Ministère de la justice –
Département de
l'Immobilier de Paris

Construction d'un bâtiment réfectoire sur le site du Centre Educatif Fermé de Bures-sur-Yvette

Note de calcul

Prédimensionnement de la structure du réfectoire

Mars 2026

bordas+peiro

Ind.	Date	Auteur	Vérif.	Appro.	Modification
0	18/03/2026	ANK	BNI	MP	Envoi initial

Table des matières

1. Objet 7
2. Hypothèses 8
2.1. Données d'entrée 8
2.2. Normes de référence 8
2.3. Hypothèses structurelles du bâtiment 8
2.3.1. Toiture 8
2.3.2. Composition plancher haut 9
2.3.3. Verticaux 9
2.3.4. Complexe de plancher bas 9
2.3.5. Terrasse 9
2.4. Hypothèse de fondations 9
2.4.1. Pieux vissés 9
2.5. Hypothèses de matériaux 10
2.6. Hypothèses de chargement 10
2.6.1. Toiture 10
2.6.2. Plancher haut 19
2.6.3. Plancher bas 19
2.6.4. Terrasse 20
3. Analyse et chargement : 20
3.1. Hypothèse de calcul : 20
3.2. Démarche de calcul 21
4. Dimensionnement des éléments structuraux du réfectoire 21
4.1. Choix de la toiture 21
4.2. Complexe du plancher haut 23
4.2.1. Géométrie du plancher haut 23
4.2.2. Stabilité du bâtiment 25

4.2.3. Définition des charges plancher haut 25
4.2.4. Dimensionnement du plancher haut 29
4.3. Consoles verticales 58
4.3.1. Assemblage des consoles 59
4.4. Verticaux 59
4.4.1. Éléments 59
4.4.2. Définition des charges sur le poteau 60
4.4.3. Dimensionnement des poteaux 60
4.4.4. Poteau métallique 64
4.5. Complexe du plancher bas 72
4.5.1. Choix des entrevous isolants 72
4.5.2. Dimensionnement des poutrelles et du hourdis 72
4.5.3. Dimensionnement des longrines 74
4.5.4. Géométrie du plancher bas 75
4.6. Terrasse 76
4.6.1. Géométrie de la terrasse 76
4.6.2. Dimensionnement des poutrelles 77
4.6.3. Dimensionnement des longrines 77
4.6.4. Dimensionnement des poutres des escaliers 79
4.7. Fondations 80
4.7.1. Charges sur les fondations 80
4.7.2. Dimensionnement des pieux 81
4.7.3. Remarques 81
4.7.4. Clotures 82

Figure 1 : Localisation du site d'étude 7
Figure 2 : Extrait de la notice thermique 9
Figure 3 : Extrait du rapport géotechnique 10
Figure 4 : Extrait de l'Eurocode NF EN 1991-1-4 11
Figure 5 : Extrait 2 de l'Eurocode NF EN 1991-1-4 11
Figure 6 : Extrait 2 de l'Eurocode NF EN 1991-1-4 12
Figure 7 : Carte extraite de l'annexe nationale NF EN 1991-1-4 12
Figure 8 : Extrait 3 de l'Eurocode NF EN 1991-1-4 13
Figure 9 : Extrait de l'annexe nationale NF EN 1991-1-4 13
Figure 10 :Tableaux extraits de l'annexe nationale de l'Eurocode NF 1991-1-4 14
Figure 11 : Extrait de la coupe 143_BUR_PRO_dossier graphique.pdf 15
Figure 12 : Extrait 4 de l'Eurocode NF EN 1991-1-4 15
Figure 13 : Extrait 2 de l'annexe nationale NF EN 1991-1-4 16
Figure 14 : Extrait de l'Eurocode NF EN 1991-1-3 16

Figure 15 : Extrait annexe nationale NF 1991-1-3 17
Figure 16 : Extrait 2 annexe nationale NF 1991-1-3 18
Figure 17 : Extrait 3 annexe nationale NF 1991-1-3 18
Figure 18 : Extrait 2 de l'Eurocode NF EN 1991-1-3 18
Figure 19 : Tableau extrait de l'Eurocode NF EN 1991-1-3 19
Figure 20 : Extrait de la fiche technique du panneau sandwich de couverture quadcore KS1000RW 22
Figure 21 : Extrait du plan BP_143_BUR_PRO_PLN_rez-de-chaussée-A3_100_plan rdc.pdf 22
Figure 22 : Extrait 2 de la fiche technique du panneau sandwich de couverture quadcore KS1000RW 23
Figure 23 : Extrait 3 de la fiche technique du panneau sandwich de couverture quadcore KS1000RW 23
Figure 24 : Plan de principe du plancher haut 24
Figure 25 : Extrait 4 de la fiche technique du panneau sandwich QuadCore KS1000RW 24
Figure 26 : Plan du plancher haut de la cuisine 25
Figure 27 : Repérage des pannes intérieures des salles à manger 26
Figure 28 : Repérage de la panne « extérieur » de la salle à manger 27
Figure 29 : Repérage du transfert d'effort entre les pannes « extérieures » et les pannes de contreventement de la salle à manger 28
Figure 30 : Schéma illustrant la bande de charge reprise par la panne. 29
Figure 31 : Extrait sur la valeur de kmod de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 31
Figure 32 : Tableau extrait de l'Annexe nationale de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 NA 31
Figure 33 : Tableau extrait de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1 31
Figure 34 : Extrait sur la définition de kh de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1 32
Figure 35 : Extrait sur la définition de $ksys$ de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1 32
Figure 36 : Extrait sur les équations à vérifier face à des sollicitations de flexion de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1 32
Figure 37 : Définition de km (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 33
Figure 38 : Equation à vérifier dans le cadre du déversement (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 33
Figure 39 : Définition de $kcrit$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 33
Figure 40 : Définition de $\lambda rel,m$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 33
Figure 41 : Définition de $\sigma m,crit$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 34
Figure 42 : Définition de la longueur efficace (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 34
Figure 43 : Valeur de kmod (extrait Eurocode 5 NF 1995-1-1) 35
Figure 44 : Equation à vérifier dans le cadre du déversement (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 36
Figure 45 : Définition de $kcrit$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 36
Figure 46 : Définition de $\lambda rel,m$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 36
Figure 47 : Définition de $\sigma m,crit$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 36
Figure 48 : Définition de la longueur efficace (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 37
Figure 49 : Extrait sur les équations à vérifier face à des sollicitations de flexion de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1 37
Figure 50 : Définition de km (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 38
Figure 51 : Définition de $winst$ (extrait de l'annexe nationale NF EN 1995-1-1 NA) 38
Figure 52 : Définition de $wfin$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 39
Figure 53 : Tableau sur la valeurs de $kdef$ extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 40

Figure 54 : Vue schématique du dessus du toit de la salle à manger (le détail du panneau sandwich n'est pas représenté, les zones bleu et rose sont représentés à titre indicatif) 46
Figure 55 : Elévation schématique de côté du plancher haut de la salle à manger du réfectoire (les panneaux du mur ossature bois ne sont pas représentées sur cette élévation schématique) 47
Figure 56 : Coefficients de pressions extérieurs et définition des zones à considérer pour un bâtiment 51
Figure 57 : Sens du vent sur le réfectoire dans la configuration étudiée 52
Figure 58 : Valeurs de cpi (extrait de l'Eurocode NF EN 1991-1-4) 52
Figure 59 : 53
Figure 60 : Définition de $\sigma c, 0, d$ extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 54
Figure 61 : Définition des valeurs de calcul des résistance (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 54
Figure 62 : Extrait Eurocode 5 NF EN 1995-1-1 sur la vérification face au déversement latéral . 54
Figure 63 : Vérification à effectuer extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 55
Figure 64 : Définition de kc, y et kc, z extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 55
Figure 65 : Définition de de l'élancement relatif extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 56
Figure 66 : Définition de bef (extrait de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1) 57
Figure 67 : Plan de repérage des verticaux du réfectoire (en bleu foncé : le mur ossature bois, en rouge les pannes appuyés sur des poteaux, en vert les poteaux) 60
Figure 68 : Définition de $\sigma c, 0, d$ extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 61
Figure 69 : Définition des valeurs de calcul des résistance (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1) 61
Figure 70 : Définition de l'élancement relatif extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 62
Figure 71 : Définition de kc, y et kc, z extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 63
Figure 72 : Emplacement du poteau métallique (en jaune sur le plan) 65
Figure 73 : Vérification à la compression selon l'Eurocode 3 NF 1993-1-1 66
Figure 74 : Définition de classes de section selon l'Eurocode 3 NF EN 1993-1-1 67
Figure 75 : Tableau sur la valeur de fy (extrait de l'Eurocode 3 NF EN 1993-1-1) 68
Figure 76 : Valeur des coefficients γMi extrait de l'Eurocode 3 NF 1993-1-1 68
Figure 77 : Vérification face au flambement (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1) 69
Figure 78 : Définition du coefficient de réduction χ (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1) 69
Figure 79 : Expression de λ (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1) 70
Figure 80 : Définition de la longueur de flambement (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1) 70
Figure 81 : Définition de α (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1) 70
Figure 82 : Détermination de la courbe de flambement en fonction de la section transversale 71
Figure 83 : Liste des entrevous isoleader 23 (extrait du catalogue kp1) 72
Figure 84 : Extrait du logiciel de calcul kp1 73
Figure 85 : Illustration extraite du catalogue kp1 sur la gamme GP 73
Figure 86 : Résultat du dimensionnement du plancher bas à l'aide du logiciel du kp1 74
Figure 87 : Illustration poutrelle S125 (Extrait du site KP1) 74
Figure 88 : Abaque indiquant les performances mécaniques des poutres de kp1 75
Figure 89 : Extrait du plan du plancher bas : BP_143_BUR_PRO_PLN_A1_50_PB RDC.pdf .. 76
Figure 90 : Complexe structurel des terrasses (en bleu foncé : les longrines extérieurs en acier, en bleu clair : les profilés d'acier structurels des escaliers et un orange une poutre en acier permettant d'éviter la torsion de la poutre reprenant les charges des aciers structurels des escaliers) 76
Figure 91 : Vérification face aux moment fléchissant (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1) 78
Figure 92 : Définition de la classe de la section pour des profilés type UPE 78

Figure 93 : Tableau des valeurs limites des flèches verticales (extrait de l'annexe nationale de l'Eurocode 3 NF EN 1993-1-1 NA) 80
Figure 94 : Plan de repérage des différents pieux vissés 81
Figure 95 : Tableau regroupant les valeurs des charges s'exerçant sur les pieux 81
Figure 96 : Plan de la structure du plancher bas du bâtiment 82
Figure 97 : Extrait de l'Annexe nationale de l'Eurocode 1 NF EN 1991-1-1 NA 82

1. OBJET

Le département de l'immobilier de Paris du ministère de la justice a lancé un marché pour la création d'un bâtiment réfectoire sur le site du Centre Educatif Fermé, situé au 2 chemin de Grivery, 91440 Bures-sur-Yvette suite à la fermeture du réfectoire actuel pour des raisons sanitaires.



Figure 1 : Localisation du site d'étude

Le site abrite plusieurs bâtiments existants, tous des simples RDC avec une partie en sous-sol.

- Administration du CEF et espaces pédagogiques
- Hébergement du CEF
- Bâtiment de l'UEAJ (Unité Educative d'Activités de Jour)
- Gymnase

L'emplacement prévu pour le nouveau bâtiment à construire est identifié ci-dessus dans la zone en pointillés rouges, entre les bâtiments UEAJ et hébergement du CEF.

La conception de ce nouveau réfectoire s'appuie sur le programme cadre immobilier des centres éducatifs fermés afin de répondre à l'ensemble des exigences de pérennité et de sécurité de l'ouvrage.

L'objet de la présente note est d'établir un pré dimensionnement de la structure du réfectoire en continuité avec les principes définis dans le dossier de consultations des entreprises. .

2. HYPOTHESES

2.1. Données d'entrée

Plans et coupes :

- Bordas + Peiro : 143_BUR_PRO_dossier graphique.pdf
- Bordas + Peiro : BP_143_BUR_PRO_PLN_A1_50_PB RDC.pdf

Notices :

- Area : PC 16 - Notice thermique RT 2012 PDF.pdf

Rapport géotechnique :

- Infraneo : Rapport G2PRO : Construction d'un bâtiment réfectoire sur le site du Centre Educatif Fermé de Bures sur Yvette.pdf

Fiches techniques :

- Bacacier : *Fiche technique panneau sandwich de couverture quadcore KS1000RW (lien : https://www.bacacier.com/fr/index.php?controller=attachment&id_attachment=1297)*

Catalogue :

- KP1 : *Katalog* (*lien :* https://www.calameo.com/read/007174326b955a85b391c?authid=eIc7nMuW4a1s)

2.2. Normes de référence

- Eurocodes (EC1, EC2, EC3, EC5)
- DTU

2.3. Hypothèses structurelles du bâtiment

2.3.1. Toiture

Lors de la phase AVP, il a été établi que la toiture devait être adaptée pour un environnement à forte hygrométrie.

De plus, la notice thermique a établi que le plancher haut devait présenter une résistance thermique > 7.4 m².K/W (cf figure ci-après).

CATALOGUE DES PAROIS OPAQUES

Paroi	Resistance Thermique
1 - Plancher bas entrevous isolé	***Up*** *<= 0.23 W/m².K*
2 – MOB (Laine de bois 0.036 / 10 + 6 cm)	*>4.45 m².K/W*
3 - Plancher haut (Laine de bois 0.036 / 22 cm)	*>7.4 m².K/W*

Figure 2 : Extrait de la notice thermique

2.3.2. Composition plancher haut

Le plancher haut du bâtiment sera réalisé en charpente bois avec une couverture en panneau sandwich.

2.3.3. Verticaux

Les murs extérieurs du bâtiments seront des murs à ossatures bois (MOB) porteurs, nous prévoyons aussi 2 poteaux bois et un poteau métallique au sein du réfectoire.

2.3.4. Complexe de plancher bas

Lors de la G2 AVP, le rapport géotechnique a établi la nécessité de réaliser un plancher porté sur les fondations ainsi qu'un vide sanitaire en raison des contraintes de sol sur le site.

La solution retenue a alors été de réaliser le plancher bas en poutrelles hourdis en béton et entrevous isolants. Les poutrelles et plus généralement le plancher bas seront en béton en raison du fait que le bâtiment abrite une cuisine présentant un important taux d'humidité.

La notice thermique a aussi établi que le plancher bas devrait présenter un Up $\leq$ 0.23 W/m².K. (cf Figure 2).

Enfin, il y aura environ 5 cm de chape sur le complexe de plancher bas.

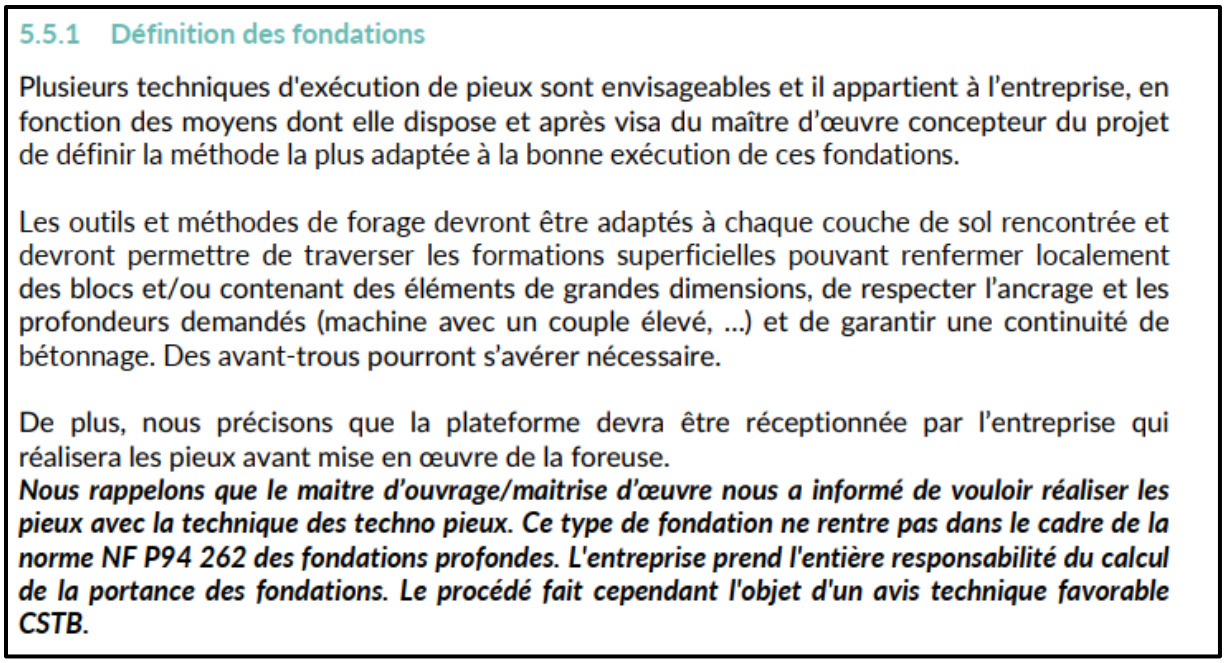
2.3.5. Terrasse

Actuellement, aucune hypothèse structurel n'a été décidé pour la terrasse. Néanmoins un escalier de 3 marches en bois est prévu.

2.4. Hypothèse de fondations

2.4.1. Pieux vissés

Le rapport géotechnique G2 PRO a établi que plusieurs techniques de pieux sont envisageables pour le bâtiment. (cf extrait ci-après).



5.5.1 Définition des fondations

Plusieurs techniques d'exécution de pieux sont envisageables et il appartient à l'entreprise, en fonction des moyens dont elle dispose et après visa du maître d'œuvre concepteur du projet de définir la méthode la plus adaptée à la bonne exécution de ces fondations.

Les outils et méthodes de forage devront être adaptés à chaque couche de sol rencontrée et devront permettre de traverser les formations superficielles pouvant renfermer localement des blocs et/ou contenant des éléments de grandes dimensions, de respecter l'ancrage et les profondeurs demandés (machine avec un couple élevé, ...) et de garantir une continuité de bétonnage. Des avant-trous pourront s'avérer nécessaire.

De plus, nous précisons que la plateforme devra être réceptionnée par l'entreprise qui réalisera les pieux avant mise en œuvre de la foreuse.
Nous rappelons que le maitre d'ouvrage/maitrise d'œuvre nous a informé de vouloir réaliser les pieux avec la technique des techno pieux. Ce type de fondation ne rentre pas dans le cadre de la norme NF P94 262 des fondations profondes. L'entreprise prend l'entière responsabilité du calcul de la portance des fondations. Le procédé fait cependant l'objet d'un avis technique favorable CSTB.

Figure 3 : Extrait du rapport géotechnique

Pour la suite du pré dimensionnement, nous considérons des fondations en pieux vissés.

2.5. Hypothèses de matériaux

Bois C24 principalement pour les poteaux, les montants verticaux et les contreventements.

Bois GL24h pour les autres éléments en bois de section trop importante pour être en C24.

On considère pour l'acier la nuance S235.

2.6. Hypothèses de chargement

2.6.1. Toiture

2.6.1.1. Charge d'exploitation

Les charges s'appliquant sur la toiture sont des charges d'exploitation liées à l'entretien de la toiture qui valent 80 kN/m².

2.6.1.2. Charge de neiges, vents

Charge de vents

Afin de déterminer les charges de vents nous allons nous baser sur l'Eurocode 1-4 ainsi que l'annexe nationale associée à cet Eurocode.

4.5 Pression dynamique de pointe

(1) Il y a lieu de déterminer la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ à la hauteur z, qui est induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse.

NOTE 1
L' Annexe Nationale peut fournir les règles permettant de déterminer $q_p(z)$. La règle recommandée est donnée dans l' expression (4.8) .

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \qquad \text{... (4.8)}$$

où :

ρ est la masse volumique de l'air, qui dépend de l'altitude, de la température et de la pression atmosphérique prévues dans la région lors des tempêtes

$c_e(z)$ est le coefficient d'exposition indiqué dans l' expression (4.9)

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \qquad \text{... (4.9)}$$

q_b est la pression dynamique de référence du vent donnée dans l' expression (4.10)

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \qquad \text{... (4.10)}$$

NOTE 2 Les valeurs de ρ peuvent être données dans l' Annexe Nationale . La valeur recommandée est 1,25 kg/m³.

NOTE 3 La valeur 7 dans l' expression (4.8) est fondée sur un facteur de pointe de 3,5, en cohérence avec les valeurs des coefficients de pression et de force indiquées en section 7 .

Figure 4 : Extrait de l'Eurocode NF EN 1991-1-4

Nous devons déterminer la valeur de $q_p(z)$.

Commençons par déterminer $v_m(z)$ (cf figure ci-après pour la formule)

4.3.1 Variation avec la hauteur

(1) La vitesse moyenne du vent $v_m(z)$ à une hauteur z au-dessus du sol dépend de la rugosité du terrain et de l'orographie, ainsi que de la vitesse de référence du vent, v_b, et il convient de la déterminer à l'aide de l' expression (4.3) .

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \qquad \text{... (4.3)}$$

où :

$c_r(z)$ est le coefficient de rugosité, indiqué en 4.3.2 ;

$c_o(z)$ est le coefficient orographique, égal à 1,0 sauf spécification contraire en 4.3.3 .

NOTE 1
Les informations concernant c_o figurent dans l' Annexe Nationale . Lorsque l'orographie est prise en compte dans la vitesse de référence du vent, la valeur recommandée est 1,0.

NOTE 2 Des abaques ou des tableaux donnant $v_m(z)$ peuvent être donnés dans l' Annexe Nationale .

Figure 5 : Extrait 2 de l'Eurocode NF EN 1991-1-4

La valeur de v_b est donnée par la formule suivante :

(2)P La vitesse de référence du vent doit être calculée à partir de l' expression (4.1) .

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad \text{... (4.1)}$$

où :

v_b est la vitesse de référence du vent, définie en fonction de la direction de ce dernier et de la période de l'année à une hauteur de 10 m au-dessus d'un sol relevant de la catégorie de terrain II ;
$v_{b,0}$ est la valeur de base de la vitesse de référence du vent, voir (1)P ;
c_{dir} est le coefficient de direction, voir Note 2 ;
c_{season} est le coefficient de saison, voir Note 3.

Figure 6 : Extrait 2 de l'Eurocode NF EN 1991-1-4

La valeur de $v_{b,0}$ dépend de la position géographique du projet (cf figure ci-après)

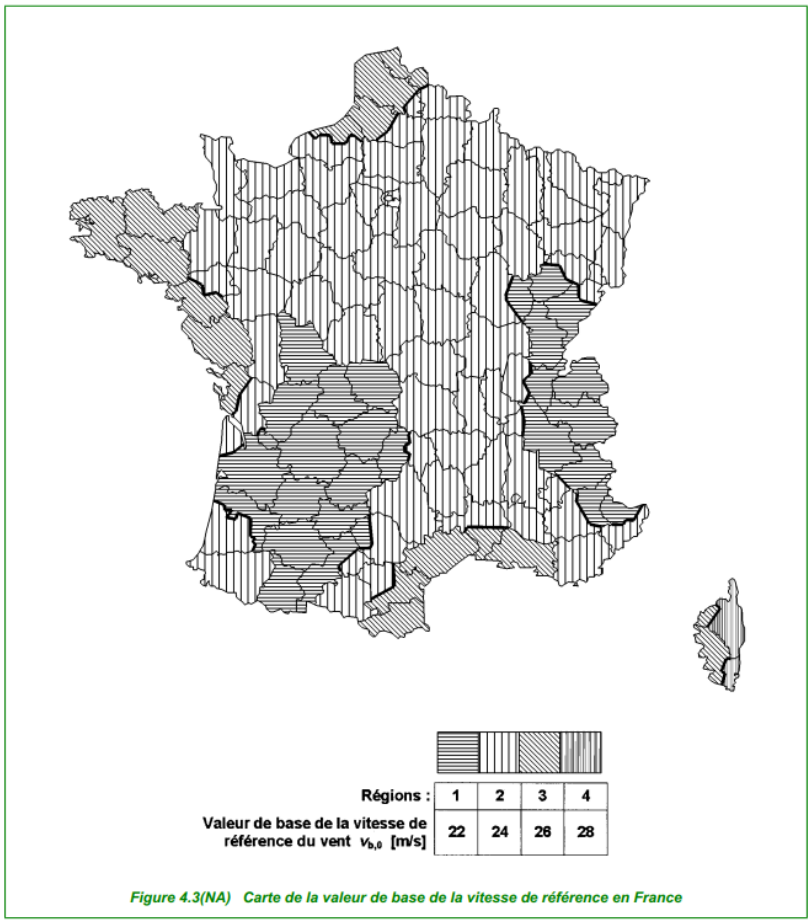


Figure 7 : Carte extraite de l'annexe nationale NF EN 1991-1-4

Dans le cadre du projet $v_{b,0} = 24$ m/s.

