

CAMPUS IFA MARCEL SAUVAGE

MONT SAINT AIGNAN

NOTE DE CONCEPTION DCE

INDICE	DATE	MODIFICATION
0	25/09/2024	Création

SOMMAIRE

0	INFORMATIONS GENERALES	4
0.A	Règles de calcul.....	4
0.B	Principes de calcul.....	4
1	PREAMBULE	5
2	REPONSE STRUCTURELLE	6
2.A	Description structure	6
2.A.1	Description générale	6
2.A.2	Description des zones particulières du projet	7
2.B	Stabilité du bâtiment	13
2.B.1	Principe de stabilité	13
3	HYPOTHESES DE CHARGES	15
3.A	Domaine d'application et classe de conséquences.....	15
3.B	Charges.....	16
3.B.1	Charges permanentes	16
3.B.2	Charges d'exploitations	16
3.B.3	Charges de neige	16
3.B.4	Charges de vent.....	16
3.B.5	Charges hygrométriques.....	18
3.B.6	Charges sismiques	21
3.B.7	Charges de stabilité et méthode de calcul associée.....	22
3.B.8	Charges thermiques	24
3.B.9	Cas de charge	24
3.C	Classe de service.....	24
3.D	Incendie	25
3.E	Dimensionnement	25
3.E.1	Critères des déplacements verticaux :.....	25
3.E.2	Critères de déplacements horizontaux :	26
3.E.3	Critères de vibration (plancher) :	29
4	METHODE DE JUSTIFICATION	30
4.A	Etats limites ultimes à froid (ELU)	30
4.A.1	Considération des effets de variations de raideur	30
4.A.2	Considération des déplacements imposés par une variation d'humidité	30
4.A.3	Calcul des assemblages brochés multiplans.....	30
4.A.4	Calcul des pinces	31
4.A.5	Prise en compte des efforts de blocage des barres comprimés	32

NDC Lot n° 02.1 – STUCTURE BOIS – OSSATURE BOIS

DCE

4.B	Etats limites de service (ELS)	33
4.B.1	Cas de charges et combinaisons.....	33
4.B.2	Définition des flèches	33
4.B.3	Méthode de calcul d'un critère pour porteurs sur appuis souple.....	34
4.B.4	Définition du phasage et des charges nuisibles aux éléments fragiles.....	36

0 INFORMATIONS GENERALES

0.A Règles de calcul

Les études du projet ont été dimensionnées en accord avec le bureau d'étude de gros œuvre et le bureau de contrôle avec les règles de calculs suivantes : Eurocodes 5 (bois) et 3 (métal)

D'après les chargements issus des normes suivantes : Eurocodes 0 (combinaisons), 1 (chargements) et 8 (sismique) et les spécificités du projet. Les notes de calculs des ouvrages du projet (EXE) seront réalisées selon le même règlement de calculs.

Certains ouvrages peuvent être soumis à une vérification suivant des règles complémentaires aux documents actuellement en vigueur comme la future version de l'Eurocode 5 en cours d'écriture ou des guides de dimensionnement déjà éprouvés. Les documents listés ci-après pourront être utilisés pour la justification des ouvrages :

- prEN 1995-1-1:2023(F) : Eurocode 5 version en enquête public
- Cahier 3802_P2 – Octobre 2019 : Cahier du CSTB – Panneaux structuraux massifs bois
- proHolz – Cross Laminated Timber Structural Design

0.B Principes de calcul

Les modèles de calcul pour les différents états limites ultimes et états limites de service considèrent les éléments suivants :

- Différentes propriétés des matériaux (résistance et rigidité)
- Différents comportements dépendant du temps des matériaux (fluage)
- Différentes conditions climatiques (température, variations d'humidité)
- Différentes situations de calcul (dus à la modification du cheminement des efforts dans la structure)

1 PREAMBULE

L'objet de cette note est de spécifier les hypothèses de calcul et de charges prises pour la conception de ce bâtiment ainsi que d'explicitier les partis pris de conception et les principes de stabilité du bâtiment. En outre, cette note précise aussi les critères qu'il faudra justifier par l'entreprise lors des études d'exécution.

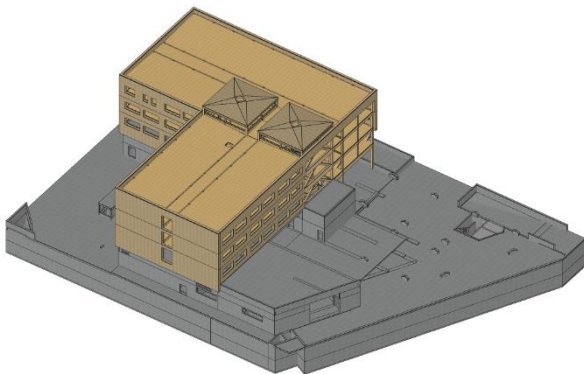
Cette note, établie en phase DCE, doit servir de guide pour les notes calculatoires des phases d'exécution dues par les entreprises adjudicataires. Ces conclusions, pouvant entraîner des conséquences sur le phasage et le mode de pose des lots secondaires, devront être portées à la connaissance de l'ensemble des lots.

2 REPONSE STRUCTURELLE

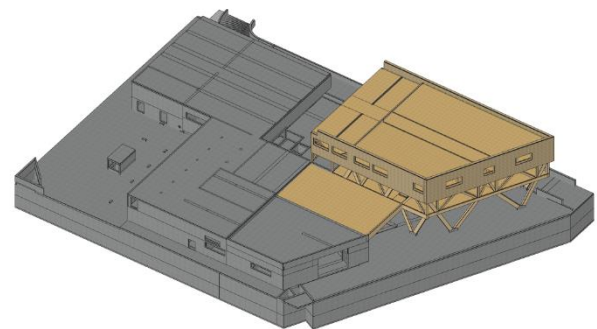
2.A Description structure

2.A.1 Description générale

Le projet consiste en la construction d'un centre de formation composé de deux bâtiments, séparés par un joint de dilatation. Ce joint, qui traverse l'infrastructure en béton des sous-sols, se prolonge en élévation et divise ainsi le projet en deux bâtiments : A et B.



Extrait de la maquette structure – Bâtiment A

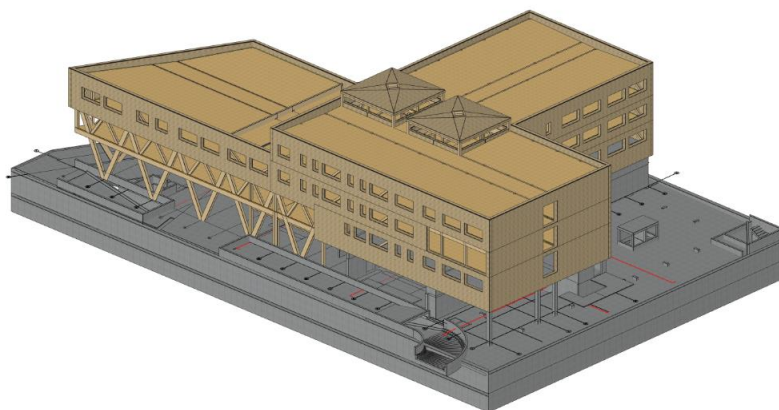


Extrait de la maquette structure – Bâtiment B

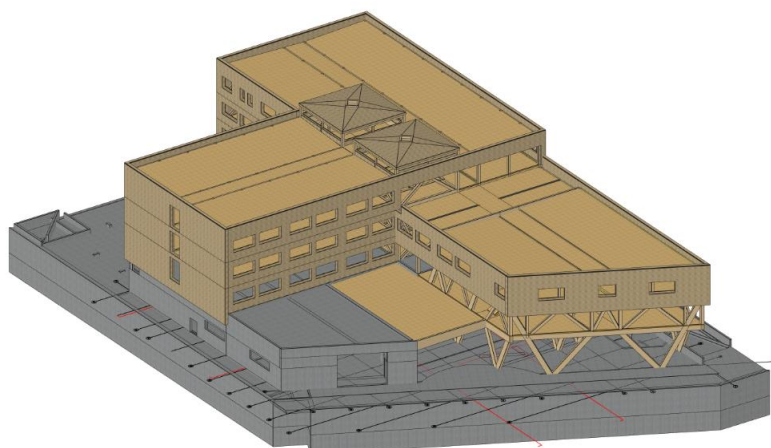
Le bâtiment A est un édifice de quatre niveaux (R+3) avec une toiture terrasse inaccessible végétalisée, il est construit avec une structure en poteaux et poutres en lamellé-collé. Le bâtiment B est un édifice de 3 niveaux (R+2) avec une toiture terrasse en partie accessible et en partie inaccessible végétalisée, il est construit avec une structure composée de poutre treillis posées sur des poteaux en « V » sur le premier niveau et d'une structure poteau-poutre classique en R+2.

Sur les deux bâtiments les planchers sont en CLT nervuré et CLT standard et jouent le rôle de diaphragmes horizontaux.

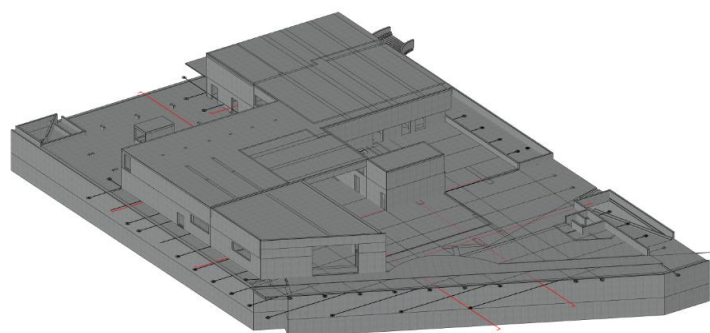
Des éléments de FOB paille non porteurs et non contreventant ferment le bâtiment.



Extrait de la maquette structure – Axonométrie générale



Extrait de la maquette structure – Axonométrie générale



Extrait de la maquette structure – Structure béton

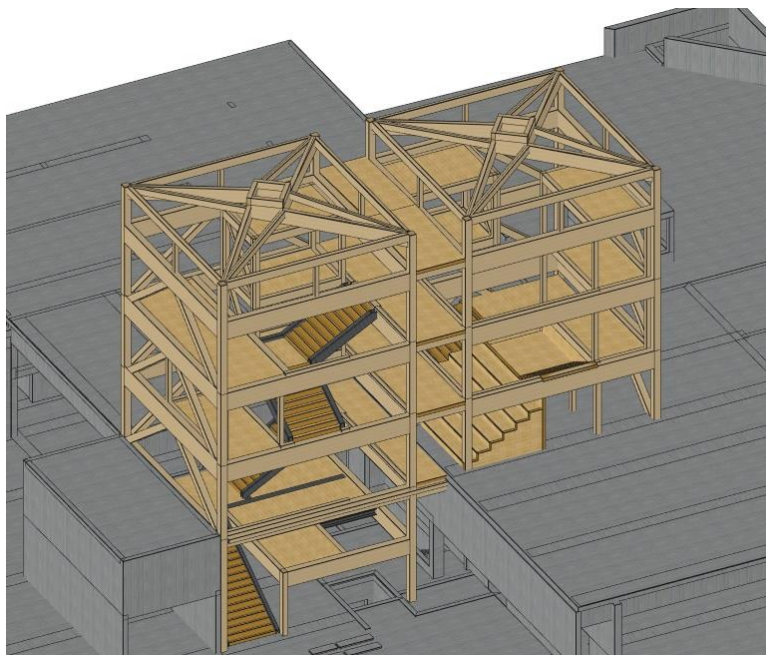
2.A.2 Description des zones particulières du projet

2.A.2.a La ruche active

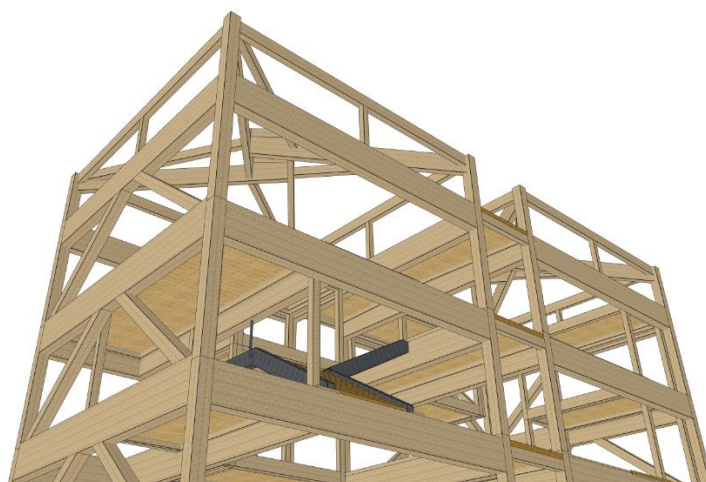
La « ruche active » est le volume présent au centre du bâtiment A, cet espace se crée entre les palées de stabilité centrales du bâtiment. Dans cette zone se mélangent circulations verticales, horizontales et espaces de travaux. Les espaces de travail sont des boîtes fermées distribuées par les coursives et en partie supportées par la charpente principale, en partie supportées par la structure béton, via les poteaux de la charpente principale et l'ajout de poteaux complémentaires.

Les ferrures seront conçues pour être invisibles.

La couverture de cette zone est portée par une charpente de type réciproque, les 4 arbalétriers reposent les uns sur les autres et transfèrent des charges de poussée horizontale dans les diaphragmes via des poteaux continus. Les triangles formés par les arbalétriers les poutres de rives sont recoupées pour former des surfaces planes et ainsi accueillir les caissons de toiture préfabriqués.

