

École polytechnique de Louvain

Évaluation numérique du comportement structural de bâtiments hauts en cas d'incendie

Auteur : Robin Libois

Promoteur : Luca Sgambi

Lecteurs : João Saraiva Esteves Pacheco De Almeida, Jean-François Rondeaux, Olivier Vassart

Année académique 2018–2019

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Je tiens à remercier l'ensemble des personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Tout d'abord, j'aimerais remercier le professeur Luca Sgambi, mon promoteur, pour ses conseils avisés et son implication.

Je tiens également à remercier Jean-François Rondeaux pour son aide apportée à la compréhension du fonctionnement du système diagrid.

Je remercie aussi João De Almeida, Jean-François Rondeaux et Olivier Vassart d'avoir accepté d'être lecteurs de ce mémoire.

Enfin, je souhaite remercier ma famille, ma copine, mes amis pour leur soutien tout au long de mon cursus universitaire et plus particulièrement, mon oncle Francis Libois et ma tante Michèle Beaujean pour leur aide précieuse à la relecture et à la correction de cet ouvrage.

Table des matières

Liste des symboles	
Table des figures.....	
Table des tableaux.....	
1. Introduction.....	1
2. Structures en acier	3
2.1 L'ACIER.....	3
2.1.1 Le comportement mécanique de l'acier	3
2.2 LA STRUCTURE.....	7
2.2.1 Le système porteur et le contreventement.....	7
2.2.2 Les colonnes	9
2.2.3 Les poutres	9
3. Normes et Eurocodes.....	11
3.1 LE VENT	11
3.2 LES CHARGES	19
3.3 LES STRUCTURES EN ACIER	20
3.3.1 Classification des sections.....	20
3.3.2 Dimensionnement des poutres, critères à vérifier.....	22
3.3.3 Dimensionnement des colonnes, critère à vérifier	23
3.4 LE FEU	28
3.4.1 L'incendie	28
3.4.2 La sécurité incendie.....	29
3.4.3 Les différentes approches pour la procédure de conception.....	30
3.4.4 L'analyse au feu des structures	32
3.4.5 Les propriétés mécaniques de l'acier lors d'un incendie.....	40
4. Structures étudiées	46
4.1 PRÉSENTATION DES STRUCTURES.....	46
4.2 DIMENSIONNEMENT DES DEUX STRUCTURES	47
4.2.1 Calcul des déplacements dus au vent	48
4.2.2 Dimensionnement des poutres.....	51
4.2.3 Dimensionnement des colonnes.....	56
4.2.4 Dimensionnement de la structure composée de poteaux et de poutres	61
4.2.5 Dimensionnement de la structure diagrid.....	62

5.	Simulation sur ABAQUS.....	66
5.1	DÉTERMINATION DE LA TEMPÉRATURE CRITIQUE D'UN ÉLÉMENT EN ACIER.....	67
5.1.1	Élément non soumis au phénomène d'instabilité.....	67
5.1.2	Élément soumis au phénomène d'instabilité	69
5.2	POUTRE ISOSTATIQUE SOUMISE AU FEU	71
5.2.1	Analyse élastique linéaire	71
5.2.2	Analyse plastique	72
5.2.3	Analyse élastique avec incendie.....	74
5.2.4	Analyse plastique avec incendie	74
5.3	POUTRE HYPERSTATIQUE SOUMISE AU FEU	76
5.4	PORTIQUE ISOSTATIQUE SOUMIS AU FEU	79
5.5	PORTIQUE HYPERSTATIQUE SOUMIS AU FEU	80
5.5.1	Calcul de la température critique de la poutre	80
5.5.2	Calcul de la température critique de la colonne	80
5.6	MODÉLISATION DES DEUX STRUCTURES DANS ABAQUS	83
5.6.1	Modélisation de la structure poteaux-poutres	83
5.6.2	Modélisation de la structure diagrid	84
5.7	RÉSULTATS DES SIMULATIONS AVEC ABAQUS ET INTERPRÉTATIONS	86
5.7.1	Structure poteaux-poutres	86
5.7.2	Structure diagrid.....	91
5.8	APPROCHE BASÉE SUR LES PERFORMANCES, CALCUL DU FEU NATUREL.....	99
5.8.1	Hypothèses, taille du compartiment et définition des conditions limites	100
5.8.2	Analyse des différents compartiments.....	102
5.8.3	Conclusion.....	107
6.	Conclusion.....	108
7.	Bibliographie	110
8.	Annexe	112
8.1	STRUCTURE COMPOSÉE DE POTEAUX ET DE POUTRES	112
8.1.1	Vue en élévation	112
8.1.2	Plan d'un étage type	115
8.1.3	Plan des aires reprises par les poutres	117
8.1.4	Tableaux récapitulatifs des poutres et colonnes	119
8.2	STRUCTURE DIAGRID	121
8.2.1	Vue en élévation	121
8.2.2	Plan des étages	123
8.2.3	Tableaux récapitulatifs des poutres et colonnes	129

Liste des symboles

Vent

A	la surface du bâtiment produisant l'action du vent [m ²]
A _{ref}	la surface de référence [m ²]
A _{voile,i}	la surface du voile i [m ²]
b	la largeur du bâtiment représentant la longueur de la surface perpendiculaire à la direction du vent [m]
c _d	le coefficient dynamique [/]
c _e (z)	le coefficient d'exposition à la hauteur z [/]
c _f	le coefficient de force pour la structure ou l'élément structurel [/]
c _o (z)	le coefficient orographique à la hauteur z [/]
c _{pe}	le coefficient de pression extérieure [/]
c _{pe,1}	le coefficient de pression extérieure locale pour des surfaces chargées A de 1 m ² [/]
c _{pe,10}	le coefficient de pression extérieure globale pour des surfaces chargées A de 10 m ² [/]
c _{pi}	le coefficient de pression intérieure [/]
c _r (z)	le coefficient de rugosité du terrain à la hauteur z [/]
c _s	le coefficient de surface [/]
C _{dir}	le coefficient de direction [/]
C _{saison}	le coefficient de saison [/]
d	la profondeur du bâtiment représentant la longueur de la surface parallèle à la direction du vent [m]
d	la distance entre le voile et l'axe d'inertie [m]
e	le minimum entre b et 2h [m]
E	le module de Young [N/m ²]
E _b	le module de Young du béton [N/m ²]
h	la hauteur du bâtiment [m]
H	la hauteur du bâtiment [m]
F _w	la force du vent [N]
I _b	l'inertie du noyau central en béton [m ⁴]
I _v (z)	l'intensité de la turbulence [/]
I _{voile}	l'inertie du voile i du noyau central en béton [m ⁴]
k _l	le coefficient de turbulence [/]
k _r	le facteur du terrain [/]
L _{face -1-}	la longueur de la face -1- [m]
L ₁	la longueur du bâtiment [m]
L ₂	la largeur du bâtiment [m]