Les valeurs de c_{dir} et c_{season} sont égales à 1 (cf extrait ci-après)

NOTE 2 La valeur du coefficient de direction, c_{dir}, pour différentes directions du vent, est indiquée dans l' Annexe Nationale . La valeur recommandée est 1,0.
NOTE 3 La valeur du coefficient de saison, c_{season}, peut être donnée dans l' Annexe Nationale . La valeur recommandée est 1,0.

Figure 8 : Extrait 3 de l'Eurocode NF EN 1991-1-4

Ainsi $\boldsymbol{v_b = 24\ m/s}$

La valeur de $c_o(z)$ dépend du terrain dans notre cas $c_o(z) = 1$.

La valeur de $c_r(z)$ se calcule de la façon suivante :

Clause 4.3.2 (1)

(1) La catégorie de terrain à retenir pour chacune des directions de vent à considérer, est à spécifier dans les documents du marché, en tenant compte de 4.3.2.
(2) Le coefficient de rugosité à la hauteur z est donné par l'expression (4.4) et est fondé sur un profil logarithmique de la vitesse.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{min} \le z \le z_{max} \qquad \ldots (4.4)$$
$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{pour} \quad z \le z_{min}$$

où :
- z_0 est la longueur de rugosité
- k_r est le facteur de terrain dépendant de la longueur de rugosité z_0, calculé à l'aide de la formule suivante

$$k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0{,}07} \qquad \ldots (4.5)$$

où :
- $z_{0,II}$ = 0,05 m (catégorie de terrain II, Tableau 4.1(NA) ;
- z_{min} est la hauteur minimale définie dans le Tableau 4.1(NA) ;
- z_{max} doit être considérée comme étant égale à 200 m ;
- z_0, z_{min} dépendent de la catégorie de terrain et sont donnés dans le Tableau 4.1(NA) pour cinq catégories de terrain représentatives.

L'expression (4.4) est valable lorsque la rugosité uniforme de terrain s'étend sur une distance au vent suffisamment grande pour stabiliser le profil de vitesse de manière suffisante. Voir 4.3.2(2).

Figure 9 : Extrait de l'annexe nationale NF EN 1991-1-4

Les valeurs de z_0 et z_{min} sont données par les tableaux suivants :

Catégorie de terrain		z_0 [m]	z_{min} [m]
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0,005	1
II	Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur	0,05	2
IIIa	Campagne avec des haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé	0,20	5
IIIb	Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers	0,5	9
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m ; forêts	1,0	15

NOTE 1 Les catégories de terrain sont illustrées par les photographies aériennes des figures 4.6(NA) à 4.14(NA).

NOTE 2 Le coefficient de rugosité, fonction de la catégorie de terrain et de la hauteur z, est illustré à la figure 4.15(NA).

Tableau 4.1(NA) Catégories et paramètres de terrain

(Amendement A1) « NOTE On peut considérer que le facteur de terrain k_r prend, selon la catégorie de terrain, les valeurs données dans le tableau 4.8(NA). »
(Amendement A1)

Catégorie de terrain	z_0 [m]	k_r
0	0,005	0,162
II	0,05	0,190
IIIa	0,20	0,209
IIIb	0,5	0,223
IV	1,0	0,234

Tableau 4.8(NA) Facteur de terrain

Figure 10 :Tableaux extraits de l'annexe nationale de l'Eurocode NF 1991-1-4

Dans le cas du projet, nous nous trouvons dans le cas IIIb, ainsi z_0 = 0,5 m, z_{min} = 9 m et k_r = 0,223.

D'après la figure ci-après, la toiture de la cuisine se trouve à 4.4m de haut et celle des salles à manger est à 6,5m de haut.

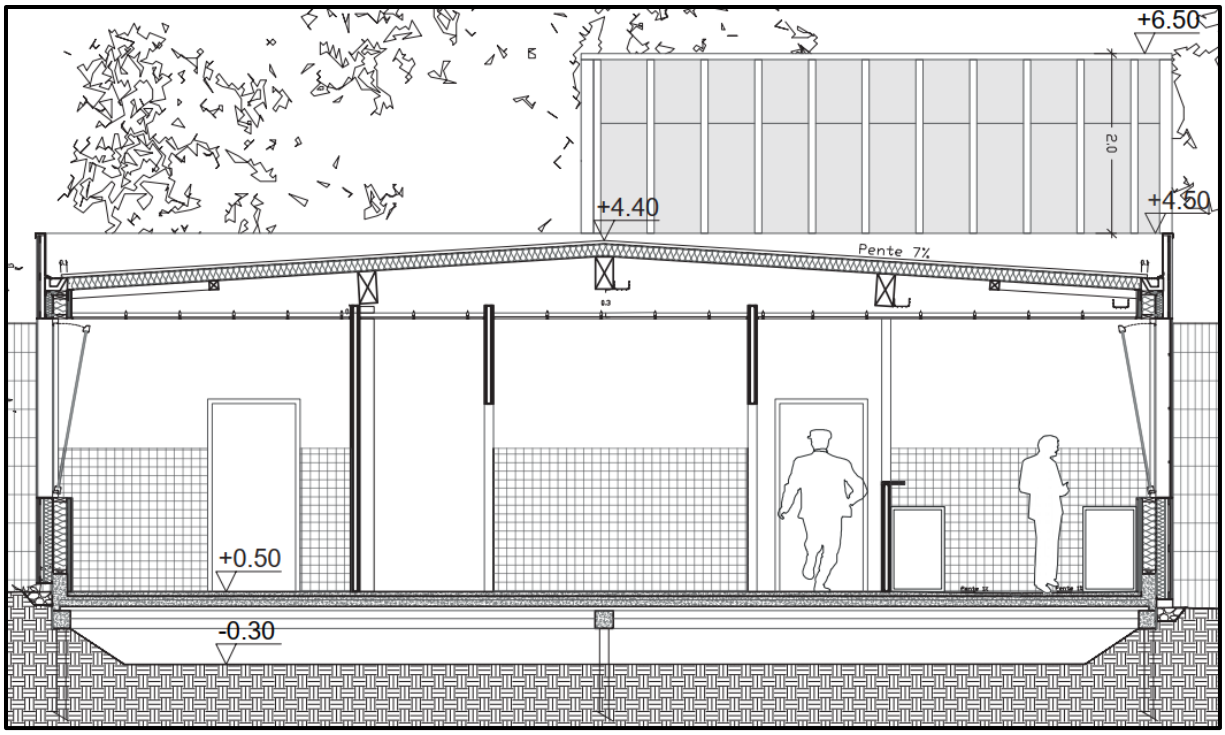


Figure 11 : Extrait de la coupe 143_BUR_PRO_dossier graphique.pdf

Nous obtenons donc $\boldsymbol{c_r(z) = 0{,}64}$.

Ainsi $v_m(z) = \mathbf{15{,}36\ m/s}$.

Déterminons maintenant $l_v(z)$ défini de la façon suivante dans l'Eurocode NF EN 1991-1-4.

NOTE 1
La composante turbulente de la vitesse du vent a une valeur moyenne nulle et un écart type σ_v. L'écart type de la turbulence σ_v peut être déterminé à l'aide de l' expression (4.6) .

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \qquad \text{... (4.6)}$$

Pour le facteur de terrain k_r, voir l' expression (4.5) ; pour la vitesse de référence du vent v_b, voir l' expression (4.1) et pour le coefficient de turbulence k_I, voir Note 2.

NOTE 2 Les règles recommandées pour déterminer $l_v(z)$ sont données dans l' expression (4.7) .

$$l_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{pour} \quad z_{min} \le z \le z_{max}$$

$$l_v(z) = l_v(z_{min}) \quad \text{pour} \quad z \le z_{min} \qquad \text{... (4.7)}$$

où :

k_I est le coefficient de turbulence. La valeur de k_I peut être donnée dans l' Annexe Nationale . La valeur recommandée est $k_I = 1{,}0$;

c_o est le coefficient orographique tel que décrit en 4.3.3 ;

z_0 est la longueur de rugosité, indiquée dans le Tableau 4.1 .

Figure 12 : Extrait 4 de l'Eurocode NF EN 1991-1-4

Pour rappel z = 6,5 m, z_{min} = 9 m et z_{max} = 200 m.

La formule à appliquer est donc celle pour z compris entre z_{min} et z_{max}.

La valeur de k_l est déterminée par la formule suivante :

Clause 4.4 (1) NOTE 2

Pour le calcul de l'intensité de turbulence $I_v(z)$ au moyen de l'expression (4.7), il y a lieu de distinguer deux situations :

- en site plat et dans le cas d'orographie constituée d'obstacles bien individualisés (cas 2 défini par la présente Annexe Nationale pour l'application de la clause 4.3.3(1)), le coefficient de turbulence k_I est défini par l'expression (4.19-NA) :

$$k_I = 1 - 2.10^{-4}\left(\log_{10}(z_0) + 3\right)^6 \qquad \text{(4.19-NA)}$$

- dans le cas d'orographie constituée d'obstacles de hauteurs et de formes variées (cas 1 défini par la présente Annexe Nationale pour l'application de la clause 4.3.3(1)), le coefficient de turbulence k_I est défini par l'expression (4.20-NA) :

$$k_I = c_0(z)\left[1 - 2.10^{-4}\left(\log_{10}(z_0) + 3\right)^6\right] \qquad \text{(4.20-NA)}$$

Figure 13 : Extrait 2 de l'annexe nationale NF EN 1991-1-4

Nous nous trouvons dans le cas 2 défini par l'annexe nationale le bâtiment se trouvera sur un site plat.

Ainsi $\boldsymbol{k_l = 0{,}92}$.

Ainsi $\boldsymbol{l_v(z) = 0{,}32}$.

Nous obtenons donc $\boldsymbol{q_p(z) = 478}$ **Pa**.

Charges de neiges

Afin de déterminer les charges de neiges, nous allons nous baser sur l'Eurocode 1-3 ainsi que l'annexe nationale associée à cet Eurocode.

(3)P Les charges de neige sur les toitures doivent être déterminées comme suit :

a pour les situations de projet durables/transitoires :

$s = \mu_i \; C_e \; C_t \; s_k$

b pour les situations de projet accidentelles dans lesquelles l'action accidentelle est la charge de neige exceptionnelle (sauf pour les cas définis en c) ci-dessous) :

$s = \mu_i \; C_e \; C_t \; s_{Ad}$

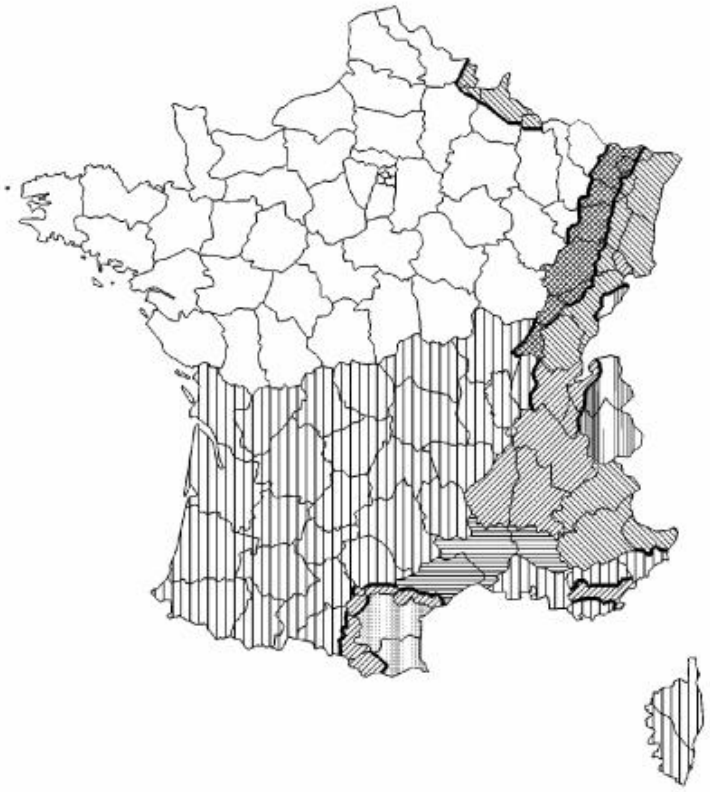
où :

- *(Amendement A1)* « μ_i est le coefficient de forme pour la charge de neige (voir 5.3) » ;
- s_k est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol ;
- s_{Ad} est la valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige sur le sol pour un site donné (voir 4.3) ;
- C_e est le coefficient d'exposition ;
- C_t est le coefficient thermique.

Figure 14 : Extrait de l'Eurocode NF EN 1991-1-3

Déterminons la valeur de s_k, cette valeur dépend de la situation géographique du projet. Dans le cas du réfectoire selon l'annexe nationale, le projet se trouve en zone A1 (cf figure ci-après) soit une charge $\boldsymbol{s_k = 0.45\ kN/m^2}$.

Carte des valeurs des charges de neige à prendre en compte sur le territoire national



Régions :	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique (S_k) de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m :	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
Valeur de calcul (S_{Ad}) de la charge exceptionnelle de neige sur le sol :	—	1,00	1,00	1,35	—	1,35	1,80	—
Loi de variation de la charge caractéristique pour une altitude supérieure à 200 :	Δs_1							Δs_2

(charges en KN/m^2)

Figure 15 : Extrait annexe nationale NF 1991-1-3

Selon l'annexe nationale, les valeurs de Ce dépend du voisinage du bâtiment (cf figure ci-après)

Clause 5.2(7)

Le Tableau 5.1 de la norme NF EN 1991-1-3 est remplacé par le tableau suivant :

	C_e
Lorsque les conditions d'abri quasi permanentes des toitures dues aux bâtiments voisins conduisent à empêcher pratiquement le déplacement de la neige par le vent	1,25
Dans tous les autres cas	1,0

Figure 16 : Extrait 2 annexe nationale NF 1991-1-3

Dans le cas du réfectoire, la neige en toiture peut être évacué par le vent ainsi $\boldsymbol{C_e = 1{,}0}$.

La valeur de C_t est aussi donnée par l'annexe nationale (cf figure ci-après).

Clause 5.2(8) NOTE 1

Les bâtiments normalement chauffés étant systématiquement isolés, il convient de prendre C_t = 1,0 sauf spécifications particulières dûment justifiées du projet individuel.

Figure 17 : Extrait 3 annexe nationale NF 1991-1-3

Dans le cas du réfectoire $\boldsymbol{C_t = 1{,}0}$ (toiture isolée).

La valeur de μ dépend du type de toiture. Il a été décidé que **la toiture serait à 2 versants avec une pente à 7%** (cf Figure 11) soit un angle de 4°.

Pour une toiture à deux versant, les coefficients de forme varient selon 3 cas (cf figure ci-après).

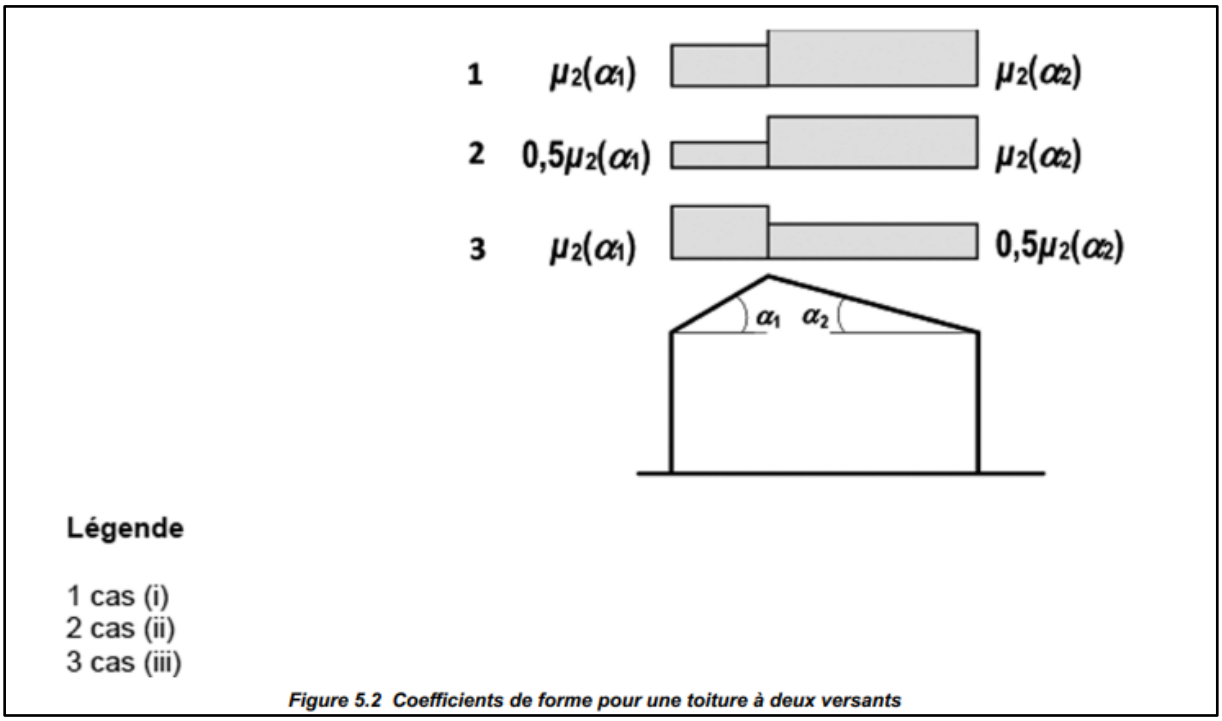


Figure 5.2 Coefficients de forme pour une toiture à deux versants

Figure 18 : Extrait 2 de l'Eurocode NF EN 1991-1-3

Le cas le plus défavorable est le cas numéro 1.

Ainsi on a $\mu = 0.8$ (cf tableau ci-après)

(3) Les coefficients pour les toitures de forme données en 5.3.2 , 5.3.3 et 5.3.4 sont indiqués *(Amendement A1)* « dans le Tableau 5.2 .

α (Angle du toit avec l'horizontale)	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0°) \ge 0{,}8$	$\mu_1(0°)\frac{(60° - \alpha)}{30°}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0{,}8\frac{(60° - \alpha)}{30°}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	0,8 + 0,8 α/30	1,6	--

Tableau 5.2 Coefficients de forme de la charge de neige

Figure 19 : Tableau extrait de l'Eurocode NF EN 1991-1-3

Ainsi la charge de neige s'appliquant sur la toiture est de **0.36 kN/m².**

2.6.2. Plancher haut

2.6.2.1. Poids propre toiture

Selon la toiture choisie, le poids propre de la toiture s'appliquera sur la charpente.

2.6.2.2. Poids propre éléments du complexe de plancher haut

Nous considérerons aussi les charges liés au poids propre des éléments du complexe (les éléments de la charpente.

Lors du prédimensionnement, nous prendrons aussi en compte le poids propre du faux plafond ainsi que du poids supplémentaire si durant la vie du projet d'autres éléments sont accrochés au plancher haut.

2.6.2.3. Charges d'exploitation de la toiture

Le plancher haut reprendra les charges d'exploitation amenées par la toiture

2.6.3. Plancher bas

2.6.3.1. Poids propre de la chape, des cloisons, carrelage

Le plancher bas devra reprendre les charges de différents éléments tels que les cloisons et carrelage du bâtiment ainsi que la chape au-dessus du complexe.

Nous estimons que toutes ces charges ont une valeur de 240 kg/m² (chape : 85 kg/m², cloisons : 115 kg/m² et carrelage : 40 kg/m²).

2.6.3.2. Poids propre du MOB

Le plancher bas devra aussi reprendre la charge lié au poids propre du MOB qui sera mis en œuvre. Nous estimons sa charge à 70 kg/m².

2.6.3.3. Charge d'exploitation

Nous considérons que les charges d'exploitation s'appliquant sur le plancher bas sont de 500 kg/m² dans la cuisine et de 300 kg/m² dans les salles de restauration.

Néanmoins, nous dimensionnerons la totalité du plancher bas en considérant une charge de 500 kg/m².

Cela permettra d'avoir la possibilité de changer l'usage de certaines parties du réfectoire sans avoir à prévoir de renforts structurels supplémentaires.

2.6.3.4. Excentricité en pieds de poteaux

Lors des calculs nous avons considéré que les charges reprises par le poteau arrivent pile au niveau de l'axe neutre du poteau, en réalité une certaine excentricité est à considérer en pieds des poteaux.

2.6.4. Terrasse

2.6.4.1. Charges liées au poids propre des marches

Nous estimons que les marches seront faits en bois massif de masse volumique 350 kg/m³.

2.6.4.2. Charges d'exploitation

Nous considérons que les charges d'exploitation s'appliquant sur la terrasse ont une valeur de 500 kg/m².

3. ANALYSE ET CHARGEMENT :

3.1. Hypothèse de calcul :

Les calculs sont réalisés au 1er ordre.

L'objectif de l'étude est de pré dimensionner la structure du réfectoire, en partant des différentes hypothèses de conceptions.

Si certains éléments de structure ne sont pas validées par le calcul, d'autres configurations de la structure du réfectoire pourront être étudiées.

3.2. Démarche de calcul

Les calculs vont se faire à travers étapes principales

Etape 1 : Définition des charges s'appliquant sur l'élément à dimensionner.

Etape 2 : Application des charges et détermination des efforts dimensionnants ELU et ELS

Etape 3 : Dimensionnement de l'élément vis-à-vis des efforts dimensionnants à l'ELU et vérification des déformations à l'ELS

4. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX DU REFECTOIRE

4.1. Choix de la toiture

D'après les parties 2.3.1 et 2.6.1, la toiture doit répondre à différentes exigences :

- Être adapté à un lieu avec une forte hygrométrie
- Avoir une résistance thermique > 7.4 m².K/W
- Supporter des charges égales à 80 kN/m²

Les charges liées aux efforts de vents ne sont pas pris en compte ici car le vent a essentiellement pour effet de soulever la toiture, elle agit donc dans ce cas comme une charge favorable contrairement aux autres charges s'appliquant sur la toiture.

De plus, les charges de neige (0.36 kN/m²) s'appliquant sur la toiture sont inférieurs au 80 kN/m².

Enfin, les charges de neige ne s'accumulent pas avec les 80 kN/m² liés à l'entretien. En effet, lorsqu'il y a de la neige sur le toit, il n'y aura pas d'opérations d'entretien du toit.

Ainsi pour le dimensionnement nous allons uniquement considérer les 80 kN/m².

A partir de ces différentes exigences, nous avons cherché auprès des différents fournisseurs quels types de toiture en panneau sandwich utiliser.

Une option possible est le panneau suivant : panneau sandwich de couverture quadcore KS1000RW.

D'après la fiche technique, l'épaisseur de panneau permettant d'obtenir une résistante thermique > 7.4 m².K/W est un panneau avec 150 mm d'épaisseur (cf figure ci-après).

Performances thermiques & masses surfaciques

		Épaisseur du panneau (mm)										
		40	53	60	73	80	91	100	115	120	137	150
Performance thermique	Uc (W/m².K)	0,571	0,432	0,350	0,288	0,250	0,220	0,200	0,174	0,167	0,146	0,133
	Ψ (W/m.K)	0,008	0,004	0,003	0,002	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
Masse surfacique (kg/m²)		9,6	10,1	10,4	10,9	11,1	11,6	11,9	12,5	12,7	13,3	13,8

Figure 20 : Extrait de la fiche technique du panneau sandwich de couverture quadcore KS1000RW

L'utilisation de la formule R = 1/Uc a permis de déterminer la résistance thermique du panneau à partir de la valeur de Uc.

La configuration structurelle du réfectoire est une trame de 6m par 6,1m (cf figure ci-après).