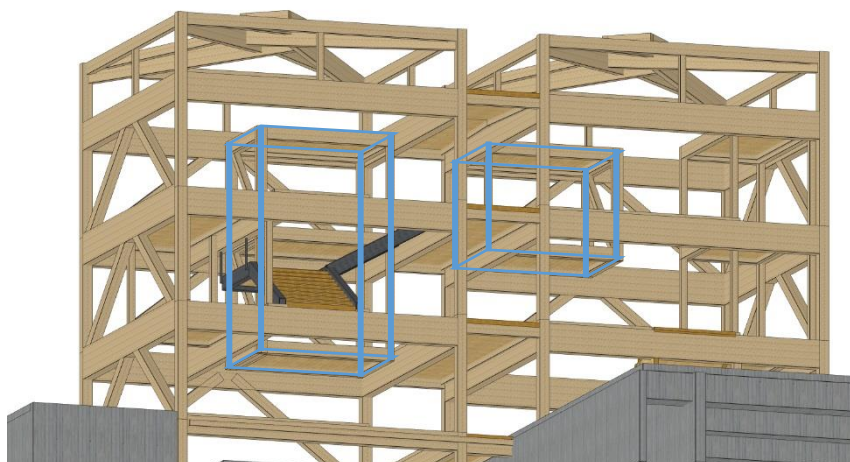


Extrait de la maquette structure – Ruche active



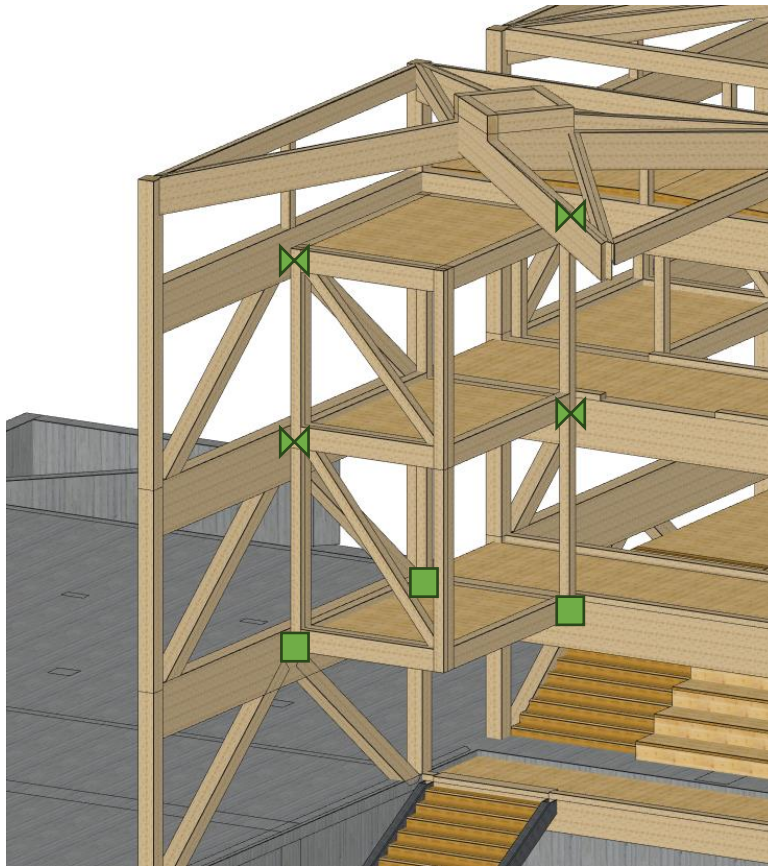
Extrait de la maquette structure – Ruche active

2.A.2.a.1 Boîtes supportées par la charpente principale



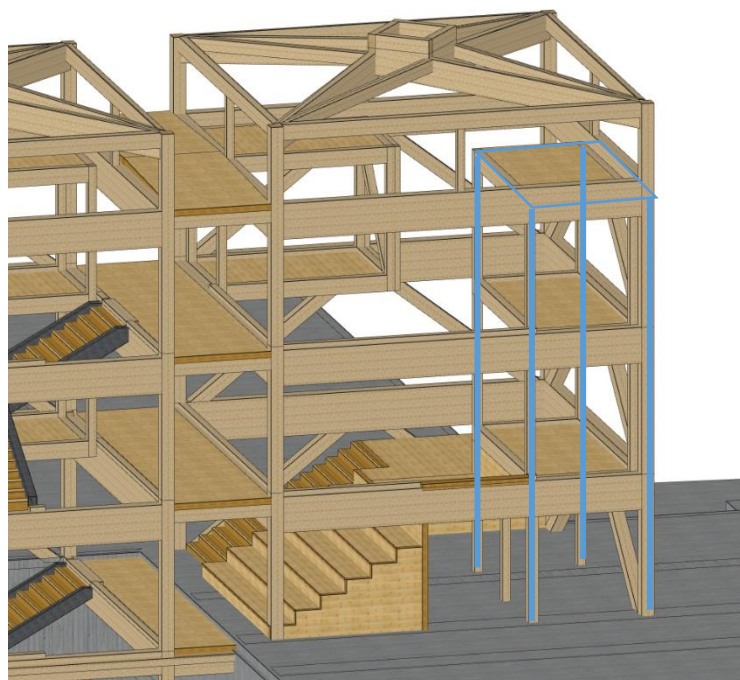
Extrait de la maquette structure – Boîtes supportées par la charpente principale

Les boîtes sont « posées » sur des ferrures adaptées en partie basse et maintenus hors plan à chaque niveau par des ferrures autorisant un déplacement vertical.



Principe d'assemblages des boîtes sur la charpente principale

2.A.2.a.2 Boîtes posées en pied

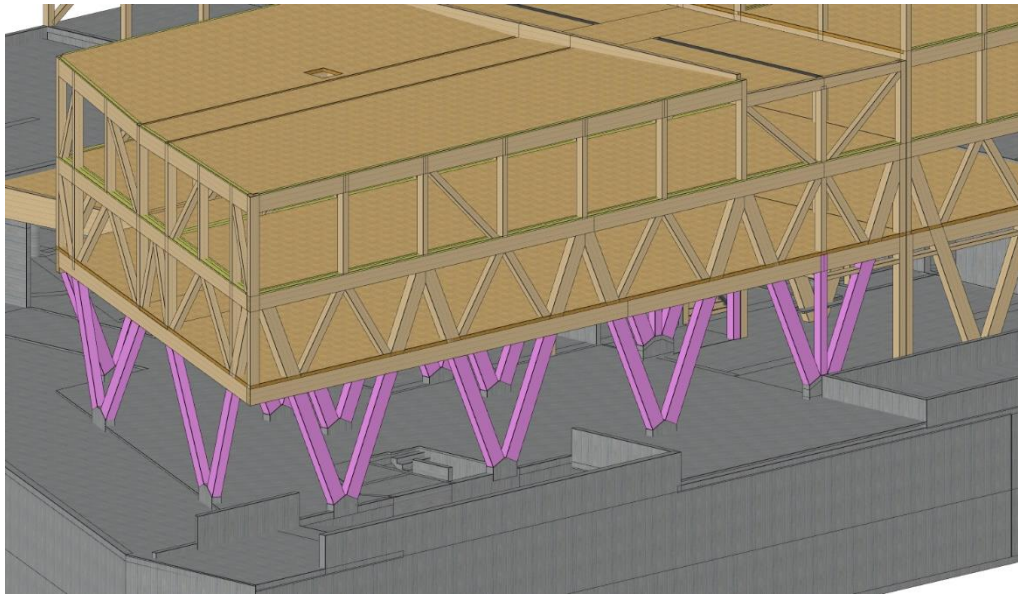


Extrait de la maquette structure – Boîtes posées en pied

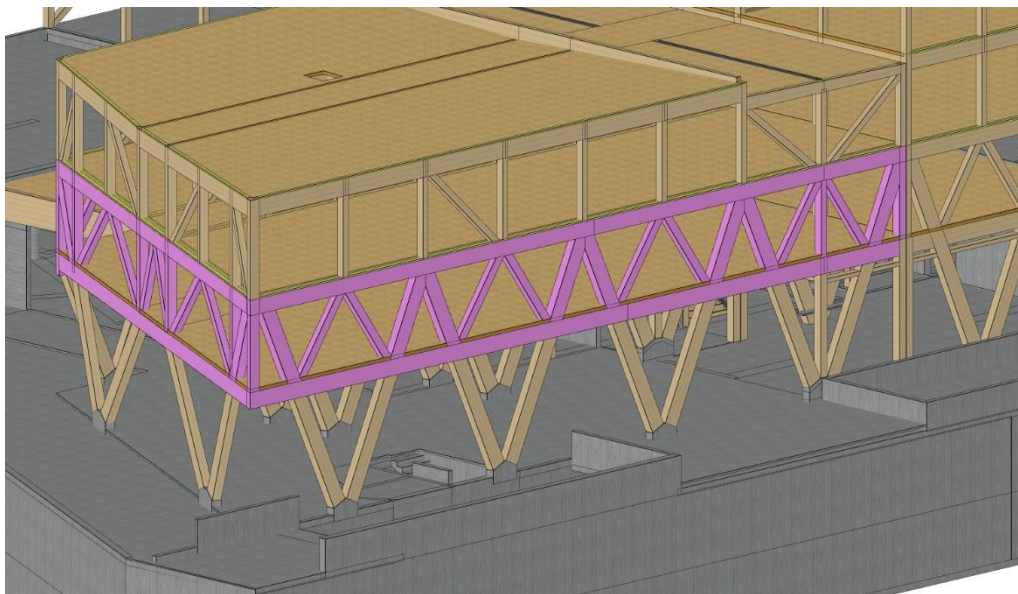
Les boîtes sont « posées » sur la structure béton en partie basse et maintenus hors plan à chaque niveau par des ferrures autorisant un déplacement vertical.

2.A.2.b Bâtiment B

Le bâtiment B est composé de 4 poutres treillis dans le sens de la longueur et d'une poutre treillis transversale en façade. Ces poutres treillis sont assemblées sur des poteaux appelés en « V ».



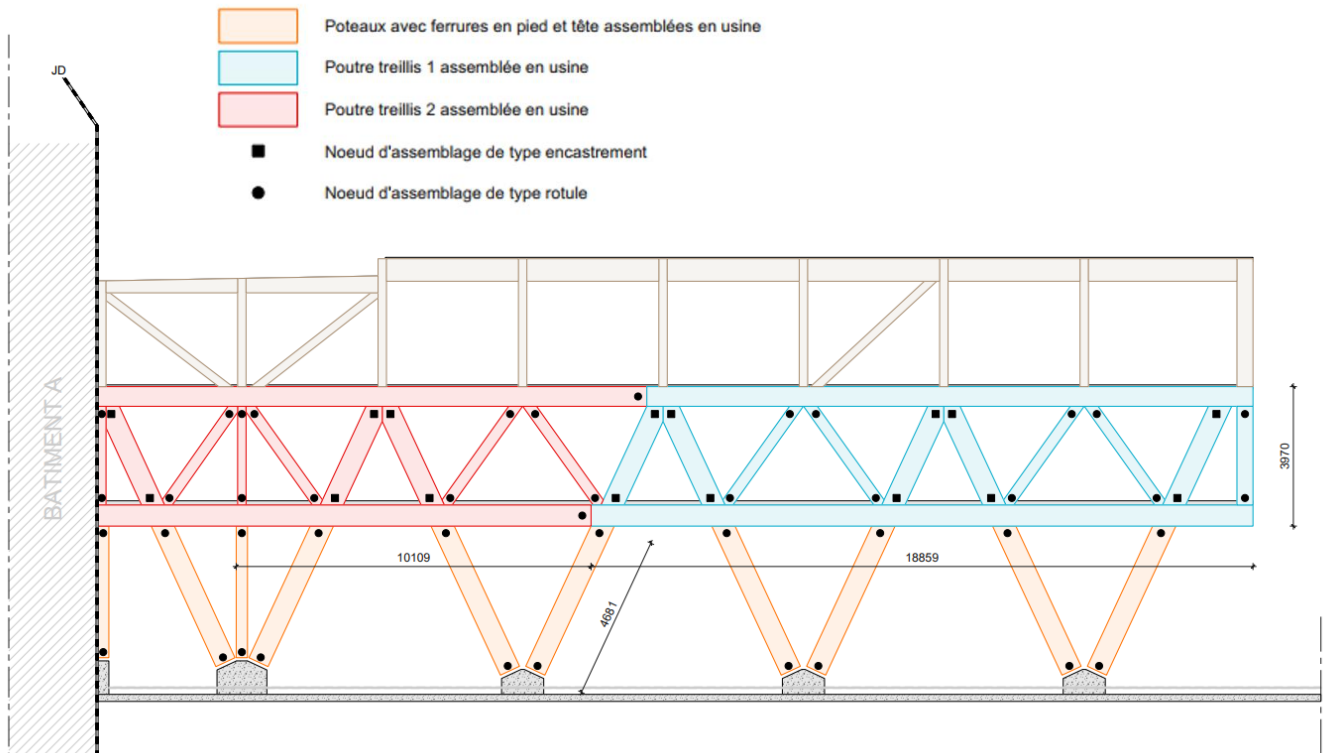
Extrait de la maquette structure – poteaux en « V »



Extrait de la maquette structure – Poutre treillis

2.A.2.b.1 Poutres treillis

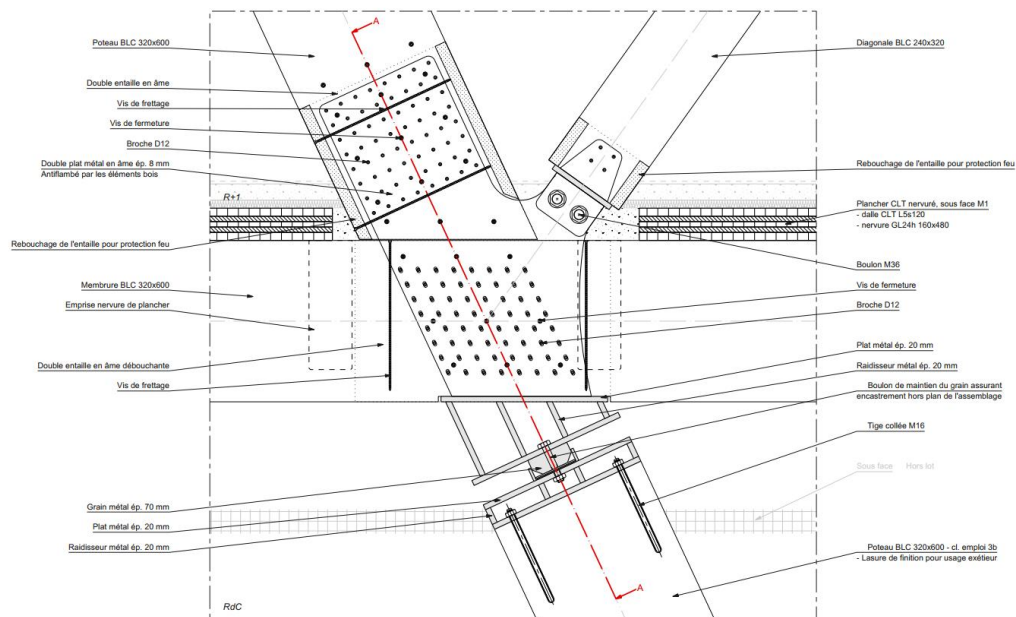
Les poutres treillis sont conçues pour être préassemblées en usine. L'idée est couper en deux sur la longueur les poutres et de connecter ces deux parties sur site par des assemblages de type axe.