$M(H)$	le moment sollicitant agissant au sommet du bâtiment [Nm]
$M(x)$	le moment sollicitant agissant à la hauteur x du bâtiment [Nm]
q	la charge uniformément répartie constante sur la hauteur du bâtiment [N/m]
$q(x)$	la charge uniformément répartie constante à la hauteur x [N/m]
$q(z)$	la charge uniformément répartie constante à la hauteur z [N/m]
$q_b(z)$	la pression dynamique de référence à la hauteur z [N/m ²]
$q_{face -1-}$	la pression dynamique sur la face -1- [N/m ²]
$q_m(z)$	la pression dynamique moyenne à la hauteur z [N/m ²]
$q_p(z)$	la pression dynamique de pointe à la hauteur z [N/m ²]
$q_p(z_e)$	la pression dynamique de pointe à la hauteur z_e [N/m ²]
$q_p(z_i)$	la pression dynamique de pointe à la hauteur z_i [N/m ²]
q_{vent}	la charge linéaire du vent [N/m]
$v(0)$	la déformée à la base du bâtiment [m]
$V(H)$	l'effort tranchant agissant au sommet du bâtiment [N]
$v(x)$	la déformé du bâtiment à la hauteur x [m]
$v(z)$	la déformé du bâtiment à la hauteur z [m]
v_b	la vitesse de référence du vent [m/s]
$v_{b,0}$	la valeur de base de la vitesse de référence du vent [m/s]
$v_m(z)$	la vitesse moyenne du vent à la hauteur z [m/s]
w_e	la pression aérodynamique extérieure [N/m ²]
w_i	la pression aérodynamique intérieure [N/m ²]
w_{net}	la pression aérodynamique nette [N/m ²]
z	la hauteur au-dessus du sol [m]
z_0	la longueur de rugosité [m]
z_e	la hauteur de référence pour la pression extérieure [m]
z_i	la hauteur de référence pour la pression intérieure [m]
z_{min}	hauteur minimale dépendant de la catégorie du terrain [m]
z_{max}	hauteur maximale [m]
α	la pente de la toiture [°]
q_{air}	la masse volumique de l'air [kg/m ³]
μ	le taux d'ouverture [/]
θ	la direction du vent [°]

Actions sur les structures et coefficients de sécurité

G	les charges permanentes [N/m ²]
G_i	la charge permanente i [N/m ²]
Q	les charges variables [N/m ²]
q_{ELS}	la combinaison des actions à l'état limite de service [N/m ²]
q_{ELU}	la combinaison des actions à l'état limite ultime [N/m ²]

Q_1	la charge variable dominante [N/m ²]
Q_i	la charge variable i [N/m ²]
$\gamma_{G,i}$	le coefficient de pondération de la charge permanente i [/]
$\gamma_{Q,1}$	le coefficient de pondération de la charge variable dominante [/]
$\gamma_{Q,i}$	le coefficient de pondération de la charge variable i [/]
$\psi_{0,i}$	le coefficient tenant compte de la probabilité réduite d'avoir plusieurs charges variables agissant ensemble avec un effet maximum [/]

Structures en acier

A_{reprise}	l'aire reprise par la poutre [m ²]
A_v	l'aire cisailée résistante [m ²]
a_{LT}	un facteur [/]
b_{LT}	un facteur [/]
c	la largeur dépend de la paroi et de la section [m]
C_{my}	le facteur du moment uniforme équivalent [/]
$C_{my,0}$	un facteur [/]
C_{mLT}	le facteur du moment uniforme équivalent [/]
C_{yy}	un facteur [/]
E_a	le module de Young de l'acier [Pa]
f	la flèche [m]
f_{lim}	la flèche limite [m]
f_y	la limite d'élasticité [Pa]
G	le module de cisaillement [Pa]
G_{plancher}	la charge permanente du plancher en acier [N/m ²]
G_{toiture}	la charge permanente de la toiture [N/m ²]
I_{col}	l'inertie de la colonne [m ⁴]
I_{poutre}	l'inertie de la poutre [m ⁴]
I_T	l'inertie de torsion de Saint-Venant [m ⁴]
I_w	le facteur de gauchissement [m ⁴]
I_y	l'inertie de flexion selon axe fort y-y [m ⁴]
I_z	l'inertie de flexion selon axe faible z-z [m ⁴]
k	un facteur [/]
k_{yy}	le facteur d'interaction [/]
L	la longueur de la colonne entre les deux points maintenus [m]
L_{col}	la longueur de la colonne [m]
L_{fl}	la longueur de flambement [m]
L_{poutre}	la longueur de la poutre [m]
N_{col}	l'effort normal repris par la colonne [N]
$N_{col,sup}$	l'effort normal agissant sur la colonne au-dessus [N]

N_{Ed}	l'effort normal sollicitant [N]
N_{cr}	la force de flambement critique [N]
$N_{cr,y}$	la force de flambement critique selon l'axe y-y [N]
N_{Rd}	la valeur de conception de la résistance de la force axiale [N]
N_{Rk}	la résistance caractéristique à l'effort normal de la section critique [N]
n_{Pl}	un facteur [/]
M_{cr}	le moment de critique de déversement [Nm]
$M_{c,Rd}$	la résistance de conception pour le moment de flexion [Nm]
M_{Ed}	le moment de flexion sollicitant [Nm]
M_{Pl}	le moment résistant plastique [Nm]
$M_{Pl,Rd}$	la résistance de conception pour le moment de flexion plastique [Nm]
$M_{Pl,y,Rd}$	la résistance de conception du moment de flexion plastique selon l'axe y-y [Nm]
$M_{Pl,z,Rd}$	la résistance de conception du moment de flexion plastique selon l'axe z-z [Nm]
$M_{résistant}$	le moment résistant [Nm]
M_{Rk}	la résistance caractéristique de la section transversale critique [Nm]
$M_{y,Ed}$	le moment de flexion sollicitant selon l'axe y-y [Nm]
$M_{y,Rk}$	la valeur caractéristique de la résistance du moment de flexion selon l'axe y-y [Nm]
$M_{z,Ed}$	le moment de flexion sollicitant selon l'axe z-z [Nm]
$P_{col,sup}$	le poids de la colonne supérieure [N]
Q_{neige}	la charge variable de la neige [N/m ²]
$q_{tot,ELS}$	la charge linéique pondérée totale à l'ELS [N/m]
$q_{tot,ELU}$	la charge linéique pondérée totale à l'ELU [N/m]
$q_{tot,pond}$	la charge linéique pondérée totale [N/m]
q_{ELS}	la charge à l'ELS [N/m ²]
q_{ELU}	la charge à l'ELU [N/m ²]
t	l'épaisseur de l'élément [m]
u_y	un facteur [/]
$V_{c,Rd}$	la résistance au cisaillement [N]
V_{Ed}	l'effort tranchant sollicitant [N]
V_{max}	l'effort tranchant sollicitant maximal [N]
$V_{pl,Rd}$	la résistance au cisaillement plastique [N]
w_y	un facteur [/]
$W_{el,y}$	le module de section élastique selon l'axe y-y [m ³]
W_{pl}	le module de section plastique [m ³]
$W_{pl,y}$	le module de section plastique selon l'axe y-y [m ³]
α	le facteur d'imperfection [/]
α	l'angle d'inclinaison des colonnes du système poteaux-poutres [°]
α_{LT}	le facteur d'imperfection pour le flambement latéral de torsion [/]
ΔM_{Ed}	le moment du au décalage par rapport au centre de gravité [Nm]
$\Delta M_{y,Ed}$	le moment du au décalage de l'axe y-y du centre de gravité [Nm]