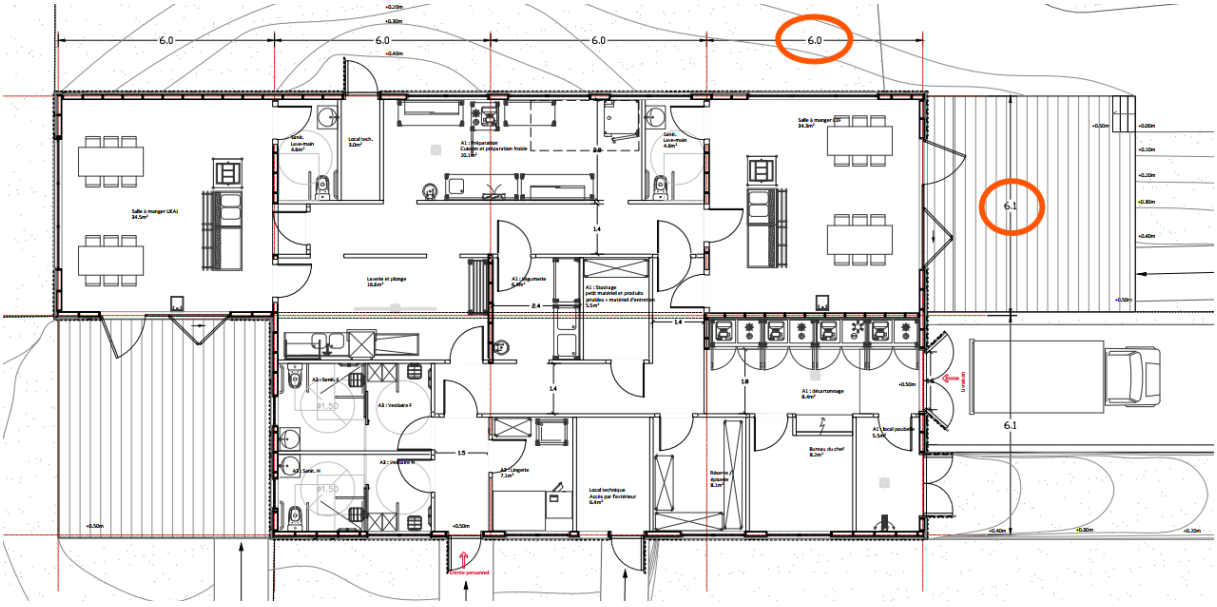


Figure 21 : Extrait du plan BP_143_BUR_PRO_PLN_rez-de-chaussée-A3_100_plan rdc.pdf

Or d'après la fiche technique du panneau pour une charge de 80 kg/m² (1kg = 1daN), la portée maximale des appuis de la toiture dans le cas où celle-ci a 2 appuis est de 5,33m (cf figure ci-après).

Tableau 1 : Portées d'utilisation en mètres sous charges descendantes du Panneau Sandwich de Couverture QuadCore KS1000RW

Charges (daN/m²)	Épaisseur du panneau (mm)											
	40		53		60		73		80 et 91		100 à 150	
	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +
50	4,07	5,00	4,47	5,30	4,88	5,60	5,28	5,89	5,63	6,09*	6,32*	6,49*
60	3,80	4,63	4,18	4,91	4,57	5,19	4,96	5,46	5,28	5,65	5,92	6,02*
70	3,57	4,33	3,95	4,59	4,32	4,85	4,69	5,11	5,00	5,29	5,60	5,64
80	3,39	4,09	3,75	4,33	4,11	4,58	4,47	4,82	4,75	4,99	5,33	5,33
90	3,24	3,87	3,57	4,11	3,90	4,34	4,23	4,58	4,51	4,74	5,07	5,06
100	3,11	3,69	3,41	3,92	3,72	4,14	4,02	4,37	4,29	4,52	4,84	4,83
110	2,99	3,54	3,28	3,75	3,56	3,97	3,84	4,18	4,11	4,33	4,63	4,63
120	2,89	3,40	3,16	3,61	3,42	3,81	3,69	4,02	3,94	4,16	4,45	4,45
130	2,80	3,27	3,05	3,47	3,30	3,68	3,54	3,88	3,79	4,01	4,29	4,29
140	2,72	3,16	2,96	3,36	3,19	3,55	3,42	3,75	3,66	3,88	4,15	4,15
150	2,65	3,06	2,87	3,25	3,08	3,44	3,30	3,63	3,54	3,76	4,02	4,02
175	2,50	2,85	2,68	3,02	2,87	3,20	3,05	3,37	3,28	3,50	3,74	3,74
200	2,37	2,67	2,53	2,84	2,69	3,00	2,85	3,17	3,07	3,28	3,52	3,51
225	2,26	2,53	2,40	2,65	2,54	2,78	2,68	2,90	2,90	3,04	3,32	3,32
250	2,17	2,40	2,29	2,47	2,42	2,55	2,54	2,62	2,75	2,80	3,16	3,16

(*) : Le domaine d'emploi accepté par le DTA ne vise pas les portées supérieures à 6,00 m.

Figure 22 : Extrait 2 de la fiche technique du panneau sandwich de couverture quadcore KS1000RW

Ainsi il faudra prévoir un appui intermédiaire pour installer le panneau sandwich.

Enfin, concernant la pente de la toiture, cette dernière sera de 7% (pente minimum fixée par le DTU) (cf figure ci-après).

Pentes minimales pour bâtiments situés à une altitude H ≤ à 900 m

Zones et situations selon l'annexe E du DTU 40.35						
Configuration de la couverture	Zone 1		Zone 2		Zone 3	
	Situation climatique		Situation climatique		Situation climatique	
	Protégée ou normale	Exposée	Protégée	Normale ou exposée	H < 500 m	500 < H ≤ 900 m
Simultanément : – Pas de pénétrations – Pas de plaques PRV translucides – Panneaux de longueur égale à celle du rampant	5 %*	5 %*	5 %*	5 %*	5 %*	5 %*
Autres cas	7 %	10 %**	7 %	10 %**	10 %**	15 %**

* Un complément d'étanchéité est à appliquer en sommet de nervure au recouvrement longitudinal.
** Lorsque la couverture ne comprend pas de plaques PRV translucides, tout en présentant des pénétrations, la pente minimale peut être ramenée à 7 % en utilisant des compléments d'étanchéité aux recouvrements transversaux.

Figure 23 : Extrait 3 de la fiche technique du panneau sandwich de couverture quadcore KS1000RW

Les hypothèses retenues pour la couverture sont celles d'un panneau quadcore KS1000RW ou équivalent.

4.2. Complexe du plancher haut

4.2.1. Géométrie du plancher haut

D'après la partie 4.1, pour installer la nouvelle toiture il est nécessaire que celle-ci s'appuie sur 3 appuis.

Pour cela il faudra prévoir des pannes qui reprendront les charges de la toiture.

Voici un plan de repérage de la position des différentes pannes.

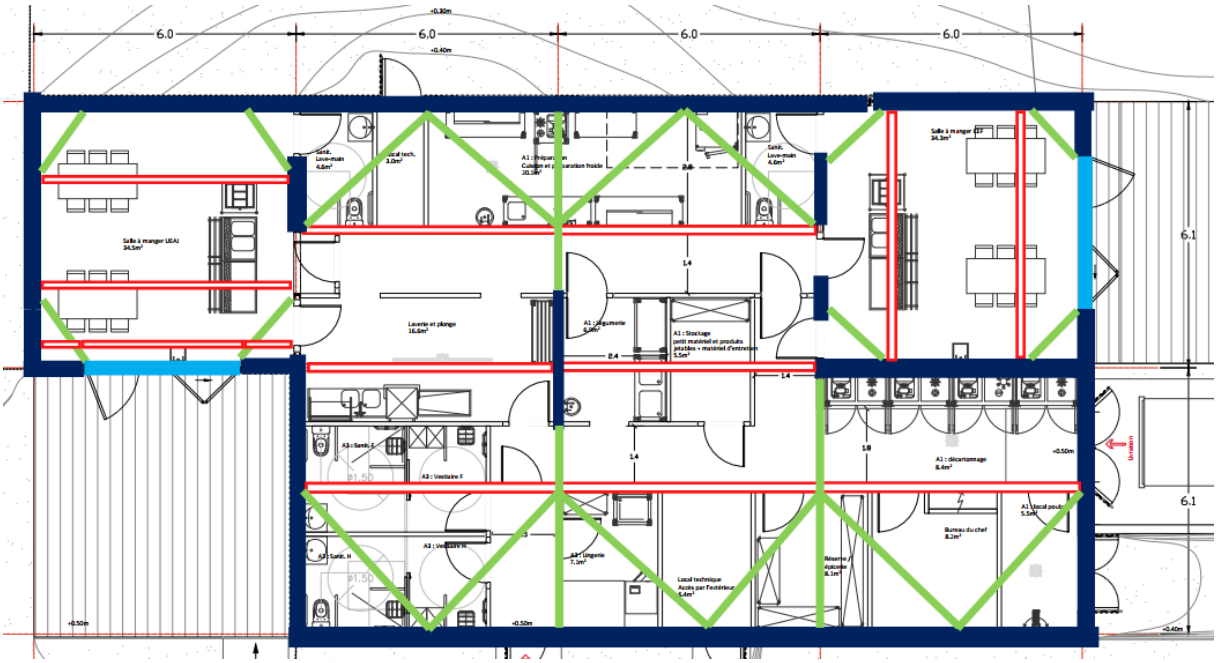


Figure 24 : Plan de principe du plancher haut

Dans la zone de la cuisine les pannes (représentés en rouge sur la figure ci-dessus) seront installés aux extrémités de la trame de 6m par 6m (les 2 pannes centrales).

Afin de créer le 3ème appui au milieu de la trame de 6m par 6m et ainsi obtenir une portée inférieure à la valeur de la portée maximale de la toiture (5,33m cf figure ci-après), des pannes seront installés au milieu de chaque zone avec trame de 6m par 6m .

Tableau 1 : Portées d'utilisation en mètres sous charges descendantes du Panneau Sandwich de Couverture QuadCore KS1000RW

Charges (daN/m²)	Épaisseur du panneau (mm)											
	40		53		60		73		80 et 91		100 à 150	
	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +	2 appuis	3 appuis et +
50	4,07	5,00	4,47	5,30	4,88	5,60	5,28	5,89	5,63	6,09*	6,32*	6,49*
60	3,80	4,63	4,18	4,91	4,57	5,19	4,96	5,46	5,28	5,65	5,92	6,02*
70	3,57	4,33	3,95	4,59	4,32	4,85	4,69	5,11	5,00	5,29	5,60	5,64
80	3,39	4,09	3,75	4,33	4,11	4,58	4,47	4,82	4,75	4,99	5,33	5,33
90	3,24	3,87	3,57	4,11	3,90	4,34	4,23	4,58	4,51	4,74	5,07	5,06
100	3,11	3,69	3,41	3,92	3,72	4,14	4,02	4,37	4,29	4,52	4,84	4,83
110	2,99	3,54	3,28	3,75	3,56	3,97	3,84	4,18	4,11	4,33	4,63	4,63
120	2,89	3,40	3,16	3,61	3,42	3,81	3,69	4,02	3,94	4,16	4,45	4,45
130	2,80	3,27	3,05	3,47	3,30	3,68	3,54	3,88	3,79	4,01	4,29	4,29
140	2,72	3,16	2,96	3,36	3,19	3,55	3,42	3,75	3,66	3,88	4,15	4,15
150	2,65	3,06	2,87	3,25	3,08	3,44	3,30	3,63	3,54	3,76	4,02	4,02
175	2,50	2,85	2,68	3,02	2,87	3,20	3,05	3,37	3,28	3,50	3,74	3,74
200	2,37	2,67	2,53	2,84	2,69	3,00	2,85	3,17	3,07	3,28	3,52	3,51
225	2,26	2,53	2,40	2,65	2,54	2,78	2,68	2,90	2,90	3,04	3,32	3,32
250	2,17	2,40	2,29	2,47	2,42	2,55	2,54	2,62	2,75	2,80	3,16	3,16

(*) : Le domaine d'emploi accepté par le DTA ne vise pas les portées supérieures à 6,00 m.

Figure 25 : Extrait 4 de la fiche technique du panneau sandwich QuadCore KS1000RW

Enfin, le dernier appui de la toiture sera le MOB (représentées en bleu sur le plan de repérage du plancher haut).

Dans la zone des salles à manger, 2 pannes seront installés au lieu d'une seule au milieu de la trame pour reprendre les charges de toitures.

En installant 2 pannes au lieu d'une seule nous limitions la charge appliquée sur la panne et donc le moment sollicitant sur cette dernière. Cela permet d'avoir des pannes avec une plus petite section et ainsi de laisser plus de hauteur sous panne.

Les pannes des salles à manger prennent appuis sur des panneaux de CLT 3 plis qui relient les montants verticaux au-dessus des MOB aux linteaux (représentées en bleu clair sur le plan de repérage du plancher haut)

4.2.2. Stabilité du bâtiment

Afin de garantir la stabilité du bâtiment, des poutres au vent seront intégrées dans la toiture du réfectoire.

Ces dernières seront reliés à des murs de refend (cf Figure 24) pour assurer le contreventement du bâtiment.

4.2.3. Définition des charges plancher haut

4.2.3.1. Pannes de la cuisine

Nous allons premièrement dimensionner les pannes de la cuisine (cf zone encadrée en orange sur la figure ci-après)

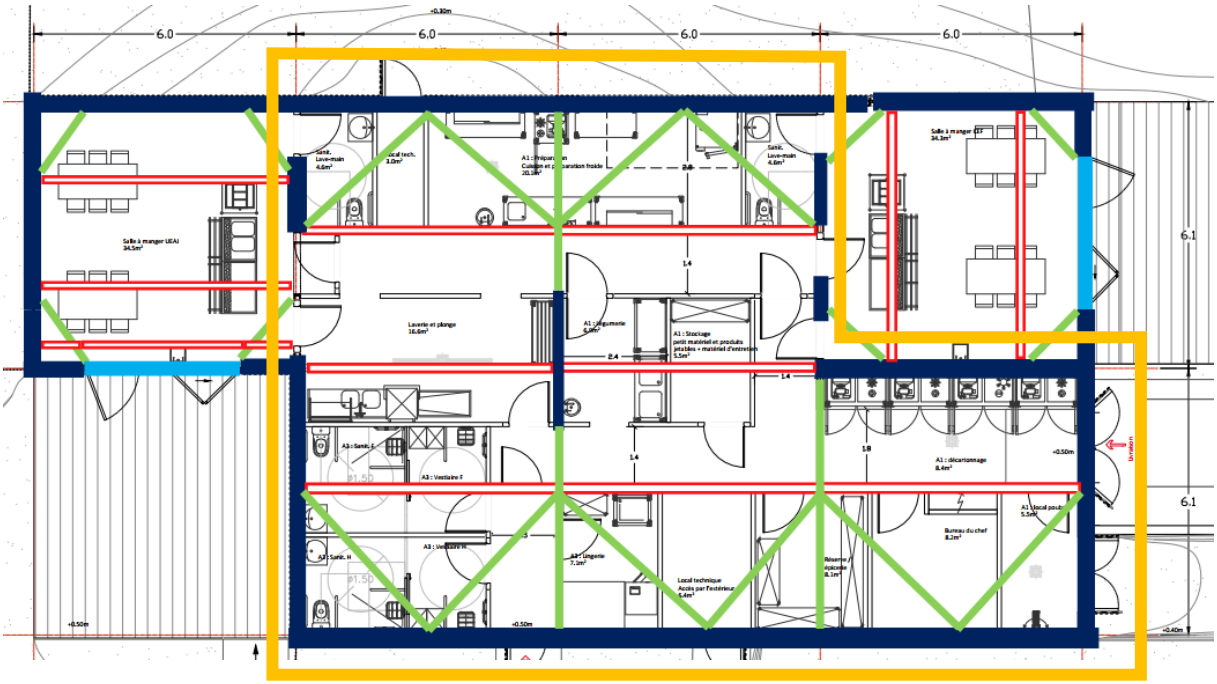


Figure 26 : Plan du plancher haut de la cuisine

Afin de dimensionner toutes les pannes, nous allons identifier la panne la plus chargée et la dimensionner.

Par la suite nous considérerons que toutes les pannes auront la même section que la panne dimensionnée.

Comme indiqué dans la partie 2.6.2, les pannes reprennent le poids propre de la toiture et leur propre poids.

Poids propre de la toiture

D'après la Figure 20, pour un panneau d'épaisseur 150 mm la masse surfacique du panneau est de **13,8 kg/m².**

Les autres éléments n'ont pas été calculé précisément mais on peut estimer qu'au total le poids propre de la toiture est égale à **50 kg/m²**.

Poids propre de la panne

Nous supposons que la panne a une section **160 x 360 ht** et est de nature **GL24h.**

Ainsi, sa masse volumique est de **420 kg/m³**.

4.2.3.2. Pannes « intérieures » des salles à manger

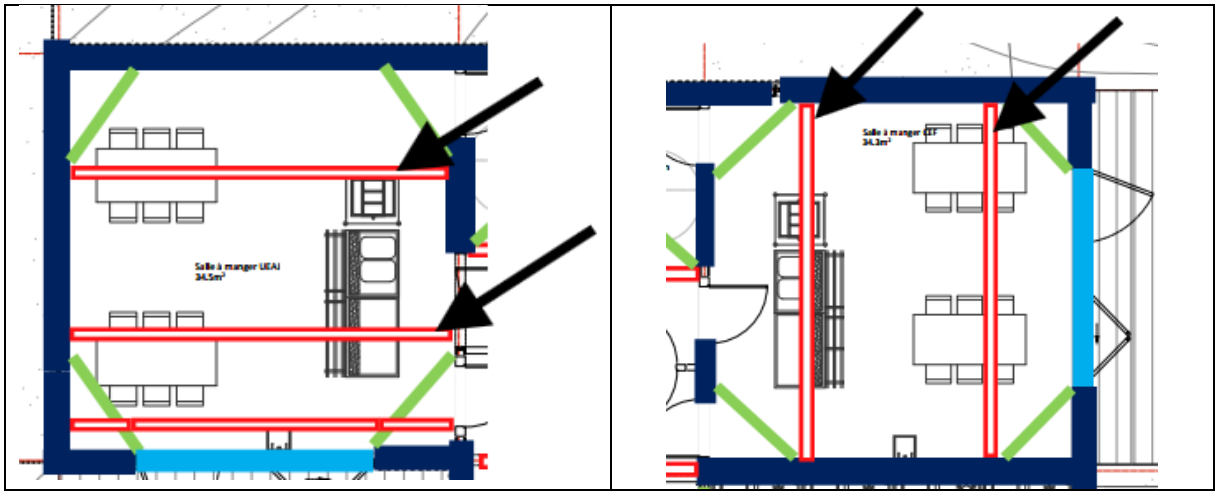


Figure 27 : Repérage des pannes intérieures des salles à manger

Nous allons suivre le même principe de dimensionnement que pour les pannes de la cuisine.

Les pannes de la cuisine reprennent aussi leur propre poids ainsi que le poids propre de la toiture.

Poids propre de la toiture

Total poids propre de la toiture est égale à 50 kg/m² (cf partie 4.2.3.1)

Poids propre de la panne

Nous supposons que la panne a une section **120 x 320 ht** et est de nature **GL24h.**

Ainsi, sa masse volumique est de **420 kg/m³**.

4.2.3.3. Pannes « extérieures » de la salle à manger

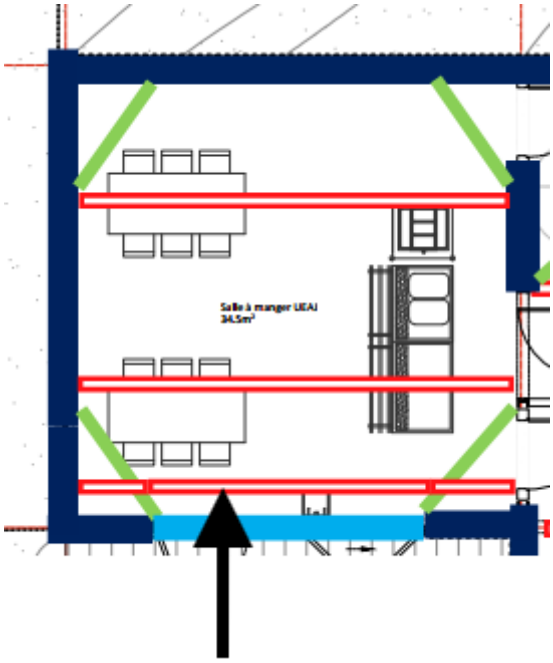


Figure 28 : Repérage de la panne « extérieur » de la salle à manger

Nous allons suivre le même principe de dimensionnement que pour les pannes de la cuisine.

Les pannes de la cuisine reprennent aussi leur propre poids ainsi que le poids propre de la toiture.

Poids propre de la toiture

Total poids propre de la toiture est égale à 50 kg/m² (cf partie 4.2.3.1)

Poids propre de la panne

Nous supposons que la panne a une section **100 x 120 ht** et est de nature **C24.**

Ainsi, sa masse volumique est de **350 kg/m³**.

4.2.3.4. Panneaux à 3 plis

Afin de dimensionner les panneaux à 3 plis, nous considérons que ces dernières reprennent une partie des efforts de la toiture ainsi que les charges amenées par la panne.

Poids propre de la toiture

D'après la Figure 20, pour un panneau d'épaisseur 150 mm la masse surfacique du panneau est de **13,8 kg/m².**

Les autres éléments n'ont pas été calculé précisément mais on peut estimer qu'au total le poids propre de la toiture est égale à **50 kg/m²**.

4.2.3.5. Linteaux

Les linteaux reprennent les charges amenées par le panneau à 3 plis et leur propre poids.

Poids propre du linteau

Nous supposons que le linteau a une section **140 x 320 ht** et est de nature **GL24h.**

Ainsi, sa masse volumique est de **420 kg/m³**.

4.2.3.6. Pannes de contreventement de la cuisine

Afin de dimensionner, les pannes de contreventement de la cuisine, nous allons les dimensionner par rapport aux pannes de contreventement les plus chargées.

Les pannes de contreventement reprennent principalement des charges liées au vent, nous négligeons leur poids propre étant à la marge.

Charges de vents

Pression dynamique de pointe : **478 Pa** (cf 2.6.1.2)

Section supposée

Nous supposons que les pannes de contreventements ont une section 140 x 140 et est de nature C24. Ainsi sa masse volumique est de **350 kg/m³**.

4.2.3.7. Pannes de contreventement de la salle à manger

Afin de dimensionner, les pannes de contreventement de la salle à manger, nous allons les dimensionner par rapport aux pannes de contreventement les plus chargées.

Toutes les pannes de contreventements de la salle à manger reprennent des efforts de vents mais 2 des pannes de contreventement reprennent aussi des efforts venant des pannes « extérieures » du réfectoire (cf figure ci-après), nous négligeons le poids propre des pannes de contreventement pour le calcul.

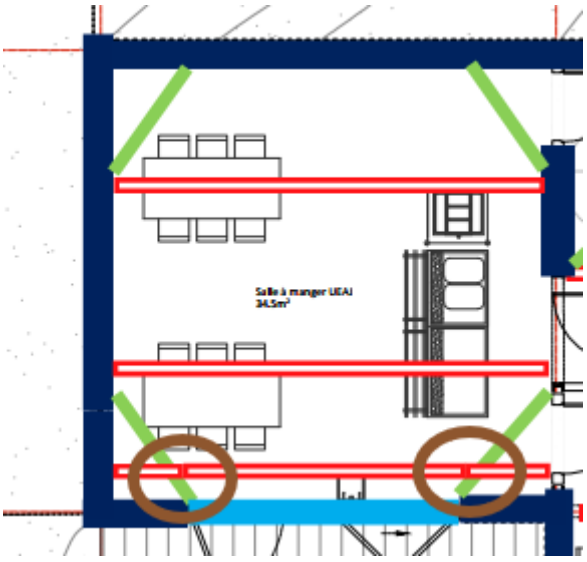


Figure 29 : Repérage du transfert d'effort entre les pannes « extérieures » et les pannes de contreventement de la salle à manger

Nous allons donc dimensionner les pannes de contreventement par rapport aux charges appliquées sur les pannes de contreventement de la figure ci-dessus.

Section supposée

Nous supposons que les pannes de contreventements ont une section 140 x 140 et est de nature C24. Ainsi sa masse volumique est de **350 kg/m³**.

4.2.4. Dimensionnement du plancher haut

4.2.4.1. Pannes de la cuisine

Nous pouvons modéliser le panneau de toiture comme une poutre et les pannes ainsi que le MOB comme 3 appuis simples.

Dans le cas d'une poutre appuyé sur 3 appuis simples l'appui central est le plus chargé.