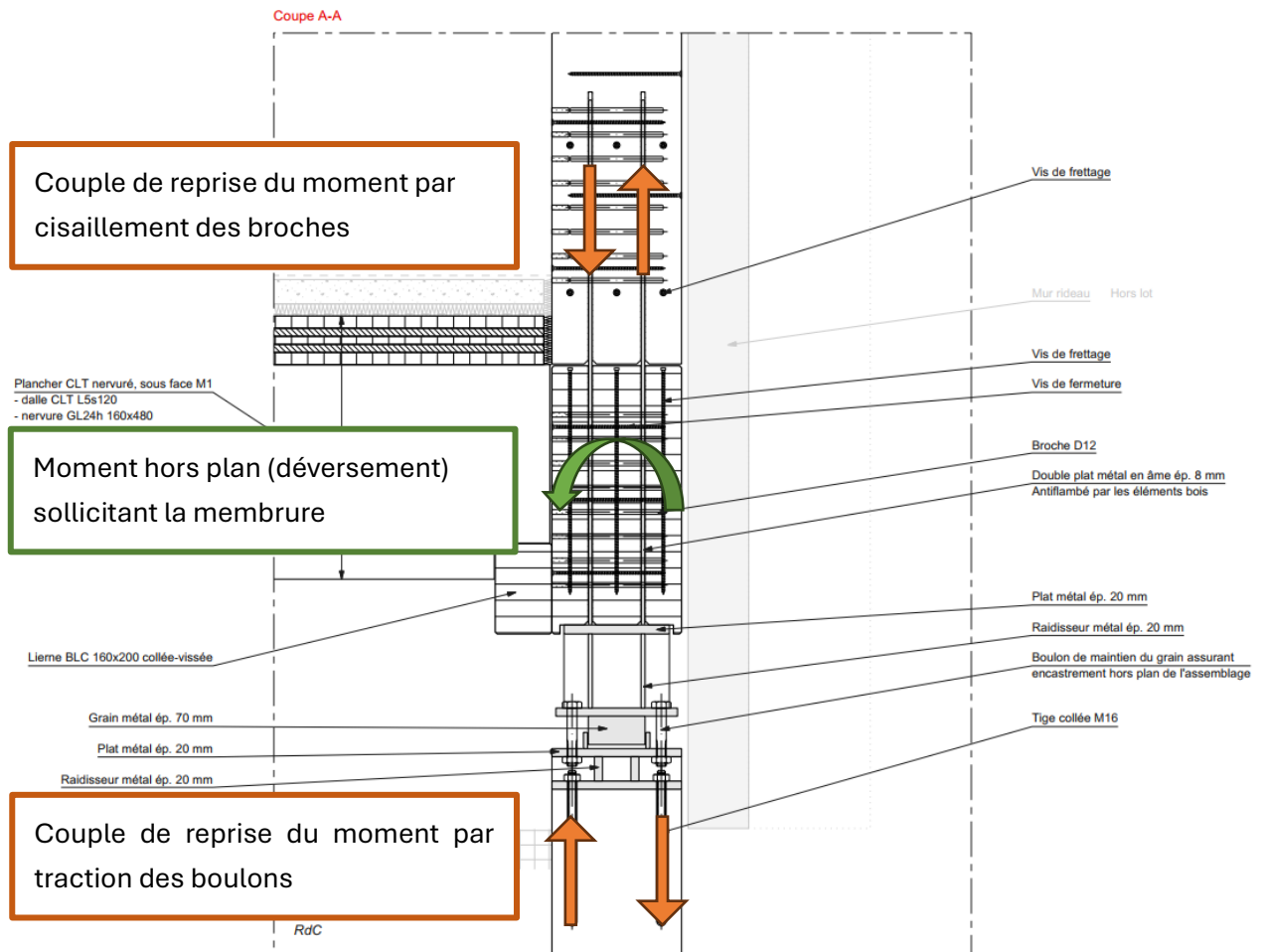
Extrait du carnet de détails – Principe de préfabrication des poutre treillis

Les instabilités locales des éléments constituant les poutres treillis sont maîtrisées par la conception des assemblages.

Les membrures hautes et basses sont continues et les diagonales principales y sont assemblées par des bloc de broches à 4 plans de cisaillement (avec deux plats métalliques intérieurs). Cet assemblage de type encastrement permet de maintenir au déversement les membrures via les diagonales et ainsi de ne pas solliciter les planchers pour ce blocage. Les planchers ne sont ainsi pas sollicités par un moment de flexion complémentaire à celui créer par leur fonctionnement principal.



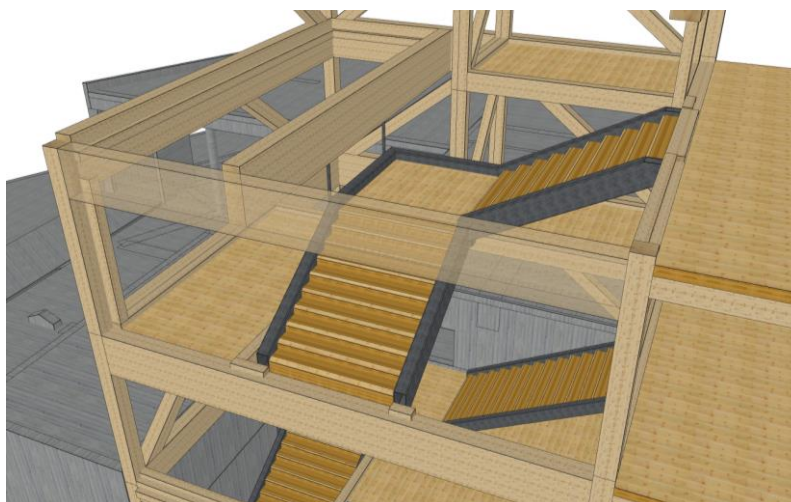
Extrait du carnet de détails – Principe d'assemblage par bloc de broches



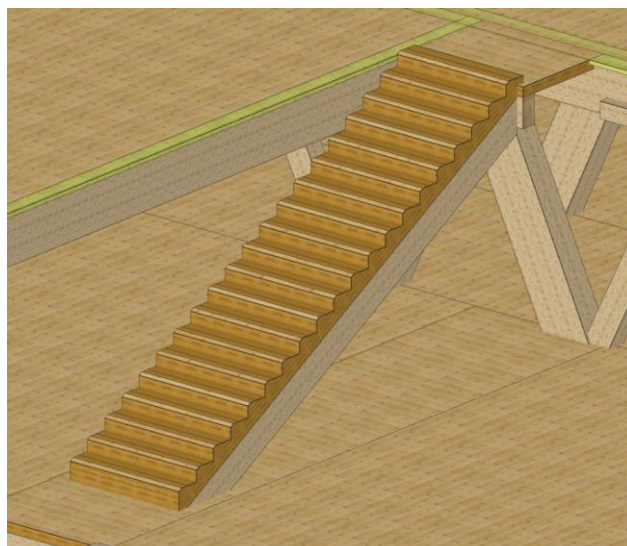
Extrait du carnet de détails – Principe d'encastrement au déversement de la membrure par la diagonale

2.A.2.c Escaliers

Deux types d'escaliers sont mis en œuvre, bois-métal et tout bois. Suivant le type d'escalier les limons sont en tube métal ou en poutre lamellé collé et les volées sont réalisés avec des panneaux de CLT taillés dans la masse pour former les marches et réceptionner un panneau support de marche. Le panneau bois support de marche est hors lot 2.1 STRUCTURE BOIS – OSSATURE BOIS.



Extrait de la maquette structure – Principe d'escalier bois métal



Extrait de la maquette structure – Principe d'escalier bois

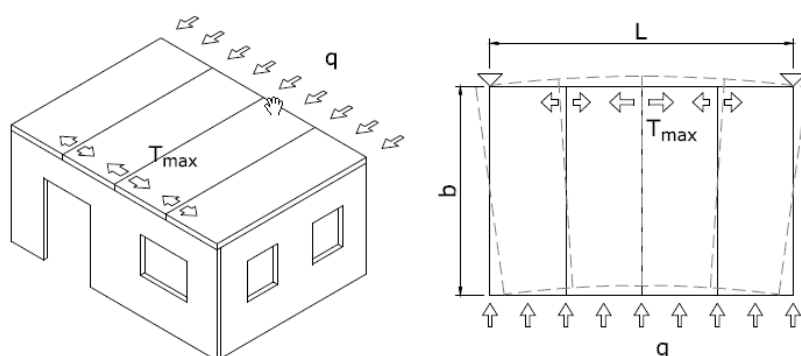
2.B Stabilité du bâtiment

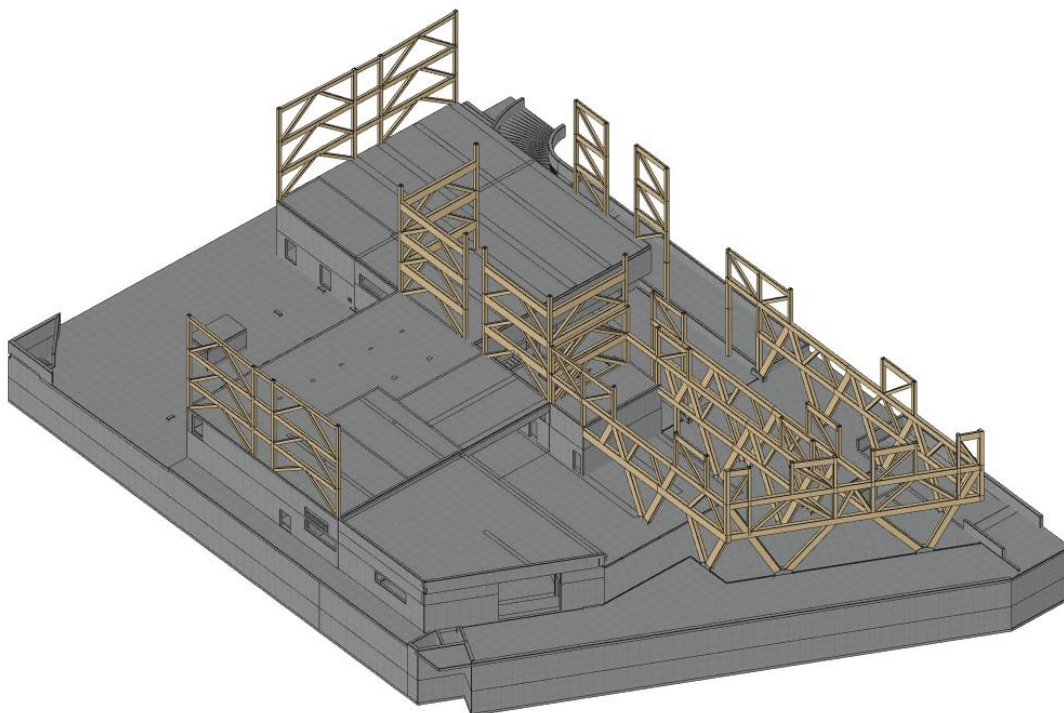
2.B.1 Principe de stabilité

La stabilité horizontale du bâtiment A est assurée par les diaphragmes de planchers CLT et CLT nervurés et des palées de stabilité verticales en bois qui amènent les efforts à la structure béton.

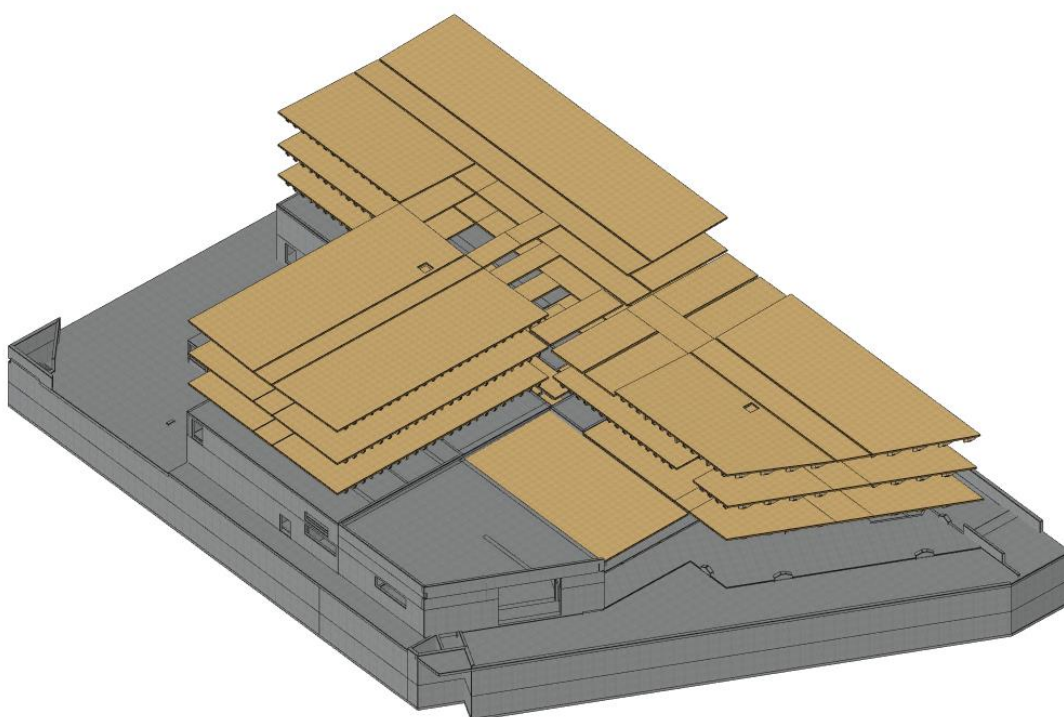
Le bâtiment B est plus sensible, le dernier niveau est stabilisé par le diaphragme de toiture et des palées de stabilités verticales en bois. Ensuite, dans la direction longitudinale, les efforts sont transmis aux poutres treillis puis aux poteaux en « V » qui descendent les efforts à la structure béton ; dans la direction transversale le principe est le même, transmission des efforts via la poutre treillis de façade et par une palée en bois le long du joint de dilatation.

Tous les éléments constitutifs des planchers des niveaux sont connectés entre eux via languette et assemblages de continuité si nécessaire, formant diaphragmes. Les efforts horizontaux de stabilité sont ainsi transmis aux cages bétons via des ferrures mécano-soudées adaptées.