ε	un coefficient [/]
λ	l'élancement adimensionnel [/]
λ_y	l'élancement adimensionnel selon l'axe y [/]
λ_z	l'élancement adimensionnel selon l'axe z [/]
$\lambda_{\max}$	le maximum de λ_y et λ_z [/]
λ_{LT}	l'élancement adimensionnel pour le flambement latéral de torsion [/]
χ	le facteur de réduction pour la courbe de flambement correspondante [/]
χ_y	le facteur de réduction pour la courbe de flambement correspondante selon axe y-y [/]
χ_{LT}	le facteur de réduction pour le flambement latéral de torsion [/]
γ_{M0}	le coefficient partiel de résistance des sections pour toutes les classes [/]
γ_{M1}	un coefficient partiel particulier [/]
γ_{M2}	un coefficient partiel particulier [/]
Φ	l'imperfection globale du balancement initial [/]
Φ_{LT}	l'imperfection globale du balancement initial pour le flambement latéral de torsion [/]
$\tau_{\max}$	la contrainte de cisaillement maximale [Pa]

Incendie

A	l'aire de l'élément [m ²]
A _{fi}	l'aire maximale du feu [m ²]
A _v	l'aire cisailée résistante [m ²]
A _v	l'aire des ouvertures [m ²]
c _a	la chaleur spécifique de l'acier [J/kgK]
E _a	le module de Young de l'acier à une température de 20°C [Pa]
E _{a,θ}	le module de Young de l'acier à la température θ [Pa]
E _{fi,d,t}	l'effort sollicitant au feu de conception au temps t [N]
f	la flèche [m]
f _y	la limite d'élasticité de l'acier à une température de 20°C [Pa]
f _{y,θ}	la limite d'élasticité de l'acier à la température θ [Pa]
f _u	la limite de plasticité de l'acier à une température de 20°C [Pa]
f _{u,θ}	la limite de plasticité de l'acier à la température θ [Pa]
G _{k,j}	la valeur caractéristique de l'action permanente j [N/m ²]
h _{eq}	la hauteur moyenne des ouvertures [m]
$\dot{h}_{net}$	le flux net de chaleur par unité d'aire [W/m ²]
$\dot{h}_{net,c}$	le flux net de chaleur dû à la convection par unité d'aire [W/m ²]
$\dot{h}_{net,r}$	le flux net de chaleur dû à la radiation par unité d'aire [W/m ²]
H _u	la valeur calorifique nette du bois valant 17,5 [J/kg]
I _{ele}	l'inertie de l'élément [m ⁴]
I _{poutre}	l'inertie de la poutre [m ⁴]
k ₁	le facteur d'adaptation pour la température non-uniforme à travers la section transversale [/]

k_2	le facteur d'adaptation pour la température non-uniforme le long de l'élément [/]
$k_{E,\theta}$	le facteur de réduction pour le module de Young de l'acier à la température θ [/]
$k_{u,\theta}$	le facteur de réduction pour la limite d'élasticité de l'acier à la température θ [/]
$k_{y,\theta}$	le facteur de réduction pour la limite de plasticité de l'acier à la température θ [/]
l	la longueur de l'élément à une température de 20°C [m]
L	la longueur de l'élément [m]
L_{fl}	la longueur de flambement [m]
L_{poutre}	la longueur de la poutre [m]
m	le facteur de combustion [/]
M_{Ed}	le moment sollicitant [Nm]
M_{El}	le moment résistant élastique [Nm]
$M_{fi,d,t}$	le moment sollicitant en cas d'incendie [Nm]
M_{Pl}	le moment résistant plastique [Nm]
$M_{Pl,Rd}$	la résistance de conception pour le moment de flexion plastique [Nm]
M_{Rd}	le moment résistant [Nm]
N	l'effort normal [N]
N_{col}	l'effort normal repris par la colonne [N]
$N_{col,sup}$	l'effort normal agissant sur la colonne au-dessus [N]
N_{cr}	la force critique d'Euler [N]
$N_{fi,d,t}$	l'effort normal sollicitant en cas d'incendie [N]
$N_{fi,pl,0}$	l'effort normal résistant en cas d'incendie [N]
$P_{col,sup}$	le poids de la colonne supérieure [N]
q_{feu}	la charge de conception du membre soumis à l'incendie [N/m ²]
$q_{f,k}$	la charge d'incendie caractéristique par unité d'aire de plancher [J/m ²]
$q_{f,d}$	la charge d'incendie de conception par unité d'aire de plancher [J/m ²]
Q	le taux de dégagement de chaleur [W]
$Q_{k,1}$	la valeur caractéristique de l'action variable principale [N/m ²]
$Q_{k,i}$	la valeur caractéristique de l'action variable i [N/m ²]
Q_{max}	le taux de dégagement de chaleur maximal [W]
$R_{fi,d,t}$	la résistance au feu de conception au temps t [N]
RHR_f	le taux maximal de dégagement de chaleur produit par un mètre de feu [W/m ²]
t	le temps [s]
$t_{fi,d}$	le temps de résistance au feu de conception [s]
$t_{fi,requ}$	le temps de résistance au feu requis [s]
t_α	le temps nécessaire pour atteindre un taux de dégagement de chaleur de 1MW [s]
$V_{fi,d,t}$	l'effort tranchant sollicitant en cas d'incendie [Nm]
$V_{Pl,Rd}$	la résistance de conception pour l'effort tranchant plastique [N]
V_{Rd}	l'effort tranchant résistant [N]
W_{el}	le module de section élastique [m ³]
W_{pl}	le module de section plastique [m ³]