Il reprend une bande de charge égale à 0,625 × portée totale. La portée totale correspond à la longueur entre les 2 appuis extrêmes.

Voici un schéma illustrant la bande de charge reprise par la panne centrale :

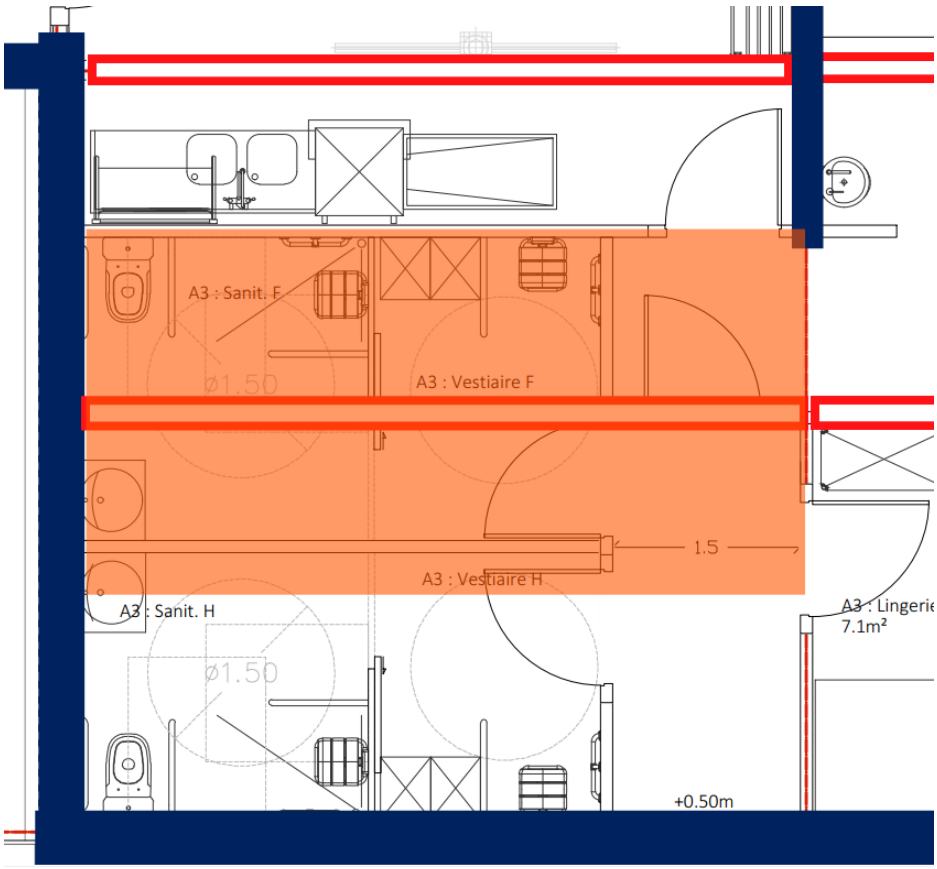


Figure 30 : Schéma illustrant la bande de charge reprise par la panne.

Ainsi la bande de charges reprise par la panne centrale est égale à 3,8m

Charges permanentes sur la panne (G)

Charges liées au poids propre de la toiture : 3,8 × 50 = **190 kg/ml**

Poids propre panne : 0,16 × 0,36 × 420 = **25 kg/ml**

Charges d'exploitation sur la panne (Q) : 80 × 3,8 = **304 kg/ml**

Afin de dimensionner les pannes, 2 cas sont à considérer à l'ELU :

- **Cas avec uniquement les charges permanentes**
- **Cas avec les charges permanentes et les charges d'exploitation**

1er cas (charges permanentes uniquement)

Combinaison à l'ELU

q_{ELU} = 1,35 × G = **291 kg/ml**

Dans ce cas l'effort dimensionnant est le moment.

Pour une poutre sur 2 appuis, le moment sollicitant (M_{ED}) est égale à $\frac{q_{ELU} \times l^2}{8}$ avec l la portée de la poutre (ici 6 m).

Ainsi $\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 1310 kg.m**

Contrainte à l'ELU

D'après l'Eurocode 5, la contrainte de flexion induite par la combinaison d'action des états ultimes ($\sigma_{m,d}$).

$\sigma_{m,d} = \frac{M_{ED}}{\frac{I_G}{V}}$

Or pour une section rectangulaire, $\frac{I_G}{V}$ = (b×h²)/6 avec b la largeur de la section et h la hauteur de la section.

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 3,79 MPa**

Résistance à la flexion

D'après l'Eurocode 5, la résistance de flexion de la section $f_{m,d} = f_{m,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \times k_{sys} \times k_h$

$f_{m,k}$ dépend du type de bois, pour un bois lamellés collés homogènes GL24h, il est égale à **24 MPa.**

La valeur de k_{mod} dépend de la durée de chargement (action permanente) et de la classe de service (cuisine donc humidité moyenne > 20%) dans notre cas il est égal à 0,5 (cf figures ci-après).

Matériau	Norme	Classe de service	Classe de durée de chargement				
			Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
Bois massif	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Bois lamellé collé	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Figure 31 : Extrait sur la valeur de kmod de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

Le tableau 2.2 de la norme NF EN 1995-1-1/A1:2008 est remplacé par le tableau suivant :

Classe de durée de chargement	Exemples de chargement
Permanent	Poids propre
Long terme	Stockage Équipements fixes
Moyen terme	Charge d'exploitation Neige H ≥ 1 000 m
Court terme	Neige H < 1 000 m, Charge d'entretien
Instantanée	Situations ou actions accidentelles Neige exceptionnelle Vent

Tableau 2.2 Exemples d'affectations de classes de durée de chargement

Liste non exhaustive

Figure 32 : Tableau extrait de l'Annexe nationale de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1 NA

La valeur de γ_M dépend du matériau pour un bois lamellé-collé il est égal à **1,25** (cf figure ci-après).

États limites ultimes	γM
— combinaisons fondamentales :	
bois massif	1,3
bois lamellé collé	1,25
LVL, contreplaqué, OSB	1,2
Panneau de particules	1,3
Panneau de fibres, dur	1,3
Panneau de fibres, mi-dur	1,3
Panneau de fibres, MDF	1,3
Panneau de fibres, tendre	1,3
Assemblages	1,3
Plaques métalliques embouties	1,25
— combinaisons accidentelles :	1,0

Tableau 2.3 - Coefficients partiels recommandés pour les propriétés des matériaux (γ_M)

Figure 33 : Tableau extrait de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1

La valeur de k_h pour un bois lamellé-collé est définie de la façon suivante :

(3) Pour les éléments lamellé collé de section rectangulaire, la hauteur de référence en flexion ou la largeur en traction est 600 mm. Pour des hauteurs en flexion ou largeurs en traction de lamellé collé inférieures à 600 mm, les valeurs caractéristiques pour $f_{m,k}$ et $f_{t\ ,\ 0,k}$ peuvent être augmentées du facteur k_h, où

$$k_h = \min \cdot \begin{cases} \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1} \\ 1,1 \end{cases} \qquad \text{... (3.2)}$$

où :
- h est la hauteur pour les éléments fléchis ou la largeur pour les éléments en traction, en mm.

Figure 34 : Extrait sur la définition de k_h de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1

Ainsi $\boldsymbol{k_h = 1.05}$.

La valeur de $\boldsymbol{k_{sys}}$ **= 1**, en effet dans notre cas il n'y a pas d'effet système (cf figure ci-après).

6.6 Effet système

(1) Lorsque plusieurs éléments, composants ou sous-systèmes espacés uniformément sont connectés latéralement par un système de redistribution des charges continues, les propriétés de résistance de l'élément ou du composant peuvent être multipliées par un facteur d'effet système k_{sys}.

(2) A condition que le système continu de distribution des charges soit capable de transférer les efforts d'un élément aux éléments voisins, il convient de prendre pour le facteur k_{sys} la valeur de 1,1.

Figure 35 : Extrait sur la définition de k_{sys} de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1

Ainsi $f_{m,d}$ = **10.08 MPa.**

<u>Vérification à la flexion</u>

Pour vérifier que la section choisie est apte à reprendre les charges de flexion, il faut vérifier les équations de l'Eurocode 5 (cf figure ci-après).

6.1.6 Flexion

(1)P Les équations suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \text{... (6.11)}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \text{... (6.12)}$$

où :
- $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$ sont les valeurs de calcul des contraintes de flexion selon les axes principaux tels qu'illustrés en Figure 6.1 ;
- $f_{m,y,d}$ et $f_{m,z,d}$ sont les valeurs de calcul correspondantes pour les résistances en flexion.

Figure 36 : Extrait sur les équations à vérifier face à des sollicitations de flexion de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1

La flexion est uniquement selon l'axe z, ainsi $\sigma_{m,z,d} = 0$.

Il faut donc vérifier $k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$.

NOTE
Le facteur k_m traduit la possibilité de redistribution des contraintes ainsi que l'effet des inhomogénéités du matériau dans une section.

(2) Il convient de prendre pour le facteur k_m la valeur suivante :

Pour le bois massif, le bois lamellé collé et le LVL :
- pour les sections rectangulaires : $k_m = 0,7$
- pour les autres sections : $k_m = 1,0$

Figure 37 : Définition de k_m (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0,25} \leq 1 \text{ et } \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0,35} \leq 1$$

<u>Vérification face au déversement latéral</u>

Dans le cas où le moment sollicitant est selon l'axe fort, il faut vérifier la section selon le déversement selon l'Eurocode 5.

(3) Dans le cas d'un moment M_y, selon l'axe fort y, il convient que les contraintes vérifient l'équation suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad \text{... (6.33)}$$

où :
- $\sigma_{m,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de flexion ;
- $f_{m,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en flexion ;
- k_{crit} est un facteur qui tient compte de la réduction de résistance due au déversement latéral.

Figure 38 : Equation à vérifier dans le cadre du déversement (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

k_{crit} est défini de la façon suivante :

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{pour } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{pour } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{pour } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad \text{... (6.34)}$$

(5) Le facteur k_{crit} peut être pris égal à 1,0 pour une poutre dont le déplacement latéral de la face comprimée est évité sur toute sa longueur et où la rotation en torsion est évitée au niveau des appuis.

Figure 39 : Définition de k_{crit} (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$\lambda_{rel,m}$ est défini de la façon suivante :

(2) Il convient de prendre pour l'élancement relatif en flexion :

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad \text{... (6.30)}$$

Figure 40 : Définition de $\lambda_{rel,m}$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$\sigma_{m,crit}$ est définie de la façon suivante pour des bois résineux de section rectangulaire (ce qui est le cas pour la panne à dimensionner) :

Pour les bois résineux de section rectangulaire, $\sigma_{m,crit}$ peut être pris égal à :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{h\ell_{ef}}E_{0,05} \quad \text{... (6.32)}$$

où :
- b est la largeur de la poutre ;
- h est la hauteur de la poutre.

Figure 41 : Définition de $\sigma_{m,crit}$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

l_{ef} est défini de la façon suivante :

Type de poutre	Type de chargement	ℓ_{ef}/ℓ a)
Sur appuis simples	Moment constant	1,0
	Charge répartie constante	0,9
	Charge concentrée au milieu de la portée	0,8
Porte à faux	Charge répartie constante	0,5
	Charge concentrée agissant à l'extrémité libre	0,8

a) Le rapport entre la longueur efficace ℓ_{ef} et la portée ℓ est valable pour une poutre dont les appuis sont limités en torsion et chargée en son centre de gravité. Si la charge est appliquée sur la fibre comprimée de la poutre, ℓ_{ef} doit être augmenté de 2 h et peut être diminué de 0,5 h pour une charge appliquée sur la fibre tendue de la poutre.

Figure 42 : Définition de la longueur efficace (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

Dans notre cas, la panne est sur appuis simples avec une charge répartie constante l_{ef} = 0,9×l = 5,4 m.

$E_{0,05}$ = 9,4 kN/mm² (pour un bois-lamellé GL24h)

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,crit}}$ **= 96,5 MPa**

D'où $\lambda_{rel,m}$ = 0,5 ainsi k_{crit} = 1 (car $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$).

D'après la Figure 38 , nous devons vérifier $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \times k_{crit}} \leq 1$, or k_{crit} = 1 ainsi nous devons vérifier $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$.

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$ = **0,35** (calcul effectué dans la partie Vérification à la flexion) ≤ 1.

La section est vérifiée dans le 1er cas.

2ème cas (charges permanentes et charges d'exploitation)

Combinaison à l'ELU

q_{ELU} = 1,35 × G + 1,5 × Q = **747 kg/ml**

Dans ce cas l'effort dimensionnant est le moment.

Pour une poutre sur 2 appuis, le moment sollicitant (M_{ED}) est égale à $\frac{q_{ELU} \times l^2}{8}$ avec l la portée de la poutre (ici 6 m).

Ainsi $\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 3362 kg.m**

Contrainte à l'ELU

D'après l'Eurocode 5, la contrainte de flexion induite par la combinaison d'action des états ultimes ($\sigma_{m,d}$).

$\sigma_{m,d} = \frac{M_{ED}}{\frac{I_G}{V}}$

Or pour une section rectangulaire, $\frac{I_G}{V}$ = (b×h²)/6 avec b la largeur de la section et h la hauteur de la section.

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 9,73 MPa**

Résistance à la flexion

D'après l'Eurocode 5, la résistance de flexion de la section $f_{m,d} = f_{m,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \times k_{sys} \times k_h$

$f_{m,k}$ dépend du type de bois, pour un bois lamellés collés homogènes GL24h, il est égale à 24 MPa.

La valeur de k_{mod} dépend de la durée de chargement et de la classe de service dans ce cas il est égal à 0,7 (cf figure ci-après et Figure 32).

Matériau	Norme	Classe de service	Classe de durée de chargement				
			Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
Bois massif	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Bois lamellé collé	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Figure 43 : Valeur de kmod (extrait Eurocode 5 NF 1995-1-1)

La valeur de γ_M dépend du matériau pour un bois lamellé-collé il est égal à 1,25 (cf Figure 33).

k_h = 1,05, k_{sys} = 1 (voir cas 1).

Ainsi $\boldsymbol{f_{m,d}}$ **= 14,11 MPa**

Vérification face au déversement latéral

Dans le cas où le moment sollicitant est selon l'axe fort, il faut vérifier la section selon le déversement selon l'Eurocode 5.

(3) Dans le cas d'un moment M_y, selon l'axe fort y, il convient que les contraintes vérifient l'équation suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad \text{... (6.33)}$$

où :
- $\sigma_{m,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de flexion ;
- $f_{m,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en flexion ;
- k_{crit} est un facteur qui tient compte de la réduction de résistance due au déversement latéral.

Figure 44 : Equation à vérifier dans le cadre du déversement (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

k_{crit} est défini de la façon suivante :

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{pour } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{pour } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \dfrac{1}{\lambda^2_{rel,m}} & \text{pour } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad \text{... (6.34)}$$

(5) Le facteur k_{crit} peut être pris égal à 1,0 pour une poutre dont le déplacement latéral de la face comprimée est évité sur toute sa longueur et où la rotation en torsion est évitée au niveau des appuis.

Figure 45 : Définition de k_{crit} (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$\lambda_{rel,m}$ est défini de la façon suivante :

(2) Il convient de prendre pour l'élancement relatif en flexion :

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad \text{... (6.30)}$$

Figure 46 : Définition de $\lambda_{rel,m}$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$\sigma_{m,crit}$ est définie de la façon suivante pour des bois résineux de section rectangulaire (ce qui est le cas pour la panne à dimensionner) :

Pour les bois résineux de section rectangulaire, $\sigma_{m,crit}$ peut être pris égal à :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{h\ell_{ef}} E_{0,05} \quad \text{... (6.32)}$$

où :
- b est la largeur de la poutre ;
- h est la hauteur de la poutre.

Figure 47 : Définition de $\sigma_{m,crit}$ (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

l_{ef} est défini de la façon suivante :

Type de poutre	Type de chargement	ℓ_{ef}/ℓ a)
Sur appuis simples	Moment constant	1,0
	Charge répartie constante	0,9
	Charge concentrée au milieu de la portée	0,8
Porte à faux	Charge répartie constante	0,5
	Charge concentrée agissant à l'extrémité libre	0,8

a) Le rapport entre la longueur efficace ℓ_{ef} et la portée ℓ est valable pour une poutre dont les appuis sont limités en torsion et chargée en son centre de gravité. Si la charge est appliquée sur la fibre comprimée de la poutre, ℓ_{ef} doit être augmenté de 2 h et peut être diminué de 0,5 h pour une charge appliquée sur la fibre tendue de la poutre.

Figure 48 : Définition de la longueur efficace (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

Dans notre cas, la panne est sur appuis simples avec une charge répartie constante l_{ef} = 0,9×l = 5,4 m.

$E_{0,05}$ = 9,4 kN/mm² (pour un bois-lamellé GL24h)

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,crit}}$ **= 96,5 MPa**

D'où $\lambda_{rel,m}$ = 0,5 ainsi k_{crit} = 1 (car $\lambda_{rel,m} \leq 0{,}75$).

D'après la Figure 38 , nous devons vérifier $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \times k_{crit}} \leq 1$, or k_{crit} = 1 ainsi nous devons vérifier $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$.

$\boldsymbol{\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}}$ **= 0,69** $\leq$ 1.

Vérification à la flexion

Pour vérifier que la section choisie est apte à reprendre les charges de flexion, il faut vérifier les équations de l'Eurocode 5 (cf figure ci-après).

6.1.6 Flexion

(1)P Les équations suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \text{... (6.11)}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \text{... (6.12)}$$

où :

- $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$ sont les valeurs de calcul des contraintes de flexion selon les axes principaux tels qu'illustrés en Figure 6.1 ;
- $f_{m,y,d}$ et $f_{m,z,d}$ sont les valeurs de calcul correspondantes pour les résistances en flexion.

Figure 49 : Extrait sur les équations à vérifier face à des sollicitations de flexion de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1

La flexion est uniquement selon l'axe z, ainsi $\sigma_{m,z,d}$ = 0.

Il faut donc vérifier $k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$.

NOTE
Le facteur k_m traduit la possibilité de redistribution des contraintes ainsi que l'effet des inhomogénéités du matériau dans une section.

(2) Il convient de prendre pour le facteur k_m la valeur suivante :

Pour le bois massif, le bois lamellé collé et le LVL :
- pour les sections rectangulaires : $k_m = 0,7$
- pour les autres sections : $k_m = 1,0$

Figure 50 : Définition de k_m (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0,48} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0,69} \leq 1$.

La section est vérifiée dans le 2er cas.

Vérification à l'ELS

A l'ELS, il est nécessaire de vérifier que les déplacements des éléments structuraux du bâtiments n'excédent pas une certaine valeur.

w_{inst} est définie de la façon suivante :

(2) Il convient de calculer la déformation instantanée, u_{inst}, voir figure 7.1, à partir de la combinaison caractéristique d'actions, voir EN 1990, article 6.5.3(2) a) , en utilisant les valeurs moyennes adéquates des modules d'élasticité, modules de cisaillement et modules de glissement.

Figure 51 : Définition de w_{inst} (extrait de l'annexe nationale NF EN 1995-1-1 NA)

Dans le cas d'une charge répartie la flèche à l'ELS = $\frac{5 \times q_{ELS} \times l^4}{384 \times E \times I}$, ainsi dans cette configuration.

Or la combinaison qui s'applique pour calculer la flèche à l'ELS (inst) est avec $\boldsymbol{q_{ELS}}$ **= Q = 304 kg/ml**.

E = $E_{0,mean}$ = 11,60 kN/mm² (pour un lamellé-collé GL24h).

I = $\frac{b \times h^3}{12}$

Ainsi $\boldsymbol{w_{inst,Q}}$ **= 7 mm**

w_{fin} est définie de la façon suivante :

(5) Pour les structures constituées d'éléments, composants et assemblages dont le comportement au fluage est identique, et sous l'hypothèse d'une relation linéaire entre les actions et les déformations correspondantes, par simplification de 2.2.3(3), la déformation finale, u_{fin}, peut être prise égale à :

$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + \Sigma u_{fin,Qi}$ ...(2.2)

où :

$u_{fin,G} = u_{inst,G}\left(1 + k_{def}\right)$ pour une action permanente, G ... (2.3)

$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1}\left(1 + \psi_{2,1} k_{def}\right)$ pour l'action variable de base, Q_1 ... (2.4)

$\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$	sont les facteurs pour les valeurs quasi-permanentes des actions variables ;
$\psi_{0,i}$	sont les facteurs pour les valeurs de combinaison des actions variables ;
k_{def}	est donné dans le tableau 3.2 pour le bois massif et les matériaux à base de bois, et dans 2.3.2.2 (3) et 2.3.2.2 (4) pour les assemblages.

Figure 52 : Définition de w_{fin} (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

Ainsi $w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q}$

D'où $w_{fin} = w_{inst,G}\ (1 + k_{def}\ ) + w_{inst,Q}\ (1 + \Psi_{2,1} \times k_{def})$

Le coefficient $\Psi_{2,1}$ dépend de la charge appliquée. Or, pour des charges d'exploitations liées à l'entretien de la toiture, il est possible de considérer $\Psi_{2,1} = 0$.

De plus, pour des charges dues à la neige, le $\Psi_{2,1}$ est aussi égal à 0.

D'après la partie 4.1, nous considérons uniquement les charges d'exploitations pour le dimensionnement de la toiture, ce qui est aussi le cas pour le plancher haut.

La valeur de k_{def} dépend de la classe de service et du matériau utilisé (cf figure ci-après).

Matériau	Norme	Classe de service		
		1	2	3
Bois massif	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Bois lamellé collé	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Contreplaqué	EN 636			
	Type EN 636-1	0,80	—	—
	Type EN 636-2	0,80	1,00	—
	Type EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	—	—
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	—
Panneau de particules	EN 312			
	Type P4	2,25	—	—
	Type P5	2,25	3,00	—
	Type P6	1,50	—	—
	Type P7	1,50	2,25	—
Panneau de fibres, dur	EN 622-2			
	HB.LA	2,25	—	—
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	—
Panneau de fibres, semi-dur	EN 622-3			
	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	—	—
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	—
Panneau de fibres, MDF	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	—	—
	MDF.HLS	2,25	3,00	—

Tableau 3.2 - Valeurs de k_{def} pour le bois, les matériaux à base de bois

Figure 53 : Tableau sur la valeurs de k_{def} extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

Ainsi k_{def} = 2.

$\boldsymbol{w_{inst,Q}}$ **= 7mm** (voir le calcul plus haut).

En appliquant le même principe, $\boldsymbol{w_{inst,G}}$ **= 5 mm.**

D'où w_{fin} = **22 mm.**

Par ailleurs, w_{fin} - $w_{inst,G}$ = **17 mm**

w_{fin} - $w_{inst,G}$ ≤ L/350 (17 mm) avec L la portée de la panne soit 6m.

Le seuil L/350 est fixé par le DTU.

Les déformées sur la section de panne respectent les normes du DTU.

Conclusion

La section de panne choisie (160 x 360 ht) est capable de supporter les charges s'appliquant sur les pannes.

4.2.4.2. Pannes « intérieures » de la salle à manger

Les étapes sont identiques à celles de la partie 4.2.4.1, nous ne détaillerons donc pas toutes les étapes.

Nous pouvons modéliser le panneau de toiture comme une poutre et les pannes ainsi que le MOB comme 4 appuis simples.

Les pannes intérieures reprennent donc dans cette configuration une bande de charge de 2,24 m.

Charges permanentes sur la panne (G)

Charges liées au poids propre de la toiture : 2,24 × 50 = **112 kg/ml**

Poids propre panne : 0,16 × 0,36 × 420 = **16 kg/ml**

Charges d'exploitation sur la panne (Q) : 80 × 2,24 = **180 kg/ml**

1er cas (charges permanentes uniquement)

Combinaison à l'ELU

q_{ELU} = 1,35 × G = **173 kg/ml**

Ainsi $\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 779 kg.m**

Contrainte à l'ELU

$\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 3,8 MPa**

Résistance à la flexion

$f_{m,k}$ = 24 MPa

k_{mod} = 0,50

γ_M = 1,25

k_h = 1,06

k_{sys} = 1

Ainsi $f_{m,d}$ = **10,36 MPa**

Vérification à la flexion

k_m = 0,7

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,26** ≤ 1 et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,37** ≤ 1

Vérification face au déversement latéral

l_{ef} = 0,9×l = 5,4 m

$E_{0,05}$ = 9,4 kN/mm² (pour un bois-lamellé GL24h)

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,crit}}$ **= 55 MPa**

D'où $\lambda_{rel,m}$ = 0,66 ainsi k_{crit} = 1 (car $\lambda_{rel,m} \leq 0{,}75$)

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \times k_{crit}} = 0{,}37 \leq 1$

La section est vérifiée dans le 1er cas.

