CARITAS-DÉVELOPPEMENT DIOCÈSE DE GOMA — « CADEGO »
Adresse : N° 011, avenue des Écoles, quartier Les Volcans, Goma (RDC)
www.caritasdegoma.org · caritas@caritasdegoma.org
B.P. 50 Goma (RDC) · B.P. 12 Gisenyi (Rwanda)

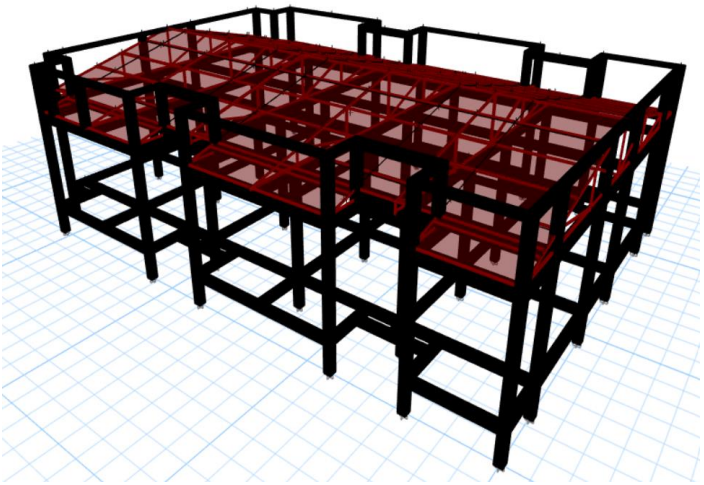
RÉPUBLIQUE DÉMOCRATIQUE DU CONGO · PROVINCE DU NORD-KIVU · VILLE DE GOMA

PROJET « MAISON DE L'ÉTUDIANT » — GRAND SÉMINAIRE DE BUHIMBA

CONCEPTION STRUCTURALE ET NOTE DE CALCUL

DORTOIRS

Structure de plain-pied en ossature de béton armé, avec charpente et toiture légères métalliques, servant de dortoirs



Maison de l'étudiant, Grand séminaire de Buhimba — Goma, Nord-Kivu

Maître d'ouvrage	AVSI
Maître d'œuvre	Caritas Goma
Émise par	Ir Olembe Musangi
Vérifiée par	Ir Patient Kubuya
Date d'émission	12 octobre 2026
Indice de révision	2 — version finale

Conception, analyse et dimensionnement à l'aide du logiciel ETABS, suivant les règles des Eurocodes

Fiche de contrôle des révisions

Indice	Date	Objet de la révision	Établi par	Vérifié par
1	25/09/2026	Version initiale	Ir Olembe Musangi	Ir Patient Kubuya
2	12/10/2026	Version finale : révision rédactionnelle, harmonisation de la nomenclature, des tableaux, des équations et des figures, ajout du contrôle des sections critiques	Ir Olembe Musangi	Ir Patient Kubuya

Identification du document

Rubrique	Renseignement
Projet	Maison de l'étudiant — Grand séminaire de Buhimba, Goma (Nord-Kivu, RDC)
Ouvrage	Bâtiment de plain-pied à usage de dortoirs
Lot	Structure : ossature en béton armé, fondations et charpente métallique
Maître d'ouvrage / maître d'œuvre	AVSI / Caritas Goma (CADEGO)
Logiciel et référentiel	ETABS 2022 ; Eurocodes 1, 2, 3, 7 et 8
Matériaux	Béton C20/25 ; acier Fe E400 ; profilés creux RHS

Résumé

Le présent document expose la conception structurale et le dimensionnement d'un bâtiment de plain-pied à usage de dortoirs, appartenant à la Maison de l'étudiant du Grand séminaire de Buhimba (ville de Goma, province du Nord-Kivu, République démocratique du Congo). L'ouvrage est constitué d'un portique spatial en béton armé C20/25, fondé sur des semelles isolées sur un sol rocheux moyennement fissuré de contrainte admissible 300 kPa, et supporte une charpente légère en fermes planes de profilés creux rectangulaires (RHS) couverte de tôles. La modélisation, l'analyse et le dimensionnement ont été conduits au moyen du logiciel ETABS (version 2022), dans le cadre normatif des Eurocodes 1, 2, 3 et 8.

Les vérifications aux états-limites ultimes et de service, ainsi qu'en situation sismique, conduisent aux sections suivantes : CH 20 × 20 cm ; P 20 × 20 cm ; S 60 × 60 × 20 cm (tableaux 14 à 16). Les plans de coffrage et de ferraillage de chaque type d'élément sont rassemblés en section 8, et un contrôle indépendant des sections critiques est présenté en section 7.5.

Mots-clés : béton armé ; Eurocodes ; ETABS ; charpente métallique ; semelles isolées ; ferraillage ; Goma.

Abstract

This report presents the structural design and sizing of a single-storey reinforced-concrete building (dortoirs) belonging to the Student House of the Buhimba Major Seminary in Goma (North Kivu, DR Congo). The structure is a C20/25 reinforced-concrete space frame on isolated footings on a rock soil of 300 kPa of bearing capacity, carrying a lightweight steel truss roof made of rectangular hollow sections. Analysis and design were carried out with ETABS 2022 in accordance with Eurocodes 1, 2, 3 and 8. The ultimate, serviceability and seismic limit states are satisfied; formwork and reinforcement drawings of all concrete members are provided.

Sommaire

1. Introduction 8

2. Présentation de l'ouvrage et référentiel 9
2.1 Description générale 9
2.2 Documents et règlements de référence 14

3. Caractéristiques des matériaux 16
3.1 Béton 16
3.2 Aciers pour béton armé 17
3.3 Enrobage des armatures 17

4. Hypothèses de calcul et combinaisons d'actions 18
4.1 Méthode de justification 18
4.2 Coefficients partiels de sécurité 18
4.3 Combinaisons d'actions 18
4.4 Durée d'utilisation de projet et classe structurale 19

5. Évaluation des actions 20
5.1 Charges permanentes 20
5.2 Charges d'exploitation 20
5.3 Actions du vent 20
5.4 Actions sismiques 21
5.5 Descente de charges 21

6. Résultats de l'analyse structurale 22
6.1 Sollicitations aux états-limites ultimes et en situation sismique 22
6.2 Déplacements aux états-limites de service 27

7. Résultats du dimensionnement 29
7.1 Éléments de la charpente métallique 29
7.2 Poutres 29
7.3 Poteaux 29
7.4 Semelles 30
7.5 Contrôle indépendant des sections critiques 30

8. Plans de coffrage et de ferraillage 32
8.1 Poutres et chaînages 32
8.2 Poteaux 33
8.3 Semelles isolées 34
8.4 Dispositions constructives communes 34

9. Conclusion 35

Références 36

Liste des tableaux

Tableau 1 Caractéristiques générales de l'ouvrage 9
Tableau 2 Caractéristiques du béton C20/25 16
Tableau 3 Caractéristiques des aciers d'armature 17
Tableau 4 Classes d'exposition et enrobages 17
Tableau 5 Coefficients partiels de sécurité sur les actions 18
Tableau 6 Valeurs des charges permanentes 20
Tableau 7 Valeurs des charges d'exploitation 20
Tableau 8 Paramètres principaux des actions du vent 20
Tableau 9 Paramètres principaux des actions sismiques 21
Tableau 10 Enveloppe des efforts dans les poutres, poteaux et éléments de ferme 27
Tableau 11 Réactions d'appui à la base des poteaux 27
Tableau 12 Déplacements maximaux de la structure 27
Tableau 13 Profilés des éléments de ferme (dimensions en mm) 29
Tableau 14 Résultats du dimensionnement des poutres et chaînages 29
Tableau 15 Résultats du dimensionnement des poteaux 29
Tableau 16 Résultats du dimensionnement des semelles 30
Tableau 17 Contrôle en flexion des chaînages hauts (vérification de plausibilité) 30
Tableau 18 Contrôle des poteaux (effort normal réduit) et des semelles (contrainte de contact) 30
Tableau 19 Synthèse des planches de ferraillage 32

Liste des figures

Figure 1 Plan de base de la structure et implantation des semelles (S) 10
Figure 2 Plan du niveau des chaînages bas (CB) 11
Figure 3 Plan du niveau des chaînages hauts (CH) 12
Figure 4 Plan de la charpente métallique 13
Figure 5 Coupe transversale (axe 4) et ferme type, profilés conformes au tableau 13 13
Figure 6 Vue en perspective n° 1 du modèle de calcul 14
Figure 7 Vue en perspective n° 2 du modèle de calcul 14
Figure 8 Enveloppe du moment fléchissant 22
Figure 9 Enveloppe de l'effort tranchant suivant l'axe fort 23
Figure 10 Enveloppe de l'effort normal 24
Figure 11 Réactions d'appui 26
Figure 12 Enveloppe des efforts normaux dans les éléments de ferme 26
Figure 13 Enveloppe des moments fléchissants dans les pannes 27
Figure 14 Déformées de la structure et déplacements maximaux 28
Figure 15 Coffrage et ferraillage du chaînage haut CH (20 × 20 cm) 32
Figure 16 Coffrage et ferraillage du chaînage bas CB (20 × 20 cm) 32
Figure 17 Coffrage et ferraillage du chaînage de toiture CT (20 × 10 cm) 33
Figure 18 Coffrage et ferraillage du poteau P (20 × 20 cm) 33
Figure 19 Coffrage et ferraillage de la semelle S (60 × 60 × 20 cm) 34

Nomenclature

Les désignations des éléments structuraux et les principales abréviations employées dans la présente note sont rassemblées ci-dessous ; elles sont identiques sur les plans, dans les tableaux et dans les légendes des figures.

A. Éléments structuraux

Sigle	Désignation
CH	Chaînage haut, 20 × 20 cm
CB	Chaînage bas, 20 × 20 cm
CT	Chaînage de toiture (lisse de rive sous la couverture), 20 × 10 cm
P	Poteau, 20 × 20 cm
S	Semelle, 60 × 60 × 20 cm

Un seul type de chaînage haut (CH), de poteau (P) et de semelle (S) est employé pour ce bâtiment.

B. Abréviations et symboles

Terme	Signification
ELU / ELS	États-limites ultimes / états-limites de service
DCM	Classe de ductilité moyenne (Eurocode 8)
PGA	Accélération maximale de référence au sol (*peak ground acceleration*)
RHS	Profilé creux rectangulaire (*rectangular hollow section*), noté H × B × e (mm)
HA / RL	Armature à haute adhérence / rond lisse, suivis du diamètre en mm
SRSS	Combinaison quadratique (racine de la somme des carrés) des effets sismiques
f_{ck}, f_{cd}	Résistance caractéristique et de calcul du béton en compression
f_{yk}, f_{yd}	Limite d'élasticité caractéristique et de calcul de l'acier
G_k, Q_k, E	Actions permanentes, variables et sismique
N, V, M	Effort normal, effort tranchant et moment fléchissant
c_{nom}	Enrobage nominal des armatures

1. Introduction

La présente note justifie la conception structurale d'un bâtiment de plain-pied à usage de dortoirs, destiné à la Maison de l'étudiant du Grand séminaire de Buhimba (ville de Goma, province du Nord-Kivu, République démocratique du Congo), pour le compte du diocèse de Goma. Le maître d'ouvrage est AVSI et le maître d'œuvre Caritas Goma. L'ouvrage est implanté en bordure du lac, sur un sol rocheux moyennement fracturé.