α	le coefficient de dilatation thermique [1/K]
α_c	le coefficient de transfert de chaleur par convection [W/m ² K]
δ_{q1}	un facteur tenant compte du risque de déclenchement d'incendie dû à la taille du compartiment [/]
δ_{q2}	un facteur tenant compte du risque de déclenchement d'incendie dû à l'occupation du compartiment [/]
δ_{ni}	un facteur tenant compte des différentes mesures de lutte active contre l'incendie i [/]
Δl	l'élongation de l'élément à la température induite [m]
ΔT	la différence de température [°C]
ϵ	un facteur [/]
ϵ_m	l'émissivité de la surface du matériau [/]
ϵ_f	l'émissivité du feu [/]
γ_{M0}	le coefficient partiel de résistance des sections pour toutes les classes [/]
$\gamma_{M,fi}$	le coefficient partiel en cas d'incendie [/]
λ_a	la conductivité thermique de l'acier [W/mK]
$\lambda_{fi,0}$	l'élancement adimensionnel en cas d'incendie [/]
μ_0	le degré d'utilisation de l'élément [/]
$\mu_{0,M}$	le degré d'utilisation de l'élément par rapport au moment sollicitant [/]
$\mu_{0,V}$	le degré d'utilisation de l'élément par rapport à l'effort tranchant sollicitant [/]
ϕ	le facteur de configuration [/]
ρ_a	la densité de l'acier [kg/m ³]
σ	la constante de Stephan Boltzmann valant $5,67 * 10^{-8}$ [W/m ² K ⁴]
σ	la contrainte [N/m ²]
θ_a	la température de l'acier [°C]
θ_{crit}	la température critique [°C]
$\theta_{crit,d}$	la température critique de conception du matériau [°C]
θ_d	la température de conception du matériau [°C]
θ_g	la température des gaz [°C]
θ_m	la température de l'élément [°C]
$\psi_{2,i}$	le facteur pour les valeurs quasi permanentes des actions variables [/]

Table des figures

FIGURE 1 - COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION D'UNE ÉPROUVETTE EN ACIER [1]	5
FIGURE 2 - POUTRE EN FLEXION ET SA REPRÉSENTATION SIMPLIFIÉE	6
FIGURE 3 - CARRÉ CISAILLÉ	6
FIGURE 4 - CADRE RÉSISTANT AUX MOMENTS [3]	7
FIGURE 5 - CADRE CONTREVENTÉ [3]	8
FIGURE 6 - NOYAU CENTRAL [3]	8
FIGURE 7 - STRUCTURE DIAGRID	9
FIGURE 8 - DIFFÉRENTS TYPES DE PROFILÉS LAMINÉS [4]	10
FIGURE 9 - DIFFÉRENTS TYPES DE POUTRES CELLULAIRES [4]	10
FIGURE 10 - SCHÉMA DE LA REPRÉSENTATION DES PRESSIONS SUR UNE PAROI [5]	13
FIGURE 11 - COEFFICIENTS DE PRESSION INTERNE POUR DES OUVERTURES UNIFORMÉMENT DISTRIBUÉES [5] ..	13
FIGURE 12 - COEFFICIENT DE PRESSION EXTÉRIEURE EN FONCTION DE LA SURFACE CHARGÉE A [5]	14
FIGURE 13 - HAUTEUR DE RÉFÉRENCE ET PROFIL CORRESPONDANT DE LA PRESSION DYNAMIQUE [5]	15
FIGURE 14 - REPRÉSENTATION DES DIFFÉRENTES ZONES POUR UN BÂTIMENT À PLAN RECTANGULAIRE [5]	16
FIGURE 15 - REPRÉSENTATION DES DIFFÉRENTES ZONES POUR UNE TOITURE PLATE [5]	17
FIGURE 16 - PRESSION EXERCÉE SUR LES SURFACES [5]	18
FIGURE 17 - LES DIFFÉRENTES PHASES D'UN INCENDIE [10]	29
FIGURE 18 - DIFFÉRENTES APPROCHES DE CONCEPTION POUR LA RÉPONSE MÉCANIQUE STRUCTURELLE [10] ..	32
FIGURE 19 - GRAPHE DE TROIS COURBES NOMINALES	35
FIGURE 20 - DIFFÉRENTES PHASES DE L'ÉVOLUTION DE LA CHALEUR DÉGAGÉE [15]	38
FIGURE 21 - COMPARAISON COURBE STANDARD ISO ET COURBE FEU NATUREL [15]	39
FIGURE 22 - FACTEURS DE RÉDUCTION DE L'ACIER À DIVERSES TEMPÉRATURES	42
FIGURE 23 - ÉLONGATION THERMIQUE DE L'ACIER À DIVERSES TEMPÉRATURES	43
FIGURE 24 - CHALEUR SPÉCIFIQUE DE L'ACIER À DIVERSES TEMPÉRATURES	44
FIGURE 25 - CONDUCTIVITÉ THERMIQUE DE L'ACIER À DIVERSES TEMPÉRATURES	45
FIGURE 26 - TORRE PONTINA	46
FIGURE 27 - PLAN TYPE D'UN ÉTAGE DE LA TORRE PONTINA EN BÉTON ARMÉ	47
FIGURE 28 - LES DIFFÉRENTES ZONES DU BÂTIMENT POUR CHAQUE FAÇADE ET POUR LA TOITURE	48
FIGURE 29 - SCHÉMA SIMPLIFIÉ DU NOYAU CENTRAL DU BÂTIMENT	50
FIGURE 30 - NOYAU CENTRAL DES STRUCTURES ÉTUDIÉES	51
FIGURE 31 - ACIER DE CLASSE 1 [18]	52
FIGURE 32 - AIRE REPRISE PAR LES POUTRES	53
FIGURE 33 - POUTRE SIMPLEMENT SUPPORTÉE ET REPRÉSENTATION DU MOMENT FLÉCHISSANT	53
FIGURE 34 - POUTRE SIMPLEMENT SUPPORTÉE ET REPRÉSENTATION DE L'EFFORT TRANCHANT	54
FIGURE 35 - POUTRE SIMPLEMENT SUPPORTÉE ET REPRÉSENTATION DE LA FLÈCHE	55
FIGURE 36 - PARTIE DE PLAN D'UN ÉTAGE TYPE	57
FIGURE 37 - SCHÉMA DE PRINCIPE D'UNE COLONNE DU SYSTÈME POTEAUX-POUTRE	60
FIGURE 38 - PLAN D'UN ÉTAGE TYPE DE LA STRUCTURE POTEAUX-POUTRES	61
FIGURE 39 - SCHÉMA D'UN MODULE DE 4 ÉTAGES DE LA STRUCTURE DIAGRID	63
FIGURE 40 - DÉNOMINATION DES COLONNES DIAGONALES DE LA STRUCTURE DIAGRID	63
FIGURE 41 - PLAN D'UN ÉTAGE DE LA STRUCTURE DIAGRID	64
FIGURE 42 - FLÈCHE DE LA POUTRE ISOSTATIQUE LORS DE L'ANALYSE ÉLASTIQUE LINÉAIRE	71
FIGURE 43 - FLÈCHE DE LA POUTRE ISOSTATIQUE NON ÉLANCÉE LORS DE L'ANALYSE ÉLASTIQUE LINÉAIRE ..	72
FIGURE 44 - FLÈCHE ET AC YIELD DE LA POUTRE ISOSTATIQUE LORS DE L'ANALYSE PLASTIQUE	73
FIGURE 45 - FLÈCHE DE LA POUTRE ISOSTATIQUE LORS DE L'ANALYSE ÉLASTIQUE LINÉAIRE AU FEU	74