2ème cas (charges permanentes et charges d'exploitation)

q_{ELU} = 1,35 × G + 1,5 × Q = **443 kg/ml**

$\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 1996 kg.m**

Contrainte à l'ELU

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 9,75 MPa**

Résistance à la flexion

$f_{m,d}$ = **14.31 MPa**

Vérification face au déversement latéral

l_{ef} = 0,9×l = 5,4 m

$E_{0,05}$ = 9,4 kN/mm² (pour un bois-lamellé GL24h)

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,crit}}$ **= 55 MPa**

D'où $\lambda_{rel,m}$ = 0,66 ainsi k_{crit} = 1 (car $\lambda_{rel,m} \leq 0{,}75$)

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \times k_{crit}} = \mathbf{0,68} \leq 1$

Vérification à la flexion

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,48** ≤ 1 et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,68** ≤ 1.

La section est vérifiée dans le 2er cas.

Vérification à l'ELS

$\boldsymbol{w_{inst,Q}}$ **= 8 mm**

$\boldsymbol{w_{inst,G}}$ **= 5 mm**

$\Psi_{2,1}$ = 0 et k_{def} = 2

w_{fin} - $w_{inst,G}$ = **18 mm** ≥ L/350 (17 mm).

Nous avons pris comme hypothèse un poids de toiture de 50 kg/m², une valeur importante afin de prendre une approche sécuritaire en diminuant le poids de la toiture à 40 kg/m² le critère à l'ELS est respecté.

Nous allons donc estimer que la section choisie (120 x 320 ht) est capable de supporter les charges s'appliquant sur les pannes.

Pannes dédoublées

Afin de laisser une hauteur sous poutre suffisante au sein de la salle à manger, nous allons dédoubler une des pannes « intérieures ». Au lieu d'avoir une poutre de section 120 x 320ht nous mettrons en place **2 pannes de section 100 x 280 ht côte à côte (ou section 200 x 280 ht)**.

Pour la vérification à l'ELU et à l'ELS, nous avons considéré une grande section équivalente de 200 x 208 ht.

Nous obtenons à l'ELU un rapport $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,54** et à l'ELS une flèche de **16 mm** avec une limite fixée à **17 mm.**

4.2.4.3. Pannes « extérieures » de la salle à manger

Les étapes sont identiques à celles de la partie 4.2.4.1, nous ne détaillerons donc pas toutes les étapes.

Les pannes intérieures reprennent donc dans cette configuration une bande de charge de 0,92m.

Nous obtenons donc :

Charges permanentes sur la panne (G)

G = 50 kg/ml

Charges d'exploitation sur la panne (Q)

Q = 74 kg/ml

1er cas (charges permanentes uniquement)

Combinaison à l'ELU

q_{ELU} = 1,35 × G = **67,5 kg/ml**

Ainsi $\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 76 kg.m**

Contrainte à l'ELU

$\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 3,16 MPa**

Résistance à la flexion

$f_{m,k}$ = 24 MPa

k_{mod} = 0,50

γ_M = 1,25

k_h = 1,1

k_{sys} = 1

Ainsi $f_{m,d}$ = **10,56 MPa**

Vérification à la flexion

k_m = 0,7

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,21** ≤ 1 et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,3** ≤ 1

Vérification face au déversement latéral

l_{ef} = 0,9×l = 5,4 m

$E_{0,05}$ = 9,4 kN/mm² (pour un bois-lamellé GL24h)

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,crit}}$ **= 55 MPa**

D'où $\lambda_{rel,m}$ = 0,66 ainsi k_{crit} = 1 (car $\lambda_{rel,m} \leq 0{,}75$)

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \times k_{crit}} = 0{,}27 \leq 1$

La section est vérifiée dans le 1er cas.

2ème cas (charges permanentes et charges d'exploitation)

q_{ELU} = 1,35 × G + 1,5 × Q = **179 kg/ml**

$\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 202 kg.m**

Contrainte à l'ELU

$\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 8,42 MPa**

Résistance à la flexion

$f_{m,d}$ = **14,78 MPa**

Vérification face au déversement latéral

l_{ef} = 0,9×l = 2,7 m

$E_{0,05}$ = 7,4 kN/mm² (pour un bois-lamellé C24)

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,crit}}$ **= 161 MPa**

D'où $\lambda_{rel,m}$ = 0,39 ainsi k_{crit} = 1 (car $\lambda_{rel,m} \leq 0{,}75$)

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \times k_{crit}} = 0{,}57 \leq 1$

Vérification à la flexion

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0{,}40} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0{,}57} \leq 1$

Vérification à l'ELS

$\boldsymbol{w_{inst,Q}}$ **= 5 mm**

$\boldsymbol{w_{inst,G}}$ **= 3 mm**

$\Psi_{2,1} = 0$ et $k_{def} = 2$

$w_{fin} - w_{inst,G}$ **= 11 mm.**

Le critère L/350 étant trop contraignant dans cette configuration (9 mm maximum), nous allons considérer que les déformées de la section de la panne sont acceptables

Conclusion

La section de panne choisie (100 x 120 ht) est capable de supporter les charges s'appliquant sur les pannes.

4.2.4.4. Panneau à 3 plis

Les panneaux à 3 plis reprennent les charges venant des pannes ainsi qu'une partie des charges venant de la toiture.

En effet, les pannes du plancher haut s'appuieront sur les panneaux 3 plis et transmettront les charges au niveau de l'intersection entre la panne et le panneau 3 plis (cf la figure ci-après)

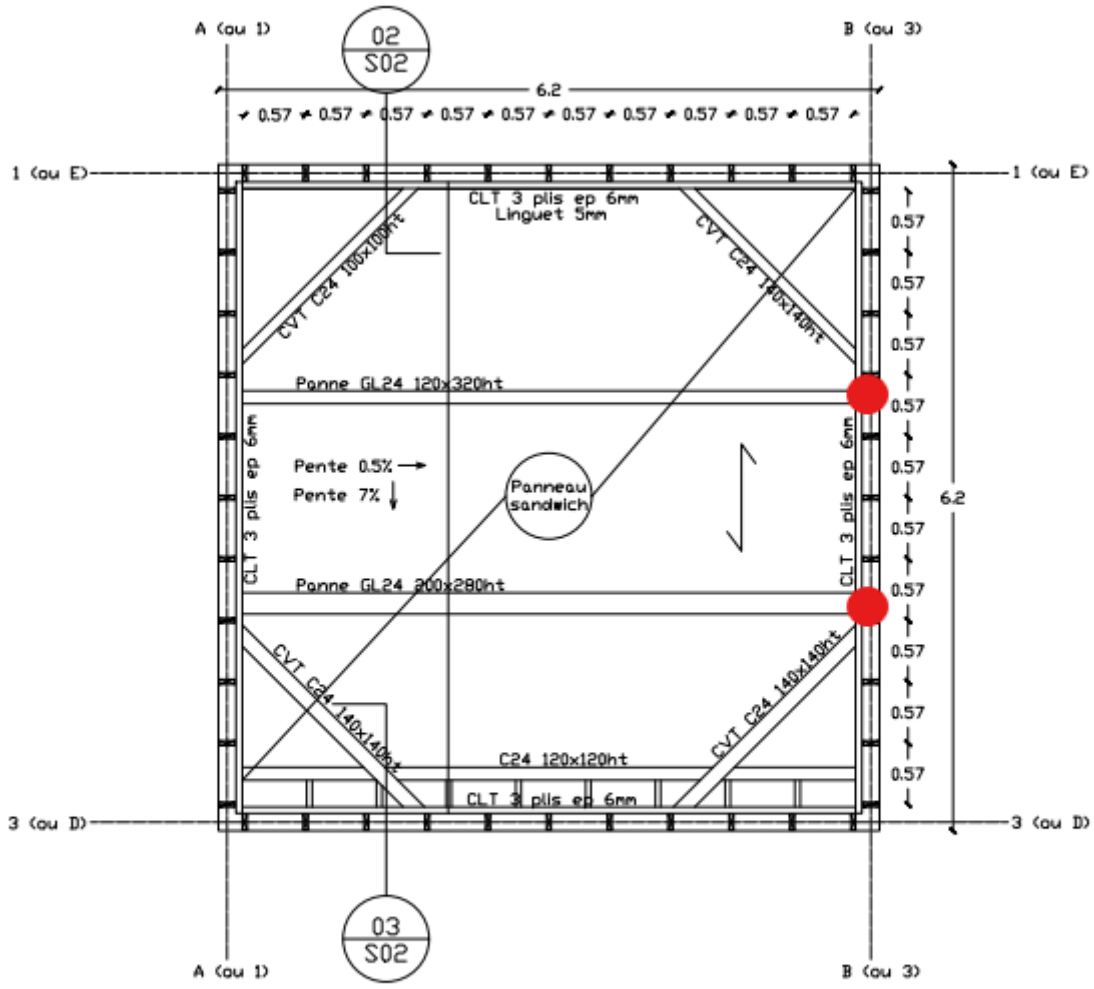


Figure 54 : Vue schématique du dessus du toit de la salle à manger (le détail du panneau sandwich n'est pas représenté, les zones bleu et rose sont représentés à titre indicatif)

<u>Définition des charges</u>

Afin de simplifier les calculs nous allons uniquement considérer les charges reprises venant des pannes.

- Points rouges
  - Charges permanentes : 420 kg ((charges permanentes sur la panne × longueur panne)/2)

- Charges d'exploitation : 560 kg ((charges d'exploitation sur la panne × longueur panne)/2)

Pour la suite de la note nous considérons que les panneaux 3 plis utilisés auront les dimensions suivantes :

- **Longueur : 6m**
- **Largeur : 510 mm**
- **Epaisseur : 60 mm**
- **Masse volumique : 400 kg/m³**

4.2.4.5. Linteaux

Le dimensionnement des linteaux suivra un principe similaire à celui des pannes.

Descente de charge sur les linteaux

Les linteaux reprennent les charges venant des pannes ainsi qu'une partie des charges venant de la toiture.

Voici une explication de la descente des charges à partir des panneaux 3 plis jusqu'au linteau.

Les charges supportés par les panneaux 3 plis (zone bleu claire sur la figure ci-après) seront redistribués à chacun des montants (zone verte claire sur la figure ci-après) par. Enfin, les montants redistribueront au linteau (zone rouge sur la figure ci-après).

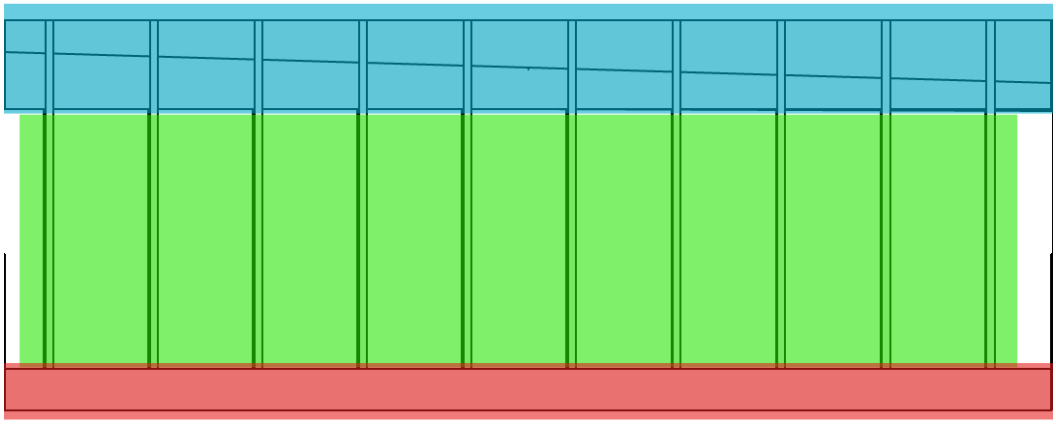


Figure 55 : Elévation schématique de côté du plancher haut de la salle à manger du réfectoire (les panneaux du mur ossature bois ne sont pas représentées sur cette élévation schématique)

Les charges transmises par le panneau à 3 plis au linteau sont détaillés dans la partie 4.2.3.4.

On peut aussi ajouter aux charges transmises le poids propre du panneau à 3 plis : 400 × 0,06 × 0,51 = **13 kg/ml**

Afin de faciliter le calcul des charges s'appliquant sur le linteau, **nous allons considérer que ce dernier reprend une unique charge répartie uniforme sur toute sa portée.**

Il est possible de faire cette hypothèse car chaque montant est espacé de 60 cm, on peut donc approximer chaque charge arrivant par les montants comme une charge répartie.

De plus chaque montant reprend un pourcentage de la charge totale qui est différent d'un montant à un autre. **Ainsi, pour simplifier le calcul nous allons prendre le total des charges transmis par le panneau 3 plis et le diviser par la portée du linteau.**

Calcul des charges s'appliquant sur le linteau

Charges réparties totales amenées par les montants :

- Charges permanentes : 63 kg/ml
- Charges d'exploitation : 288 kg/ml

Charges ponctuelles totales amenées par les montants :

- Charges permanentes : 645 kg
- Charges d'exploitation : 912 kg

Poids propre du linteau : 18 kg/ml

Ainsi d'après nos hypothèses lors de la descente de charges nous obtenons au total (portée du linteau : 3,60 m)

Charges permanentes : 63 + 19 + 645/3,6 = **261 kg/ml**

Charges d'exploitation : 288 + 912/3,6 = **542 kg/ml**

Combinaison à l'ELU (cas 1 cf partie 4.2.4.1)

q_{ELU} = **353 kg/ml**

Ainsi $\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 572 kg.m** (poutre à 2 appuis cf partie 4.2.4.1)

Contrainte à l'ELU

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 2,40 MPa** (cf partie 4.2.4.1)

Résistance à la flexion

k_{mod} = 0,50 (Figure 31)

γ_M = 1,25 (Figure 33)

k_h = 1,06 (Figure 34)

k_{sys} = 1 (Figure 35)

$\boldsymbol{f_{m,d}}$ **= 10,17 MPa**

Vérification face au déversement latéral

l_{ef} = 0,9×l = 3,24 m. (cf Figure 42)

$E_{0,05}$ = 9,4 kN/mm² (pour un bois-lamellé GL24h)

Ainsi $\sigma_{m,crit}$ = 138 MPa (cf Figure 41)

D'où $\lambda_{rel,m}$ = 0,42 (cf Figure 40) ainsi k_{crit} = 1 (car $\lambda_{rel,m} \leq 0{,}75$) (cf Figure 39)

D'après la Figure 38 , nous devons vérifier $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \times k_{crit}} \leq 1$, or k_{crit} = 1 ainsi nous devons vérifier $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$.

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$ = **0,24** ≤ 1.

Vérification à la flexion

La flexion est uniquement selon l'axe z, ainsi $\sigma_{m,z,d}$ = 0.

Il faut donc vérifier $k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$

k_m = 0,7

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0,17} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0,24} \leq 1$

La section est vérifiée dans le 1er cas.

Combinaison à l'ELU (cas 2 cf partie 4.2.4.1)

q_{ELU} = **1166 kg/ml**

$\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 1889 kg.m** (poutre à 2 appuis cf partie 4.2.4.1)

Contrainte à l'ELU

Ainsi $\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 7,91 MPa** (cf partie 4.2.4.1)

Résistance à la flexion

k_{mod} = 0,7 (Figure 43)

γ_M = 1,25 (Figure 33)

k_h = 1,06 (Figure 34)

k_{sys} = 1 (Figure 35)

$\boldsymbol{f_{m,d}}$ **= 14,25 MPa**

Vérification face au déversement latéral

l_{ef} = 0,9×l = 3,24 m. (cf Figure 42)

$E_{0,05}$ = 9,4 kN/mm² (pour un bois-lamellé GL24h)

Ainsi $\sigma_{m,crit}$ = 138 MPa (cf Figure 41)

D'où $\lambda_{rel,m}$ = 0,42 (cf Figure 40) ainsi k_{crit} = 1 (car $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$) (cf Figure 39)

D'après la Figure 38 , nous devons vérifier $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \times k_{crit}} \leq 1$, or k_{crit} = 1 ainsi nous devons vérifier $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$.

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$ = **0,56** ≤ 1.

Vérification à la flexion

La flexion est uniquement selon l'axe z, ainsi $\sigma_{m,z,d} = 0$.

Il faut donc vérifier $k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$

$k_m = 0{,}7$

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0,39} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \mathbf{0,56} \leq 1$

La section est vérifiée dans le 2eme cas.

Vérification à l'ELS

A l'ELS, il est nécessaire de vérifier que les déplacements des éléments structuraux du bâtiments n'excédent pas une certaine valeur.

Dans le cas d'une charge répartie la flèche à l'ELS = $\frac{5 \times q_{ELS} \times l^4}{384 \times E \times I}$, ainsi dans cette configuration.

Or la combinaison qui s'applique pour calculer la flèche à l'ELS (inst) est avec $\boldsymbol{q_{ELS}}$ **= 542 kg/ml**

E = $E_{0,mean}$ = 11,60 kN/mm² (pour un lamellé-collé GL24h).

I = $\frac{b \times h^3}{12}$

Ainsi $\boldsymbol{w_{inst,Q}}$ **= 2,7 mm** (cf Figure 51).

En utilisant le même raisonnement $\boldsymbol{w_{inst,G}}$ **= 1,3 mm**

k_{def} = 2 (cf Figure 53)

D'où w_{fin} = **7 mm** (cf Figure 52)

Par ailleurs, w_{fin} - $w_{inst,G}$ = **6 mm**

w_{fin} - $w_{inst,G} \leq$ L/350 (10 mm) avec L la portée du linteau soit 3,6 m.

Le seuil L/350 est fixée par le DTU.

Les déformées sur la section du linteau respectent les normes du DTU.

Conclusion

La section de linteau choisie (140 x 320 ht) est capable de supporter les charges s'appliquant sur les linteaux.

4.2.4.6. Pannes de contreventement de la cuisine

Les pannes de contreventement reprennent les efforts de vents avec une pression dynamique de pointe de 478 Pa.

Nous allons la dimensionner les pannes de contreventements sous la configuration de charges de vents la plus contraignante.

Nous allons donc appliquer à la pression dynamique des coefficients de pression intérieurs et extérieurs pour trouver la pression liée au vent s'exerçant sur le côté du MOB dans la configuration la plus défavorable.

Selon l'Eurocode NF EN 1991-1-4 voici les différentes configurations possibles ainsi que les coefficients de pression extérieurs associés.

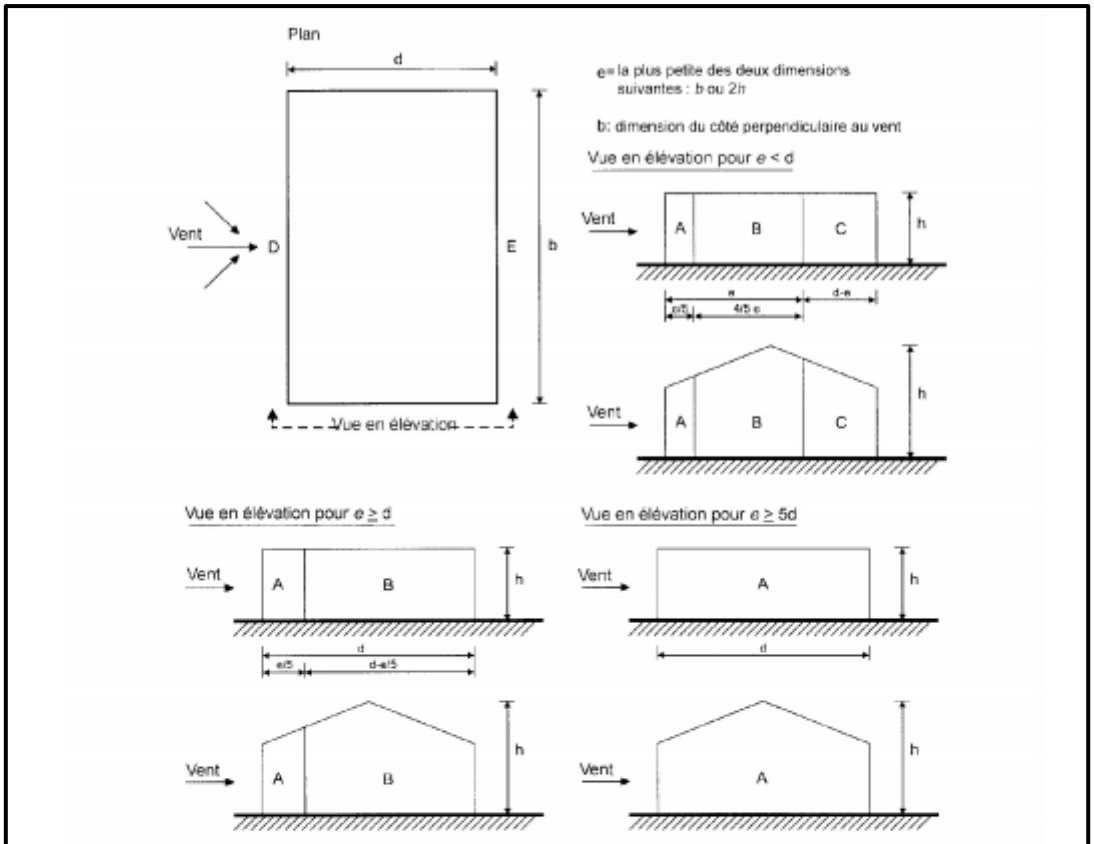


Figure 7.5 - Légende relative aux murs verticaux

NOTE 1
Les valeurs de $c_{pe,10}$ et $c_{pe,1}$ peuvent être indiquées dans l' Annexe Nationale . Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau 7.1 , selon le rapport h / d . Une interpolation linéaire peut être appliquée pour les valeurs intermédiaires de h / d . Les valeurs du Tableau 7.1 s'appliquent aussi aux murs des bâtiments à toitures inclinées, telles que les toitures à un ou deux versants.

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	– 1,2	– 1,4	– 0,8	– 1,1	– 0,5		+ 0,8	+ 1,0	– 0,7	
1	– 1,2	– 1,4	– 0,8	– 1,1	– 0,5		+ 0,8	+ 1,0	– 0,5	
≤ 0,25	– 1,2	– 1,4	– 0,8	– 1,1	– 0,5		+ 0,7	+ 1,0	– 0,3	

Tableau 7.1 - Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire

NOTE 2 Pour les bâtiments avec $h / d > 5$, la charge totale du vent peut être fondée sur les dispositions données aux Sections 7.6 à 7.8 et 7.9.2 .

Figure 56 : Coefficients de pressions extérieurs et définition des zones à considérer pour un bâtiment

Nous allons considérer une configuration où le vent vient du côté sud du réfectoire (cf figure ci-après), ainsi ce côté sera considérer comme la zone D.

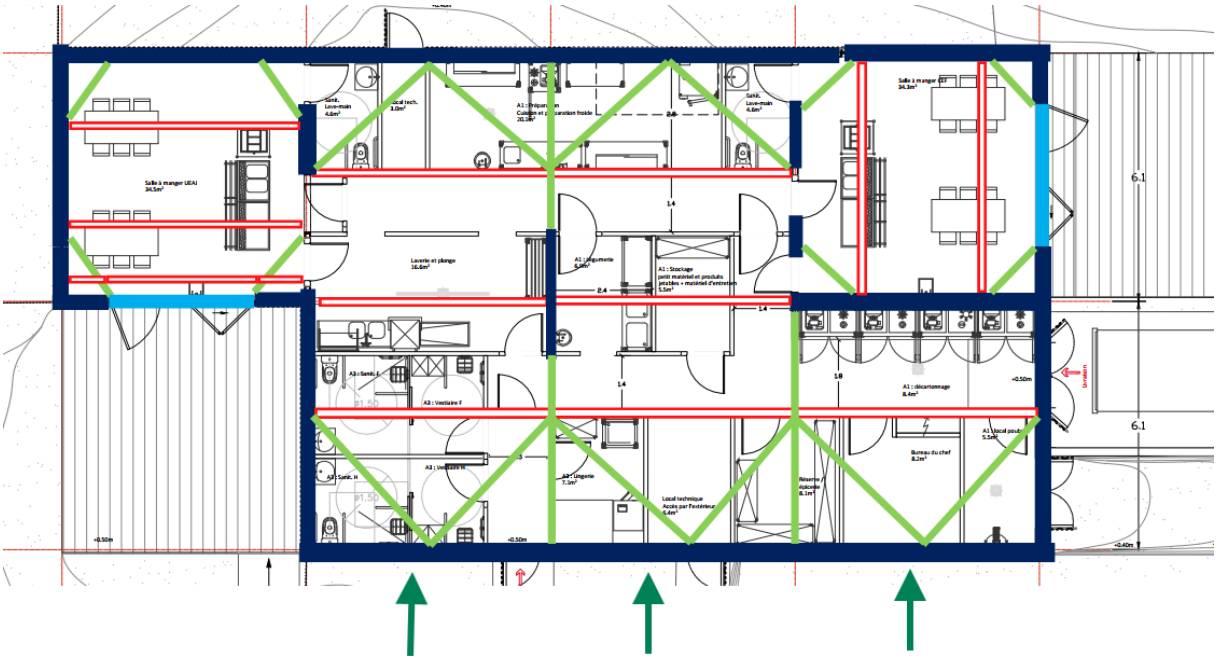


Figure 57 : Sens du vent sur le réfectoire dans la configuration étudiée

De plus, d'après la Figure 11 la hauteur du bâtiment est égale à 4,5 m et la longueur d (définie sur la Figure 56) est égale à 12,2 m (on considère un bâtiment parfaitement rectangulaire).