Extrait de la maquette structure – Palées de stabilité



Extrait de la maquette structure – Palées de stabilité

3 HYPOTHESES DE CHARGES

3.A Domaine d'application et classe de conséquences

D'après la EN 1990 et son annexe nationale la catégorie et la durée indicative du projet sont les suivantes :

Le Tableau 2.1(NF) fournit des valeurs de la durée d'utilisation de projet modifiées par rapport à celles indiquées dans le Tableau 2.1 de la Norme européenne EN 1990:2002.

Tableau 2.1 (NF) : Durée indicative d'utilisation de projet

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet (années)
1	10
2	25
3	25
4	50
5	100

Catégorie du projet : 4

Durée indicative : 50 ans

Tableau B.1 — Définition des classes de conséquences

Classe de conséquences	Description	Exemples de bâtiments et de travaux de génie civil
CC3	Conséquence élevée en termes de perte de vie humaine, <i>ou</i> conséquences économiques, sociales ou d'environnement très importantes	Tribunes, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient élevées (par exemple salle de concert)
CC2	Conséquence moyenne en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou d'environnement considérables	Bâtiments résidentiels et de bureaux, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient moyennes (par exemple bâtiment de bureaux)
CC1	Conséquence faible en termes de perte de vie humaine, <i>et</i> conséquences économiques, sociales ou d'environnement faibles ou négligeables	Bâtiments agricoles normalement inoccupés (par exemple, bâtiments de stockage), serres

Classe de conséquences :

- CC2

3.B Charges

3.B.1 Charges permanentes

3.B.1.a Poids propres structure

Bois C24 / GL24h	4.20 kN/m ³
Bois GL28h	4.60 kN/m ³
CLT	5.00 kN/m ³
Métal	78.50 kN/m ³
Béton	25.00 kN/m ³

3.B.1.b Poids complexes

Cf carnet de détails

NOTA 1 : Ces valeurs sont des estimations en phase conception ; elles devront être confirmées et/ou modifiées en phase EXE et toute-modification de celles-ci en phase EXE entrainera une réévaluation de la descente de charge.

NOTA 2 : Les charges intitulées « divers » prises en compte ne peuvent être minorées.

3.B.2 Charges d'exploitations

Cf carnet de détails

3.B.3 Charges de neige

Région A1, altitude 135 m (alt <200m) :

$$S_k = 0.45 \text{ kN/m}^2$$

$$S_d = 0.36 \text{ kN/m}^2 \text{ pour une pente de toiture } p > 5\%$$

$$S_d = 0.46 \text{ kN/m}^2 \text{ pour une pente de toiture } 3\% > p < 5\%$$

$$S_d = 0.56 \text{ kN/m}^2 \text{ pour une pente de toiture } p < 3\%$$

La valeur de neige sera déterminée pour une toiture plate. Elle devra intégrer les zones particulières d'accumulation comme les toitures à faible pente, les acrotères, les effets de bâtiment attenant au niveau des balcons et terrasses sur attique.

3.B.4 Charges de vent

3.B.4.a Région

Le bâtiment se situe en région 2, soit $v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$

3.B.4.b Rugosité

On retiendra une classe de rugosité IIIb, zone urbanisée.

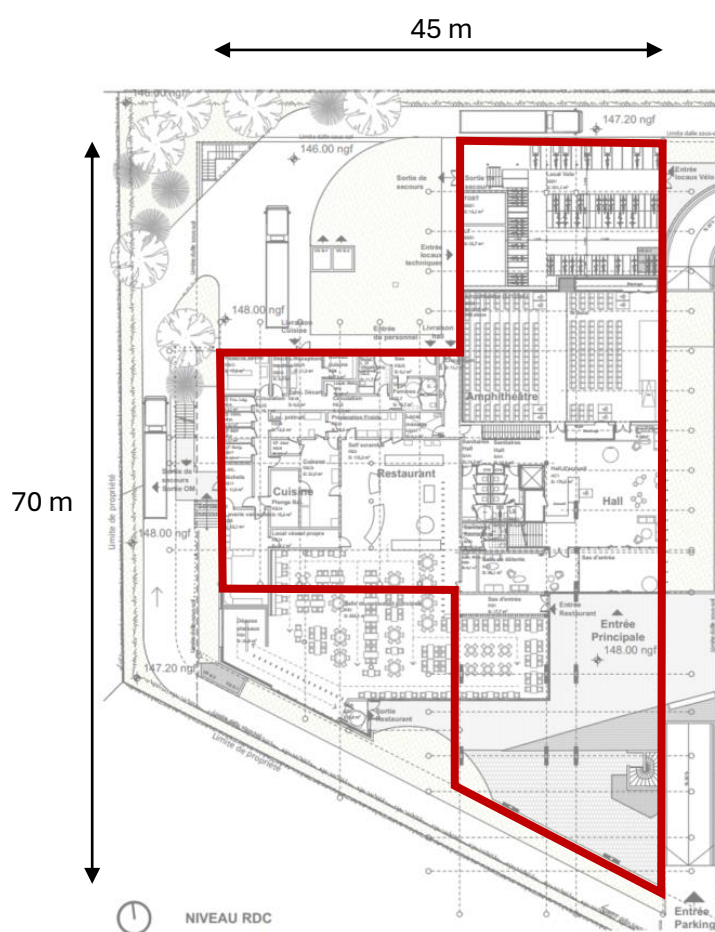


Extrait de Google Maps pour validation de la classe de rugosité.

3.B.4.c Hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est de 16.30m.

3.B.4.d Dimensions en plan



Aperçu de la géométrie du bâtiment en plan sur plan RDC

3.B.4.e Calcul des coefficients de pression extérieurs

Les bâtiments A et B sont à considérer comme **un seul** bâtiment pour la détermination des pressions de vents et pour le choix du maître couple.

Le bâtiment est irrégulier en plan et en élévation. Il conviendra de mener deux études de distributions des pressions de vent :

- Une première en suivant les recommandations de l'Eurocode 1 ;
- Une seconde en suivant les recommandations d'application de l'Eurocode 1 préconisées dans le guide de la CNC2M (BNCM/CNC2M N0380 / REC EC1-CM : Juillet 2017).

Ces deux études permettront de définir les cas enveloppes maximisant les composantes d'efforts de vent dans les deux directions principales du bâtiment ainsi que ceux maximisant la torsion globale.

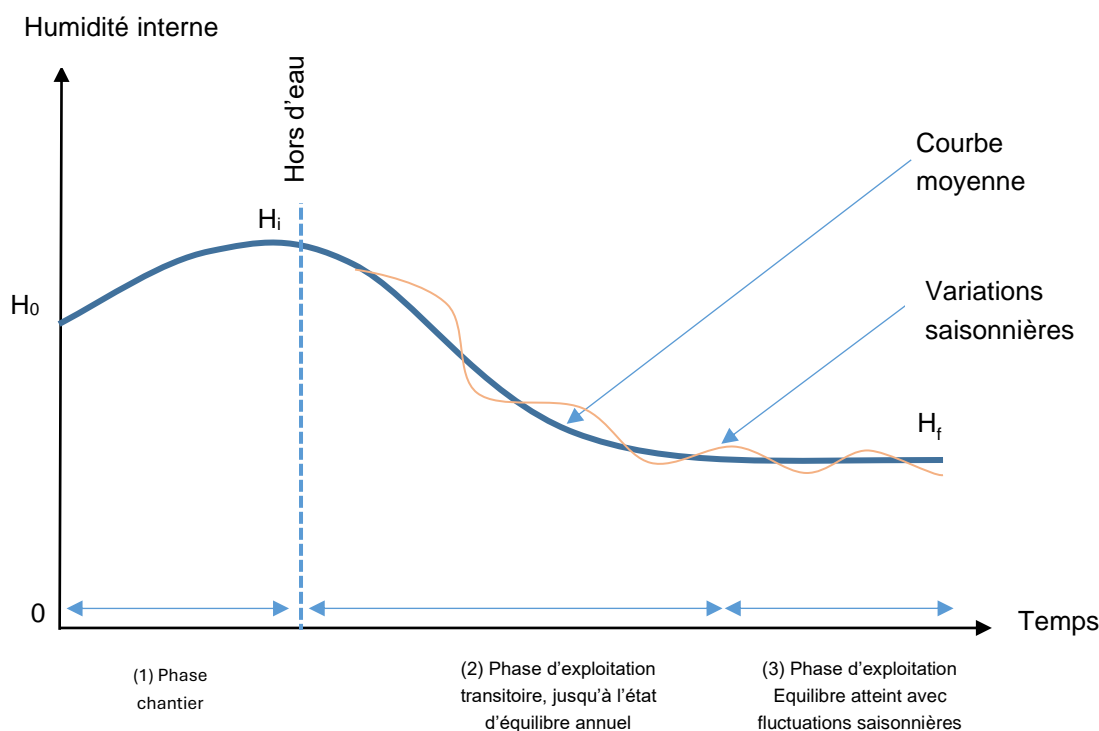
Les bâtiments A et B sont à considérer comme **deux** bâtiments pour l'application des efforts des vent. Il conviendra de considérer les effets de masque entre les bâtiments A et B seulement s'ils augmentent les efforts sur les éléments de stabilité des bâtiments.

3.B.5 Charges hygrométriques

Pour considérer les déformations et les charges induites par la variation hygrométrique du bois, des cas de charges doivent être ajoutés. Ces cas de charge génèrent des déformations proportionnellement à la variation d'humidité.

3.B.5.a Variations du taux d'humidité du bois

Le taux d'humidité du bois varie au cours de la vie de l'ouvrage.



Tendance supposée défavorable de la variation hygrométrique du bois

0) Sortie d'usine, l'hygrométrie du bois est contrôlée et normée voir EN 14080.

- 1) En phase chantier, à cause des intempéries, et d'un air ambiant non contrôlé, le bois a tendance à reprendre de l'humidité jusqu'à une valeur H_i dans la situation la plus défavorable (hors saison estivale).

L'entreprise devra proposer une valeur cible et haute. Pour la déterminer, elle pourra se baser sur le DTU 31.1 et sur le guide « Construction bois et gestion de l'humidité en phase chantier ». La valeur haute devra être retenue comme hypothèse de dimensionnement. Afin d'assurer une cohérence entre le calcul et la mise en œuvre, cette valeur devra être en adéquation avec les protections de phase provisoire. Les relevés sur site devront confirmer que la valeur haute n'est pas dépassée. Dans le cas contraire, un protocole de séchage devra être appliqué. En complément, une note de méthodologie de gestion de l'humidité des bois en phase chantier devra être produite.

- 2) Lors du début de la phase d'exploitation, le bois sèche jusqu'à atteindre une valeur d'équilibre.

Lors de la deuxième partie de l'exploitation, l'hygrométrie du bois est constante, excepté lors de perturbations saisonnières ou de reprises ponctuelles d'humidité éventuelles (ex : dégât des eaux). En phase d'exploitation, l'entreprise devra s'engager sur une valeur et la justifier. Il sera possible d'utiliser le cadre donné par l'Eurocode 5 via les classes de service et/ou une étude de transfert hydrométrique dans les parois pour les bois mis en œuvre au sein du complexe de façade (mur CLT, poteaux, ...) comme une étude via le logiciel Wufi.

3.B.5.b Préconisations associées aux variations hygrométriques du bois :

- Une vigilance particulière devra être apportée pour que les parties en bois de bout ne soient pas en contact avec de l'eau. Le protocole de protection avec des étanchéités provisoires, et le protocole de mesure devront être proposés avant toute opération de pose.
- **Contrôle** : Des contrôles d'humidité surfaciques sur site devront être effectués. A ce titre, le guide '*gestion de l'humidité des opérations de construction bois V01*' du 19 juin 2020 pourra servir d'indication.

Les mesures de taux d'humidité sur site devront permettre de donner la valeur d'humidité moyenne dans la section des éléments.

- **Validation des hypothèses** : La justification de la cohérence des données mesurées avec les hypothèses prises dans la modélisation devra être effectuée.

3.B.5.c Variations dimensionnelles induites (phénomène de gonflement/retrait).

En fonction de la variation hygrométrique du bois, des variations dimensionnelles sont induites. Ces variations sont définies dans la norme EN 14080 pour le lamellé collé et les avis techniques pour le CLT.

Tableau 14 — Coefficient de rétractabilité k pour une variation de la teneur en humidité de 1 % ^a

Sens du fil du bois	Coefficient de rétractabilité k
perpendiculaire au fil	0,0025
parallèle au fil	0,0001
^a Ces valeurs sont valables pour le bois de résineux et le peuplier ayant une teneur en humidité comprise entre 6 % et 25 %. Le coefficient de rétractabilité k perpendiculaire au fil est une moyenne des déformations tangentielle et radiale.	

Extrait de l'EN 14080

- Variation dimensionnelle dans le plan du panneau :
0,02% pour 1% de variation d'humidité du bois.

Extrait Avis technique CLT

Nota : On constate que les valeurs de variations dimensionnelles par % d'humidité du CLT varient selon les avis techniques. Elle est de 0.01% ou 0.02% pour la plupart des fabricants. La nature de la composition des CLT (croisement des plis) fait intervenir les propriétés parallèles et perpendiculaires au fil. En se basant sur le rapport entre les deux directions à partir de l'EN 14080 qui est de 0.0025/0.0001 soit 25, il paraît pertinent de conclure que les effets des variations transverses vont influencer celle des plis longitudinaux. Nous préconisons de maintenir une valeur de **0.02 %**.

3.B.5.d Méthode d'intégration calculatoire

Les retours d'expériences nous montrent que la variation d'humidité de la fabrication à l'exploitation a tendance à évoluer d'une humidité élevée vers une humidité d'équilibre d'exploitation possédant des variations annuelles d'amplitude faible. Nous proposons de définir un cas de charges unique de retrait ayant comme amplitude : la différence entre l'humidité cible de phase chantier et l'équilibre minimum en phase d'exploitation. Ce cas de charge générant une charge proche d'une précontrainte, nous proposons de la considérer comme une charge permanente. Les effets de dilatation vont générer un relâchement donc une diminution des efforts de tension interne. Cependant, il sera nécessaire de considérer ce cas de charge comme ayant un effet uniquement défavorable. Par exemple, pas de contribution pour soulager la compression induite dans les effets membrure du plancher CLT.

La prise en compte simultanément sur tous les éléments bois pourra être homogène.

L'accroissement des effets de second ordre dû aux déplacements imposés par la variation hygrométrique devra être considéré.