FIGURE 46 - FLÈCHE DE LA POUTRE ISOSTATIQUE LORS DE L'ANALYSE PLASTIQUE AU FEU	76
FIGURE 47 - FLÈCHE DE LA POUTRE HYPERSTATIQUE LORS DE L'ANALYSE PLASTIQUE AU FEU	79
FIGURE 48 - FLÈCHE ET DÉPLACEMENT DE L'APPUI À ROULEAU DU PORTIQUE ISOSTATIQUE	80
FIGURE 49 - FLÈCHE ET DÉPLACEMENT DE L'APPUI À ROULEAU DU PORTIQUE HYPERSTATIQUE	82
FIGURE 50 - CONNEXION ENTRE POUTRES ET COLONNES DU SYSTÈME POTEAUX-POUTRES	84
FIGURE 51 - APPUIS SIMULANT LES POUTRES PERPENDICULAIRES À LA FAÇADE ET APPUIS ENCASTRÉS	84
FIGURE 52 - CONNEXION ENTRE POUTRES ET COLONNES DU SYSTÈME DIAGRID	85
FIGURE 53 - APPUIS SIMULANT LES POUTRES PERPENDICULAIRES À LA FAÇADE ET APPUIS ENCASTRÉS	85
FIGURE 54 - APPUIS SIMULANT L'INTERACTION ENTRE LES COLONNES DE DEUX FAÇADES	85
FIGURE 55 - ZONE OÙ SE DÉROULE L'INCENDIE POUR LE SYSTÈME POTEAUX-POUTRES	86
FIGURE 56 - COLONNES ANALYSÉES ET REPRÉSENTATION DE L'INCENDIE DU SYSTÈME POTEAUX-POUTRES.....	86
FIGURE 57 - DÉFORMATION PLASTIQUE DE LA COLONNE 3.C6	88
FIGURE 58 - EFFORT NORMAL DANS LA COLONNE 3.C6.....	89
FIGURE 59 - DÉPLACEMENT HORIZONTAL DE LA COLONNE 3.C6	89
FIGURE 60 - EFFORT NORMAL DANS LA COLONNE 3.C7	90
FIGURE 61 - FLAMBEMENT DES COLONNES SOUMISES À L'INCENDIE POUR LE SYSTÈME POTEAUX-POUTRES	91
FIGURE 62 - ZONE OÙ SE DÉROULE L'INCENDIE POUR LE SYSTÈME DIAGRID	91
FIGURE 63 - COLONNES ANALYSÉES ET REPRÉSENTATION DE L'INCENDIE POUR LA STRUCTURE DIAGRID	92
FIGURE 64 - DÉFORMATION PLASTIQUE DE LA COLONNE 4.D3,A	93
FIGURE 65 - EFFORT NORMAL DANS LA COLONNE 4.D3,A	94
FIGURE 66 - EFFORT NORMAL DANS LA COLONNE 7.D2,B	95
FIGURE 67 - EFFORT NORMAL DANS LA COLONNE 7.D3,A	96
FIGURE 68 - EFFORT NORMAL DANS LA COLONNE 5.D3,A	96
FIGURE 69 - EFFORT NORMAL DANS LA COLONNE 23.D1,A	97
FIGURE 70 - EFFORT NORMAL DANS LA COLONNE 4.D2,B	97
FIGURE 71 - FLAMBEMENT DES COLONNES SOUMISES À L'INCENDIE POUR LE SYSTÈME DIAGRID	98
FIGURE 72 - CONTRAINTE AXIALE DANS LES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE DIAGRID	99
FIGURE 73 - SCHÉMA DE PRINCIPE DES EFFORTS SOLLICITANTS UN NOEUD DE COTÉ DU DIAGRID	99
FIGURE 74 - COMPARTIMENTAGE	100
FIGURE 75 - COLONNE 4.D3,A LORS D'UN FEU NATUREL COMPARTIMENT 1 VITRÉ SUR TOUTE LA HAUTEUR .	102
FIGURE 76 - COLONNE 3.C6 LORS D'UN FEU NATUREL COMPARTIMENT 1 VITRÉ SUR TOUTE LA HAUTEUR	103
FIGURE 77 - COLONNE 4.D3,A LORS D'UN FEU NATUREL COMPARTIMENT 1 VITRÉ SUR 2 M.....	104
FIGURE 78 - COLONNE 4.D3,A LORS D'UN FEU NATUREL COMPARTIMENT 2 VITRÉ SUR TOUTE LA HAUTEUR .	104
FIGURE 79 - COLONNE 4.D3,A LORS D'UN FEU NATUREL COMPARTIMENT 2 VITRÉ SUR 2 M.....	105
FIGURE 80 - COLONNE 4.D3,A LORS D'UN FEU NATUREL COMPARTIMENT 3 VITRÉ SUR TOUTE LA HAUTEUR .	106
FIGURE 81 - COLONNE 4.D3,A LORS D'UN FEU NATUREL COMPARTIMENT 3 VITRÉ SUR 2 M.....	106