Ainsi le rapport h/d = 0,37. On va donc considérer que les valeurs à appliquer sont celles du cas où le rapport h/d = 1.

D'après l'Eurocode NF EN 1991-1-4, le coefficient de pression extérieur à appliquer est le coefficient $c_{pe,10}$ pour la zone D, il vaut 1,0.

Pour les coefficients de pression interne, nous considérons soit les valeurs de 0,2 et -0,3 (cf figure ci-après).

NOTE 1
Ceci s'applique aux façades et aux toitures des bâtiments avec et sans cloisons intérieures.
NOTE 2 Lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à c_{pi} la valeur la plus sévère de + 0,2 et - 0,3.

Figure 58 : Valeurs de c_{pi} (extrait de l'Eurocode NF EN 1991-1-4)

Afin de choisir le coefficient de pression intérieure, nous devons choisir celui qui apporte la plus grosse contrainte sur le mur.

(3) La pression nette exercée sur un mur, un toit ou un élément est égale à la différence entre les pressions s'exerçant sur les surfaces opposées en tenant bien compte de leurs signes. Une pression, exercée en direction de la surface est considérée comme positive, tandis qu'une succion, qui s'éloigne de la surface est considérée comme négative. Des exemples sont donnés à la Figure 5.1 .

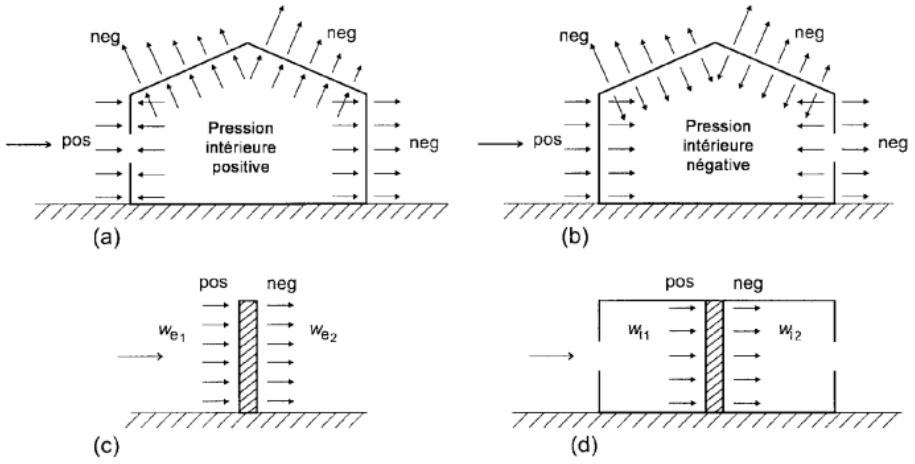


Figure 5.1 - Pression exercée sur les surfaces

Figure 59 :

Le coefficient à appliquer est donc celui de 0,3.

La pression à appliquer est donc égale à 478 × (0,8 + 0,3) = **525,8 Pa**

La charge ponctuelle à appliquer sur le croisement des contreventements = 525,8 Pa × $\frac{4,5}{2}$ × 3 = 3549 N soit **354,9 kg**.

La force s'appliquant au croisement des 2 pannes de contreventements est divisé par 2 et est transféré aux 2 pannes avec un angle de 45° soit **une force de 251 kg dans chaque contreventement**.

A l'ELU la charge appliquée est de **533 kg**.

N_{ED} = **533 kg**

Vérification face à la compression à l'ELU

Dans le cas d'une poutre en compression, nous devons vérifier la condition suivante :

6.1.4 Compression parallèle au fil

(1)P L'équation suivante doit être satisfaire :

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \qquad \text{... (6.2)}$$

où :

- $\sigma_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression parallèle au fil ;
- $f_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression parallèle au fil.

NOTE
Des règles relatives à l'instabilité des éléments sont données en 6.3 .

Figure 60 : Définition de $\sigma_{c,0,d}$ extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

$\sigma_{c,0,d} = N_{ED}/A =$ **0,53 MPa**

Voici comment est défini $f_{c,0,d}$:

2.4.3 Valeur de calcul des résistances

(1)P La valeur de calcul R_d d'une capacité résistante doit être calculée selon :

$$R_d = k_{mod}\frac{R_k}{\gamma_M} \quad \text{... (2.17)}$$

où :

- R_k est la valeur caractéristique d'une capacité résistante,
- γ_M est le coefficient partiel pour une propriété matérielle,
- k_{mod} est un facteur de modification qui tient compte de l'effet de la durée de chargement et de l'humidité.

NOTE 1
Les valeurs de k_{mod} sont données dans 3.1.3 .
NOTE 2 Pour les coefficients partiels, voir 2.4.1 .

Figure 61 : Définition des valeurs de calcul des résistance (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$f_{c,0,k}$ = 21 N/mm² (valeur pour un bois massif c24)

γ_M = 1,3 (valeur pour un bois massif cf Figure 33 : Tableau extrait de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1

k_{mod} = 0,7 (valeur pour un bois massif cf Figure 31 : Extrait sur la valeur de kmod de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$f_{c,0,d}$ = **11,76 MPa**

Ainsi $\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$.

<u>Vérification face au flambement</u>

Pour des poutres sollicités en compression , l'Eurocode 5 exige une vérification face au déversement latéral.

6.3.3 Poutres sollicitées soit en compression soit par une combinaison de compression et flexion

(1)P Le déversement latéral doit être vérifié à la fois dans le cas d'un moment M_y selon l'axe fort y, ainsi que dans le cas d'une combinaison d'un moment M_y et d'un effort normal N_c .

Figure 62 : Extrait Eurocode 5 NF EN 1995-1-1 sur la vérification face au déversement latéral

(6) Dans le cas d'une combinaison d'un moment M_y selon l'axe fort y et d'un effort normal N_c, il convient que les contraintes vérifient l'équation suivante :

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \qquad \text{... (6.35)}$$

où :

- $\sigma_{m,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de flexion ;
- $\sigma_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression ;
- $f_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression parallèle au fil ;
- $k_{c,z}$ est donné par l'équation (6.26).

Figure 63 : Vérification à effectuer extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

Il n'y a pas de moments ainsi nous devons vérifier l'équation suivante : $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \leq 1$

Les valeurs de $k_{c,z}$ est définie de la façon suivante :

où les symboles sont définis comme suit :

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \qquad \text{... (6.25)}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \qquad \text{... (6.26)}$$

$$k_y = 0{,}5\left(1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,y} - 0{,}3\right) + \lambda_{rel,y}^2\right) \qquad \text{... (6.27)}$$

$$k_z = 0{,}5\left(1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,z} - 0{,}3\right) + \lambda_{rel,z}^2\right) \qquad \text{... (6.28)}$$

où :

- β_c est un facteur relatif aux éléments dont les limites de rectitude sont définies dans la Section 10 :

$$\beta_c = \begin{cases} 0{,}2 & \text{pour le bois massif} \\ 0{,}1 & \text{pour le bois lamellé-collé et le LVL} \end{cases} \qquad \text{... (6.29)}$$

Figure 64 : Définition de $k_{c,y}$ et $k_{c,z}$ extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{... (6.21)}$$

et

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{... (6.22)}$$

où :
- λ_y et $\lambda_{rel,y}$ sont les rapports d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe y (flèche dans la direction z) ;
- λ_z et $\lambda_{rel,z}$ sont les rapports d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe z (flèche dans la direction y) ;
- $E_{0,05}$ est la valeur à 5 % du module d'élasticité parallèle au fil.

Figure 65 : Définition de de l'élancement relatif extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

Les élancements mécaniques λ_z et λ_y sont définis de la façon suivante : $\frac{m \times lg}{\sqrt{IGz/A}}$ et $\frac{m \times lg}{\sqrt{IGy/A}}$ avec m : coefficient déterminant la longueur de flambement selon les liaisons aux extrémités de la barre, Lg = longueur de la barre, IGz l'inertie selon l'axe z et IGy selon l'axe y, A l'aire de la section.

Dans notre cas, nous considérons que le poteau est rotulé aux 2 extrémités ainsi m = 1.

De plus, ayant une section carrée $IGz = IGy = \boldsymbol{h^4/12}$.

Ainsi $\lambda_z = \lambda_y$ = 79,18

$E_{0,05}$ = 7,40 kN/mm² (valeur pour un bois massif c24) .

D'où $\lambda_{rel,z} = \lambda_{rel,y}$ = **1,34 ≥ 0,3** .

D'où, $k_y = k_z$ = 1,51

Ainsi, $\boldsymbol{k_{c,y} = k_{c,z}}$ **= 0,46** .

D'où $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}}$ **= 0,05** ≤ 1

Conclusion :

La section de contreventement de section 140 x 140 mm est donc vérifiée à l'ELU et apte à reprendre les efforts de vent.

4.2.4.7. Pannes de contreventement de la salle à manger

Pour le dimensionnement des pannes de contreventement nous considérons uniquement venant des pannes « extérieurs » de la salle à manger car les efforts de vents sont majoritairement repris par les murs ossatures bois tout hauteur de la salle.

Ainsi les charges permanentes (G) = 261,3 kg et charges d'exploitations (Q) = 410,8 kg.

Cas 1 : uniquement avec les charges permanentes

A l'ELU Q_{ELU} = 352,8 kg

Contrainte de cisaillement

Afin de déterminer la contrainte liée au cisaillement, nous allons appliquer la formule suivante :

$\tau_d = \frac{k_f \times F_{v,d}}{b_{ef} \times h_{ef}}$

k_f = 3/2 (section rectangulaire)

h_{ef} = 140 mm

b_{ef} est défini de la façon suivante :

(2) Pour la vérification de la résistance au cisaillement des éléments en flexion, il convient de tenir compte de l'influence des fissures en utilisant la largeur efficace de l'élément donnée par l'équation suivante :

$$b_{ef} = k_{cr} b \qquad \text{... (6.13a)}$$

où b est la largeur de la section concernée de l'élément.

NOTE
Valeur recommandée pour k_{cr} :
- k_{cr} = 0,67 pour le bois massif ;
- k_{cr} = 0,67 pour le bois lamellé collé ;
- k_{cr} = 1,0 pour les autres produits à base de bois, selon l'EN 13986 et l'EN 14374.

Il est possible de trouver des informations sur le choix national dans l'Annexe nationale.

Figure 66 : Définition de b_{ef} (extrait de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1)

k_{cr} = 0,67

Ainsi b_{ef} = 93,8 mm

D'où τ_d = 0,40 MPa.

<u>Résistance au cisaillement</u>

En appliquant la formule de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1(cf figure ci-après)

2.4.3 Valeur de calcul des résistances

(1)P La valeur de calcul R_d d'une capacité résistante doit être calculée selon :

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M} \qquad \text{... (2.17)}$$

où :
- R_k est la valeur caractéristique d'une capacité résistante,
- γ_M est le coefficient partiel pour une propriété matérielle,
- k_{mod} est un facteur de modification qui tient compte de l'effet de la durée de chargement et de l'humidité.

k_{mod} = 0,5

Ainsi $\boldsymbol{f_{v,d}}$ **= 1,76 MPa.**

Ainsi $f_{v,d} \geq \tau_d$.

Contrainte liée au moment

M_{ED} = 117 kg.m

$\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 2,55 MPa**

Résistance en flexion

$f_{m,d}$ = **10.56 MPa**

Vérification à la flexion

k_m = 0,7

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,17** ≤ 1 et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,24** ≤ 1

Cas 2 : Charges permanentes et charges d'exploitations

Ainsi à l'ELU Q_{ELU} = 968,9 kg soit V_{ED} = **968,9 kg**.

Contrainte de cisaillement

τ_d = 1,11 MPa

$f_{v,d}$ = 2,24 MPa

Ainsi $f_{v,d} \geq \tau_d$

Contrainte liée au moment

M_{ED} = 321 kg.m

$\boldsymbol{\sigma_{m,d}}$ **= 7 MPa**

Résistance en flexion

$f_{m,d}$ = **14,78 MPa**

Vérification à la flexion

k_m = 0,7

$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,33** ≤ 1 et $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$ = **0,47** ≤ 1

4.3. Consoles verticales

Afin de pouvoir soutenir l'acrotère, des consoles verticales en bois c24 seront mis en place et fixés aux chevrons qui sont fixés sur le MOB.

Ces consoles verticales seront dimensionnés dans le cadre de la note de calcul. Ces derniers sont principalement soumis aux efforts de vent (pression de **478 Pa** cf partie 2.6.1.2).

En nous basant sur l'eurocode NF EN 1991-1-4 et en nous plaçant dans le cas d'une zone B (zone A réduite car h = 0.75 m dans notre cas) pour un acrotère avec un taux de remplissage = 1 et sans retour d'angle, nous appliquons à la pression de 478 Pa un coefficient de pression résultante égal à **2,1** .

Ce qui fait une pression aérodynamique s'exerçant sur le profilé de 1005 Pa.

Soit une valeur de 1510 Pa approximativement à l'ELU s'exerçant sur les consoles verticales.

Chaque console verticale tenant l'acrotère sera implanté tous les 60 cm ainsi la force linéique s'exerçant sur un élément de la console verticale est de 2440 × 0,6 = **0,9 kN/m.**

Le moment maximal s'exerçant sur la console est de $0{,}9\times\frac{0{,}75^2}{2}$ = **0,26 kN.m** avec 0,75m la hauteur de la console verticale.

En première approche, nous supposons que la console est un bois massif résineux c24 de section 50 x 75.

En reprenant la méthode pour le dimensionnement des pannes nous obtenons un $\sigma_{m,d}$ = 1,22 MPa $\leq f_{m,d}$ = 17 MPa à l'ELU.

La vérification à l'ELS nous donne une flèche $w_{fin} = w_{inst}$ (Q) (en effet, uniquement les charges de vents sont dimensionnante et le coefficient $\Psi_{2,1}$ = 0 pour des charges de vents)

4.3.1. Assemblage des consoles

L'assemblage des profilés doit être en capacité de supporter les efforts de vent s'exerçant sur le profilé. Soit un moment de **0,26 kN.m**.

Pour l'assemblage nous considérons 2 vis et un écart de 25 cm entre les 2 vis. Chaque vis doit être capable de supporter les efforts de vent individuellement (car le vent peut engendrer des efforts de traction dans la vis dans un sens comme dans l'autre).

Ainsi avec un moment de 0,26 kN.m la force s'exerçant sur les vis est de 0,26/0,2 = **1,04 kN** par vis.

4.4. Verticaux

4.4.1. Éléments

Comme précisé dans les hypothèses structurels du bâtiment les murs extérieurs seront en mur ossature bois.

De plus afin de supporter une partie des charges du plancher haut et d'assurer la descente de charges du bâtiment nous prévoyons d'ajouter certains poteaux au sein du réfectoire.

Enfin, l'ajout des poteaux permettra de diminuer la portée des pannes de toitures et ainsi de limiter les efforts internes au sein d'une même panne ce qui permet d'optimiser son dimensionnement.

Les poteaux seront dimensionnés dans cette note mais le mur ossature bois ne sera pas dimensionné.

Voici un plan de repérage des différents verticaux du réfectoire

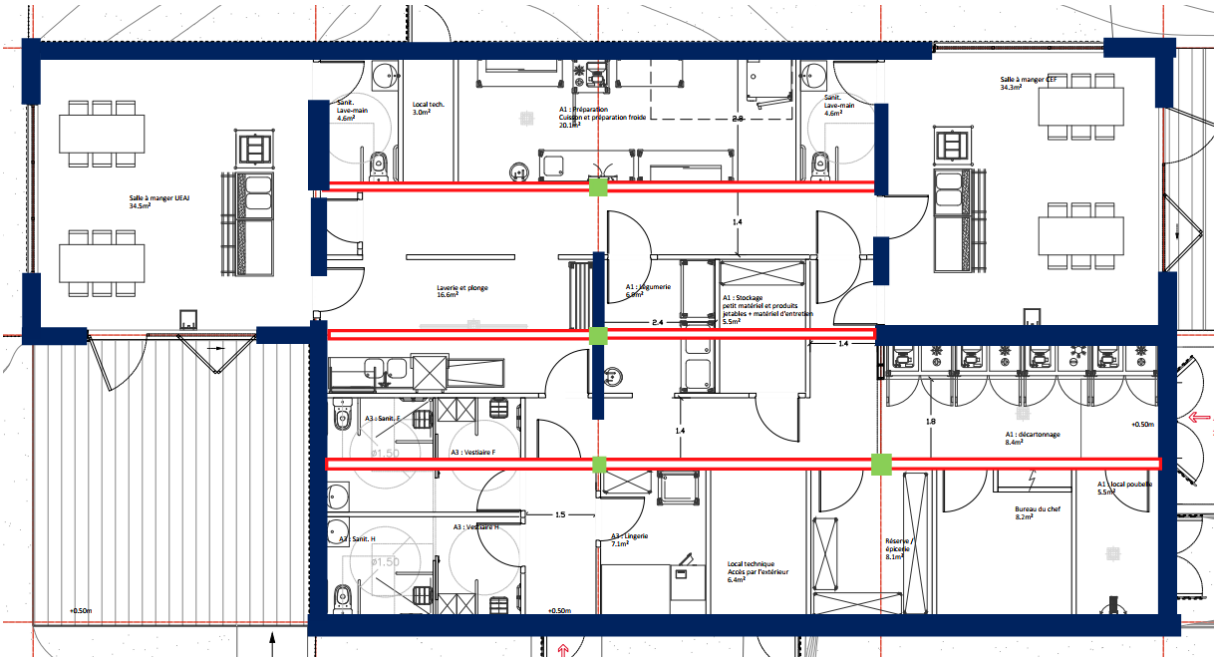


Figure 67 : Plan de repérage des verticaux du réfectoire (en bleu foncé : le mur ossature bois, en rouge les pannes appuyés sur des poteaux, en vert les poteaux)

4.4.2. Définition des charges sur le poteau

Les poteaux reprennent les charges provenant des pannes ainsi que leur propre poids propre.

Nous supposerons en première approche que le poteau serait un **bois massif type c24 de dimension 150 x 150 mm avec une longueur de 3m64** (d'après les plans Bordas + Peiro : BP_143_BUR_PRO_COU-A3_100 coupe TRANS.pdf)

Charge permanentes sur le poteau

Charges amenées par les pannes **: 6 × 215 = 1290 kg**

Poids propre du poteau : 420 × 0,15 × 0,15 × 1,82 = **18 kg** (nous calculons avec la mi portée car la zone la plus critique d'un point de vue des efforts sur le poteau est celle à mi-portée).

Charge d'exploitations sur le poteau

Charges amenées par les pannes : **6 × 304 = 1824 kg**

4.4.3. Dimensionnement des poteaux

4.4.3.1. Combinaison à l'ELU (cas 1)

q_{ELU} = 1,35 × G = **1742 kg**

Pour les poteaux, l'effort dimensionnant est l'effort normal.

N_{ED} = **1742 kg**

Vérification face à la compression à l'ELU

Dans le cas d'un poteau en compression, nous devons vérifier la condition suivante :

6.1.4 Compression parallèle au fil

(1)P L'équation suivante doit être satisfaire :

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \qquad \text{... (6.2)}$$

où :

- $\sigma_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression parallèle au fil ;
- $f_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression parallèle au fil.

NOTE
Des règles relatives à l'instabilité des éléments sont données en 6.3 .

Figure 68 : Définition de $\sigma_{c,0,d}$ extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

$\sigma_{c,0,d} = N_{ED}/\mathrm{A}$ = **0,77 MPa**

Voici comment est défini $f_{c,0,d}$:

2.4.3 Valeur de calcul des résistances

(1)P La valeur de calcul R_d d'une capacité résistante doit être calculée selon :

$$R_d = k_{mod}\frac{R_k}{\gamma_M} \qquad \text{... (2.17)}$$

où :

- R_k est la valeur caractéristique d'une capacité résistante,
- γ_M est le coefficient partiel pour une propriété matérielle,
- k_{mod} est un facteur de modification qui tient compte de l'effet de la durée de chargement et de l'humidité.

NOTE 1
Les valeurs de k_{mod} sont données dans 3.1.3 .
NOTE 2 Pour les coefficients partiels, voir 2.4.1 .

Figure 69 : Définition des valeurs de calcul des résistance (extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$f_{c,0,k}$ = 21 N/mm² (valeur pour un bois massif c24)

γ_M = 1,3 (valeur pour un bois massif cf Figure 33 : Tableau extrait de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1

k_{mod} = 0,5 (valeur pour un bois massif cf Figure 31 : Extrait sur la valeur de kmod de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1)

$f_{c,0,d}$ = **8,08 MPa**

Ainsi $\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$.

Vérification face au flambement

Pour des poteaux sollicités, l'Eurocode 5 exige que les rapports d'élancements soit déterminés :

6.3.2 Poteaux sollicités soit en compression soit par une combinaison de compression et flexion

(1) Il convient de prendre pour les rapports d'élancement relatifs :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{... (6.21)}$$

et

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{... (6.22)}$$

où :

- λ_y et $\lambda_{rel,y}$ sont les rapports d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe y (flèche dans la direction z) ;
- λ_z et $\lambda_{rel,z}$ sont les rapports d'élancement correspondant à une flexion selon l'axe z (flèche dans la direction y) ;
- $E_{0,05}$ est la valeur à 5 % du module d'élasticité parallèle au fil.

(2) Lorsqu'à la fois $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ et $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$, il convient que les contraintes satisfassent les équations (6.19) et (6.20) en 6.2.4.

(3) Dans tous les autres cas, il convient que les contraintes, qui seront augmentées du fait des déformations, satisfassent les équations suivantes :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{... (6.23)}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{... (6.24)}$$

Figure 70 : Définition de l'élancement relatif extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

Les élancements mécaniques λ_z et λ_y sont définis de la façon suivante : $\frac{m \times lg}{\sqrt{IGz/A}}$ et $\frac{m \times lg}{\sqrt{IGy/A}}$ avec m : coefficient déterminant la longueur de flambement selon les liaisons aux extrémités de la barre, Lg = longueur de la barre, IGz l'inertie selon l'axe z et IGy selon l'axe y, A l'aire de la section.

Dans notre cas, nous considérons que le poteau est rotulé aux 2 extrémités ainsi m = 1.

De plus, ayant une section carrée $IGz = IGy = \boldsymbol{h^4/12}$.

Ainsi $\lambda_z = \lambda_y$ = 84

$E_{0,05}$ = 7,40 kN/mm² (valeur pour un bois massif c24) .

D'où $\lambda_{rel,z} = \lambda_{rel,y}$ = **1,4 ≥ 0,3** .

D'après la Figure 70, il faut donc vérifier les équations 6.23 et 6.24, or dans notre cas il n'y a aucune contrainte liée au moment.

