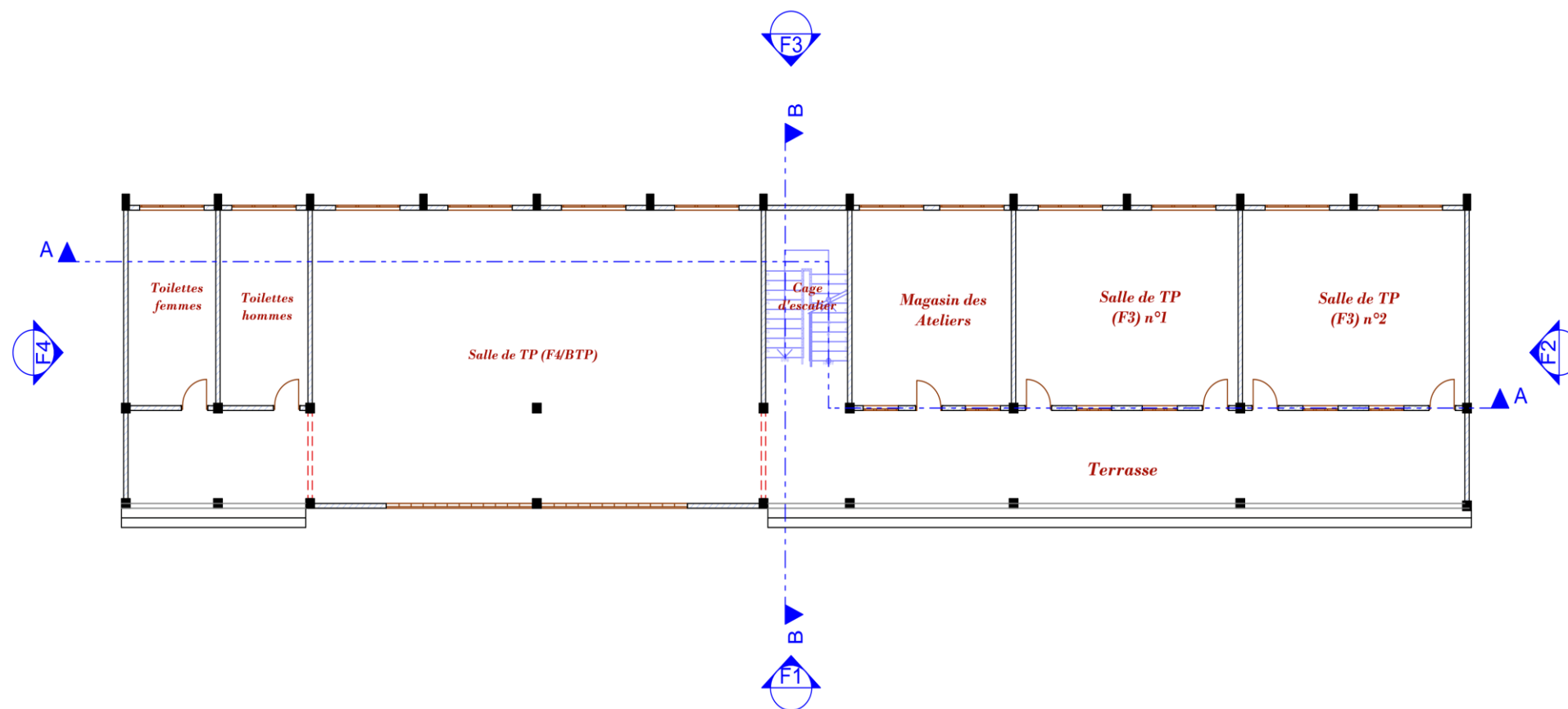
TD #1 Assemblages Poutre-Poteau | PDF | Vis de fixation | Contrainte de cisaillement, <https://www.scribd.com/presentation/617417641/TD-N-1-ASSEMBLAGES-POUTRE-POTEAU-2> (Page consultée le 24 novembre 2025).