La variation dimensionnelle induite par une variation d'hygrométrie du bois, s'écrit

$$u_{H\%} = k \cdot l \cdot \Delta_{H\%}$$

Avec :

$u_{H\%}$ la variation dimensionnelle d'un élément

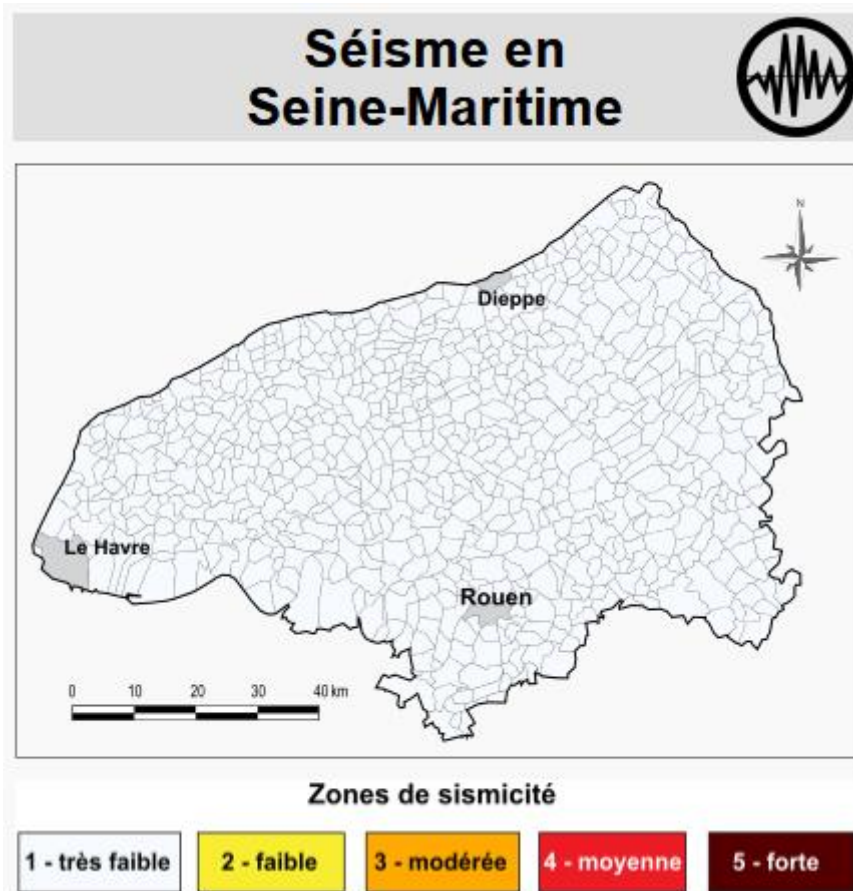
k le coefficient de rétractabilité

l la longueur d'un élément





$\Delta_{H\%}$ la variation hygrométrique du bois $\Delta_{H\%} = H_f - H_i$

3.B.6 Charges sismiques

Conformément au code de la construction L112-18 :



Carte du zonage sismique : Région Seine Maritime

Catégories d'importance	Description	Exemples
I	 <ul style="list-style-type: none"> Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée 	Hangars, bâtiments agricoles
II	 <ul style="list-style-type: none"> Habitations individuelles Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5 Habitations collectives de hauteur inférieure à 28m Bureaux ou bâtiments à usage commercial non ERP, h ≤ 28m, max. 300 personnes Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 pers. Parcs de stationnement ouverts au public 	Maisons individuelles, petits bâtiments
III	 <ul style="list-style-type: none"> ERP de catégories 1, 2 et 3 Habitations collectives et bureaux, h > 28m Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes Établissements sanitaires et sociaux Centres de production collective d'énergie Établissements scolaires 	Grands établissements, centres commerciaux, écoles
IV	 <ul style="list-style-type: none"> Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage de l'eau potable, la distribution publique de l'énergie Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise Centres météorologiques 	Protection primordiale : hôpitaux, casernes...

Catégorie d'importance des ouvrages

	I	II	III	IV
Zone 1	aucune exigence			
Zone 2				Eurocode 8 ³ $a_{gr}=0,7 \text{ m/s}^2$
Zone 3	PS-MI ¹	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$
Zone 4	PS-MI ¹	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$
Zone 5	CP-MI ²	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$

¹ Application possible (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI
² Application possible du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide
³ Application obligatoire des règles Eurocode 8

Exigence réglementaire vis-à-vis du séisme

Zone de sismicité très faible : Conformément au code de la construction L112-18, l'ouvrage n'est soumis à aucune justification vis-à-vis du séisme.

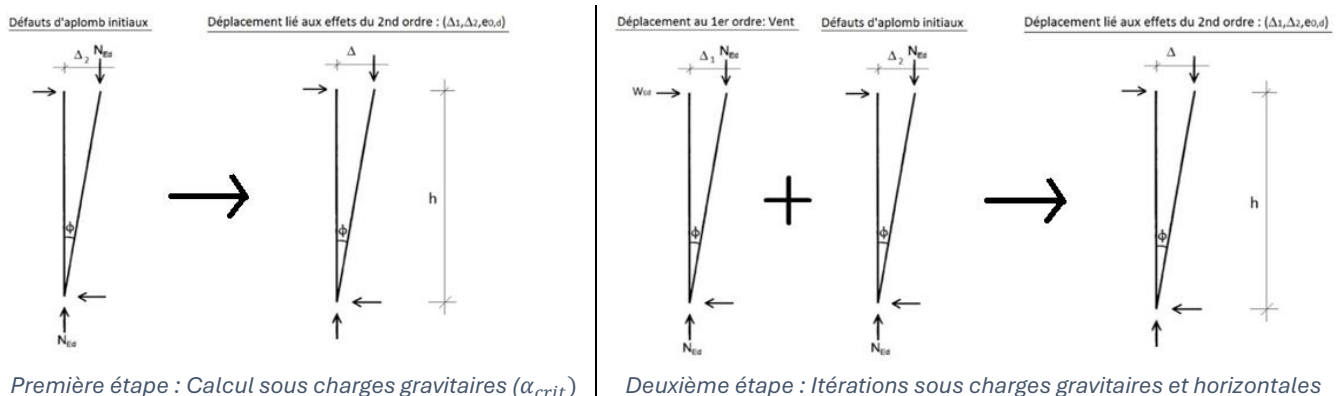
3.B.7 Charges de stabilité et méthode de calcul associée

3.B.7.a Préambule :

Une étude de la stabilité globale du bâtiment devra être réalisée, la valeur du coefficient de charge critique α_{crit} obtenue permettra de savoir s'il est nécessaire ou non de mener une étude au second ordre P-Delta (et sous quelles conditions) afin de quantifier les efforts complémentaires à reprendre par tous les éléments assurant la stabilité de l'ouvrage (diaphragme, noyaux, ancrages, etc.).

Cette section a pour but de décrire la méthodologie à suivre pour réaliser une étude au second ordre avec l'introduction d'imperfections globales et locales, en cohérence avec les tolérances d'exécution retenues.

La vérification sera effectuée selon les hypothèses de défaut d'aplomb et de courbure de l'EN 1995-1-1. Même si l'EN 1995-1-1 ne traite pas ce sujet de façon aussi approfondie que l'EN 1993, la démarche est similaire.



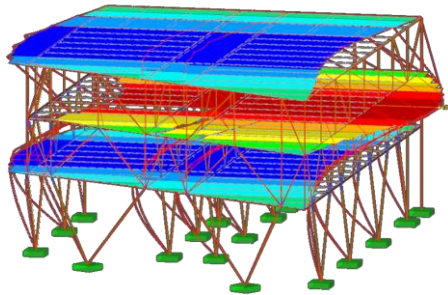
3.B.7.b Définition des imperfections

Les valeurs d'imperfections (défaut d'aplomb et courbure) sont déterminées suivant la section n°5 de l'EN 1995-1-1.

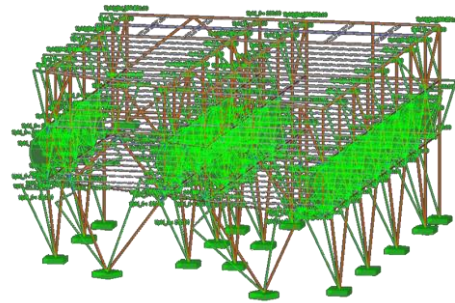
3.B.7.c Méthode de modélisation

Il conviendra d'étudier plusieurs cas d'imperfections :

- Les imperfections sont orientées selon le ou les premiers modes de flambement généralisé.

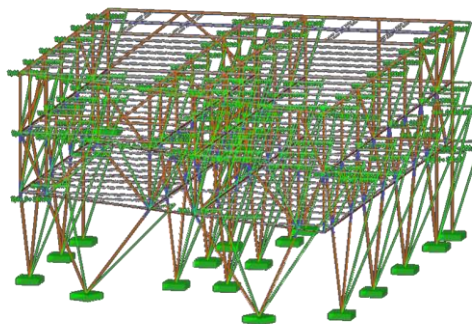


Exemple de premier mode de flambement généralisé



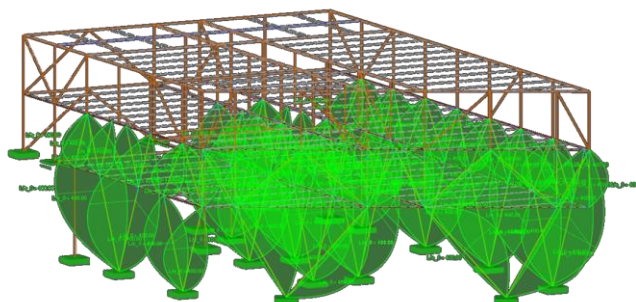
Exemple d'imperfections associées à ce mode de flambement

- Les imperfections sont orientées selon la déformation de premier ordre des actions variables tel que le vent.



Exemple d'imperfections associées à une direction de vent

- Dans le cas où la structure intègre des porteurs verticaux continus (avec blocages intermédiaires par des éléments de stabilité, cas d'un poteau continu entre deux niveaux par exemple), il sera nécessaire d'étudier un cas d'imperfections globales de ces barres continues.



Exemple d'imperfections globales de barres continues

3.B.7.d Méthode de justifications

- Les imperfections devront être prises en compte quelle que soit la valeur du coefficient de charge critique α_{crit} ;
- Si la valeur du coefficient de charge critique α_{crit} est faible une étude au second ordre sera menée pour prendre en compte dans les vérifications l'augmentation des efforts de stabilité ;
- Les efforts de stabilité sont induits en grande partie par les charges gravitaires (charges permanentes, charges d'exploitations), il faudra veiller à ne pas retenir une valeur de k_{mod} favorable. Un calcul au second ordre avec (G+Q+W) ne justifie pas un $k_{mod} = 1.1$;
- Vérification des porteurs verticaux selon l'EN 1995-1-1 §6.3.2 et des points d'ancrages de chaque porteur vertical en cumulant les efforts de second ordre déterminés avec à la fois l'imperfection globale et locale ;
- Détermination des combinaisons ELU avec effort de second ordre et dimensionnement de l'ensemble des éléments constituant la structure.

3.B.8 Charges thermiques

Sans Objet

3.B.9 Cas de charge

Cas	Nom	Durée de chargement
G	Charges permanentes	Permanent
H	Charges hygrométriques / Retrait	Permanent
Q	Exploitation	Moyen terme
S	Neige normale	Court terme
Wi	Vent normal	Instantanée
Ti	Efforts thermiques	Court terme
Soi	Efforts second ordre	Permanent Moyen terme

NOTA : i indice indiquant le nombre du cas étudié.**3.C Classe de service**

Les classes de service suivantes devront être utilisées en fonction des éléments :

- Planchers CLT courants et poutres BLC : Classe de service 1
- Planchers CLT sanitaire et extérieurs : Classe de service 2
- Porteurs verticaux poteaux BLC et murs CLT intérieurs : Classe de service 1
- Porteurs verticaux poteaux BLC extérieur : Classe de service 3

3.D Incendie

ERP de 2ème Catégorie avec activité principale de type R et activité secondaire de type N, dont le dernier plancher accessible est supérieur à 8m par rapport au niveau d'entrée des secours :

➤ Résistance au feu des éléments constituant le bâtiment :

Structure bois	R60
Plancher entre étage	REI60

➤ Cas des façades :

Recours à une APL pour assurer l'application de la règle du C+D.

- $C+D \geq 1 \text{ m}$ si $M \leq 130 \text{ MJ/m}^2$
- $C+D \geq 1,30 \text{ m}$ si $M > 130 \text{ MJ/m}^2$

➤ Réaction au feu

Tous les bois visibles (plancher, poteaux et poutres) recevront un traitement conférant au bois une réaction Euroclasse B (M1).

3.E Dimensionnement

3.E.1 Critères des déplacements verticaux :

- Les poutres et les panneaux de couverture et des terrasses accessibles seront dimensionnés avec une flèche limite :
 - $W_{inst,q} < L/300$
 - $W_{fin} < L/125$
 - $W_2 < L/350$ Plafond en plaques de plâtre selon DTU 31.1
 - Support d'étanchéité (ATEX WO2) :
 - Poutres porteuse $< 5\text{m}$:
 - Poutre : $W_{net,fin} < L/500$ ou 10mm
 - Panneau CLT : $W_{net,fin} < L/250$
 - Poutres porteuse $5\text{m} < L < 9\text{m}$:
 - Poutre : $W_{net,fin} < L/250$ ou 10mm
 - Panneau CLT : $W_{net,fin} < L/500$ ou 10mm
 - Déplacement après déformation en tout point de la terrasse $< 50 \text{ mm}$
- Les poutres et les panneaux de plancher seront dimensionnés pour respecter au minimum :
 - $W_{inst,q} < L/300$
 - $W_{net,fin} < L/250$
 - $W_{fin} < L/125$
 - $W_2 < 5 \text{ mm/longueur de cadre}$ - Façade vitrée de type cadre selon DTU 33.1
Trame de cadre courante 1m35
 - $W_2 < L/400$ Chape flottante selon DTU 31.1.
 - $W_2 < L/500$ Cloisons en plaques de plâtre selon DTU 25.41

NOTA 1 : $W_2 = W_{fin} - W_{inst,G}$

Avec $W_{inst,G}$ calculée à partir des charges permanentes antérieures à la mise en œuvre des éléments de second œuvre à protéger.

3.E.2 Critères de déplacements horizontaux :

Les critères donnés par l'EN-1995 et son annexe nationale devront être vérifiés, c'est-à-dire en utilisant la clause 7.2 et le tableau 7.2 associé.

Clause 7.2

Valeurs limites pour les déplacements horizontaux :

Les valeurs limites du tableau 7.2 s'appliquent aussi pour les déplacements horizontaux, y compris pour les éléments individuels soumis au vent pour lesquels on retient la valeur de $B/200$.