Ainsi nous devons vérifier les équations suivantes :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} \leq 1 \text{ et } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \leq 1.$$

Les valeurs $k_{c,y}$ et $k_{c,z}$ sont définies de la façon suivante :

où les symboles sont définis comme suit :

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \text{... (6.25)}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad \text{... (6.26)}$$

$$k_y = 0,5\left(1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,y} - 0,3\right) + \lambda_{rel,y}^2\right) \quad \text{... (6.27)}$$

$$k_z = 0,5\left(1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,z} - 0,3\right) + \lambda_{rel,z}^2\right) \quad \text{... (6.28)}$$

où :

- β_c est un facteur relatif aux éléments dont les limites de rectitude sont définies dans la Section 10 :

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{pour le bois massif} \\ 0,1 & \text{pour le bois lamellé-collé et le LVL} \end{cases} \quad \text{... (6.29)}$$

Figure 71 : Définition de $k_{c,y}$ et $k_{c,z}$ extrait de l'Eurocode 5 NF 1995-1-1

$k_y = k_z$ = 1,6

Ainsi, $\boldsymbol{k_{c,y} = k_{c,z}}$ **= 0,42** .

D'où $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}}$ **= 0,23** ≤ 1.

4.4.3.2. Combinaison à l'ELU (cas 2)

q_{ELU} = 1,35 × G + 1,5 × Q = **4478 kg**

Pour les poteaux, l'effort dimensionnant est l'effort normal.

N_{ED} = **4478 kg**

Vérification face à la compression à l'ELU (voir cas 1 pour détails)

$\sigma_{c,0,d}$ = N_{ED}/A = **2 MPa**

$f_{c,0,k}$ = 21 N/mm² (valeur pour un bois massif c24)

γ_M = 1,3 (valeur pour un bois massif cf Figure 33 : Tableau extrait de l'Eurocode 5 NF EN 1995-1-1

k_{mod} = 0,7 (valeur pour un bois massif cf Figure 43)

$f_{c,0,d}$ = **11,31 MPa**

Ainsi $\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$.

Vérification face au flambement (voir cas 1 pour détails)

$\lambda_z = \lambda_y$ = 84

$E_{0,05}$ = 7,40 kN/mm² (valeur pour un bois massif c24) .

D'où $\lambda_{rel,z} = \lambda_{rel,y}$ = **1,4 ≥ 0,3** .

Nous devons vérifier les équations suivantes :

$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} \leq 1$ et $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \leq 1$.

$k_y = k_z$ = 1,6

Ainsi, $k_{c,y} = k_{c,z} = 0{,}42$.

D'où $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} = 0{,}42 \leq 1$.

4.4.3.3. Conclusion

La section de poteau choisie (150 x 150 mm) est capable de supporter les charges s'appliquant sur elle.

4.4.4. Poteau métallique

Avec la section de poteau choisie (150 x 150 mm), un des poteaux dimensionnés prendra une place trop importante dans la salle de préparation cuisson et de préparation froide.

Un réagencement de la salle n'est pas envisageable, ainsi il est nécessaire de dimensionner un poteau de taille plus petite afin de réduire l'impact du poteau. Il sera donc fait en poteau métallique qui sera dimensionné dans cette note.

En première approche nous considérons un poteau métallique de dimension 60 x 60 x 4 mm avec un acier S235.

Voici un plan du repérage du poteau :

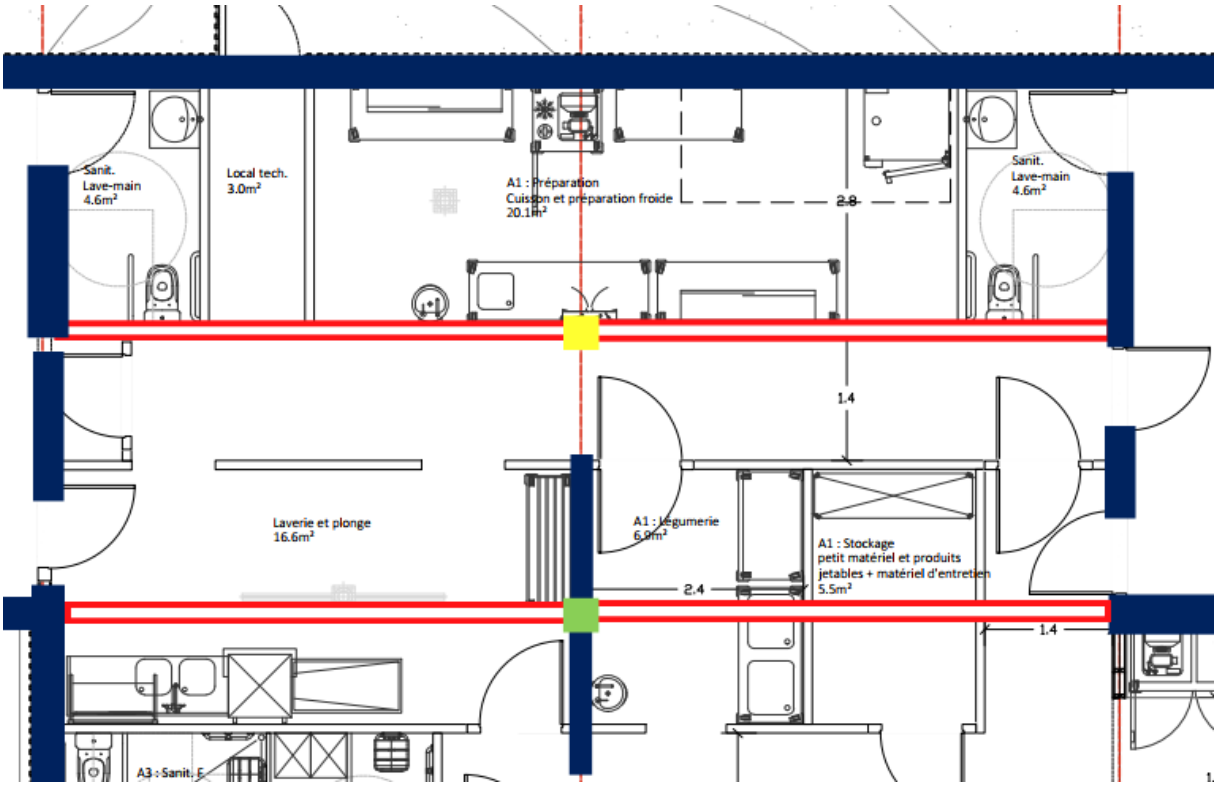


Figure 72 : Emplacement du poteau métallique (en jaune sur le plan)

4.4.4.1. Définition des charges

Masse linéique du poteau d'acier : **6,9 kg/m**.

Charge permanentes sur le poteau

Charges amenées par les pannes **: 6 × 215 = 1290 kg**

Poids propre du poteau : 6,9 × 1,82 = **13 kg** (nous calculons avec la mi portée car la zone la plus critique d'un point de vue des efforts sur le poteau est celle à mi-portée).

Charge d'exploitations sur le poteau

Charges amenées par les pannes : **6 × 304 = 1824 kg**

4.4.4.2. Combinaison à l'ELU

Q_{ELU} = 1,35 × G + 1,5 ×Q = **4496 kg**.

4.4.4.3. Dimensionnement à l'ELU

L'effort dimensionnant du poteau est l'effort normal.

N_{ED} = **4496 kg**

Vérification face aux efforts de compression

Dans le cas d'un effort de compression, voici la vérification à effectuer :

6.2.4 Compression

(1)P La valeur de calcul de l'effort de compression N_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \qquad \text{... (6.9)}$$

(2) Il convient de déterminer la valeur de calcul $N_{c,Rd}$ de la résistance de la section transversale à la compression uniforme de la façon suivante :

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 1, 2 ou 3} \qquad \text{... (6.10)}$$

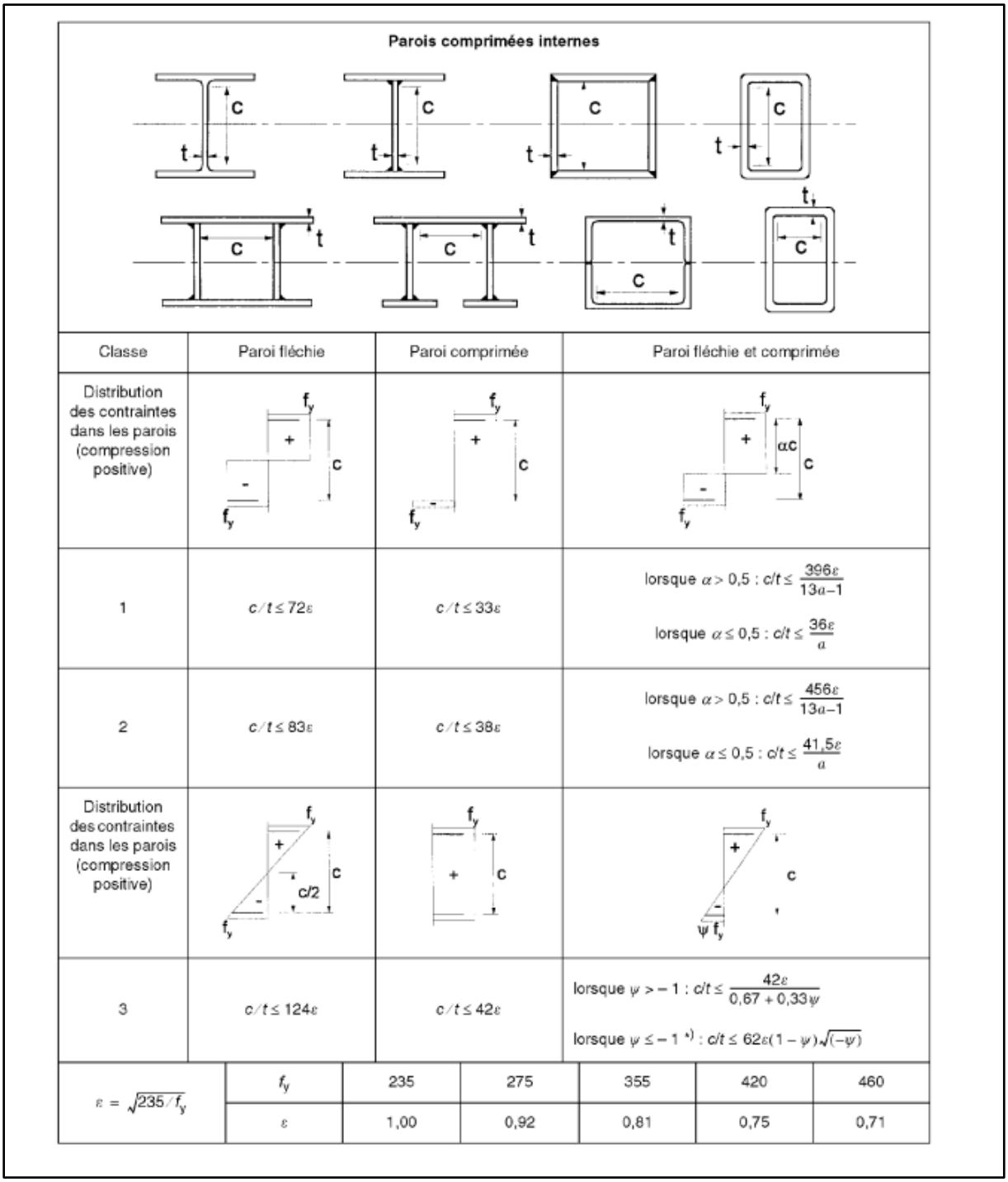
$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4} \qquad \text{... (6.11)}$$

(3) Excepté dans le cas de trous oblongs et surdimensionnés tels que définis dans l' EN 1090, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixation dans les barres comprimées, sous réserve qu'ils soient remplis par les fixations.

(4) Dans le cas de sections de Classe 4 asymétriques, il convient d'utiliser la méthode donnée en 6.2.9.3 pour prendre en compte le moment additionnel ΔM_{Ed} résultant de l'excentrement de l'axe neutre de la section efficace, voir 6.2.2.5 (4).

Figure 73 : Vérification à la compression selon l'Eurocode 3 NF 1993-1-1

Nous devons donc déterminer la classe de la section, voici comment les classes de section sont définies dans l'Eurocode 3



Parois comprimées internes

Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$: $c/t \le \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ lorsque $\psi \le -1$ *) : $c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figure 74 : Définition de classes de section selon l'Eurocode 3 NF EN 1993-1-1

Pour une section comprimée, nous devons vérifier que le rapport $c/t \leq 33\times\varepsilon$.

Avec la section choisie $c/t = 8$ et $\varepsilon = 1$ (cf figure ci-dessus pour $f_y = 235$ N/mm²)

Norme et nuance d'acier	Épaisseur nominale t de l'élément [mm]			
	$t \leq 40$ mm		40 mm < $t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550

Figure 75 : Tableau sur la valeur de f_y (extrait de l'Eurocode 3 NF EN 1993-1-1)

Ainsi la section est de **classe 1**.

Ainsi, $N_{c,RD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

γ_{M0} est défini de la façon suivante :

NOTE 1
Voir les EN 1993 Parties 2 à 6 pour d'autres valeurs numériques recommandées. Pour les structures non couvertes par l'EN 1993 Parties 2 à 6, l'Annexe Nationale peut définir les coefficients γ_{Mi} ; il est recommandé de prendre les coefficients partiels γ_{Mi} dans l' EN 1993-2 .

NOTE 2B Les coefficients partiels γ_{Mi} pour les bâtiments peuvent être définis dans l' Annexe Nationale . Les valeurs numériques suivantes sont recommandées pour les bâtiments :

$\gamma_{M0} = 1{,}00$
$\gamma_{M1} = 1{,}00$
$\gamma_{M2} = 1{,}25$

Figure 76 : Valeur des coefficients γ_{Mi} extrait de l'Eurocode 3 NF 1993-1-1

Enfin, nous obtenons $N_{c,RD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 20093$ kg.

Ainsi $N_{ED}/N_{c,RD} = \mathbf{0{,}22} \leq 1$.

<u>Vérification face au flambement</u>

Dans le cas d'une barre uniforme comprimée, il faut vérifier la barre face au flambement

6.3.1.1 Résistance au flambement

(1) Il convient de vérifier une barre comprimée vis-à-vis du flambement de la façon suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \qquad \text{... (6.46)}$$

où :

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort de compression ;

$N_{b,Rd}$ est la résistance de calcul de la barre comprimée au flambement.

(2) Dans le cas de barres comportant des sections asymétriques de Classe 4, il convient de prendre en compte le moment additionnel ΔM_{Ed} provoqué par l'excentrement de l'axe neutre de la section efficace, voir également 6.2.2.5 (4), et de vérifier l'interaction selon 6.3.4 ou 6.3.3 .

(3) Il convient de prendre la résistance de calcul d'une barre comprimée au flambement égale à :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3} \qquad \text{... (6.47)}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4} \qquad \text{... (6.48)}$$

où :

χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

Figure 77 : Vérification face au flambement (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1)

Le coefficient de réduction χ est définie de la façon suivante :

6.3.1.2 Courbes de flambement

(1) Dans le cas de barres axialement comprimées, il convient de déterminer, pour l'élancement réduit

$$\bar{\lambda}$$

approprié, la valeur de χ à partir de la courbe de flambement concernée, en appliquant :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mais } \chi \leq 1,0 \qquad \text{... (6.49)}$$

où :

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3 ;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4 ;}$$

α est un facteur d'imperfection ;

N_{cr} est l'effort normal critique de flambement élastique pour le mode de flambement approprié, basé sur les propriétés de section transversale brute.

Figure 78 : Définition du coefficient de réduction χ (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1)

$\bar{\lambda}$ peut être calculé de la manière suivante :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1} \quad \text{pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3}$$

où :

L_{cr} est la longueur de flambement dans le plan de flambement considéré ;

i est le rayon de giration par rapport à l'axe approprié, déterminé en utilisant les propriétés de section transversale brute

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N/mm}^2)$$

Figure 79 : Expression de $\bar{\lambda}$ (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1)

i = 2,26 cm (propriété de la section)

λ_1 = 93,9 (car ε = 1)

L_{cr} est définie de la façon suivante :

BB.1.3 Barres en profils creux

(1)B La longueur de flambement L_{cr} d'une membrure en profil creux peut être prise égale à 0,9 L à la fois pour le flambement dans le plan et hors du plan, où L est la longueur d'épure pour le plan concerné. La longueur d'épure dans le plan est la distance entre les noeuds d'assemblage. La longueur d'épure hors du plan est la distance entre les appuis latéraux, sauf si une valeur inférieure est justifiée par analyse.

(2)B La longueur de flambement L_{cr} d'une barre de treillis en profil creux et à attaches boulonnées peut être prise égale à 1,0 L à la fois pour le flambement dans le plan et hors du plan.

(3)B La longueur de flambement L_{cr} d'une diagonale en profil creux sans grugeage ni aplatissement, dont l'extrémité est soudée sur son périmètre aux membrures en profil creux, peut généralement être prise égale à 0,75L, à la fois pour le flambement dans le plan et hors du plan. Des longueurs inférieures peuvent être utilisées en se fondant sur des essais ou des calculs. Dans ce cas, la longueur de flambement de la membrure ne peut être réduite.

NOTE
L' Annexe Nationale peut donner plus d'informations sur les longueurs de flambement.

Figure 80 : Définition de la longueur de flambement (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1)

Nous considérons que L_{cr} = L = 3,64 m

Ainsi $\bar{\lambda}$ = 1,7.

Le coefficient α est définie de la façon suivante :

(2) Il convient de prendre dans le Tableau 6.1 le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée tirée du Tableau 6.2 .

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 6.1 Facteurs d'imperfection pour les courbes de flambement

Figure 81 : Définition de a (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1)

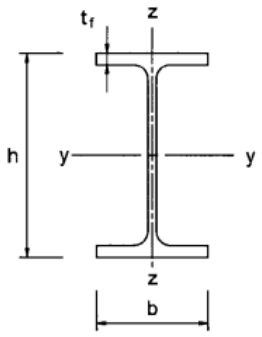
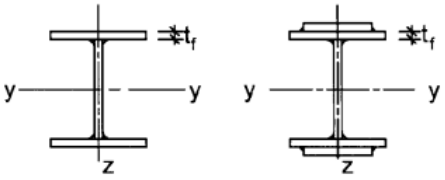
Section transversale		Limites		Flambement Selon l'axe	Courbe de flambement	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Sections en I laminées		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	$y-y$ $z-z$	a b	a_0 a_0
			40 mm $< t_f \leq 100$	$y-y$ $z-z$	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	$y-y$ $z-z$	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	$y-y$ $z-z$	d d	c c
Sections en I soudées		$t_f \leq 40$ mm		$y-y$ $z-z$	b c	b c
		$t_f > 40$ mm		$y-y$ $z-z$	c d	c d
Sections creuses		Finies à chaud		Quelconque	a	a_0
		Formées à froid		Quelconque	c	c

Figure 82 : Détermination de la courbe de flambement en fonction de la section transversale

Afin de nous placer dans un cas défavorable, nous allons estimer que la section creuse choisie est formée à froid. Ainsi α = 0,49 (cf Figure 81).

D'où Φ = 2,31 (cf Figure 78)

D'où χ = 0,26 (cf Figure 78)

Ainsi $N_{b,RD}$ = **5224 kg**.

Enfin, $\frac{N_{ED}}{N_{b,RD}}$ **= 0,86 ≤ 1**

4.4.4.4. Conclusion

La section choisie pour le poteau métallique (60 x 60 x 4) résiste au charge qu'il s'applique sur elle, nous choisissons donc cette section pour le **poteau métallique**.

4.5. Complexe du plancher bas

4.5.1. Choix des entrevous isolants

D'après la partie 2.3.4, les entrevous isolants doivent respecter le critère suivant :

- $Up \leq 0.23$ W/m².K

En nous basant sur le catalogue de l'entreprise kp1, nous choisissons d'utiliser un entrevous isoleader 23 pour la suite de la note.

Ce dernier permet de minimiser l'épaisseur du plancher bas tout en respectant le critère (cf figure ci-après).



Figure 83 : Liste des entrevous isoleader 23 (extrait du catalogue kp1)

Ce choix d'entrevous est purement arbitraire et à titre d'exemple dans le cadre de la note.

4.5.2. Dimensionnement des poutrelles et du hourdis

Afin de dimensionner, les poutrelles et le hourdis du complexe du plancher bas, nous avons utilisé le logiciel de calcul de l'entreprise kp1, nous permettant de déterminer les épaisseurs et les portées limite du plancher bas ainsi que de déterminer la section des poutrelles à partir de différentes hypothèses en données d'entrée.

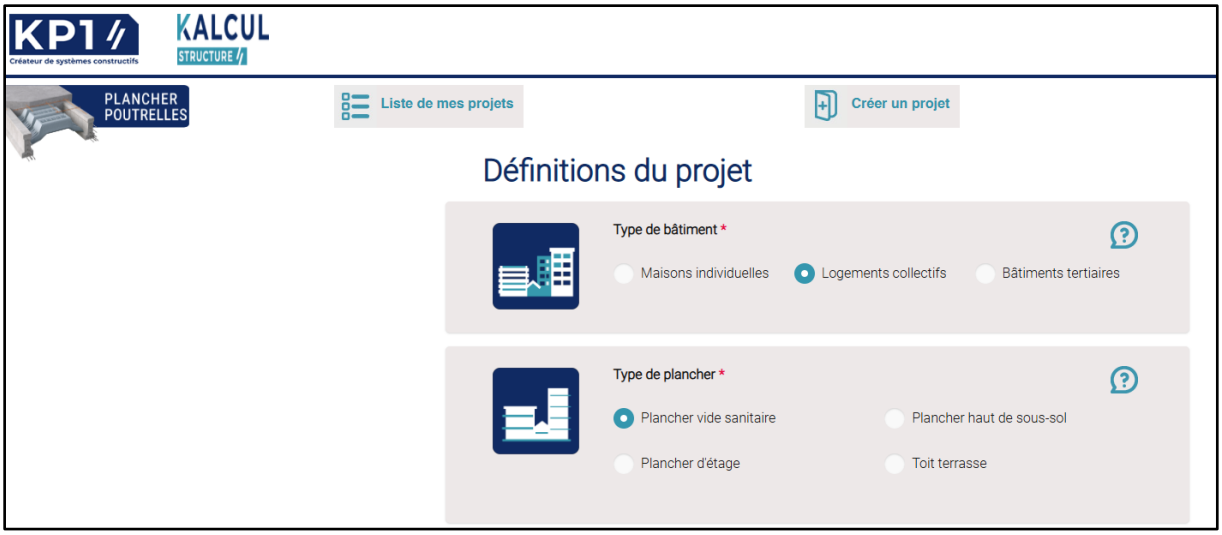


Figure 84 : Extrait du logiciel de calcul kp1

Voici un résumé des hypothèses clés du projet :

- Plancher vide sanitaire
- Charge permanente : 240 kg/m² (estimation en prenant en compte les charges s'appliquant sur le plancher (cloisons, chape, carrelage))
- Charge d'exploitation : 500 kg/m² (cf partie 2.6.3.3)
- Portée maximale : 6,01 m

Avec ces hypothèses, les poutrelles hourdis nécessitent d'être jumelées (cf figure ci-après)

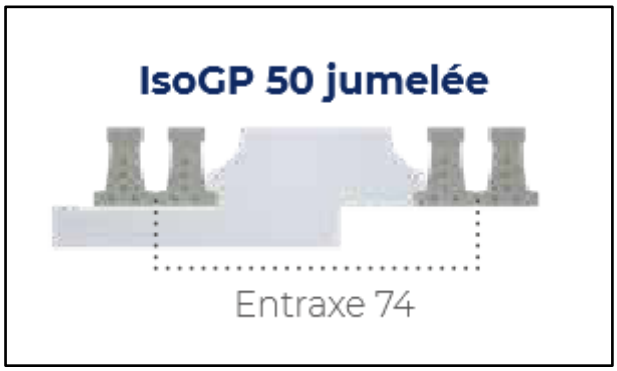


Figure 85 : Illustration extraite du catalogue kp1 sur la gamme GP

Afin de limiter la quantité de béton mis en œuvre sur le projet, **nous avons décidé de diminuer la portée de notre plancher en la divisant par 2**.

Ainsi la portée maximale : 3 m.

Nous obtenons comme résultat :



Epaisseur résistante	17 cm (13+4cm)
Masse surfacique	176 daN/m2
Composé de	Poutrelles S125 simples: 17.3 kg/ml, avec pose sans étais ISOLEADER 23

Figure 86 : Résultat du dimensionnement du plancher bas à l'aide du logiciel du kp1

Nous obtenons donc comme poutrelles des poutrelles types S125 (cf figure ci-après) ainsi qu'une épaisseur de hourdis égale à 4 cm.



Figure 87 : Illustration poutrelle S125 (Extrait du site KP1)

Nous allons garder le résultat obtenu pour la suite de la note.