Annexe



Vue en plan coté du R+1

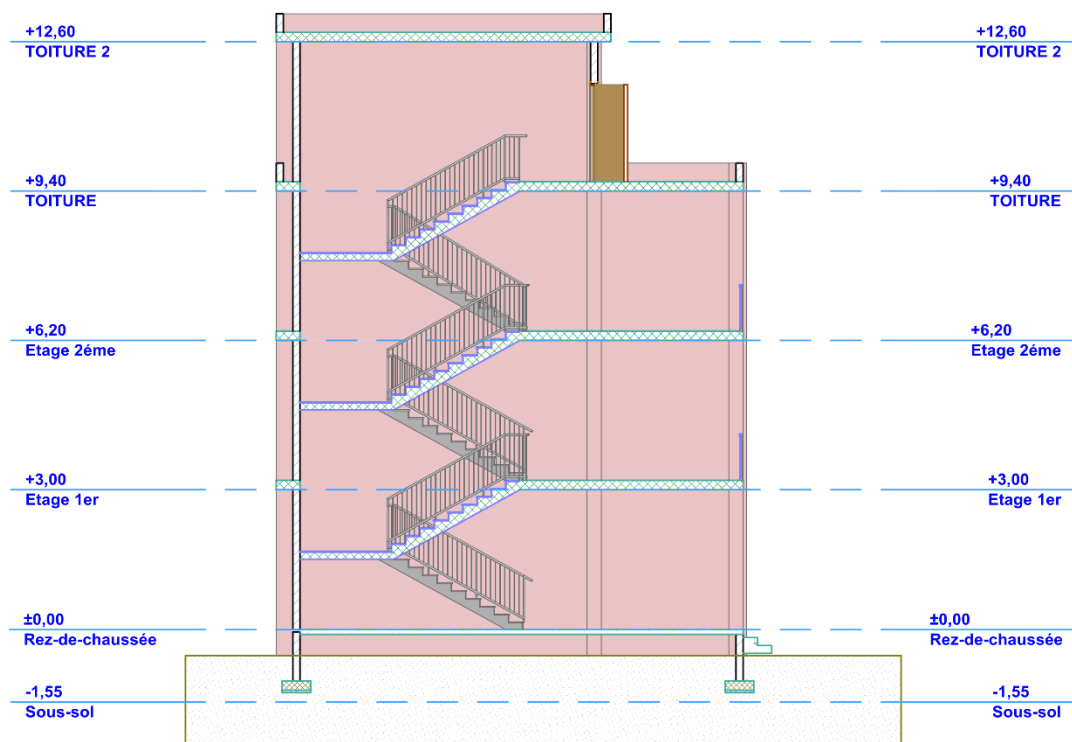




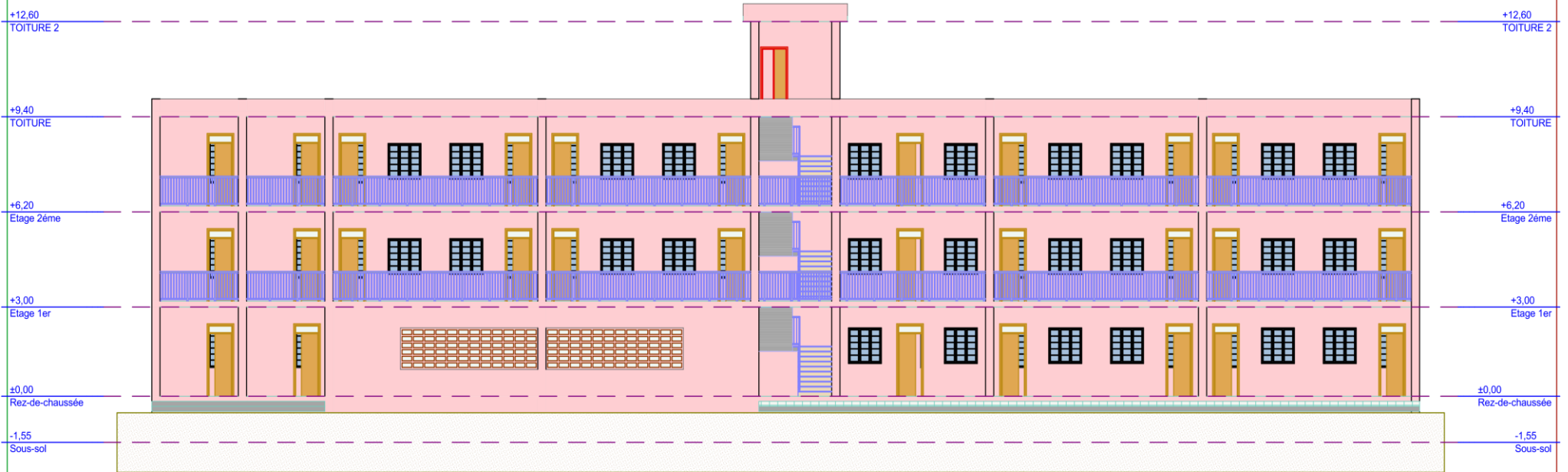