Pour les systèmes de contreventement, se référer à la clause 9.2.5.3(2) de la NF EN 1995-1-1.

Clause 7.2 (2) valeurs limites pour les flèches

Le tableau 7.2 de la norme NF EN 1995-1-1/A1:2008 est remplacé par le tableau suivant :

Tableau 7.2 — Valeurs limites pour les flèches

	Bâtiments courants			Bâtiments agricoles et similaires		
	Valeurs limites $w_{inst}(Q)$	Valeurs limites $w_{net,fin}$	Valeurs limites w_{fin}	Valeurs limites $w_{inst}(Q)$	Valeurs limites $w_{net,fin}$	Valeurs limites w_{fin}
Chevrans	—	$B/150$	$B/125$	—	$B/150$	$B/100$
Éléments structuraux	$B/300$	$B/200$	$B/125$	$B/200$	$B/150$	$B/100$

Pour les panneaux de planchers ou supports de toiture, $w_{net,fin}$ sera inférieure à $B/250$ sous charge répartie. Les exigences à respecter sous charge concentrée sont définies dans la NF EN 12871.

Les trois valeurs doivent être vérifiées.

Avec $w_c = w_{fin} - w_{net,fin}$

$w_{inst}(Q)$ part de la flèche instantanée due aux actions variables.

Pour les éléments en console et les porte à faux les valeurs peuvent être doublées sans pour autant être inférieures à 5 mm.

Vis-à-vis des points durs environnants, les déplacements seront vérifiés de la même manière que pour les consoles.

Le tableau suivant permet la relation avec les limites indiquées dans la NF EN 1990 (2002) :

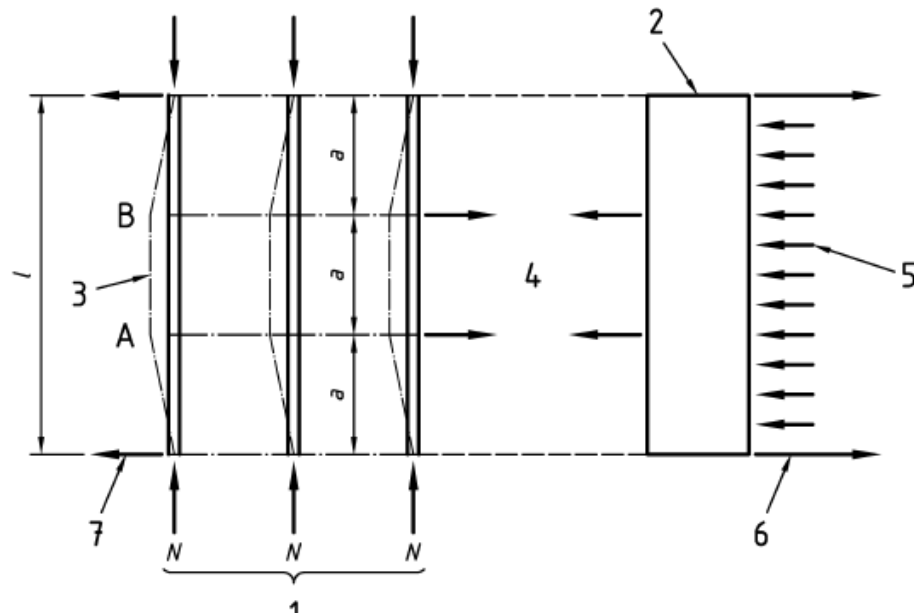
Valeurs de calcul	Référence de la valeur limite
$w_{inst}(Q)$ ou $w_{net,fin}$ ou w_{fin}	w_1
$w_{fin} - w_{G\ inst}$	w_2 est imposé par les référentiels concernés.** (DTU, avis techniques, etc.)
Selon spécifications	w_3 valeur imposée (conditions particulières, réglementaires ou contractuelles, liées au projet)
** $w_{G\ inst}$ est calculée avec la valeur des charges permanentes (G) antérieures à la mise en œuvre des éléments de second œuvre à protéger.	

Critères de déplacements horizontaux de l'EN 1995-1-1

Il convient de vérifier en plus le critère de contreventement du paragraphe 9.2.5.3(2), qui est de $L/500$.

(2) Il convient que la flèche horizontale du système de contreventement, due à un effort q_d et à tout autre effort externe (par exemple vent), soit inférieure ou égale à $L/500$.

Page 99
EN 1995-1-1:2004



Critères de déplacements des contreventements selon l'EN 1995-1-1

En plus des critères EN 1995-1-1, il est demandé de vérifier les critères EC3 et son annexe nationale en complément afin d'appréhender la globalité de l'ouvrage et de prendre en compte sa mixité.

Les valeurs limites recommandées données ci-après sont destinées à être comparées aux résultats des calculs et n'ont pas à être interprétées comme étant des critères de performance. Il convient de leur comparer les valeurs calculées à partir des combinaisons caractéristiques.

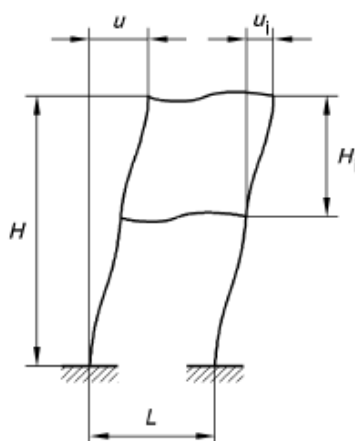


Figure 2 — Définition des déplacements horizontaux

Légende

u Déplacement horizontal général sur la hauteur du bâtiment H

u_i Déplacement horizontal sur la hauteur d'un étage H_i

Les valeurs limites recommandées sont destinées à être comparées aux résultats des calculs et n'ont pas à être interprétées comme étant des critères de performance.

Il convient de comparer les valeurs calculées à partir des combinaisons caractéristiques à toutes les limites données ci-après.

Pour les bâtiments, les valeurs limites recommandées des flèches horizontales sont données au Tableau 2.

Autres bâtiments à plusieurs niveaux, sans ponts roulants ^{c)} :	
— entre chaque étage	$H_i / 300$
— pour la structure dans son ensemble :	si $H \leq 10$ m $H / 300$
	si $10 \text{ m} < H \leq 30$ m $\frac{H}{200 + 10H}$
	si $H > 30$ m $H / 500$
Où :	
H_i est la hauteur du poteau ou de l'étage ou du montant de bardage ;	
H est la hauteur totale de la structure ;	
L_i est la distance entre deux portiques consécutifs ou la longueur d'une lisse.	

Extrait de l'EN 1993-1-1 et son annexe nationale

3.E.3 Critères de vibration (plancher) :

La méthode et les critères décrits dans le Cahier CSTB 3802_P2-Octobre2019 devront être utilisés.

Il conviendra de retenir les hypothèses suivantes :

- Classe de plancher I pour l'ensemble des planchers intérieurs (hors terrasse)
- Classe de plancher II pour les planchers de terrasses
- Le schéma de validation d'un plancher est le suivant :

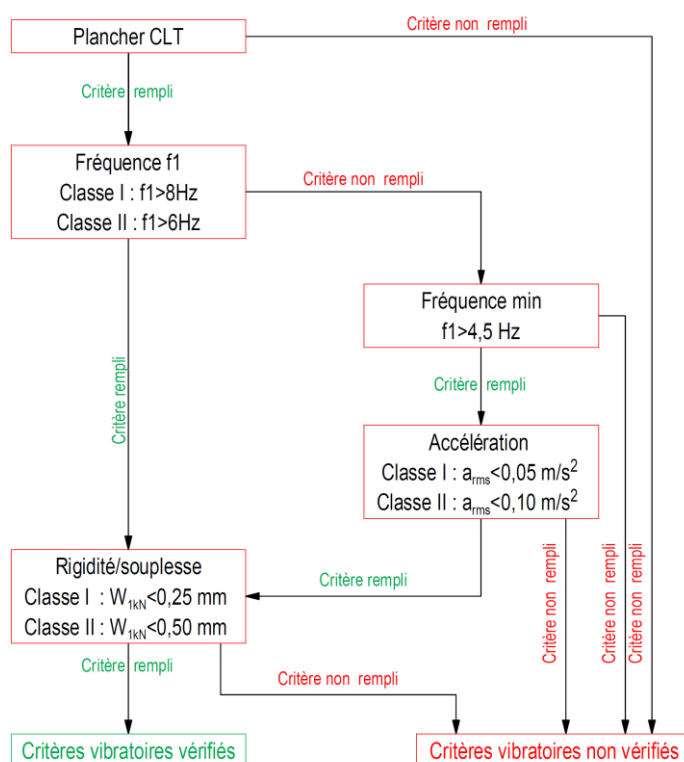


Schéma de vérification des critères vibratoires selon le guide du CSTB

- La combinaison à retenir pour le calcul de la fréquence ainsi que la masse modale pour le calcul de l'accélération, sont celles décrites dans l'Eurocode 0 et son annexe nationale dans la clause A1.4.4

— Dans le calcul de la fréquence propre, la masse à retenir relative aux charges d'exploitation doit correspondre à 20 % des charges d'exploitation prises en compte dans la combinaison caractéristique. Lorsqu'une part des charges d'exploitation correspond à des éléments non structuraux rigidement fixés à la structure, la masse correspondante à retenir est de 100 % pour cette part et 20 % pour le reste.

Extrait de l'annexe nationale de l'Eurocode 0

- La souplesse des éléments porteurs du plancher devra être considérée dans le calcul de la fréquence du plancher. Soit par une approche simplifiée en combinant la fréquence de vibration du plancher sur appuis rigides, et la fréquence de vibration de ses porteurs, soit par un calcul direct avec un modèle élément finis regroupant le plancher et ses porteurs
- L'inertie transverse devra être calculée avec la méthode des Gamma, en prenant comme longueur de référence, la largeur des panneaux
- Le coefficient d'amortissement utilisé dans le calcul de l'accélération sera de 0,04 pour les planchers intérieurs.

4 METHODE DE JUSTIFICATION

4.A Etats limites ultimes à froid (ELU)

Pour les justifications aux états limites ultimes, il convient de prendre en plus des effets usuellement considérés, les effets suivants pour la détermination des efforts :

- Les variations de raideur des éléments dans le temps.
- Les efforts et déplacements imposés par des variations d'humidité du bois.
- Les excentrement.

4.A.1 Considération des effets de variations de raideur

Pour considérer les effets de variations de raideur dans la répartition des efforts, il conviendrait d'utiliser deux modélisations de la structure

- Un modèle **rigide** représentant l'état initial de la structure, dans lequel la rigidité des éléments bois n'est pas modifiée (grandeurs E_{mean} , G_{mean} , K_{ser}),
- Un modèle **souple** représentant l'état final de la structure, dans lequel la rigidité des éléments bois est diminuée (grandeurs $E_{mean,fin}$, $G_{mean,fin}$, $K_{ser,fin}$) selon les définitions données dans EN 1995-1-1 §2.3.2.2

4.A.2 Considération des déplacements imposés par une variation d'humidité

Au vu des incertitudes dans la compréhension des variations dimensionnelles dues au bois, nous proposons de les considérer :

- Comme une charge permanente si cette charge représente une variation hygrométrique uniforme sur le bâtiment (variation globale de la structure) → **Action de type permanentes avec γ_G** ;
- Comme une charge de moyen terme si cette charge représente une variation hygrométrique ponctuelle (exemple, reprise d'humidité à la suite d'un dégât des eaux, comme décrit au paragraphe 4.A.2) → **Action de type variable avec γ_Q** .

NOTA : On considère que la répartition des charges induites par la variation hydrométrique des bois apparait entre le début de la phase de montage et sa fin (H_i). L'équilibre va tendre vers l'état H_f pendant le début de l'exploitation. Les efforts ainsi générés s'appliqueront de façon permanente durant la vie de l'ouvrage avec des fluctuations correspondant aux variations hydrométriques annuelles.

4.A.3 Calcul des assemblages brochés multiplans.

Les formules de calcul pour l'EC5 sont données pour le cas d'un assemblage bois/métal avec deux plans de cisaillement maximum (schéma isostatique). L'EC5 propose une méthode approximative pour calculer les assemblages dit à « multiplans ». Elle consiste à réaliser une décomposition de l'assemblage par série de trois éléments et de définir les modes de rupture compatibles. Cependant, cette méthode reste

approximative car la répartition des contraintes dans le bois n'est plus isostatique mais hyperstatique. Afin de limiter les approximations, les assemblages multiplans devront se limiter aux critères ci-dessous :

- Un maximum de quatre plans de cisaillement par organe avec une géométrie symétrique
- La géométrie de l'assemblage devra être définie tel que les contraintes dans le bois soient réparties de façon uniforme entre les différentes épaisseurs de bois situées entre les plaques métalliques.
- Le mode de rupture devra être obligatoirement de type ductile.

Il sera nécessaire de modéliser numériquement la répartition des contraintes d'une broche dans le bois au moyen d'un calcul non-linéaire prenant en compte les propriétés plastiques des organes d'assemblages.

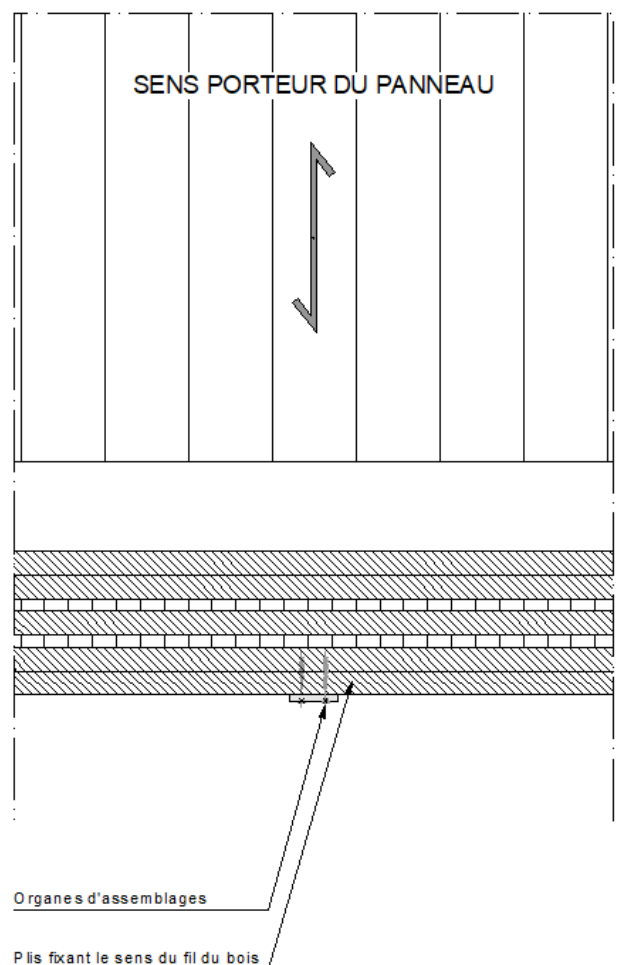
4.A.4 Calcul des pinces

Les pinces des connecteurs métalliques (boulons, broches, vis, clous, ...) devront respecter les exigences de l'EN 1995-1-1 ou d'une évaluation technique Européenne.