4.5.3. Dimensionnement des longrines

Afin de dimensionner les longrines, nous nous sommes basés sur les abaques fournis par la société kp1 pour leurs poutres :

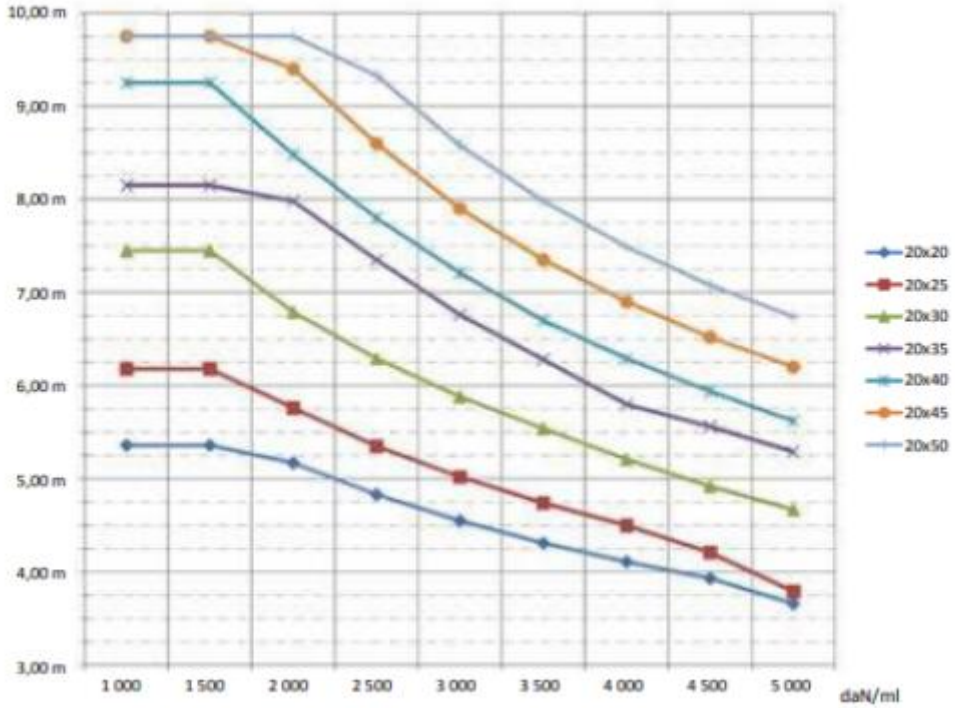


Figure 88 : Abaque indiquant les performances mécaniques des poutres de kp1

Pour une portée égale à 3m, quelque soit la section de la poutre, les longrines peuvent reprendre des charges supérieures à 5000 daN/ml (5000 kg/ml).

De plus, les longrines sont dimensionnées principalement pour reprendre la charge du MOB ainsi que les charges amenées par le MOB lors de la descente de charge.

En supposant que la masse surfacique du MOB = 70 kg/m² et que les charges amenées par les pannes sur le MOB est égal à **3314 kg** (somme des charges permanentes et d'exploitation amenées par les pannes)

Toutes ces charges sont égales à une charge linéaire « équivalente » égale à **1360 kg/ml**.

Ce qui est bien inférieure à 5000 kg/ml.

Afin de limiter la quantité de mise en œuvre sur le chantier, nous choisissons la plus petite section pour les longrines **20 x 20 cm.**

Une fois le hourdis coulé, les longrines ont une section 20 x 36ht.

4.5.4. Géométrie du plancher bas

Le plancher bas sera composé de poutrelles, un hourdis en béton et entrevous isolants (cf partie 2.3.4) ainsi que des longrines en rives.

Voici un plan de repérage des différents éléments du plancher bas :

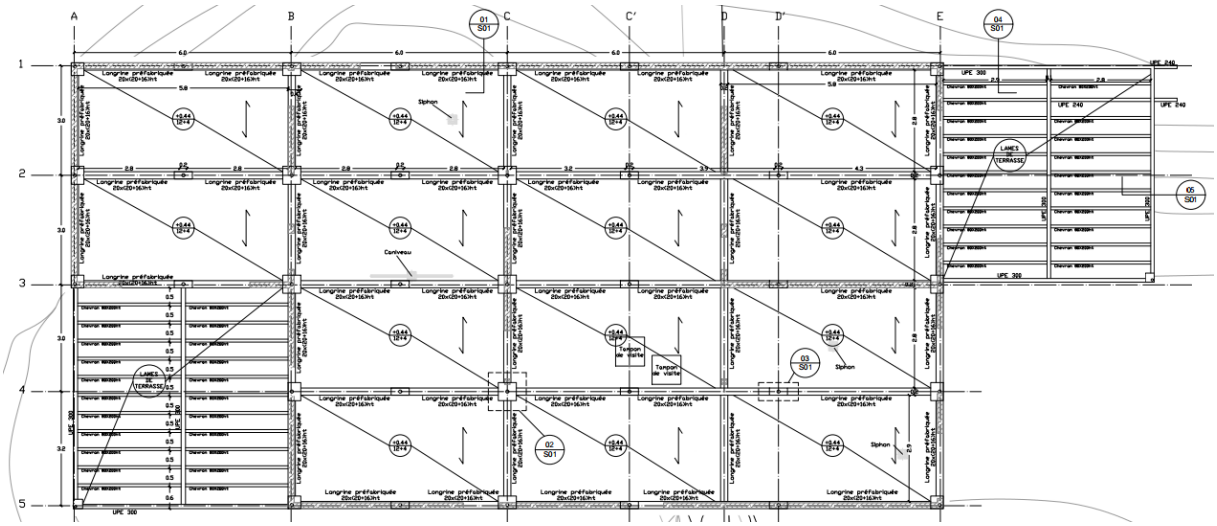


Figure 89 : Extrait du plan du plancher bas : BP_143_BUR_PRO_PLN_A1_50_PB RDC.pdf

4.6. Terrasse

La terrasse se trouvant à l'extérieur du bâtiment, sa structure en contact avec le terrain extérieur sera faite en acier, en effet le bois étant sensible à l'humidité n'est pas adapté.

Le reste du plancher de la terrasse sera fait en bois (poutrelles et dalle en bois).

Enfin, la structure de l'escalier sera aussi fait en acier.

4.6.1. Géométrie de la terrasse

Voici la géométrie de la terrasse :

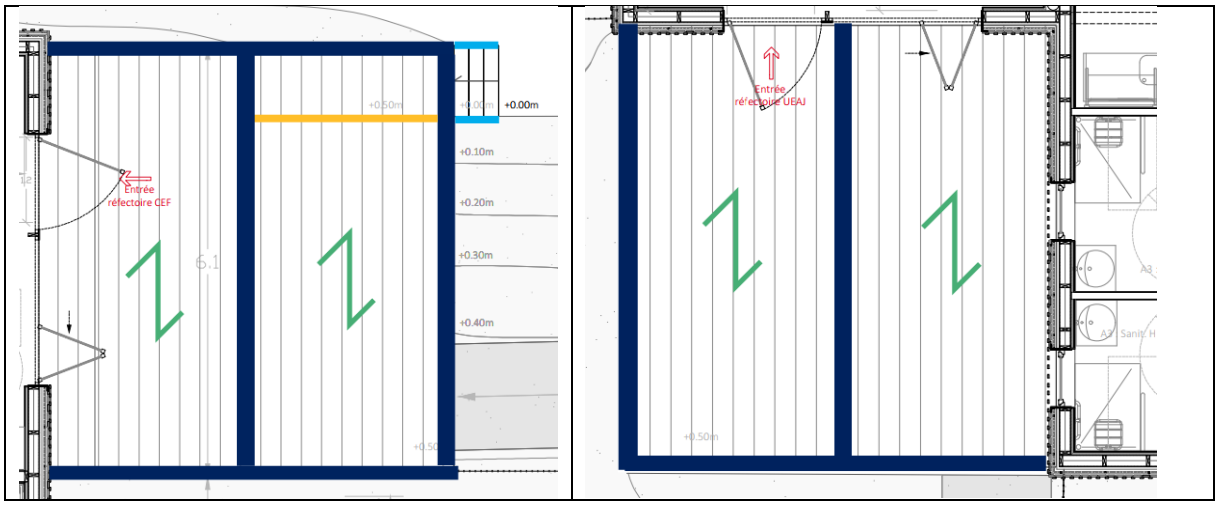


Figure 90 : Complexe structurel des terrasses (en bleu foncé : les longrines extérieurs en acier, en bleu clair : les profilés d'acier structurels des escaliers et un orange une poutre en acier permettant d'éviter la torsion de la poutre reprenant les charges des aciers structurels des escaliers)

4.6.2. Dimensionnement des poutrelles

En première approche, nous considérons que les poutrelles de la terrasse sont des poutrelles de bois massif c24 de section 80 x 200 mm ht avec un entraxe de 50 cm

Les poutrelles reprennent les charges d'exploitation de la terrasse (500 kg/m²) ainsi que leur poids propre que nous allons négliger ici étant à la marge.

Ainsi pour chaque poutrelle, nous avons une charge q = 250 kg/m.

A l'ELU, la charge sur la poutrelle est donc égale à 390 kg/m

La méthode de dimensionnement est identique à celle de la partie 4.2.3.1, nous obtenons donc σ_{ELU} = 8,23 MPa, $f_{m,d}$ = 14,78 et k_{crit} = 1 soit un taux d'utilisation de 56%.

A l'ELS, nous obtenons une flèche de 4,6 mm ≤ L/350 (8,6 mm).

Ainsi la section des poutrelles est capable de reprendre les efforts s'appliquant sur elle.

4.6.3. Dimensionnement des longrines

Les longrines en acier reprennent les efforts provenant des poutrelles de la terrasse, la longrine la plus chargée est celle centrale, nous allons donc dimensionner cette longrine et considérer que les autres longrines sont de la même section.

Les charges provenant des poutrelles seront approximés à une charge répartie tout au long de la longrine.

Les charges amenées par les pannes sont égales à 16,8 kg/ml en charges permanentes et 750 kg/ml en charges d'exploitation.

En ajoutant le poids propre du profilé qui est de 44,4 kg/ml.

Nous obtenons une charge de q = 1208 kg/m à l'ELU.

Moment sollicitant $\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 5434 kg.m**

4.6.3.1. Section supposée

Nous supposons en première approche que les longrines sont des UPE 300.

4.6.3.2. Moment résistant de la section

6.2.5 Moment fléchissant

(1)P La valeur de calcul M_{Ed} du moment fléchissant dans chaque section transversale doit satisfaire :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \qquad \text{... (6.12)}$$

où :

$M_{c,Rd}$ est déterminé en prenant en compte les trous de fixation, voir (4) à (6).

(2) La valeur de calcul de la résistance d'une section transversale à la flexion par rapport à l'un de ses axes principaux est déterminée de la façon suivante :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 1 ou 2} \qquad \text{... (6.13)}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 3} \qquad \text{... (6.14)}$$

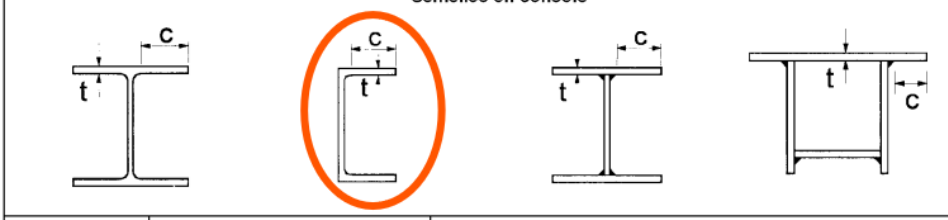
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de Classe 4} \qquad \text{... (6.15)}$$

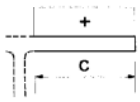
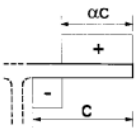
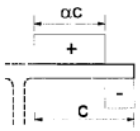
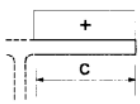
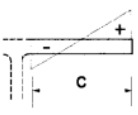
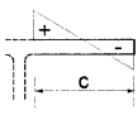
où :

$W_{el,min}$ et $W_{eff,min}$ correspondent à la fibre subissant la contrainte élastique maximale.

Figure 91 : Vérification face aux moment fléchissant (extrait Eurocode 3 NF EN 1993-1-1)

Semelles en console



Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée	
		Extrémité comprimée	Extrémité tendue
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ, voir l'EN 1993-1-5	

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figure 92 : Définition de la classe de la section pour des profilés type UPE

Le rapport c/t = 5 de plus fy = 235 MPa (cf Figure 75) ainsi ε = 1.

Ainsi $c/t \leq 9$.

Le profilé est donc de section 1.

La valeur de W_{pl} est propre à la section et vaut 613 cm³ et $\gamma_{M0} = 1$ (cf Figure 76)

Ainsi le moment résistant de la section $M_{c,rd}$ = 14405 kg.m

Le taux d'utilisation de la section est donc de 38%.

La section est donc capable de reprendre les charges s'appliquant sur la longrine.

4.6.4. Dimensionnement des poutres des escaliers

Les escaliers sont composés de 3 marches en bois massif, nous supposons que ces marches ont les dimensions suivantes : 40 x 100 x 4 cm. Soit un poids de 5,6 kg par marches.

Les poutres des escaliers doivent reprendre les charges des 3 marches. Nous supposons qu'en moyenne les escaliers reprennent une charge d'exploitation de 75 kg.

Les charges s'appliquant sur la poutre sont donc 3 charges ponctuelles qui valent chacune G (charges permanentes) = 2,8 kg et Q (charges d'exploitation) = 41,25 kg.

Ainsi à l'ELU la charge ponctuelle vaut 65,7 kg.

Le moment sollicitant associée à cette charge ponctuelle $\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 20,7 kg.m**

Nous devons prendre aussi en compte le poids propre des poutres qui vaut **30,2 kg/m** (valeur fournie par un constructeur de profilé).

Ainsi le moment sollicitant associé au poids propre $\boldsymbol{M_{ED}}$ **= 136 kg.m**

Soit un moment sollicitant total de **157 kg.m.**

4.6.4.1. Section supposée

Nous supposons en première approche que les poutres des escaliers sont des UPE 240.

4.6.4.2. Moment résistant de la section

Les étapes de calculs sont les mêmes que celles de la partie 4.6.3.2.

Le profilé est de section 1, ainsi $M_{c,rd}$ = **8154 kg.m**

Le taux d'utilisation est de 2%

4.6.4.3. Vérification à l'ELS

A l'ELS, la valeur des charges ponctuelles est de 44,05 kg (par charge) et celle de la charge répartie est de 30,20 kg/ml.

Les flèches associées à ces charges valent respectivement 9 x 10^{-3} mm et 39 mm

Soit une flèche totale égale à 4 cm.

D'après l'annexe nationale de l'Eurocode 3, la valeur limite de la flèche doit être de L/200 (cf figure ci-après)

Conditions	Limites (voir Figure1)	
	w_{max}	w_3
Toitures en général [a)]	*L*/200	*L*/250
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	*L*/200	*L*/300
Planchers en général [b)]	*L*/200	*L*/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides ou des revêtements fragiles	*L*/250	*L*/350
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime) [c)]	*L*/400	*L*/500
Cas où w_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	*L*/250	

Notes :

a) On entend par toitures en général, les toitures non accessibles aux usagers. Ces toitures supportent, uniquement, le passage des personnes chargées de l'entretien. Pour les toitures à faible pente, il convient de considérer également l'alinéa ci-après relatif à l'accumulation d'eau de pluie.

b) Les conditions d'utilisation de certaines machines peuvent nécessiter des flèches admissibles plus faibles que celles fixées par les règles générales ; ces limites sont alors à préciser dans les spécifications du marché.

c) Cette limitation n'est à considérer que si la flèche de ces planchers a une influence sur le comportement de la structure supportée par ces poteaux. Dans le cas contraire, on se reportera aux limitations des deux cas précédents.

Tableau 1 Valeurs limites maximales recommandées pour les flèches verticales

Figure 93 : Tableau des valeurs limites des flèches verticales (extrait de l'annexe nationale de l'Eurocode 3 NF EN 1993-1-1 NA)

Ici L/200 ≅ 3 cm. La flèche totale est supérieure à la limite mais nous allons estimer que les déformations sont suffisamment petite pour être acceptable.

La section est donc capable de reprendre les charges s'appliquant sur les escaliers

4.7. Fondations

4.7.1. Charges sur les fondations

Les fondations reprennent des charges provenant des verticaux, des longrines du plancher bas, de la dalle du complexe poutrelles-hourdis-entrevous isolants et enfin des cloisons, chape et carrelage.

Nous avons catégorisé les pieux en fonction des charges reprises (cf figures ci-après)

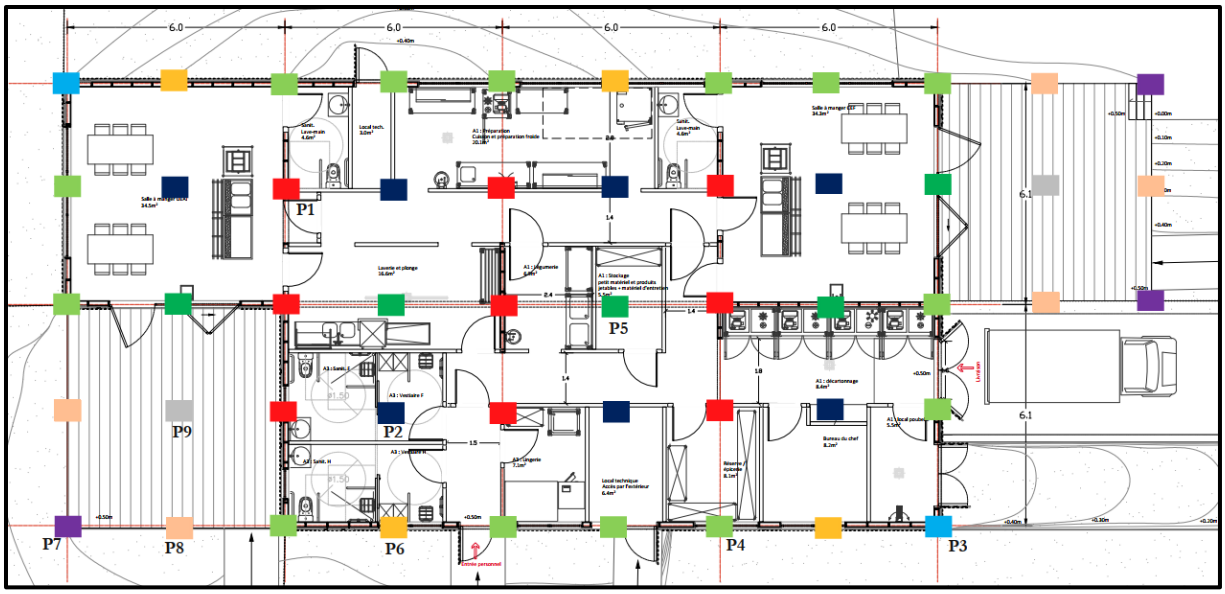


Figure 94 : Plan de repérage des différents pieux vissés

Nous n'allons pas développé les calculs dans la note mais voici la descente de charge transmise par Bordas + Peiro à Infraneo dans le cadre de la G2PRO.

Nom du pieu	G (kg)	Q (kg)	ELU (kg)	ELS caract (kg)	ELS quasi-permanent (kg)		Couleur sur le plan
P1	5435	6405	16944	11840	10559		
P2	4111	4575	12413	8686	7771		
P3	2132	2391	6465	4523	4045		
P4	4220	3535	10999	7755	7048		
P5	5719	5644	16186	11363	10234		
P6	3888	4069	11352	7957	7143		
P7	534	1144	2436	1678	1449		
P8	763	2288	4461	3050	2593		
P9	1220	4575	8510	5795	4880		

Figure 95 : Tableau regroupant les valeurs des charges s'exerçant sur les pieux

4.7.2. Dimensionnement des pieux

Les pieux vissés ont été dimensionnés par Infraneo (se référer au rapport G2PRO).

4.7.3. Remarques

L'emplacement des pieux lors de la transmission de la descente de charge à l'entreprise Infraneo a légèrement changé (cf figure ci-après)

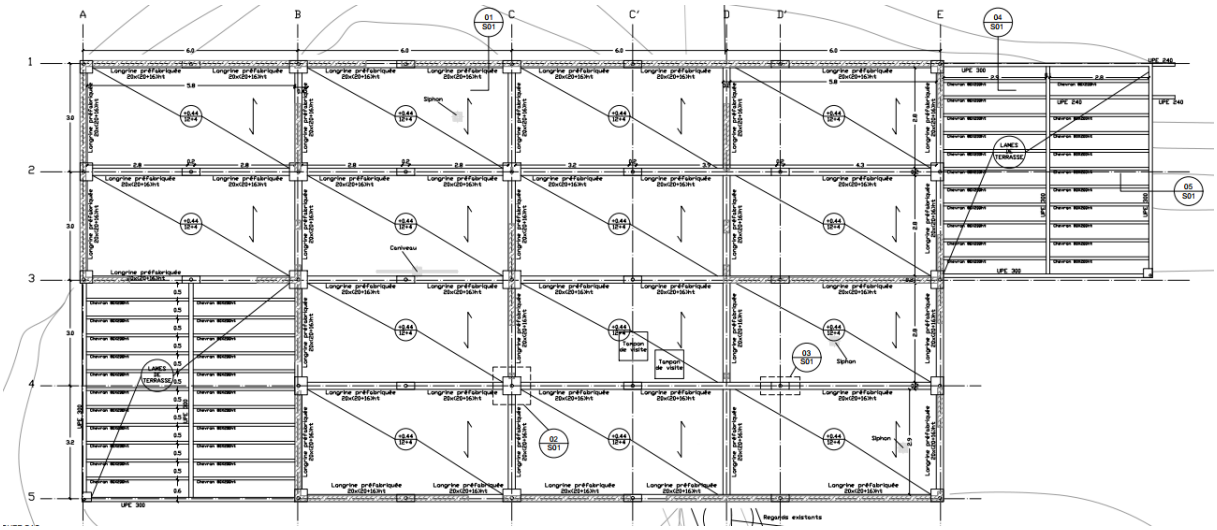


Figure 96 : Plan de la structure du plancher bas du bâtiment

Néanmoins les valeurs des charges sur les pieux sont du même ordre de grandir ainsi le dimensionnement des pieux de la G2PRO reste valide.

4.7.4. Clotures

Concernant la clôture de la terrasse, nous avons considéré que la clôture reprenaient des charges semblables à un garde-corps de catégorie C5 soit une charge linéique sur la clôture de 3 kN/m (cf figure ci-après).

Clause 6.4(1)P (Tableau 6.12)

Le tableau 6.12 de la norme européenne EN 1991-1-1 :2002 est remplacé par le suivant :

Aires chargées	q_k [kN/m]
Catégorie A	0,6
Catégorie B	0,6
Catégorie C1 à C4	1,0
Catégorie C5	3,0 pour les usages autres que ceux relevant de la norme NF EN 13200-3
Catégorie D	1,0
Catégorie E1	0,8
Catégorie E2	0,3 pour les usages autres que ceux relevant de la norme NF E 85-015

NOTE 1 Pour les catégories A, B, C1 à C4 et D, le point théorique d'application des charges est situé à 1,0 m au-dessus de la «zone de stationnement normal» telle que définie dans la norme NF P 01-012. En ce qui concerne les chocs, il convient de se référer à la norme NF P 01-013.

NOTE 2 Pour les catégories F et G, on pourra se référer aux indications de l'annexe B de la norme NF EN 1991-1-1:2002.

Tableau 6.12 (NF) Charges horizontales sur les murs de séparation et les garde-corps

Figure 97 : Extrait de l'Annexe nationale de l'Eurocode 1 NF EN 1991-1-1 NA

En première approche, nous avons estimé que l'entraxe entre chaque montant de la clôture est de 2 m, nous obtenons un cisaillement égale à **600 kg** sur le montant.

En considérant que la charge linéique s'appliquant sur le montant de la clôture s'applique en son milieu et que le montant de la clôture est de 2,4m , nous obtenons un moment en pied de clôture égale à $600 \times \frac{2,4}{2} =$ **720 kg.m**

Pour l'effort normal, nous avons pris en compte le poids propre du montant ainsi que des jeunes s'accrochant sur la barrière de clôture , nous obtenons un effort normal égal à **260 kg**.

La descente de charge détaillé ci-dessus a été transmis à Infraneo qui a réalisé le dimensionnement des fondations de la clôture (se référer au rapport G2PRO).