La structure est un portique spatial poteaux–poutres en béton armé de classe C20/25, reposant sur des semelles isolées et portant une charpente en fermes planes de profilés creux rectangulaires (RHS) couverte de tôles ondulées BG 28. Sa hauteur moyenne, fondation comprise, est de 5,5 m (tableau 1).

La modélisation, l'analyse et le dimensionnement ont été réalisés avec le logiciel ETABS (version 2022) [1], selon les Eurocodes 1, 2, 3 et 8 dont la liste figure en section 2.2. Les justifications portent sur les états-limites ultimes (ELU) et de service (ELS) ainsi que sur la situation sismique ; les actions considérées sont les charges permanentes, les charges d'exploitation, le vent et le séisme, combinées conformément à l'EN 1990.

Le document s'organise de la manière suivante : la section 2 présente l'ouvrage et le référentiel normatif ; la section 3 fixe les caractéristiques des matériaux ; la section 4 expose les hypothèses de calcul et les combinaisons d'actions ; la section 5 évalue les actions ; la section 6 restitue les résultats de l'analyse (sollicitations, réactions d'appui et déplacements) ; la section 7 synthétise le dimensionnement des éléments et en propose un contrôle indépendant ; la section 8 réunit les plans de coffrage et de ferraillage ; la section 9 conclut et formule les recommandations d'exécution.

Sauf indication contraire, les dimensions sont exprimées en centimètres, les efforts en kilonewtons (kN) et les moments en kilonewtons-mètres (kN·m).

2. Présentation de l'ouvrage et référentiel

2.1 Description générale

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont consignées dans le tableau 1. Les plans d'implantation, de chaînage et de charpente ainsi que les vues d'ensemble sont présentés par les figures 1 à 7.

Tableau 1 — Caractéristiques générales de l'ouvrage

Caractéristique	Valeur / description
Nature de l'ouvrage	Bâtiment de plain-pied en béton armé avec charpente métallique en profilés RHS
Usage	Dortoirs
Nombre de niveaux	Plain-pied
Hauteur totale moyenne	5,5 m
Profondeur moyenne des fondations	1 m
Hauteur au niveau du chaînage haut	3 m
Hauteur de la toiture	1,5 m
Système structural	Portique spatial poteaux–poutres en béton armé ; charpente en treillis métallique
Type de fondation	Semelles isolées, sur sol rocheux moyennement fracturé
Localisation	Buhimba, ville de Goma, province du Nord-Kivu (République démocratique du Congo)
Exposition au vent	Bord de lac (catégorie de terrain 0, EN 1991-1-4)
Vitesse de référence du vent	38,3 m/s
Accélération sismique de référence (PGA)	0,013 g
Contrainte admissible du sol	300 kPa

Source : données du projet.

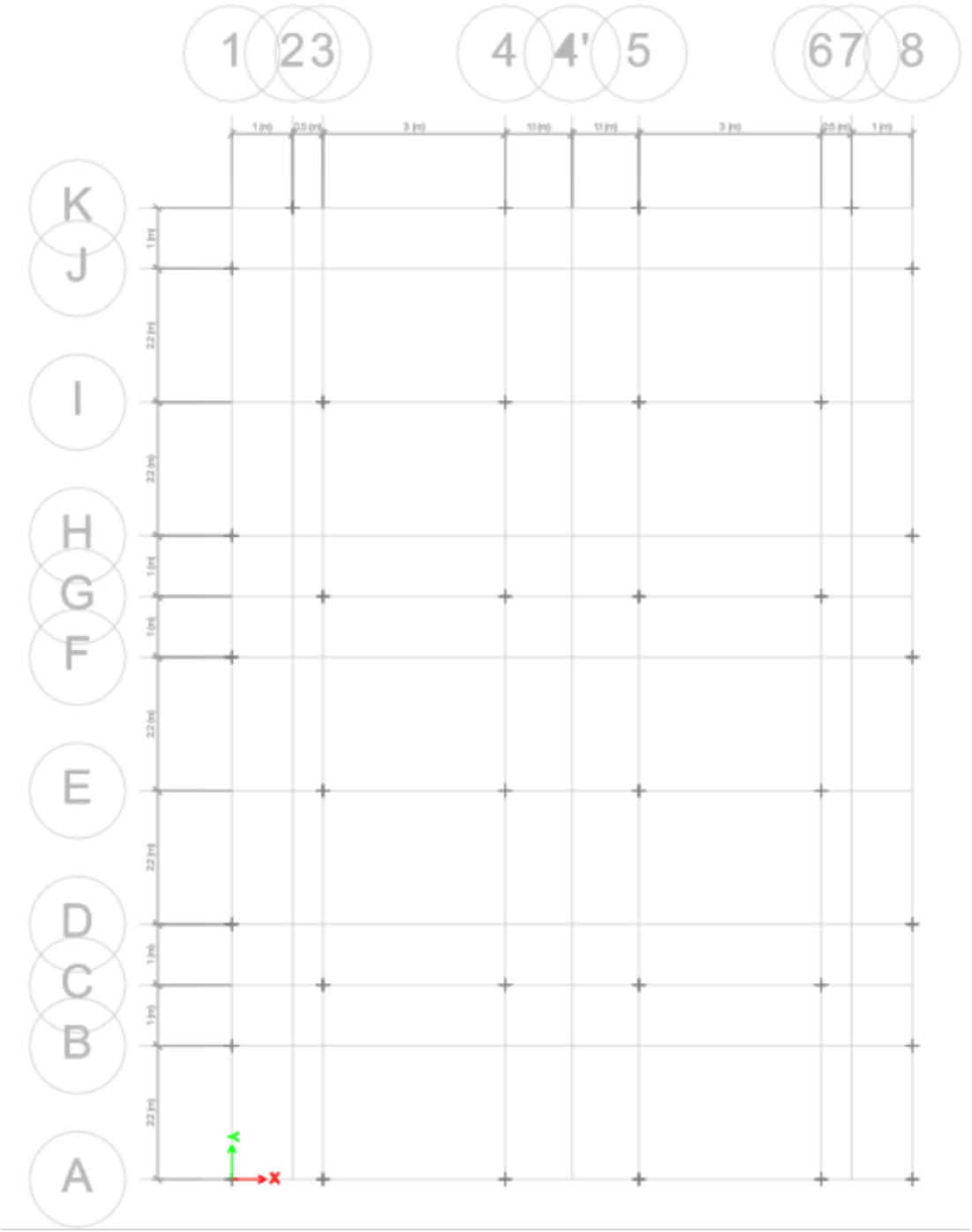


Figure 1 — Plan de base de la structure et implantation des semelles (S)

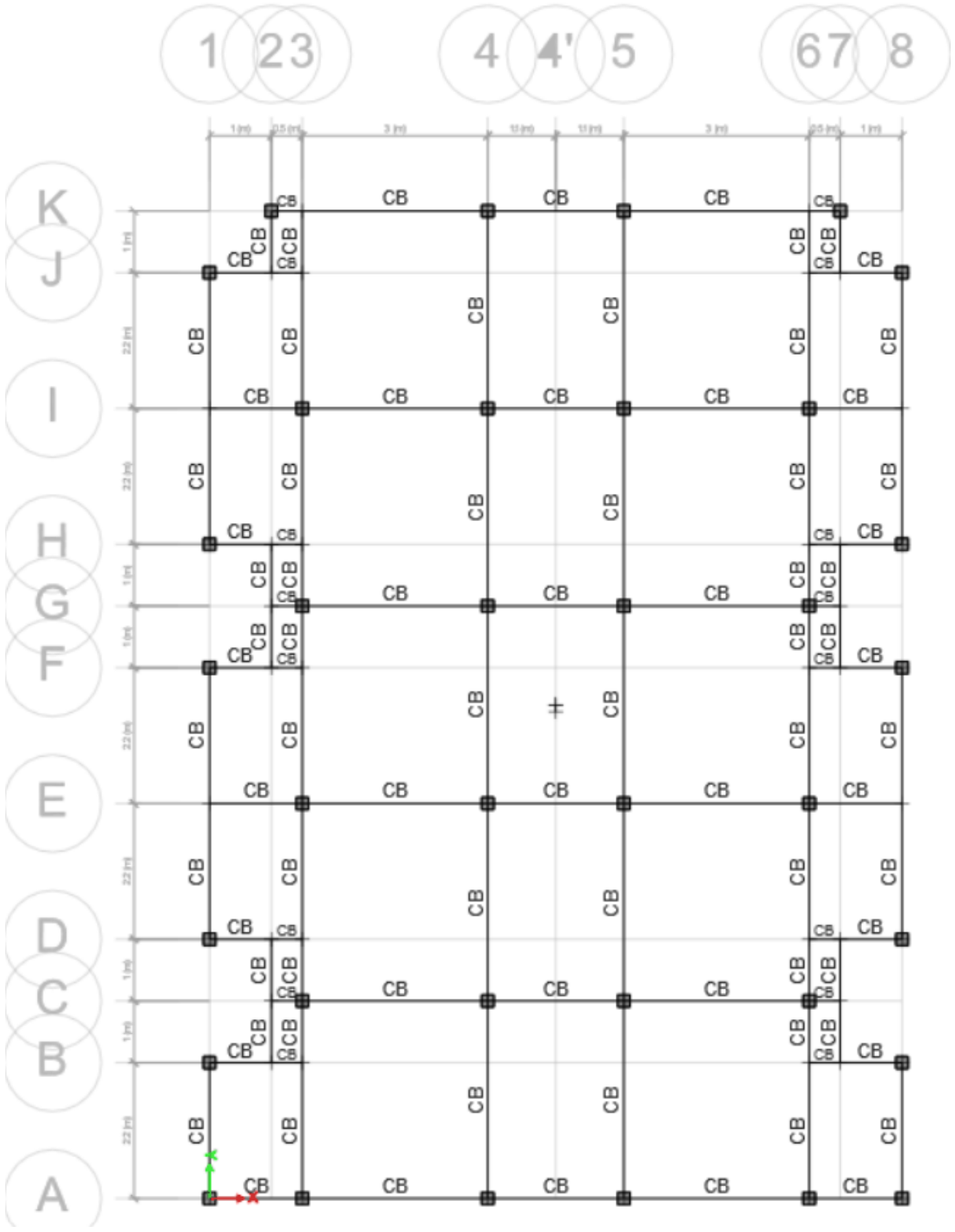


Figure 2 — Plan du niveau des chaînages bas (CB)