Table des tableaux

TABLEAU 1 – VALEURS Z_0 ET Z_{MIN} EN FONCTION DE LA CATÉGORIE DE TERRAIN [5]	12
TABLEAU 2 - COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE DES BÂTIMENTS À PLAN RECTANGULAIRE [5]	16
TABLEAU 3 - COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE POUR LES TOITS PLATS [5]	18
TABLEAU 4 - VALEURS DES FACTEURS ψ_0 , ψ_1 T ψ_2 [7]	20
TABLEAU 5 - CRITÈRE DE LA SEMELLE POUR LA CLASSIFICATION DES SECTIONS	21
TABLEAU 6 - CRITÈRE DE L'ÂME POUR LA CLASSIFICATION DES SECTIONS	22
TABLEAU 7 - VALEUR DE N_{Rk} , $M_{I,Rk}$ ET $\Delta M_{(I,Ed)}$ EN FONCTION DE LA CLASSE DE L'ACIER [8]	24
TABLEAU 8 - VALEURS DU FACTEUR D'IMPERFECTION POUR LA COURBE DE FLAMBEMENT [8]	25
TABLEAU 9 - SÉLECTION DE LA COURBE DE FLAMBEMENT POUR UNE COUPE TRANSVERSALE [7]	25
TABLEAU 10 - VALEURS DU FACTEUR D'IMPERFECTION POUR LES COURBES DE FLAMBEMENT LT [8]	27
TABLEAU 11 - SÉLECTION DE LA COURBE DE FLAMBEMENT LT [8]	28
TABLEAU 12 - VALEURS DES FACTEURS δq_1 ET δq_2 [14]	36
TABLEAU 13 - VALEURS DES FACTEURS δn_i [14]	36
TABLEAU 14 - CHARGE CARACTÉRISTIQUE D'INCENDIE PAR UNITÉ D'AIRE [14]	36
TABLEAU 15 - LA CROISSANCE DU FEU ET TAUX DE DÉGAGEMENT DE CHALEUR MAXIMAL [14]	38
TABLEAU 16 - APPROCHES POUR LA CONCEPTION AU FEU [14]	40
TABLEAU 17 - FACTEURS DE RÉDUCTION DE L'ACIER À DIVERSES TEMPÉRATURES [17]	42
TABLEAU 18 - DONNÉES UTILISÉES POUR LE CALCUL DE LA CHARGE DU VENT	48
TABLEAU 19 - RÉSULTATS WIND INTERACTIVE	49
TABLEAU 20 - ÉQUATIONS DE BERNOULLI	49
TABLEAU 21 - CHARGES SURFACIQUES ET COEFFICIENTS UTILISÉS LORS DU DIMENSIONNEMENT	52
TABLEAU 22 - IDENTIFICATION DES POUTRES SEMBLABLES DE LA STRUCTURE POTEAUX-POUTRES	61
TABLEAU 23 - IDENTIFICATION DES COLONNES SEMBLABLES DE LA STRUCTURE POTEAUX-POUTRES	62
TABLEAU 24 - RÉCAPITULATIF POUTRES ET COLONNES 35ÈME ÉTAGE STRUCTURE POTEAUX-POUTRES	62
TABLEAU 25 - IDENTIFICATION DES ÉTAGES IDENTIQUES DE LA STRUCTURE DIAGRID	64
TABLEAU 26 - IDENTIFICATION DES POUTRES SEMBLABLES DE LA STRUCTURE DIAGRID POUR L'ÉTAGE 32	64
TABLEAU 27 - IDENTIFICATION DES COLONNES SEMBLABLES DE STRUCTURE DIAGRID	65
TABLEAU 28 - RÉCAPITULATIF POUTRES ET COLONNES 35ÈME ÉTAGE STRUCTURE DIAGRID	65
TABLEAU 29 - SYSTÈME D'UNITÉ UTILISÉ DANS ABAQUS	66
TABLEAU 30 - FACTEUR DE RÉDUCTION À LA RUPTURE EN FONCTION DE LA TEMPÉRATURE DE L'ACIER	69
TABLEAU 31 - TEMPÉRATURES CRITIQUES DES ÉLÉMENTS EN ACIER SOUMIS AU PHÉNOMÈNE D'INSTABILITÉ ..	70
TABLEAU 32 - RÉCAPITULATIF DES VALEURS OBTENUES AVEC LE LOGICIEL OZONE	107
TABLEAU 33 - POUTRES ET COLONNES DE L'ÉTAGE 35 À L'ÉTAGE 18 STRUCTURE POTEAUX-POUTRES	119
TABLEAU 34 - POUTRES ET COLONNES DE L'ÉTAGE 17 AU RDC STRUCTURE POTEAUX-POUTRES	120
TABLEAU 35 - POUTRES ET COLONNES DE L'ÉTAGE 35 À L'ÉTAGE 18 STRUCTURE DIAGRID	129
TABLEAU 36 - POUTRES ET COLONNES DE L'ÉTAGE 17 AU RDC STRUCTURE DIAGRID	130

1. Introduction

Dans la réalisation d'édifices esthétiquement élaborés et innovants, un système est de plus en plus utilisé ces dernières années, le système diagrid. Le concept n'est cependant pas entièrement neuf. C'est Vladimir Choukhov, un ingénieur et architecte russe de renom, qui en effet fait figure de précurseur pour ce type de structure. En 1896 déjà, il concevait la tour Choukhov de Polibino, une structure hyperboloïdienne diagrid. Ce système structurel est un système de contreventement extérieur dont les colonnes verticales périphériques sont éliminées. Les diagonales du système agissent comme des colonnes inclinées qui permettent d'avoir une configuration triangulaire pour que la structure soit soumise principalement à des efforts axiaux. Le recours à cette technique de contreventement est toutefois encore marginal dans le milieu de l'ingénierie.

Que ce soit par désir de gloire et de reconnaissance, par esprit de compétition ou par nécessité de rentabiliser un espace urbain raréfié, la hauteur des bâtiments n'a cessé de s'accroître considérablement au fil du temps. Ainsi, le record de hauteur a presque doublé en à peine vingt ans. En 1998, le bâtiment le plus haut du monde était la tour de Petronas à Kuala Lumpur avec une hauteur structurelle de 450m. Burj Khalifa l'a ensuite détrônée avec une hauteur structurelle de 828m. Et ce record va bientôt être battu par la Jeddah Tower dont la fin des travaux est prévue pour janvier 2020 et qui s'élancera à 1000m de hauteur.

Les grands édifices ont l'avantage d'offrir une disponibilité accrue de logements et/ou de bureaux par rapport à un terrain relativement restreint. Les grandes villes du monde en particulier ont de plus en plus recours à ce type de construction verticale pour permettre leur expansion. Les gratte-ciels sont des ouvrages uniques qui font désormais partie du patrimoine urbain. Ils permettent aussi à une ville d'accroître sa renommée et constituent une plus-value indéniable pour une visibilité mondiale. La plupart des structures en gratte-ciel sont construites en structure métallique qui leur apporte solidité et souplesse. Cet écrit se penche donc sur l'étude du comportement de bâtiments hauts.

L'acier, matériau le plus utilisé en construction après le béton, est présent dans la plupart des édifices. C'est un matériau polyvalent que la flexibilité rend incontournable dans les constructions modernes. Il permet une mise en œuvre rapide tout en garantissant un résultat final de qualité; en outre et contrairement au béton, il est solide, durable et 100% recyclable. L'acier en structure est présent à tous les niveaux d'un édifice, des fondations à la toiture. Les structures qui font l'objet de ce mémoire seront entièrement réalisées en acier.

Dans le domaine de l'ingénierie structurale, l'Eurocode définit la robustesse comme étant « l'aptitude d'une structure à résister à des événements tels que les incendies, les explosions, les chocs ou les conséquences d'une erreur humaine, sans présenter de dégâts

disproportionnés par rapport à la cause d'origine ». Ces événements ont en commun qu'ils mettent en péril la stabilité d'un édifice. Les structures exposées dans ce mémoire seront uniquement dimensionnées afin de respecter les critères des états limites. Ces critères permettent de déterminer des bornes admissibles à ne pas dépasser sous peine de ne plus permettre à la structure de satisfaire les exigences structurelles définies lors de sa conception. Ces structures seront ensuite soumises à un incendie et leur robustesse sera étudiée.