COUPES ET FACADES



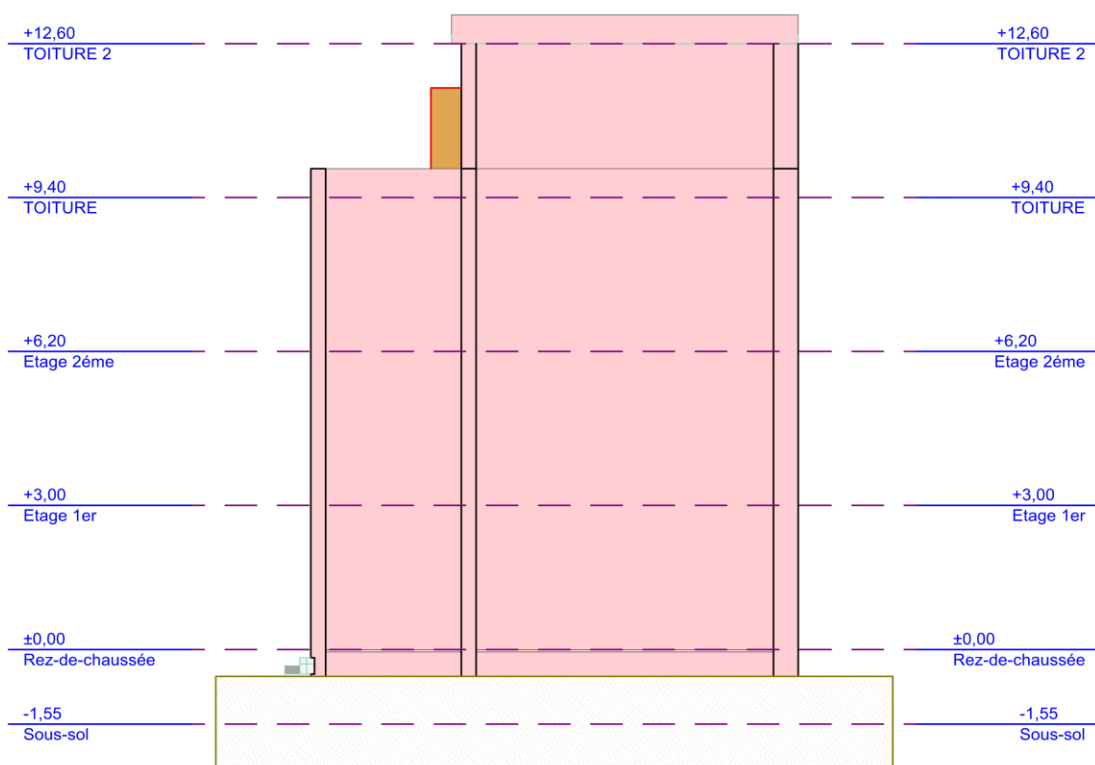
COUPE: A-A



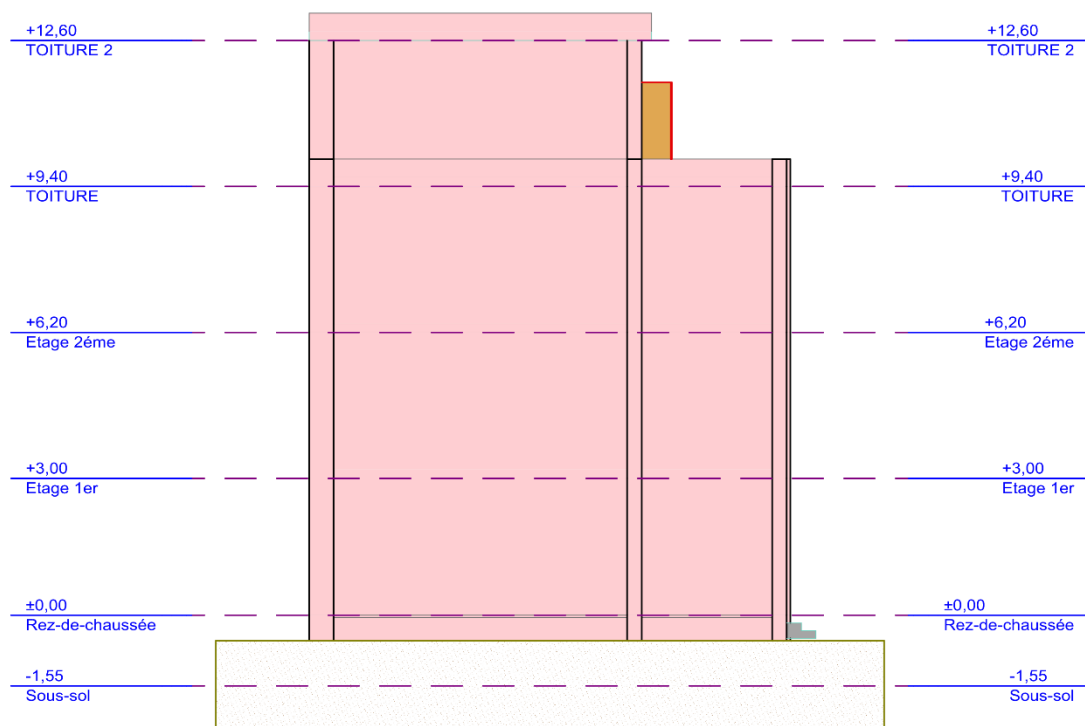