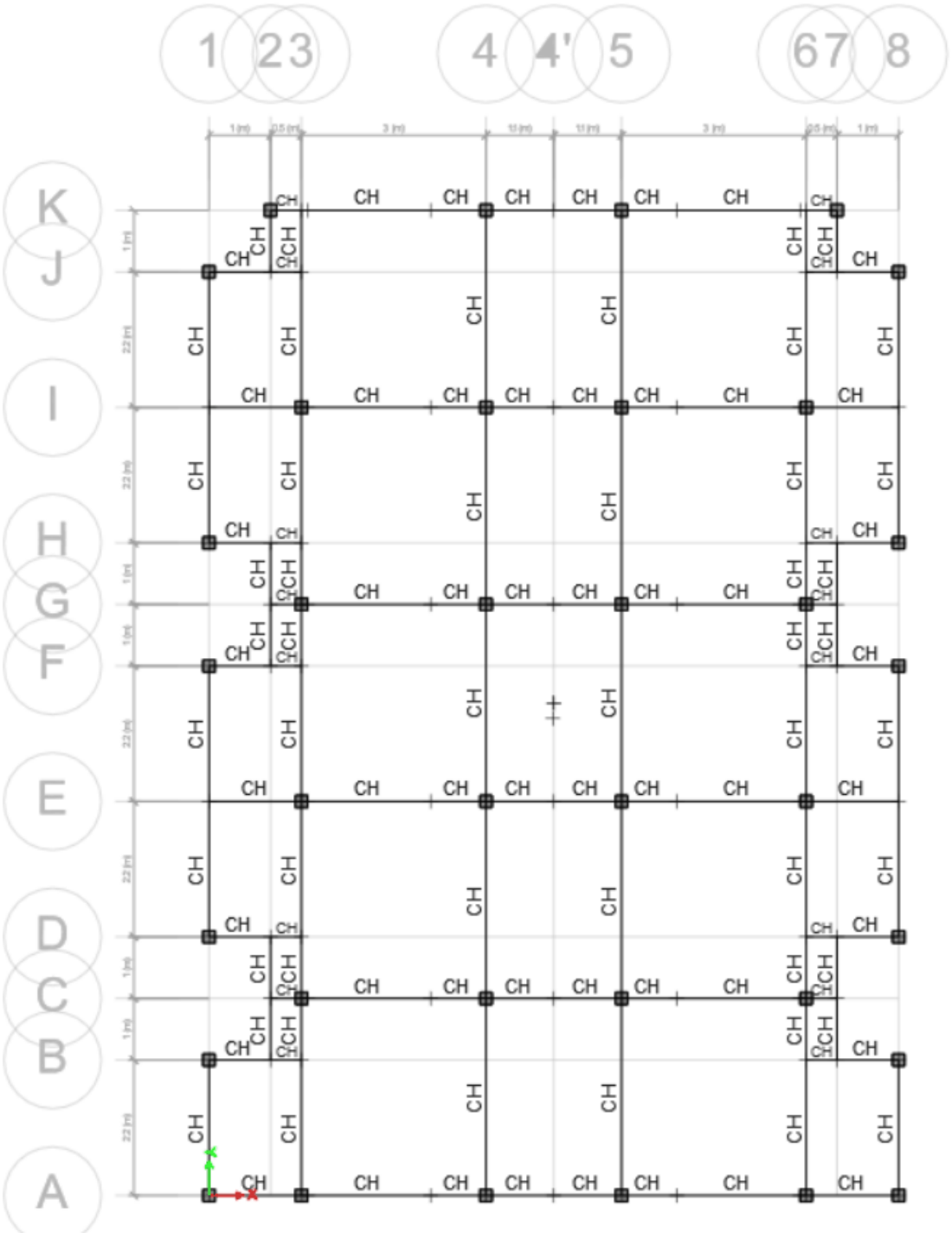
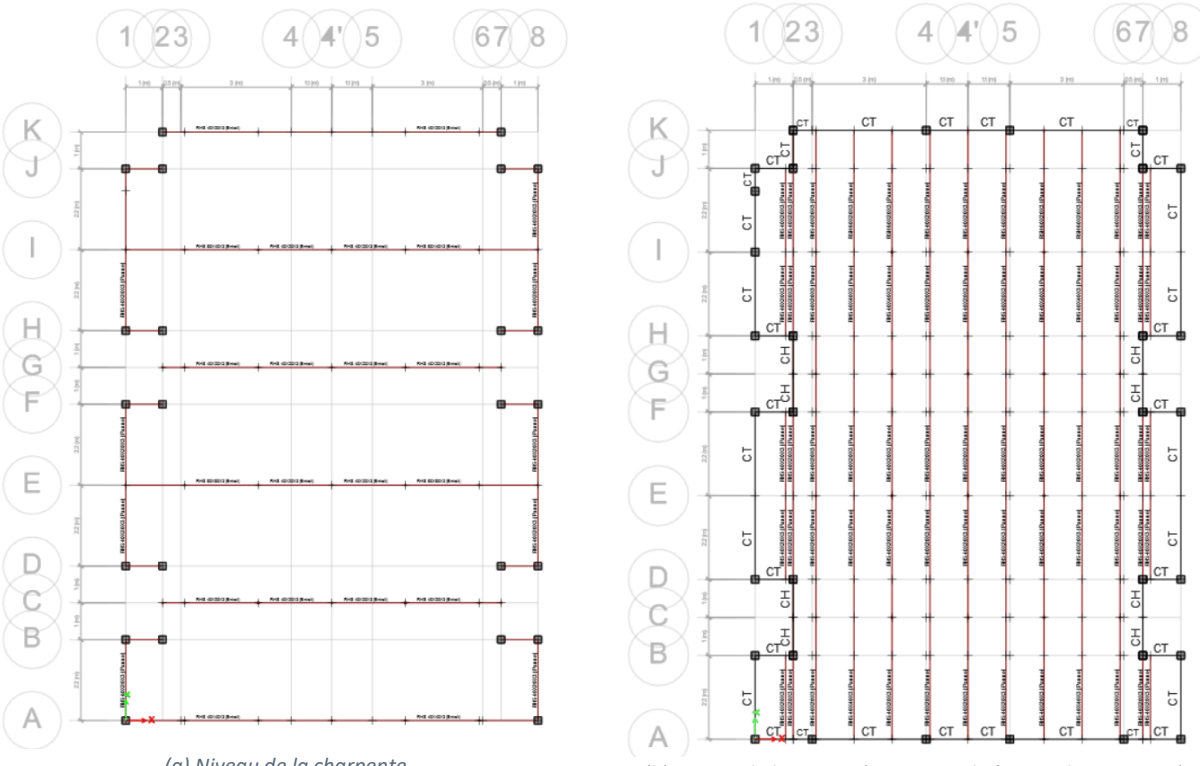


Figure 3 — Plan du niveau des chaînages hauts (CH)



(a) Niveau de la charpente *(b) Niveau de la toiture (pannes et chaînages de toiture CT)*

Figure 4 — Plan de la charpente métallique

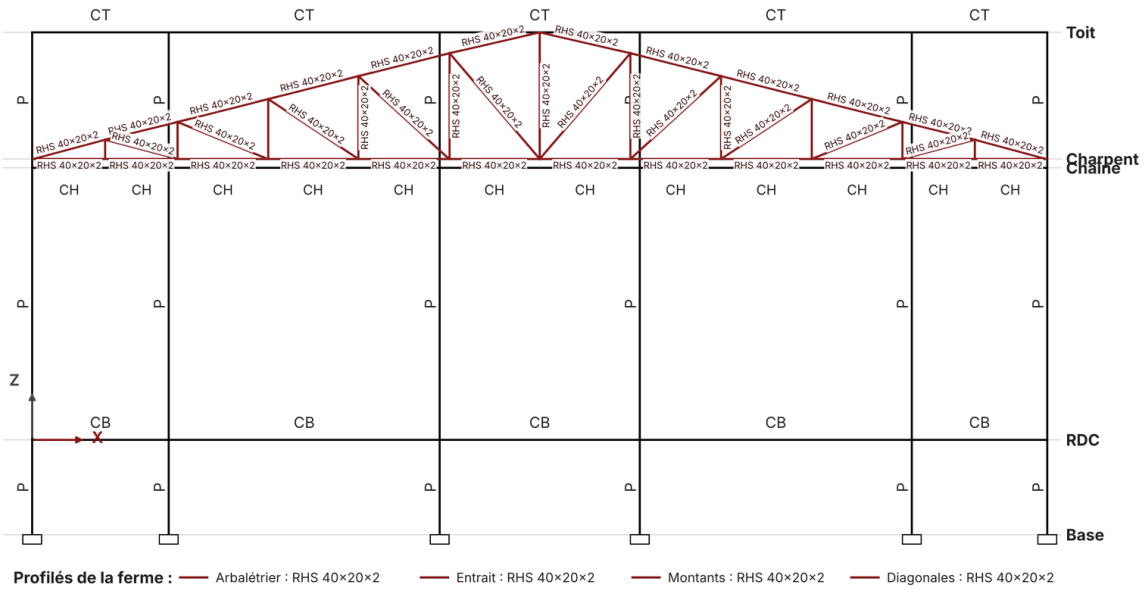


Figure 5 — Coupe transversale (axe 4) et ferme type, profilés conformes au tableau 13

Figure redessinée d'après le modèle ETABS : la géométrie de la ferme et des chaînages est celle du modèle, les désignations des éléments et des profilés sont celles du tableau 13.

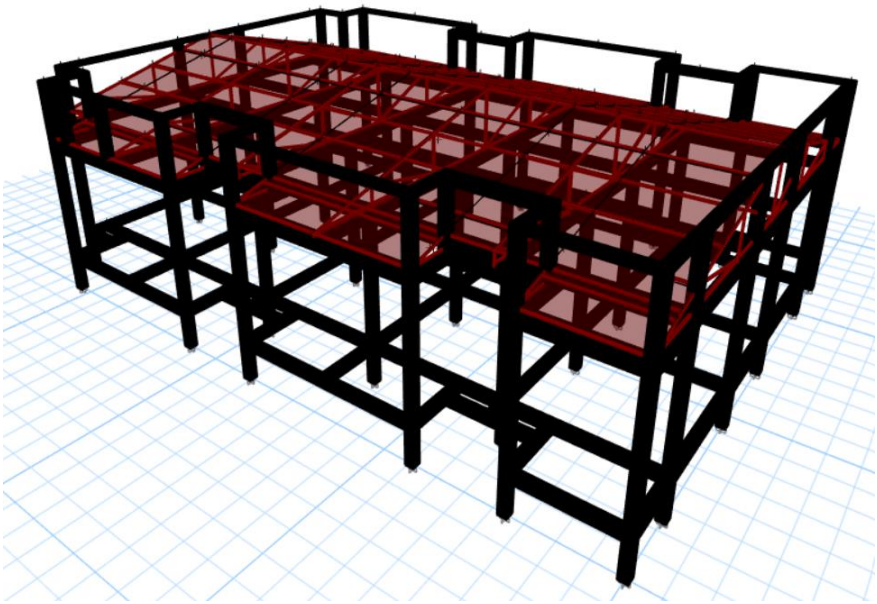


Figure 6 — Vue en perspective n° 1 du modèle de calcul

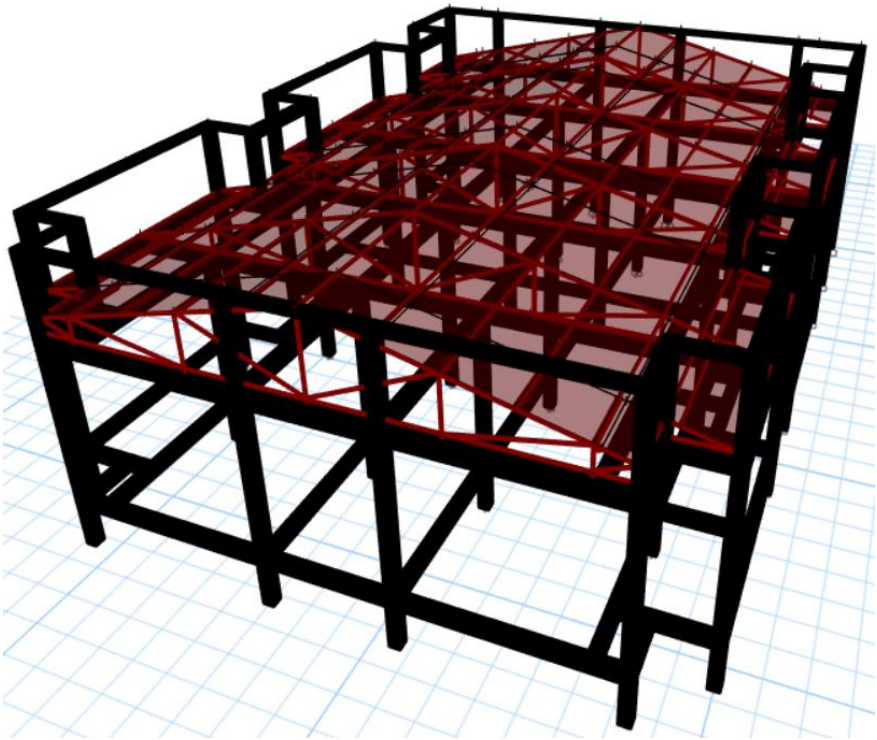


Figure 7 — Vue en perspective n° 2 du modèle de calcul

2.2 Documents et règlements de référence

Le dimensionnement s’appuie sur le référentiel normatif suivant :