Partant, ce mémoire se propose de présenter, à une échelle relativement modeste, le système diagrid, un principe structurel audacieux, en le comparant en situation d'incendie avec un système poteaux-poutres beaucoup plus traditionnel.

Cet ouvrage est divisé en cinq parties. La première aborde les structures en acier, l'acier en tant que matériau de construction et les éléments essentiels composant toute structure. La deuxième partie concerne l'ensemble des concepts théoriques nécessaires au dimensionnement des deux édifices ; le feu et le comportement de l'acier lors d'un incendie y seront également décrits. La troisième partie sera consacrée à la présentation et au dimensionnement des structures étudiées. Ensuite vient la quatrième partie, la plus importante du mémoire, celle qui présente la modélisation des structures et les simulations. Et enfin, la cinquième et dernière partie sera dédiée à la discussion des résultats obtenus avec les différentes simulations ainsi qu'aux conclusions.

2. Structures en acier

2.1 L'ACIER

L'acier laisse libre cours à la créativité et à l'imagination. Il est le matériau permettant d'élaborer de nouvelles structures et designs. Toute création est envisageable, de la plus complexe à la plus aisée. L'acier est utilisé pour de nombreux projets de constructions soumis à des contraintes urbaines et structurelles. Des maisons, bâtiments et grandes structures aérées et minces peuvent être facilement réalisés grâce à la légèreté et la résistance de ce matériau à la fois en traction et en compression.

Les avantages des structures métalliques sont la facilité de conception, l'économie de matériau, la liberté architecturale, la possibilité de franchir de grandes portées et la rapidité de montage.

Les grandes portées facilitent l'évolution du bâtiment lors de développements futurs. Cette flexibilité permet de modifier la morphologie d'un étage car le cadre porteur est intégré aux murs extérieurs de l'ouvrage afin de libérer de l'espace. Auparavant, les grandes portées étaient uniquement utilisées pour la réalisation d'usines et d'entrepôts. Maintenant, grâce à l'effervescence des bureaux en open-space, cette technique est de plus en plus utilisée dans la construction d'immeubles de bureaux ou résidentiels.

Pour permettre une évolution aisée du bâtiment dans le temps, il convient d'utiliser le système des colonnes porteuses plutôt que des murs porteurs. L'enveloppe du bâtiment et la structure interne du bâtiment comme les cloisons, la maçonnerie,... doivent être séparées des éléments porteurs afin de faciliter un éventuel réarrangement des espaces.

Les aciers les plus couramment utilisés en construction sont les nuances d'acier non allié comme l'acier S235, S275 et S355. Notons que l'acier à haute résistance S460 tend à être de plus en plus utilisé.

2.1.1 Le comportement mécanique de l'acier

Une structure est soumise à une variété de sollicitations. Ces sollicitations, régies par quatre types de contraintes engendrent des efforts internes et des déformations au sein de l'ouvrage. Ces contraintes sont la compression, la traction, la flexion et le cisaillement.

La traction et la compression

Cinq phases peuvent être observées lorsque qu'une barre en acier est soumise à un effort de traction. Tout d'abord, l'éprouvette suit un comportement élastique, elle s'allonge uniformément, la déformation est réversible et proportionnelle à la contrainte selon la loi de Hooke,

$$\sigma = \epsilon * E_s$$

où

E_s , le module de Young de l'acier, vaut 210 GPa.

Une fois la limite d'élasticité atteinte, la barre adopte un comportement plastique, des déformations irréversibles pouvant être importantes font leur apparition. La relation de proportionnalité entre la contrainte et la déformation n'est plus applicable. Le phénomène d'écrouissage se produit, si on décharge l'éprouvette, elle maintient une déformation permanente valant la différence entre la déformation au moment de la décharge et la déformation élastique à cette contrainte.

La déformation élastique à cette contrainte vaut

$$\epsilon = \frac{\sigma_{atteint}}{E_s}$$

Ce phénomène augmente donc la limite d'élasticité à la contrainte atteinte avant le déchargement.

Juste avant la rupture, la contrainte diminue car la section de l'éprouvette diminue elle aussi, c'est la phase de striction.

La « Figure 1 » ci-dessous représente la courbe contrainte-déformation d'une éprouvette en acier. On distingue bien les différentes phases expliquées précédemment. La première phase élastique où le comportement est réversible jusqu'à la limite d'élasticité. La seconde phase plastique où la déformation est permanente et où la loi de proportionnalité n'est plus vérifiée. La troisième phase, le phénomène d'écrouissage se produit jusqu'à la résistance ultime. La quatrième phase, le phénomène de striction menant jusqu'à la rupture, la dernière phase.

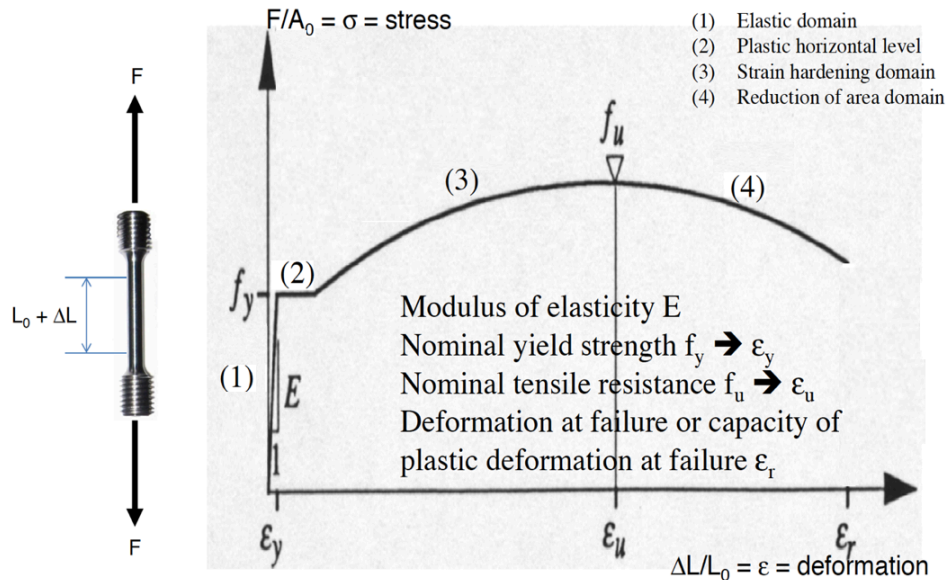


Figure 1 - Courbe contrainte-déformation d'une éprouvette en acier [1]

Notons que l'acier a un comportement identique en traction et en compression. Cependant, si un élément vertical est soumis à un effort de compression important, un phénomène d'instabilité peut faire son apparition, le « flambement ». Cette notion s'applique aux éléments élancés qui ont tendance à se déformer perpendiculairement à l'axe comprimé.