Concernant les panneaux CLT plusieurs règles devront être respectées. A défaut de connaître réellement l'effet du croisement des plis sur le risque de création de fissure, et au vu de l'épaisseur des plis surtout pour des panneaux de type L7s-2 ou L8s-2. L'angle du fil qui devra être retenu pour la détermination des pinces sera déterminé par le sens du fil du premier pli que l'organe traversera.

Pour les assemblages de types linéiques (couturage de languette, de mi-bois, etc.) il faudra prendre en compte les effets des variations hygrométriques, ou des effets systèmes liés à la raideur des organes, qui génèrent des efforts dans la direction transversale des assemblages pour justifier des pinces aux bords a3 et a4.

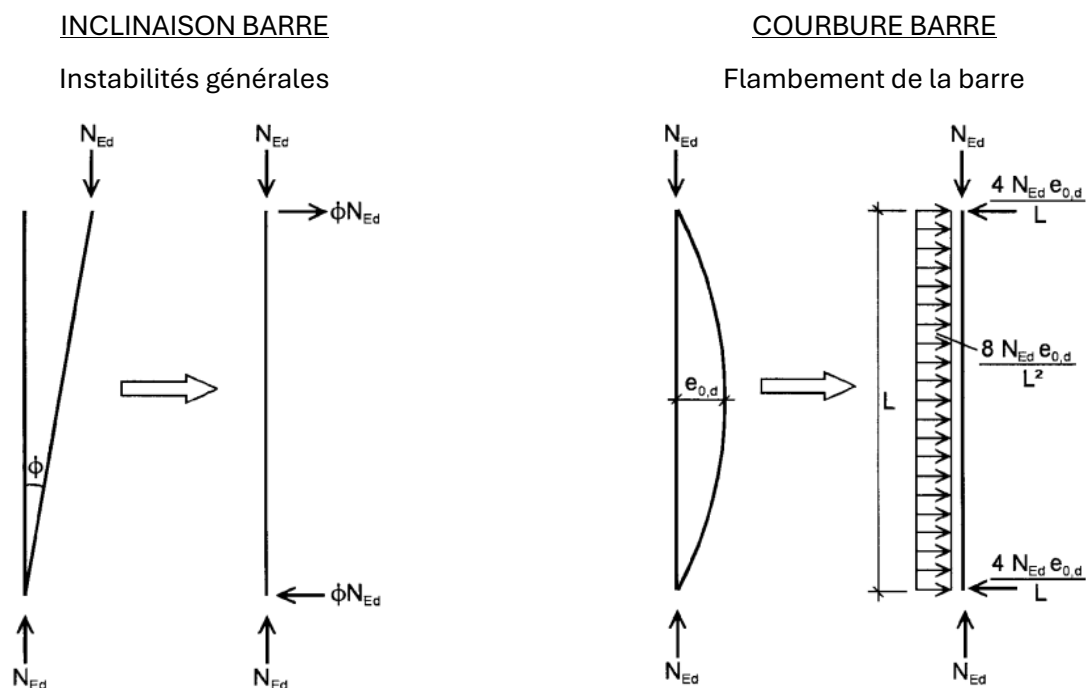
Ces bords pourront être considérés non chargés si des assemblages complémentaires plus raides sont mis en œuvre, permettant de justifier mécaniquement que les organes ne sont pas sollicités dans la direction transversale. Sans action complémentaire, les bords seront à considérer chargés, les assemblages devront donc justifier de pinces a3t et a4t.



4.A.5 Prise en compte des efforts de blocage des barres comprimées

L'EN 1995-1-1 permet plusieurs approches, ce document n'a pas pour objectif d'imposer une méthode en particulier, simplement d'imposer que les deux phénomènes d'instabilités (inclinaison et courbure) soient pris en compte dans le calcul des assemblages des barres comprimées (dans le cas de barres continues avec blocages intermédiaires).

Les deux phénomènes sont :



Pour les inclinaisons et/ou courbures de barres, il conviendra de retenir les hypothèses présent en compte pour l'étude d'instabilité générale et de prendre en compte, suivant la valeur du coefficient de charge critique α_{crit} les effets d'amplification des efforts.

Il conviendra aussi de s'assurer que les tolérances d'exécution (en particulier sur les défauts d'aplomb des structures) soient en cohérence avec les valeurs d'imperfections retenues.

Cette vérification est valable pour tous les types de barres comprimées (poteaux, diagonales treillis, ...)

4.B Etats limites de service (ELS)

4.B.1 Cas de charges et combinaisons

Les deux types de déformation (élastique, anélastique « fluage »), les tassements constructifs (matage d'assemblage) et les variations dimensionnelles provoquées par les variations hydrométriques doivent être considérés en utilisant l'approche Eurocodes, et les cas de charges et combinaisons associés.

Pour le calcul de la structure aux ELS, la structure étant hyperstatique avec des matériaux présentant des coefficients de fluage différent, le point (4) du paragraphe 2.2.3 de l'EN 1995-1-1 s'applique :

2.2.3 États limites de service

(1) P La déformation de la structure qui résulte des effets des actions (telles que les efforts normaux et tranchants, les moments de flexion et le glissement des assemblages) et de l'humidité doit rester au sein de limites appropriées, considérant d'une part la possibilité d'endommagement des matériaux de revêtement, des plafonds, des planchers, des partitions intérieures et des finitions, et d'autre part le besoin fonctionnel ainsi que les exigences d'apparence.

(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.

(3) Il convient de calculer la déformation finale, u_{fin} , voir figure 7.1, à partir de la combinaison quasi-permanente d'actions, voir EN 1990, article 6.5.3(2) c).

(4) Si la structure est constituée d'éléments ou composants dont les propriétés de fluage diffèrent, il convient de calculer la déformation finale de la structure en utilisant les valeurs finales moyennes adéquates des modules d'élasticité, modules de cisaillement et modules de glissement, selon 2.3.2.2(1).

Extrait de l'EN 1995-1-1

4.B.2 Définition des flèches

Flèche caractéristique

$$w_c = w \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{k=1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}$$

Flèche quasi-permanente

$$w_{qp} = w \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$$

Il convient de distinguer la flèche $w_{qp,inst}$ obtenue avec une structure dont le module d'Young du bois n'est pas modifié et la flèche $w_{qp,fin}$ obtenue avec une structure dont le module d'Young du bois est modifié de la manière suivante :

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})}$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})}$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})}$$

Flèche de fluage

$$w_{fluage} = w_{qp,fin} - w_{qp,inst}$$

Vérification :

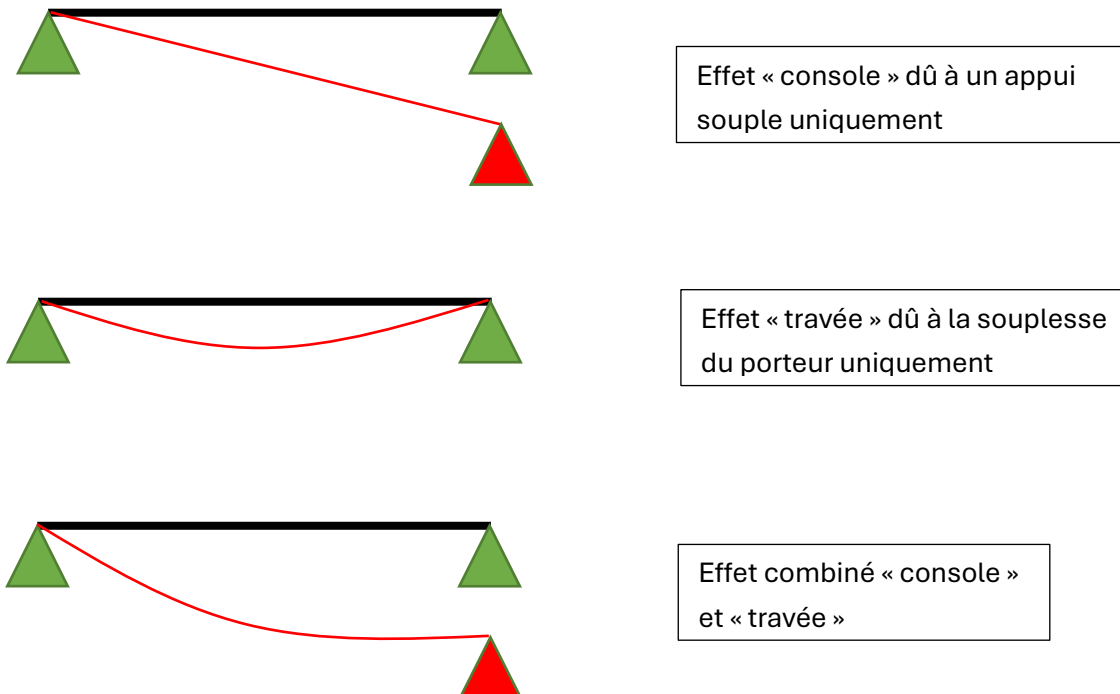
- Flèche de type W1 :
 - $W_{inst,q}$
 - $W_{net,fin}$
 - W_{fin}

- Flèche de type W2 : Flèche de protection des éléments supportés par la structure
 - $W_2 = W_{fin} - W_{inst, Gk1}$
 - $W_{inst, Gk1}$: est calculée à partir des charges permanentes antérieures à la mise en œuvre des éléments de second œuvre à protéger en incluant ou non leurs propres poids.

Lors de la définition du scénario de déduction des charges permanentes $G_{k,1}$, il convient de considérer que l'élément fragile est sollicité par toutes les charges nuisibles intervenant après sa pose, que ce soit sur le niveau considéré ou sur les niveaux supérieurs. Le phasage de chantier devient donc très important et est lié aux hypothèses de dimensionnement.

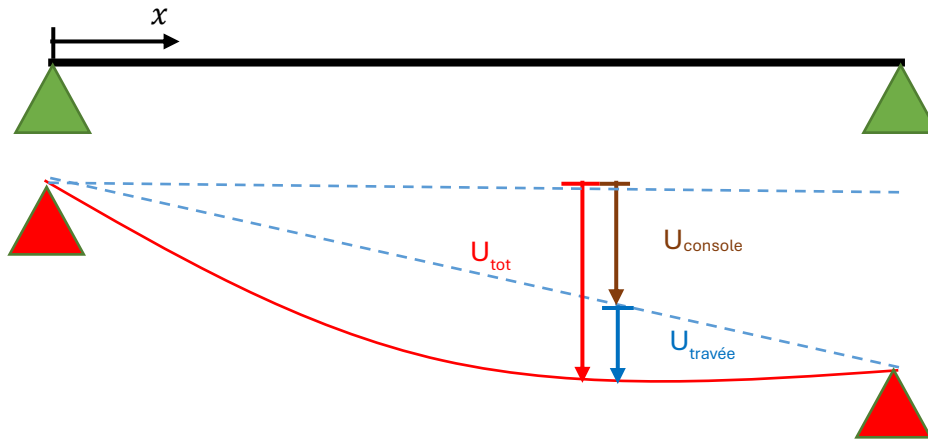
4.B.3 Méthode de calcul d'un critère pour porteurs sur appuis souple

L'Eurocode 5 donne des limites pour les flèches des poutres simples sur deux appuis et une indication pour les éléments en console ou porte à faux. Pour des éléments de poutre sur appuis souple, aucune méthode n'est donnée pour tenir compte des deux effets appelés ici l'effet « console » et l'effet « travée ».



Principe de décomposition des flèches

Pour regrouper ces deux critères sous une unique vérification, la méthode de calcul suivante est proposée.



Exemple de décomposition des déplacements

Le taux de travail en fonction de l'abscisse x s'écrit

$$\tau(x) = \frac{u_{cons}(x)}{\frac{2x}{\alpha}} + \frac{u_{travée}(x)}{\frac{l}{\alpha}}$$

Avec l la distance entre appui, et α le rapport limite (exemple $\alpha = 300$, si la limite fixée est $L/300$)

Le critère de flèche est donc vérifié si $\tau(x) < 1$ en tout point de la poutre soit $\tau(x) < 1 ; \forall x$

NOTA :

- les critères usuels sont inclus dans les cas particuliers de la méthode générale décrite ci-dessus

- Pour une poutre souple sur appuis rigides

$$\tau(x = l/2) = \frac{u_{travée}(\frac{l}{2})}{\frac{l}{\alpha}}$$

- Pour une poutre rigide sur appuis souples

$$\tau(x = l) = \frac{u_{console}(l)}{\frac{2l}{\alpha}}$$

4.B.4 Définition du phasage et des charges nuisibles aux éléments fragiles

La méthode décrite ci-après a pour but de déterminer les cas de charges $g_{k,1}$ à utiliser pour la justification d'éléments fragiles supportés par des éléments isostatiques sur appuis souples.