- EN 1990 : Bases de calcul des structures [2] ;
- EN 1991-1-1 : Actions sur les structures — poids volumiques, poids propres et charges d’exploitation [3] ;
- EN 1991-1-4 : Actions sur les structures — actions du vent [4] ;

- EN 1992-1-1 : Calcul des structures en béton (Eurocode 2) [5] ;
- EN 1993-1-1 : Calcul des structures en acier (Eurocode 3) [6] ;
- EN 1997-1 : Calcul géotechnique — règles générales [7] ;
- EN 1998-1 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (Eurocode 8) [8] ;
- EN 206 : Béton — spécification, performances, production et conformité [9].

3. Caractéristiques des matériaux

3.1 Béton

Le béton retenu pour l'ensemble de la structure appartient à la classe de résistance C20/25. Ses caractéristiques mécaniques, déterminées selon l'EN 1992-1-1 [5, §3.1], sont regroupées dans le tableau 2 ; elles découlent des relations (1) à (3).

Tableau 2 — Caractéristiques du béton C20/25

Grandeur	Symbole	Expression	Valeur
Résistance caractéristique en compression (cylindre, 28 jours)	f_{ck}	Classe C20/25	20 MPa
Coefficient partiel de sécurité (situation durable)	γ_C	—	1,50
Coefficient tenant compte des effets de longue durée	α_{cc}	—	0,85
Résistance de calcul en compression	f_{cd}	Équation (1)	11,33 MPa
Résistance moyenne en traction	f_{ctm}	Équation (2)	2,21 MPa
Module d'élasticité sécant	E_{cm}	Équation (3)	27 085 MPa
Déformation ultime en compression	ε_{cu3}	EC2, tableau 3.1	3,5 ‰

Source : EN 1992-1-1, §3.1 ; valeurs retenues dans le modèle.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{0{,}85 \times 20}{1{,}50} = 11{,}33\ MPa \tag{1}$$

$$f_{ctm} = 0{,}30 \cdot {f_{ck}}^{2/3} = 2{,}21\ MPa \tag{2}$$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0{,}3}\ GPa \tag{3}$$

où f_{cm} désigne la résistance moyenne en compression, exprimée en MPa et prise égale à 20 MPa dans le modèle.

Pour obtenir ce béton lors de la réalisation des éléments structuraux principaux, les prescriptions suivantes sont retenues :

- dosage minimal en ciment de 350 kg/m³, la classe vraie du ciment étant de 42,5 MPa ;
- sable lavé et gravier concassé 5/15 et 15/25 dans les proportions respectives de 1/3 et 2/3 ;
- à défaut d'étude de formulation, un volume de sable pour deux volumes de gravier ;
- eau propre, non chargée, de préférence issue directement du réseau ou stockée dans des récipients propres, à l'abri de la poussière ;
- malaxage sur une aire propre, évitant tout mélange avec la terre ;
- rapport eau/ciment conforme à l'étude de formulation (0,5 par défaut, soit environ 175 l d'eau par mètre cube de béton).

3.2 Aciers pour béton armé

Les armatures sont en acier à haute adhérence de nuance Fe E400 (f_{yk} = 400 MPa) conformément à l'EN 1992-1-1 [5, §3.2] ; la classe de ductilité retenue est la ductilité moyenne (DCM). Les caractéristiques de calcul figurent dans le tableau 3 et la résistance de calcul découle de l'équation (4).

Tableau 3 — Caractéristiques des aciers d'armature

Grandeur	Symbole	Valeur
Limite d'élasticité caractéristique	f_{yk}	400 MPa
Coefficient partiel de sécurité (situation durable)	γ_S	1,15
Résistance de calcul	f_{yd}	347,83 MPa
Module d'élasticité	E_s	200 000 MPa
Déformation caractéristique sous charge maximale	ε_{uk}	7,5 % (classe C)

Source : EN 1992-1-1, §3.2 et annexe C.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}83\ MPa \quad (4)$$

3.3 Enrobage des armatures

L'enrobage nominal c_{nom} est déterminé selon l'EN 1992-1-1 [5, §4.4], en fonction de la classe d'exposition [9] et de la classe structurale, par l'équation (5). Les valeurs retenues sont récapitulées dans le tableau 4.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (5)$$

Tableau 4 — Classes d'exposition et enrobages

Élément	Classe d'exposition	c_{min} (cm)	Δc_{dev} (cm)	c_{nom} (cm)
Poteaux et poutres (intérieur)	XC3	3	1	4
Fondations (contre terre)	XC4	4	1	5

Source : EN 1992-1-1, §4.4 ; EN 206.

4. Hypothèses de calcul et combinaisons d'actions

4.1 Méthode de justification

Les sections sont justifiées aux états-limites ultimes (ELU) de résistance et aux états-limites de service (ELS) de fissuration et de déformation, conformément à l'EN 1990 [2] et à l'EN 1992-1-1 [5]. Les vérifications sismiques suivent l'EN 1998-1 [8], avec un coefficient de comportement q = 3,3 correspondant à un portique de plain-pied à plusieurs travées. Les sollicitations dans les éléments hyperstatiques (poutres continues, portiques) sont déterminées par la méthode des éléments finis au moyen du logiciel ETABS [1].

4.2 Coefficients partiels de sécurité

Les coefficients partiels appliqués aux actions, conformément à l'EN 1990, sont rassemblés dans le tableau 5.

Tableau 5 — Coefficients partiels de sécurité sur les actions

Situation	γ_G défavorable	γ_G favorable	γ_Q variable principale	ψ variable d'accompagnement	Action sismique
ELU (durable / transitoire)	1,35	1,00	1,50	0,9	—
ELS (caractéristique)	1,00	1,00	1,00	0,6	—
Situation sismique	1,00	1,00	—	0,3 (exploitation) ; 0 (vent)	1,00

Source : EN 1990, annexe A1.

4.3 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont établies selon l'EN 1990 [2, §6.4.3]. On note G_k les actions permanentes, $Q_{k,1}$ l'action variable dominante, $Q_{k,i}$ les autres actions variables, $\psi_{0,i}$ et $\psi_{2,i}$ les coefficients de combinaison correspondants et E l'action sismique. Les trois combinaisons retenues sont données par les équations (6) à (8).

$$ELU : 1{,}35\,G_k + 1{,}50\,Q_{k,1} + 1{,}50\,\sum_{i>1}\psi_{0,i}\,Q_{k,i} \tag{6}$$

$$ELS\ (caractéristique) : G_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1}\psi_{0,i}\,Q_{k,i} \tag{7}$$

$$Situation\ sismique : G_k + E + \sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}\,Q_{k,i} \tag{8}$$

Pour le séisme, l'accélération du sol est appliquée séparément selon les deux directions horizontales, puis les effets sont combinés par la racine de la somme des carrés (SRSS), selon l'équation (9), où E_x et E_y désignent les effets de l'action sismique dans chaque direction.

$$E = \sqrt{{E_x}^2 + {E_y}^2} \tag{9}$$

4.4 Durée d'utilisation de projet et classe structurale

La durée d'utilisation de projet est de 50 ans (catégorie d'ouvrage courant, EN 1990 [2, tableau 2.1]) et la classe structurale de référence est S4 (EN 1992-1-1 [5, tableau 4.3N]).

5. Évaluation des actions

5.1 Charges permanentes

Les poids volumiques et les charges surfaciques retenus, conformes à l'EN 1991-1-1 [3], sont donnés dans le tableau 6.

Tableau 6 — Valeurs des charges permanentes

Élément	Épaisseur / description	Poids volumique (kN/m³)	Charge surfacique (kN/m²)
Poids propre des poutres et poteaux	Fonction des dimensions	25	—
Poids propre des semelles	Épaisseur de 20 cm	25	5,00
Poids des tôles	Tôles BG 28, épaisseur 0,32 mm	78,5	0,025
Poids des profilés	Fonction de la section	78,5	—
Poids du faux plafond	Forfait	—	0,5
Murs en blocs creux	Épaisseur de 20 cm, hauteur uniformisée	9	1,8

Source : EN 1991-1-1 ; données du projet.

5.2 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation de la toiture, de catégorie H, sont définies d'après l'EN 1991-1-1 [3, §6.3.4] (tableau 7).

Tableau 7 — Valeurs des charges d'exploitation

Catégorie d'usage	Description	q_k (kN/m²)	Q_k (kN)
H	Toiture non accessible, sauf pour l'entretien	0,5	1
—	Entretien du faux plafond	0,5	1

Source : EN 1991-1-1, §6.3.4.

5.3 Actions du vent

Les actions du vent sont évaluées selon l'EN 1991-1-4 [4] ; leurs paramètres principaux sont donnés dans le tableau 8.

Tableau 8 — Paramètres principaux des actions du vent

Paramètre	Valeur de référence
Vitesse du vent	38,3 m/s [10]
Catégorie de terrain	0 (bord de lac)
Masse volumique de l'air	1,25 kg/m³ (valeur par défaut)
Coefficients de pression	Fonction des directions, de l'exposition au vent et des dimensions de la structure (bâtiment fermé)
Autres paramètres	Valeurs par défaut

Source : EN 1991-1-4 ; notes de cours (voir les références).

5.4 Actions sismiques

Les actions sismiques sont évaluées selon l'EN 1998-1 [8] ; leurs paramètres principaux figurent dans le tableau 9.

Tableau 9 — Paramètres principaux des actions sismiques

Paramètre	Valeur de référence
Accélération maximale de référence (PGA)	0,013 g
Classe d'importance du bâtiment	III (bâtiment accueillant du public)
Classe de sol	A (rocher)
Coefficient de comportement	q = 3,3 (portique de plain-pied à plusieurs travées)
Type de spectre	Spectre de réponse élastique horizontal de type 1
Paramètres du spectre (S, T_B, T_C, T_D)	Valeurs recommandées par l'Eurocode 8 en fonction de la classe de sol
Ductilité	Moyenne (DCM)
Sources de masse	100 % des charges permanentes et 30 % des charges d'exploitation

Source : EN 1998-1.