COUPE: B-B



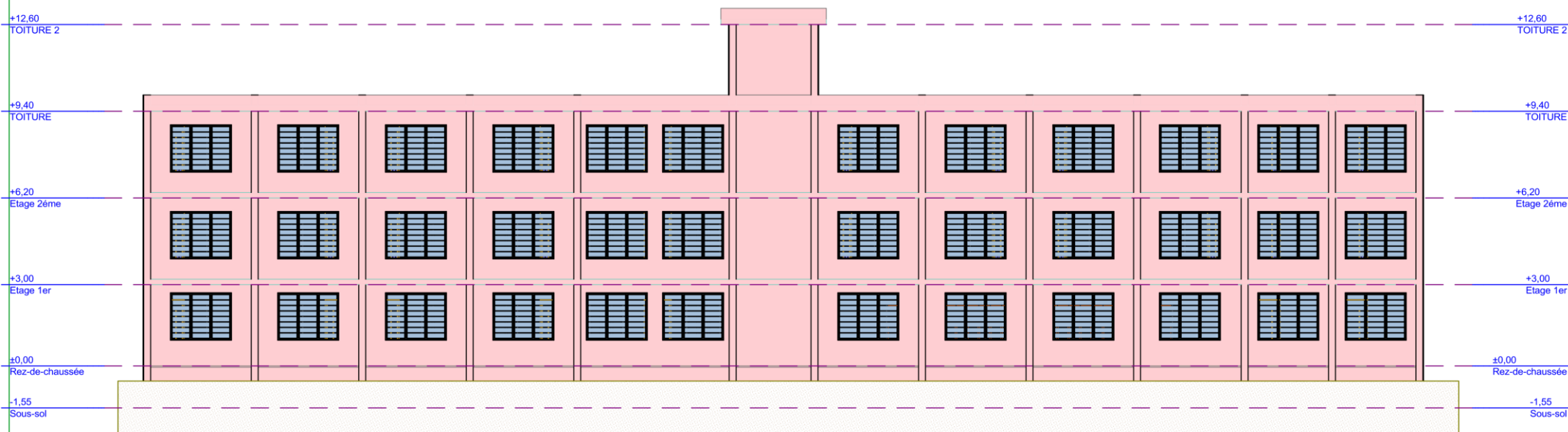
FACADE: F1



FACADE: F2



FACADE: F4



FACADE: F3