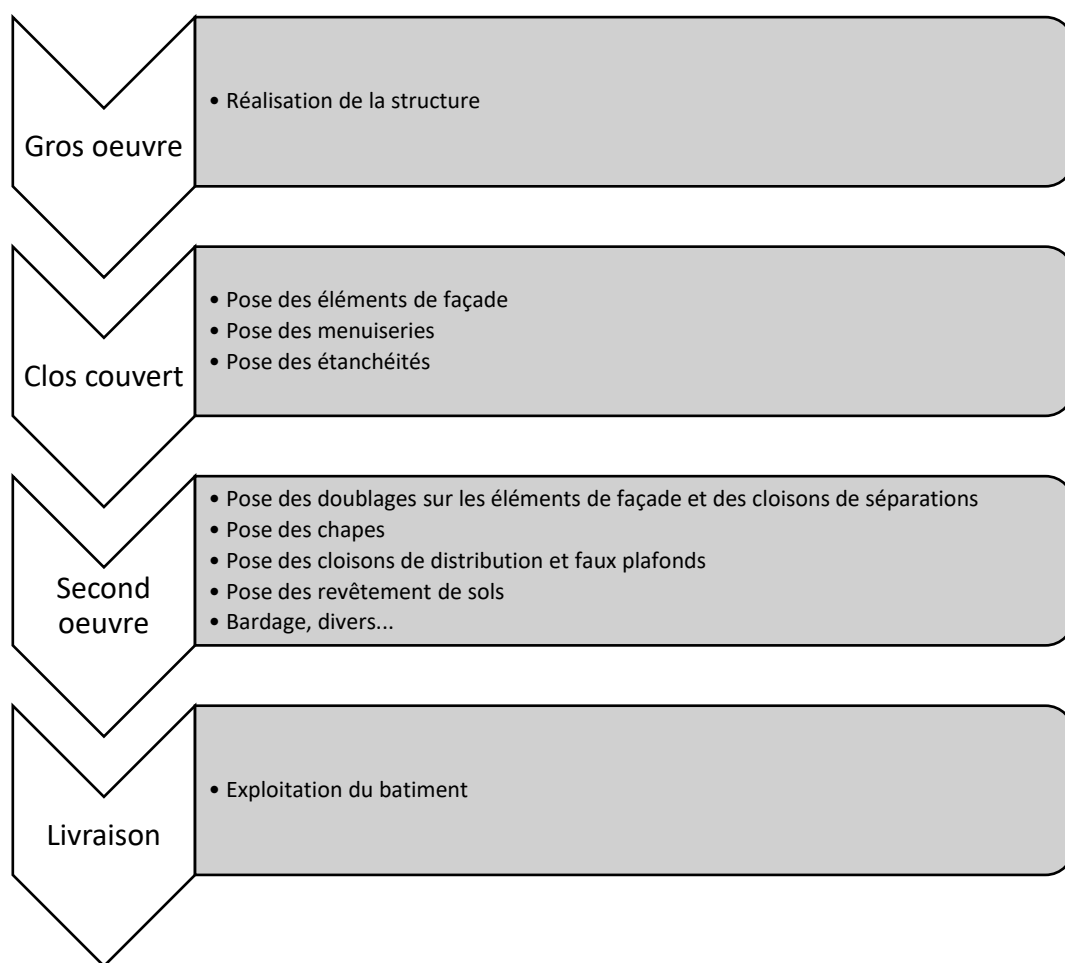
Pour rappel l'équation de la flèche de protection des éléments fragiles est :

$$W_2 = W_{fin} - W_{inst,G_{k,1}}$$

$W_{inst,G_{k,1}}$: est la flèche instantanée sous charges ne nuisant pas à l'élément fragile.

4.B.4.a Phasage

La première étape est de déterminer le phasage de pose des éléments afin de déterminer quelles sont les charges antérieures à la pose de l'élément fragile et les charges postérieures nuisibles à cet élément étudié.



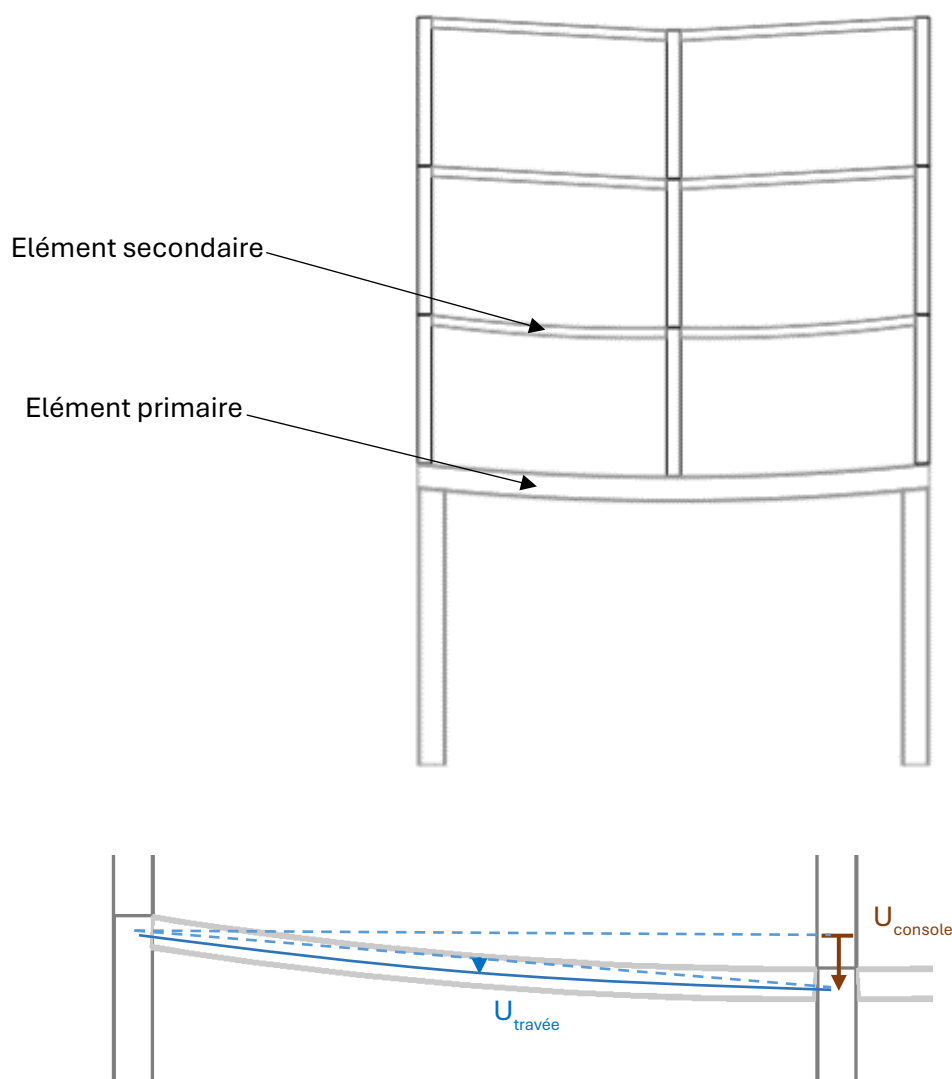
Phasage envisagée

NOTA 1 : Ordre de pose des éléments à confirmer lors de la phase EXE

4.B.4.b Principe de la méthode

Le cas de charges $G_{k,1}$ regroupe toutes les charges ne nuisant pas à l'élément fragile, soit les charges en place avant la pose de cet élément. Reprenons le phasage déterminé ci-avant et étudions une poutre isostatique sur appui rigide, les charges antérieures à la pose d'une cloison de séparation seront le poids propre de structure et le poids des façades. Tous les éléments posés après une cloison de séparation entraîneront une déformation de la poutre et donc de la cloison de séparation, ce qui peut lui être nuisible.

Considérons maintenant un système composé d'un élément porteur primaire et d'éléments porteurs secondaires, la déformation de l'élément secondaire est conditionnée par son propre chargement ainsi que par la déformation de l'élément primaire et donc potentiellement par le chargement d'autres éléments secondaires. La déformation de la structure primaire est assimilable à un déplacement d'appui de l'élément secondaire, ce que nous appelons déplacement de type console. On vérifie alors un élément secondaire en étudiant les deux types de déplacements, console par le déplacement d'appui et travée par le chargement direct de l'élément secondaire.



NOTA : Cette dissociation est correcte tant que l'élément secondaire est isostatique.

Il convient de définir deux types de cas de charges $G_{k,1}$:

- Type a : le poids de l'élément fragile entraîne une déformation nuisible à celui-ci (doublage, cloison...)
- Type b : le poids de l'élément fragile n'entraîne pas de déformation nuisible à celui-ci (déformation après séchage de la chape, façade réglée après pose...)

Suivant le type de cas de charges, les déformations de type console et de type travée ne seront pas étudiées avec les mêmes charges.

Il est possible que le poids de l'élément posé ne constitue pas une charge nuisible à celui-ci, une chape par exemple pour laquelle les déformations nuisibles interviennent après le séchage de celle-ci ou alors une façade que l'on vient régler après sa pose. Le poids de l'élément aura un impact sur le déplacement de type console mais n'aura pas d'impact sur le déplacement de type travée de l'élément.

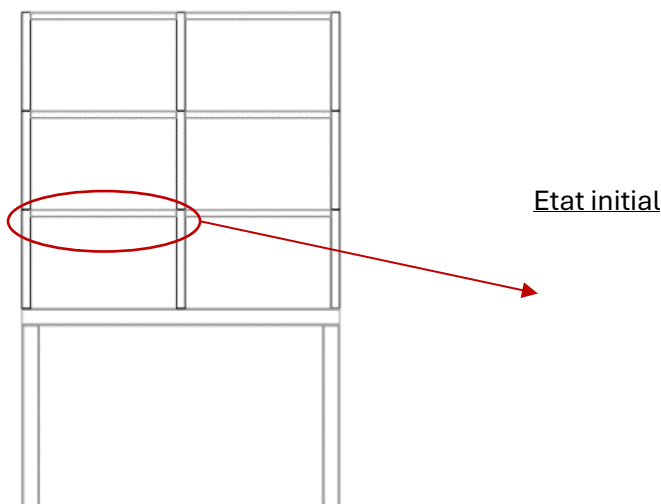
Exemple :

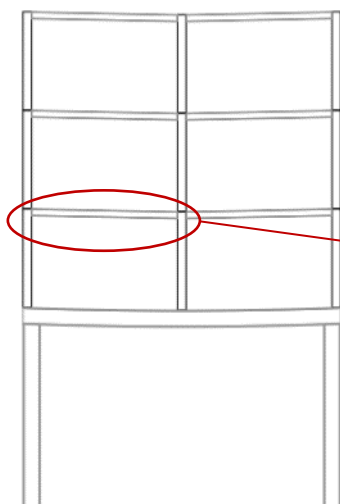
Prenons l'exemple d'une poutre de rive supportant une façade composée de cadres réglés après leur pose.

Les blocs de façade vont entraîner le déplacement de la structure primaire et donc le déplacement des appuis des éléments secondaires, le poids de la façade a donc un impact sur le déplacement de type console. En revanche étant donné que les blocs de façade sont réglés une fois la totalité des éléments posés sur l'élément secondaire, le poids de la façade n'entraînera pas de déformation de type travée nuisible à celle-ci.

Ce qui nous donne pour la vérification de la poutre de rive vis-à-vis des blocs de façade :

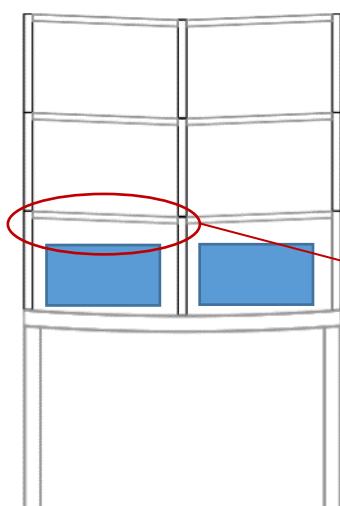
- Déplacement de type « console » $\rightarrow g_{k,1}$ = poids de la structure
- Déplacement de type « travée » $\rightarrow g_{k,1}$ = poids de la structure + poids de la façade





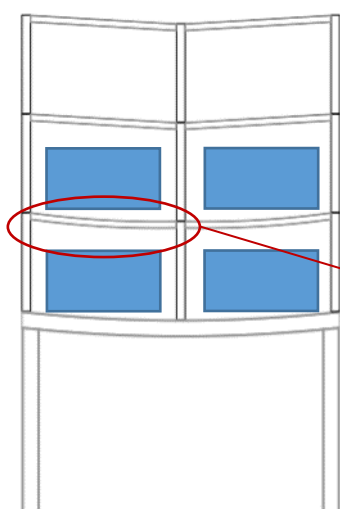
Déformation sous poids propre de la structure

Soit un déplacement de type console de la poutre de rive



Pose de la façade sur le 1^{er} niveau

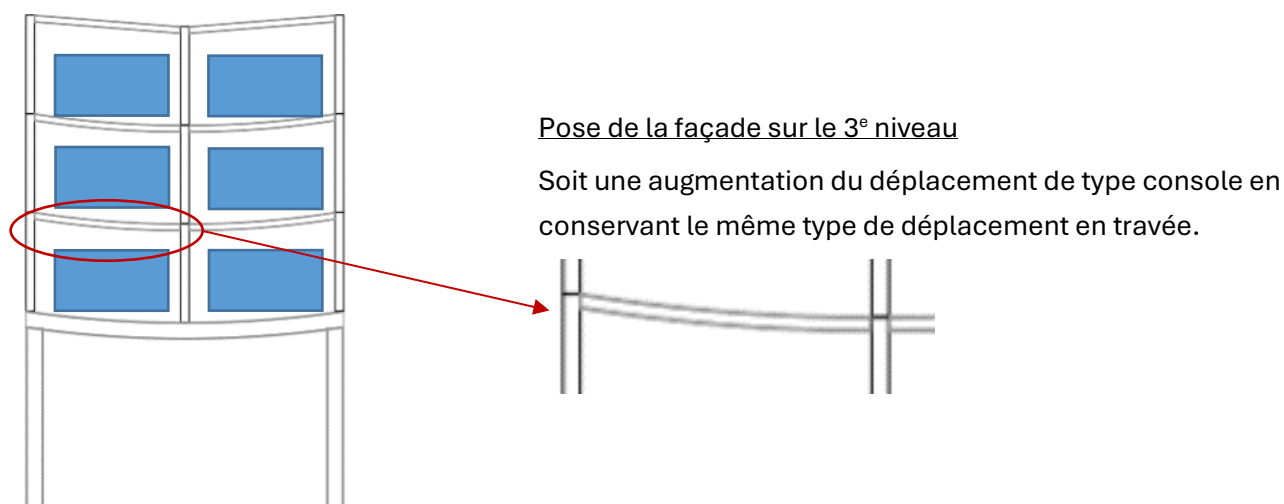
Soit une augmentation du déplacement de type console



Pose de la façade sur le 2^e niveau

Soit une augmentation du déplacement de type console + un déplacement de type travée





Le pas-à-pas présenté ci-avant permet de comprendre que la pose des éléments de façade a un impact sur le déplacement de type console de tous les éléments, mais qu'elle impacte uniquement le déplacement de type travée de son porteur. Le réglage se faisant une fois la façade posée sur tout le porteur, il est alors possible de déduire le poids propre de la structure ainsi que celui de la façade pour le déplacement de type « travée ». En revanche, on peut déduire uniquement le poids propre de la structure pour le déplacement de type « console ».