5.5 Descente de charges

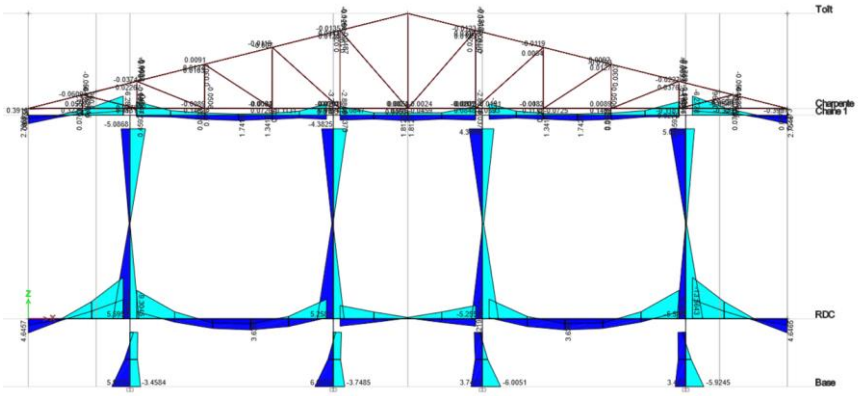
La descente de charges est réalisée automatiquement par le logiciel, selon la hiérarchie suivante :

1. les tôles transmettent leurs charges aux pannes et aux arbalétriers des fermes ;
2. les pannes reprennent ces charges et les transmettent aux fermes ;
3. les fermes s'appuient sur les poutres et, le cas échéant, sur les poteaux ;
4. les poutres reportent les charges sur les poteaux ;
5. les poteaux transmettent les efforts aux semelles sous forme de réactions d'appui.

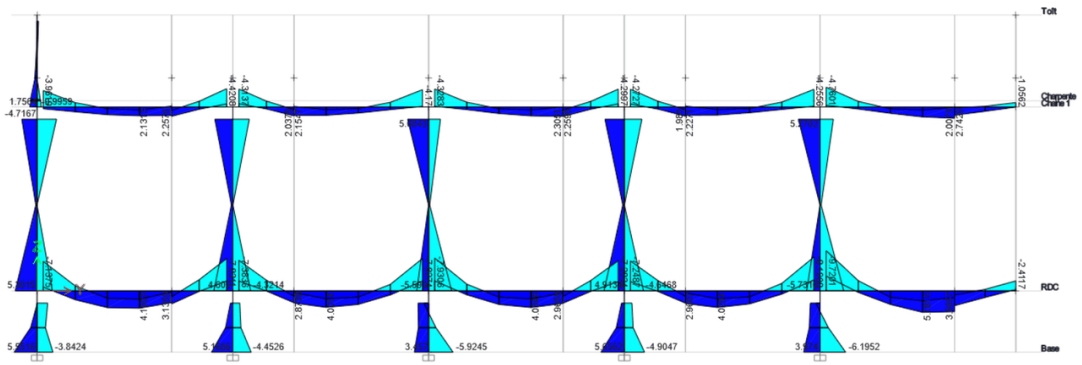
6. Résultats de l’analyse structurale

6.1 Sollicitations aux états-limites ultimes et en situation sismique

Les diagrammes des moments fléchissants, des efforts tranchants et des efforts normaux sont présentés, pour les coupes transversale et longitudinale de la structure, par les figures 8 à 10. Les réactions d’appui sont données par la figure figure 11 ; les efforts normaux dans les éléments de ferme et les moments dans les pannes le sont respectivement par les figures figure 12 et figure 13.

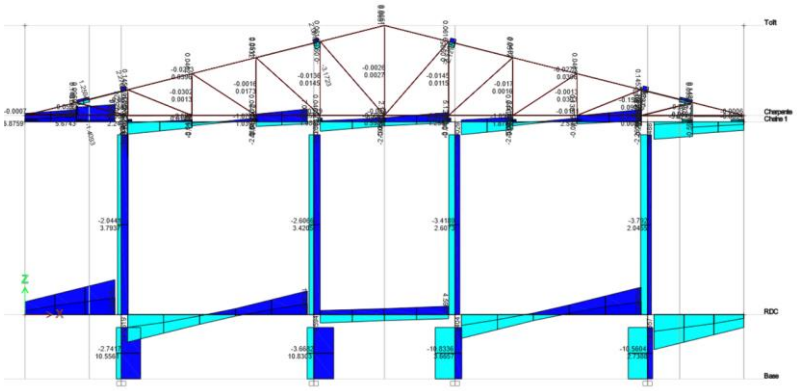


(a) Coupe transversale

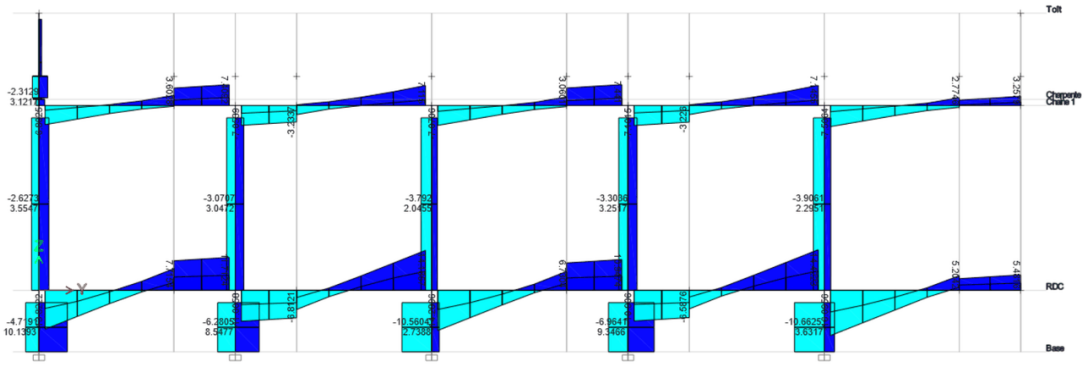


(b) Coupe longitudinale

Figure 8 — Enveloppe du moment fléchissant

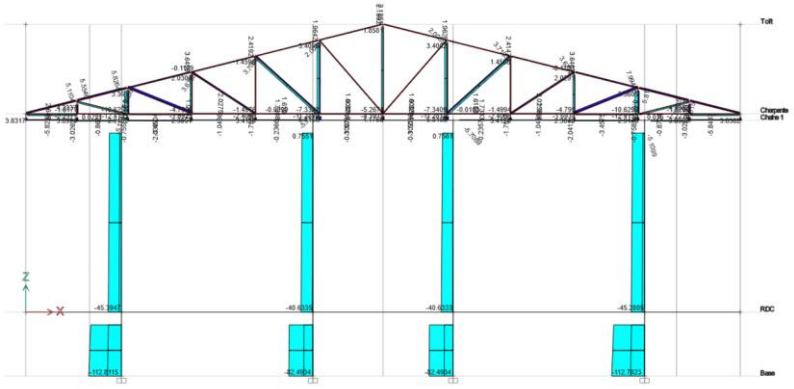


(a) Coupe transversale

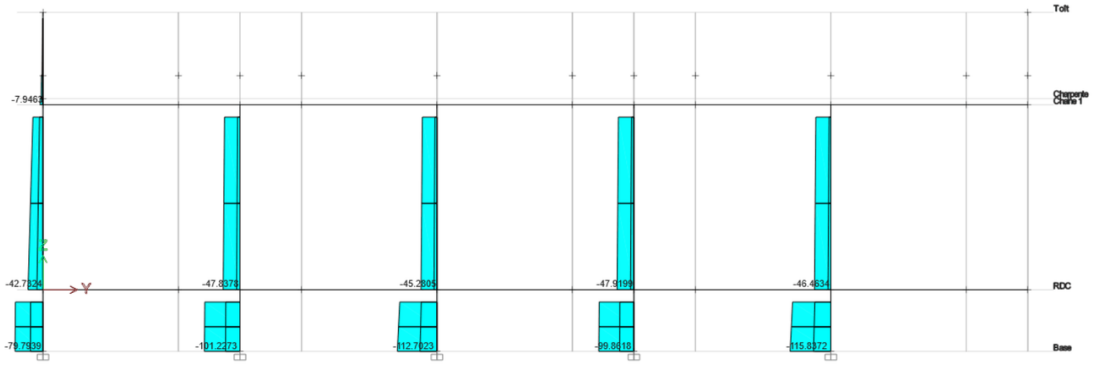


(b) Coupe longitudinale

Figure 9 — Enveloppe de l’effort tranchant suivant l’axe fort

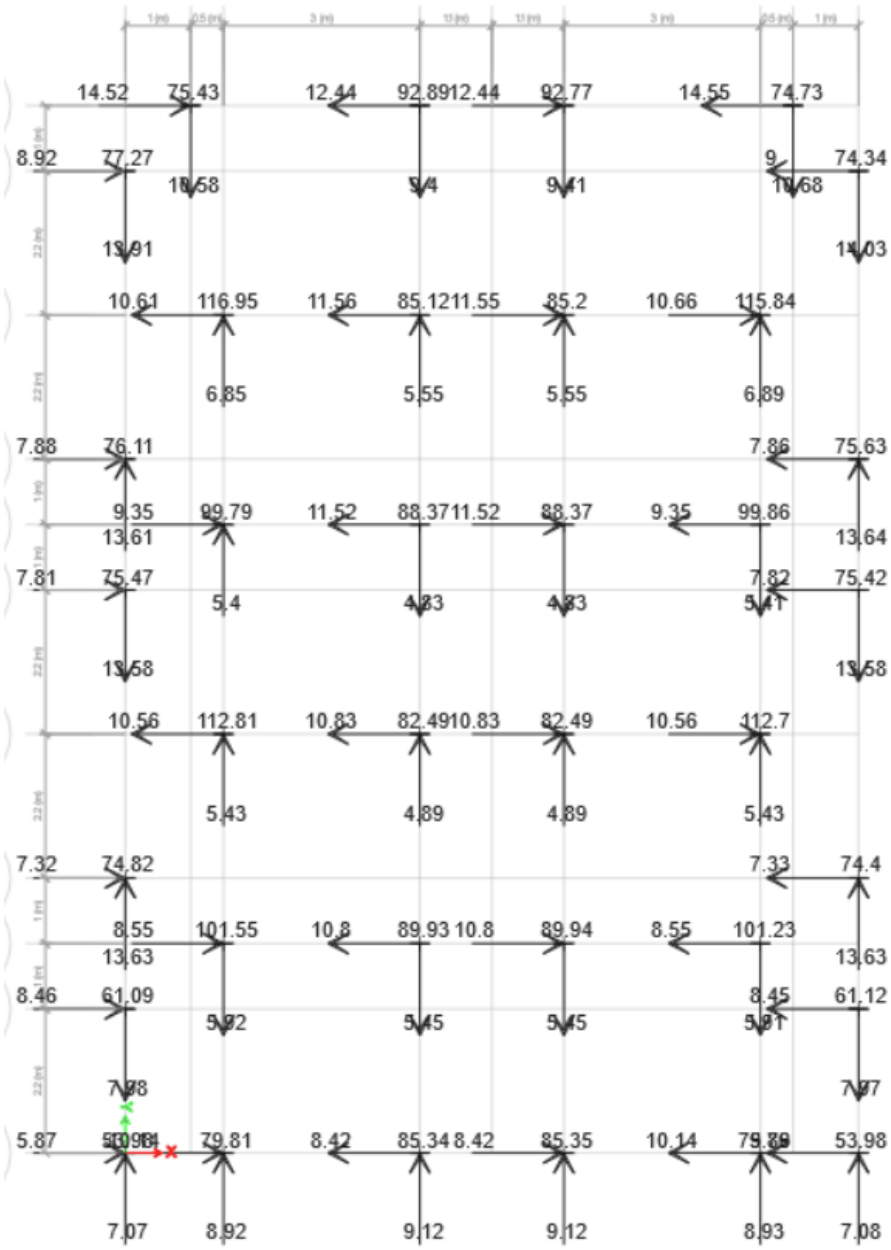


(a) Coupe transversale

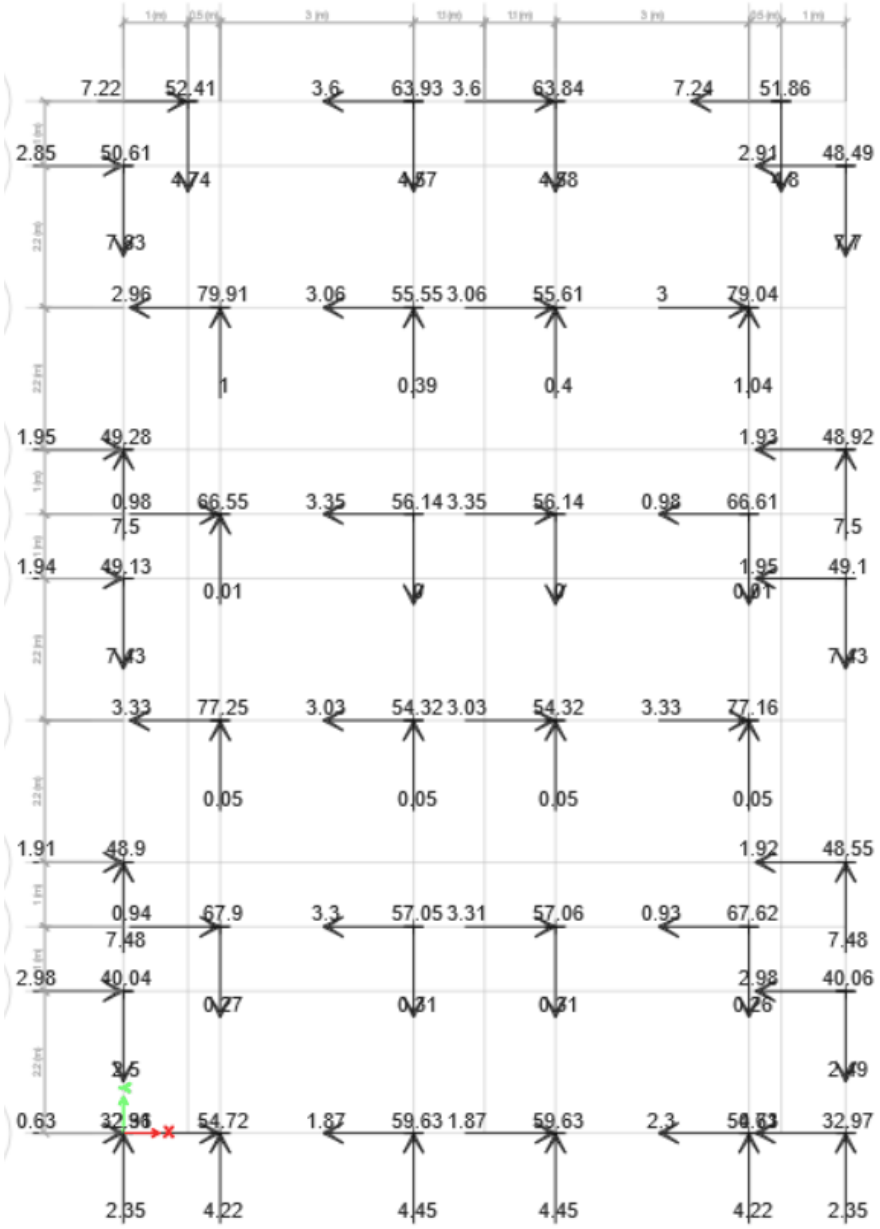


(b) Coupe longitudinale

Figure 10 — Enveloppe de l’effort normal



(a) Enveloppe ELU et situation sismique



(b) Combinaison de service (ELS)

Figure 11 — Réactions d'appui

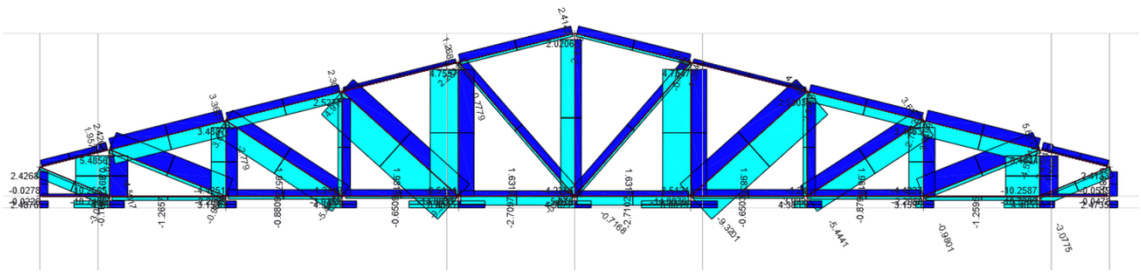


Figure 12 — Enveloppe des efforts normaux dans les éléments de ferme

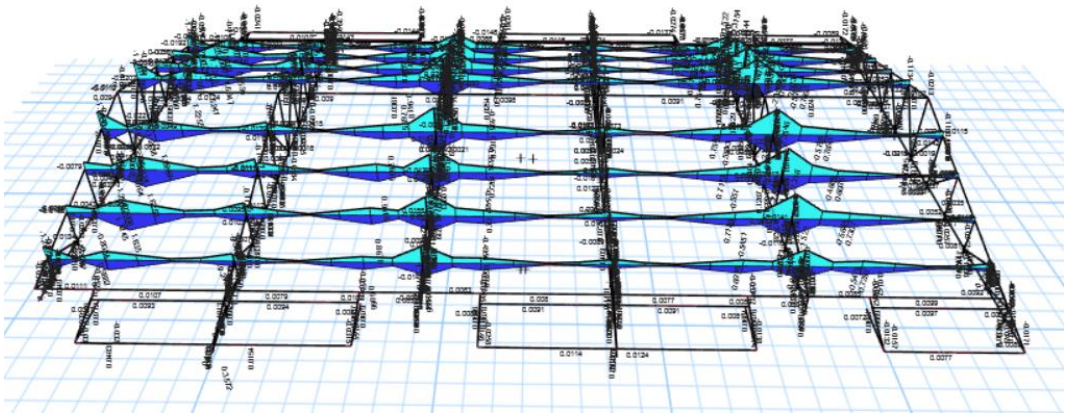


Figure 13 — Enveloppe des moments fléchissants dans les pannes

Les efforts intérieurs dans les poutres, les poteaux et les éléments de ferme sont synthétisés dans le tableau 10 ; les réactions d'appui à la base des poteaux figurent dans le tableau 11.

Tableau 10 — Enveloppe des efforts dans les poutres, poteaux et éléments de ferme

Élément	Section (cm)	Combinaison	N_{max} (kN)	V_{max} (kN)	M_{max} en travée (kN·m)	M_{max} d'extrémité (kN·m)
Chaînage haut (CH)	20 × 20	Enveloppe	3,84	11,75	2,24	6,28
Poteau (P)	20 × 20	Enveloppe	112,81	11,51	6,33	5,51
Éléments de ferme	RHS	Enveloppe	9,32	—	—	—

N : effort normal ; V : effort tranchant ; M : moment fléchissant. Pour les poutres, le moment d'extrémité est relevé sur appui ; pour les poteaux, en pied ou en tête.

Tableau 11 — Réactions d'appui à la base des poteaux

Appui	Combinaison	F_z max (kN)	F_x max (kN)	F_y max (kN)
Sous poteau P	Enveloppe ELU / sismique	112,81	14,55	10,68
	ELS	79,91	7,24	4,80

F_z : effort normal ; F_x et F_y : efforts horizontaux suivant les axes x et y.

6.2 Déplacements aux états-limites de service

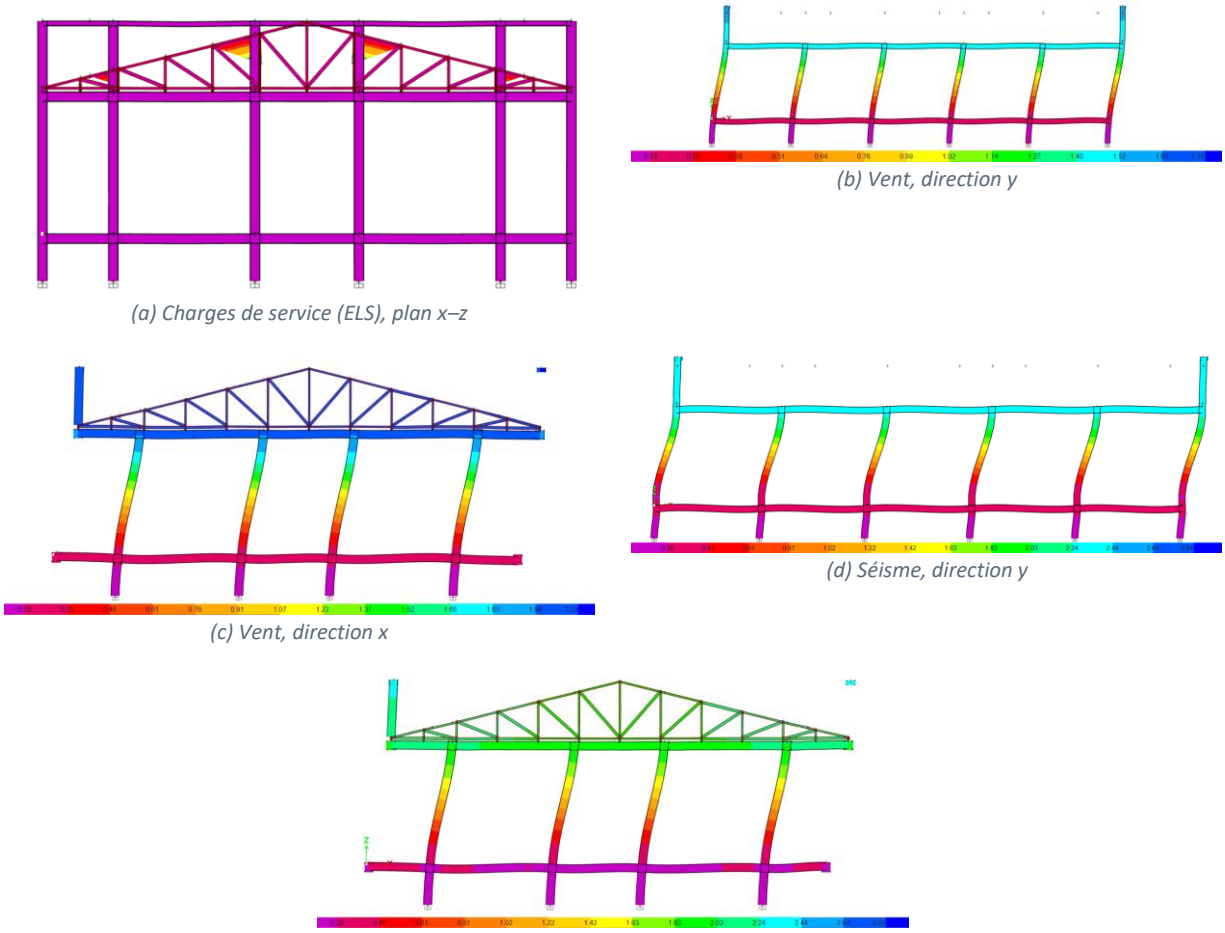
Les déformées de la structure sont présentées par la figure figure 14 et les déplacements maximaux correspondants rassemblés dans le tableau 12. Ces déplacements, de l'ordre de quelques millimètres, traduisent la grande rigidité de l'ossature.

Tableau 12 — Déplacements maximaux de la structure

Cas de charge	Direction	Déplacement maximal (mm)
Charges de service (ELS)	Verticale	1,77
Vent	y	1,65
Vent	x	2,19

Cas de charge	Direction	Déplacement maximal (mm)
Séisme	y	2,63
Séisme	x	2,24

Valeurs relevées sur les déformées de la figure 14.



(a) Charges de service (ELS), plan x–z

(b) Vent, direction y

(c) Vent, direction x

(d) Séisme, direction y

(e) Séisme, direction x

Figure 14 — Déformées de la structure et déplacements maximaux

7. Résultats du dimensionnement

À partir des sollicitations et des déformations obtenues aux états-limites ultimes et de service et en situation sismique, le dimensionnement a été conduit selon les Eurocodes 2 [5], 3 [6] et 8 [8]. Les résultats relatifs à la charpente, aux poutres, aux poteaux et aux semelles sont présentés dans les tableaux 13 à 16 ; un contrôle indépendant des sections est proposé au paragraphe 7.5.

7.1 Éléments de la charpente métallique

Les profilés des éléments de ferme et des pannes sont donnés dans le tableau 13.

Tableau 13 — Profilés des éléments de ferme (dimensions en mm)

Élément	Profilé	Hauteur extérieure	Base extérieure	Épaisseur
Arbalétrier	RHS 40×20×2	40	20	2
Entrait	RHS 40×20×2	40	20	2
Montants	RHS 40×20×2	40	20	2
Diagonales	RHS 40×20×2	40	20	2
Pannes	RHS 40×20×2	40	20	2

Profilés creux rectangulaires désignés RHS H × B × e (hauteur × base × épaisseur, en mm).

7.2 Poutres

Les poutres sont dimensionnées avec des armatures uniformes sur toute leur longueur ; les barres sont ancrées sur au moins 1 m aux jonctions et les cadres sont resserrés à 10 cm de part et d'autre des abouts (tableau 14).

Tableau 14 — Résultats du dimensionnement des poutres et chaînages

Élément	*b* (cm)	*h* (cm)	Armatures supérieures	Armatures inférieures	Armatures transversales	Espacement en travée	Espacement aux abouts	Zone resserrée de part et d'autre des abouts
CH	20	20	2 HA12	2 HA12	RL6	15 cm	10 cm	1 m
CB	20	20	2 HA12	2 HA12	RL6	15 cm	15 cm	—
CT	20	10	—	2 HA12	RL6	20 cm	20 cm	—

CH : chaînage haut ; CB : chaînage bas ; CT : chaînage de toiture.

7.3 Poteaux

Tableau 15 — Résultats du dimensionnement des poteaux

Élément	*b* (cm)	*h* (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement courant	Espacement aux abouts	Longueur de zone resserrée
P	20	20	4 HA12	RL6	15 cm	10 cm	80 cm

P : poteau.

7.4 Semelles

Les semelles isolées, de 20 cm d'épaisseur, sont armées d'une nappe de barres HA12 espacées de 20 cm au plus dans les deux directions (tableau 16).

Tableau 16 — Résultats du dimensionnement des semelles

Semelle (poteau supporté)	Section du poteau	Dimensions de la semelle	Hauteur *h*	Ferraillage
S — semelle (poteau P)	20 × 20 cm²	60 × 60 cm²	20 cm	HA12, e ≤ 20 cm

7.5 Contrôle indépendant des sections critiques

Afin de conforter les résultats du dimensionnement automatique, les sections les plus sollicitées font l'objet d'un contrôle manuel simplifié, selon l'EN 1992-1-1 [5, §6.1]. Pour les poutres, le moment résistant d'une section rectangulaire à simple armature est calculé avec le diagramme rectangulaire des contraintes (λ = 0,8 ; η = 1,0) par les équations (10) et (11), où A_s désigne l'aire des armatures tendues, *b* la largeur et *d* la hauteur utile de la section.

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} \tag{10}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2}\right) \tag{11}$$

Le moment sollicitant M_{Ed} est pris égal à la valeur maximale de l'enveloppe donnée par le tableau 10 ; la hauteur utile tient compte de l'enrobage de 4 cm et des cadres RL6, ainsi que de la disposition des armatures en deux lits le cas échéant. Les résultats figurent dans le tableau 17.

Tableau 17 — Contrôle en flexion des chaînages hauts (vérification de plausibilité)

Section	M_{Ed} (kN·m)	A_s (cm²)	*d* (mm)	M_{Rd} (kN·m)	M_{Ed} / M_{Rd}
CH — appui (fibre supérieure)	6,28	2,26	148	10,28	0,61
CH — travée (fibre inférieure)	2,24	2,26	148	10,28	0,22

Calcul manuel simplifié : f_{cd} = 11,33 MPa ; f_{yd} = 347,83 MPa. Un rapport inférieur à 1 indique une résistance suffisante en flexion.

Les poteaux sont contrôlés par l'effort normal réduit ν_d (équation (12)), que l'Eurocode 8 limite à 0,65 pour la classe DCM ; les semelles le sont par la contrainte moyenne de contact à l'ELS, déduite de la réaction d'appui augmentée du poids propre de la semelle (équation (13)), *B* et *L* désignant les dimensions en plan de la semelle.

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \tag{12}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{N_{ELS} + G_{sem}}{B \cdot L} \tag{13}$$

Tableau 18 — Contrôle des poteaux (effort normal réduit) et des semelles (contrainte de contact)

Élément	Grandeur	*N* (kN)	*A* (section ou semelle)	Valeur calculée	Limite
P — poteau 20 × 20 cm	ν_d	112,81	400 cm²	0,249	≤ 0,65
S — semelle 60 × 60 cm	σ_{ELS}	79,91	0,36 m²	227 kPa	à comparer à σ_{adm}

Pour les semelles, N est la réaction ELS du tableau 11 ; la contrainte admissible σ_{adm} du sol est à confronter à la valeur issue du rapport géotechnique du site.

8. Plans de coffrage et de ferraillage

Les figures 15 à 19 donnent le coffrage et le ferraillage de chaque type d'élément : section, coupe longitudinale ou élévation et, pour les semelles, planimétrie et coupes. Toutes les armatures sont représentées en rouge sur le béton en gris, à l'échelle de la section ; les cotes sont exprimées en centimètres. Le tableau 19 récapitule les dispositions retenues.

Tableau 19 — Synthèse des planches de ferraillage

Figure	Élément	Section (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales et dispositions
15	Chaînage haut CH	20 × 20	2 HA12 en haut ; 2 HA12 en bas	Cadres RL6, e = 15 cm en travée ; 10 cm sur 1 m de part et d'autre des abouts
16	Chaînage bas CB	20 × 20	2 HA12 en haut ; 2 HA12 en bas	Cadres RL6, e = 15 cm sur toute la longueur
17	Chaînage de toiture CT	20 × 10	2 HA12 en bas	Épingles RL6 à crochets de 135°, e = 20 cm
18	Poteau P	20 × 20	4 HA12	Cadres RL6, e = 10 cm sur 80 cm en pied et en tête ; 15 cm en partie courante
19	Semelle S	60 × 60 × 20	Nappe HA12 dans les deux directions	Crochets à 135° ; attentes du poteau P : 4 HA12 et cadres RL6

Enrobages nominaux : 4 cm (poutres et poteaux, 2,5 cm pour le chaînage CT) ; 5 cm (semelles).

8.1 Poutres et chaînages

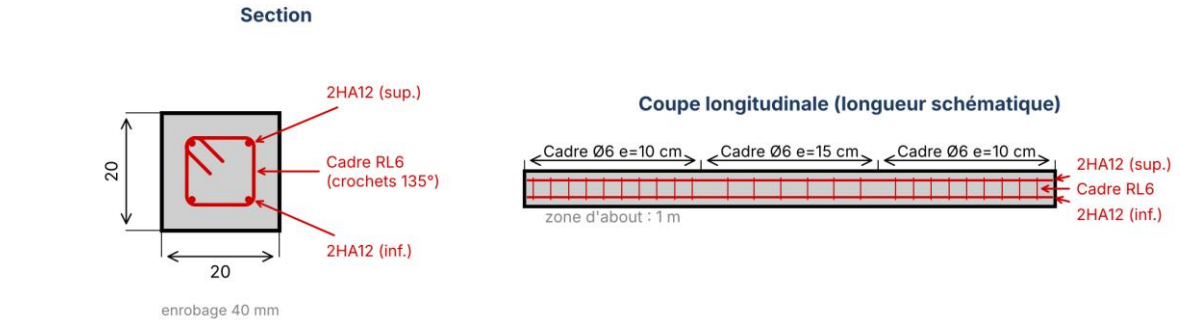


Figure 15 — Coffrage et ferraillage du chaînage haut CH (20 × 20 cm)

Description. Section de 20 × 20 cm, armée de 2 HA12 en lit supérieur et de 2 HA12 en lit inférieur (enrobage nominal de 4 cm). Les cadres RL6 à crochets de 135° sont espacés de 15 cm en travée et resserrés à 10 cm sur 1 m de part et d'autre des abouts.

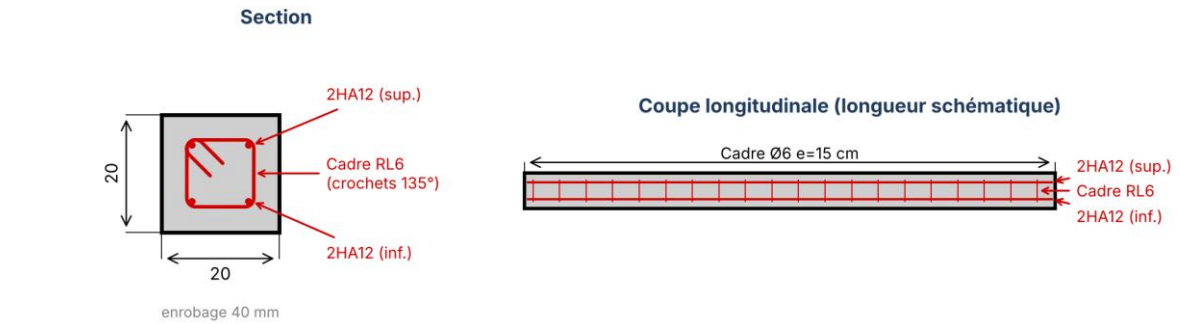


Figure 16 — Coffrage et ferraillage du chaînage bas CB (20 × 20 cm)

Description. Section de 20 × 20 cm, armée de 2 HA12 en lit supérieur et de 2 HA12 en lit inférieur (enrobage nominal de 4 cm). Les cadres RL6, fermés par deux crochets à 135°, sont espacés de 15 cm sur toute la longueur de l'élément.

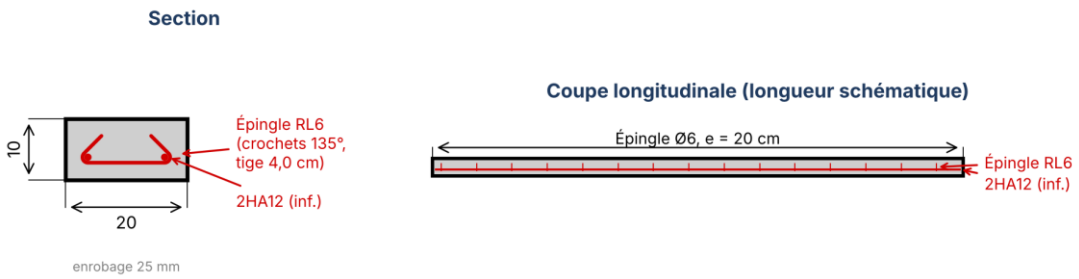


Figure 17 — Coffrage et ferraillage du chaînage de toiture CT (20 × 10 cm)

Description. Section de 20 × 10 cm, armée de 2 HA12 en lit inférieur, maintenues par des épingles RL6 espacées de 20 cm : chaque épingle est une barre droite posée sous les deux HA12, dont les extrémités les enserrent par un crochet à 135° (retour de 4 cm). La hauteur de 10 cm ne permet pas de respecter l'enrobage nominal de 4 cm ; il est ramené à 2,5 cm pour cet élément.

8.2 Poteaux

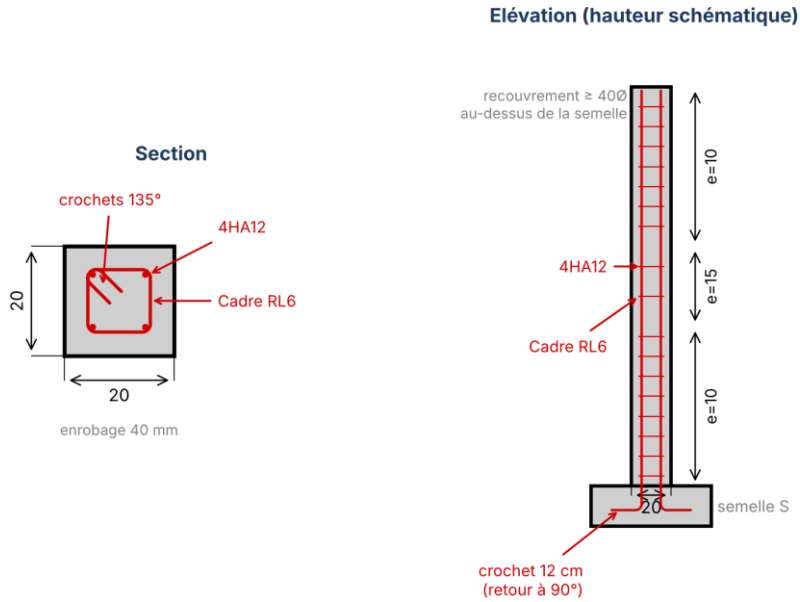


Figure 18 — Coffrage et ferraillage du poteau P (20 × 20 cm)

Description. Section de 20 × 20 cm armée de 4 HA12 disposées aux angles (enrobage nominal de 4 cm). Les cadres RL6 à crochets de 135° sont espacés de 10 cm sur 80 cm en pied et en tête, et de 15 cm en partie courante. Les barres longitudinales se prolongent dans la semelle par des attentes à crochet de 12 cm, avec un recouvrement d'au moins 40 Ø au-dessus de la semelle.

8.3 Semelles isolées

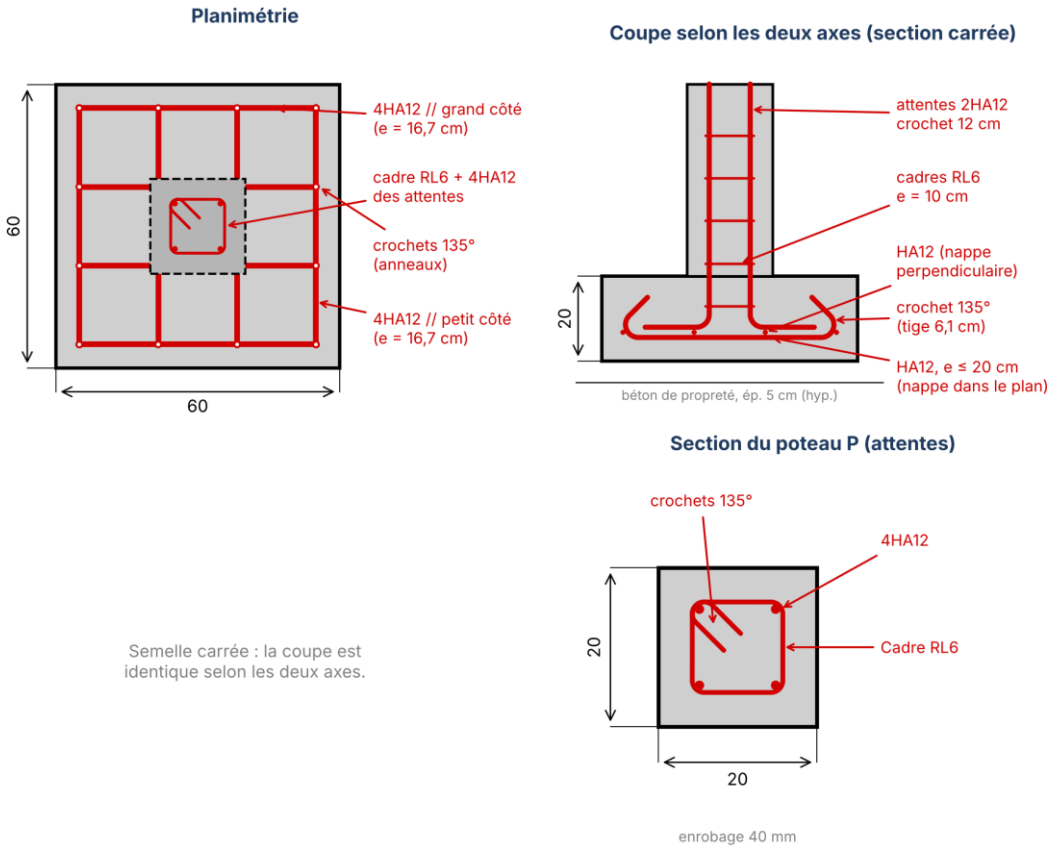


Figure 19 — Coffrage et ferraillage de la semelle S (60 × 60 × 20 cm)

Description. Semelle carrée de 60 cm de côté et de 20 cm d'épaisseur, coulée sur un béton de propreté de 5 cm et enrobée de 5 cm. Elle est armée d'une nappe de HA12 (4 barres dans chaque direction, espacement inférieur ou égal à 20 cm) terminées par des crochets à 135° ; la coupe est identique selon les deux axes. Les attentes du poteau P (4 HA12 et cadres RL6 à 10 cm) reposent directement sur la nappe supérieure.

8.4 Dispositions constructives communes

- Enrobages nominaux de 4 cm pour les poutres et les poteaux et de 5 cm pour les semelles, sur un béton de propreté de 5 cm ;
- Cadres RL6 fermés par deux crochets à 135° ; épingles RL6 à crochets de 135° pour le chaînage CT ;
- Cappes de semelles terminées par des crochets à 135° ;
- Attentes de poteaux posées sur la nappe supérieure de la semelle, avec un recouvrement d'au moins 40 Ø ;
- Bétonnage en une seule phase pour chaque élément, avec vibration soignée au droit des nœuds.

9. Conclusion

La présente note justifie la conception et le dimensionnement des dortoirs de la Maison de l'étudiant du Grand séminaire de Buhimba, à Goma : un bâtiment de plain-pied à portique spatial en béton armé C20/25 (acier Fe E400, ductilité DCM), sur semelles isolées sur un sol rocheux moyennement fissuré de contrainte admissible 300 kPa, portant une charpente en fermes RHS couverte de tôles BG 28.

Le modèle ETABS a été vérifié sous les charges permanentes et d'exploitation, le vent (38,3 m/s, terrain de catégorie 0) et le séisme (0,013 g, sol A, q = 3,3), ainsi que sous leurs combinaisons aux ELU, aux ELS et en situation sismique (Eurocodes 1, 2, 3 et 8). L'effort normal maximal atteint 112,81 kN dans les poteaux ; le moment maximal dans les chaînages est de 6,28 kN·m. Les déplacements restent de l'ordre de quelques millimètres (au plus 2,63 mm). Le contrôle indépendant du paragraphe 7.5 confirme la suffisance des sections critiques. Les sections retenues sont les suivantes :

Élément	Section (cm)	Armatures
Chaînage haut CH	20 × 20	2 HA12 + 2 HA12 ; cadres RL6, e = 15 / 10 cm
Chaînage bas CB / chaînage de toiture CT	20 × 20 / 20 × 10	2 HA12 + 2 HA12 ; 2 HA12 ; cadres RL6, e = 15 cm (CB) ; épingles RL6, e = 20 cm (CT)
Poteaux P	20 × 20	4 HA12 ; cadres RL6, e = 10 / 15 cm
Semelles S	60 × 60 × 20	Nappe HA12, e ≤ 20 cm dans les deux directions
Charpente métallique	RHS 40×20×2	Arbalétriers, entraits, montants, diagonales, pannes

Les plans de la section 8 prescrivent des cadres à crochets de 135°, des enrobages de 4 cm (5 cm en fondation) et des attentes posées sur la nappe supérieure des semelles.

Avant l'exécution, il convient de : (i) respecter le dosage en ciment (350 kg/m³) et le contrôle de la mise en œuvre prescrits en section 3.1 ; (ii) faire contrôler le ferraillage avant chaque coulage.

Références

[1] Computers and Structures, Inc., *ETABS*, version 2022. Walnut Creek, CA, États-Unis : CSI, 2022. [Logiciel].

[2] Comité européen de normalisation (CEN), *Eurocode : Bases de calcul des structures*, EN 1990:2002+A1:2005, Bruxelles, Belgique, 2002.

[3] Comité européen de normalisation (CEN), *Eurocode 1 : Actions sur les structures — Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments*, EN 1991-1-1:2002, Bruxelles, Belgique, 2002.

[4] Comité européen de normalisation (CEN), *Eurocode 1 : Actions sur les structures — Partie 1-4 : Actions générales — Actions du vent*, EN 1991-1-4:2005, Bruxelles, Belgique, 2005.

[5] Comité européen de normalisation (CEN), *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, EN 1992-1-1:2004, Bruxelles, Belgique, 2004.

[6] Comité européen de normalisation (CEN), *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, EN 1993-1-1:2005, Bruxelles, Belgique, 2005.

[7] Comité européen de normalisation (CEN), *Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales*, EN 1997-1:2004, Bruxelles, Belgique, 2004.

[8] Comité européen de normalisation (CEN), *Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*, EN 1998-1:2004, Bruxelles, Belgique, 2004.

[9] Comité européen de normalisation (CEN), *Béton — Spécification, performances, production et conformité*, EN 206:2013, Bruxelles, Belgique, 2013.

[10] R. Mutondo, « Notes de cours », notes de cours non publiées, s. d.