La flexion

La flexion est générée lorsqu'une poutre est soumise à un effort qui tend à la déformer. Cette flexion se traduit par la courbure du matériau afin d'équilibrer le système. Des contraintes de traction et de compression apparaissent de part et d'autre de la fibre neutre. La fibre neutre n'est soumise à aucune contrainte et passe par le centre de gravité de toutes les sections droites de la poutre.

La « Figure 2 » représente une poutre isostatique fléchie appuyée à ses extrémités. Cette poutre, soumise à une sollicitation verticale F agissant au milieu de sa portée, se déforme. La partie supérieure de la poutre est comprimée tandis que la partie inférieure est soumise à de la traction et s'allonge.

Lors des calculs, une représentation simplifiée de la poutre sera utilisée. On représentera uniquement la fibre neutre de celle-ci.

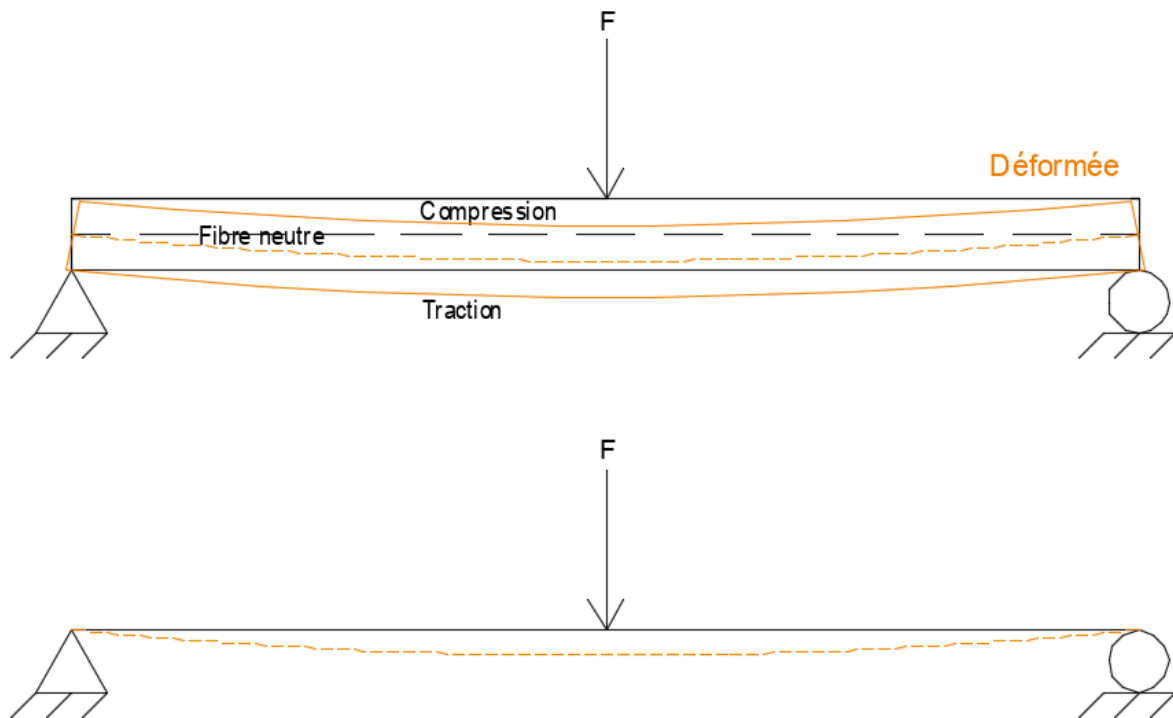


Figure 2 - Poutre en flexion et sa représentation simplifiée

Le cisaillement

Lorsqu'un effort tangentiel est appliqué à un matériau dans le plan d'une de ses faces, celui-ci a tendance à se cisailer. Cet effort tangentiel est plus communément appelé effort tranchant. La « Figure 3 » représente un carré encastré à sa base et soumis à une force tangentielle F en son sommet. Cette force tangentielle engendre le cisaillement du carré et provoque la déformation représentée en orange sur la figure ci-dessous.

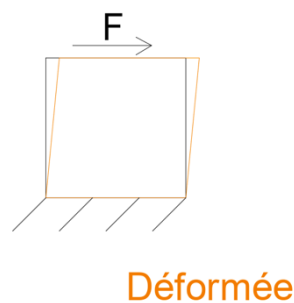


Figure 3 - Carré cisailé

2.2 LA STRUCTURE

2.2.1 Le système porteur et le contreventement

Plusieurs types de systèmes porteurs sont possibles pour des structures métalliques. Les systèmes les plus conventionnels sont les cadres résistants aux moments ou les cadres contreventés composés de poteaux et de poutres. Cependant, très rarement, des bâtiments sont constitués de noyaux centraux en acier. Notons que le poids total d'une ossature en acier étant moins grand comparé aux autres types de structures, la taille des fondations est réduite.

Une structure est stable lorsque le nombre de réaction d'appuis est juste suffisant pour permettre d'assurer sa stabilité globale vis-à-vis des effets horizontaux issus d'actions comme le vent, les séismes mais aussi pour des sollicitations exceptionnelles telles que des explosions, des incendies,... Le contreventement permet aussi de stabiliser les poteaux et poutres contre des phénomènes d'instabilité comme le déversement et le flambement. Si on augmente le nombre de réaction ou la rigidité des connexions, la structure deviendra hyperstatique et donc plus rigide. L'augmentation de la rigidité d'une structure augmentant son coût et changeant la répartition des contraintes internes lors d'un évènement extrême comme un incendie, un compromis doit être trouvé tant du point de vue économique que structurel.

Les contreventements verticaux permettent de transmettre les efforts horizontaux aux fondations tandis que les contreventements horizontaux permettent de s'opposer aux effets de la torsion qui peuvent apparaître à cause des efforts horizontaux.

Contreventement par cadre rigide

Dans ce cas, les connections des nœuds doivent être très bien réalisées afin de permettre une bonne rigidité de ceux-ci. En effet, ils doivent non seulement résister aux forces verticales mais également aux forces horizontales. De plus, les cadres rigides nécessitent souvent une augmentation de la section des colonnes et même parfois des poutres afin de résister aux moments appliqués.

Les avantages de ce type de contreventement sont de ne pas créer d'obstacles, d'éviter des diagonales inesthétiques et de permettre la présence de grandes ouvertures. Cependant ce type de contreventement est souvent très onéreux et utilisé pour les bâtiments jusqu'à quatre étages de haut. [2]

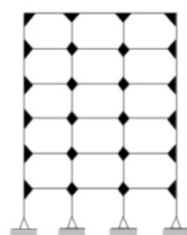


Figure 4 - Cadre résistant aux moments [3]

Contreventement par triangulation

Ce type de contreventement est le plus fréquemment utilisé. Cependant, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les faces contreventées. C'est pourquoi, parfois, les éléments triangulés sont repartis sur deux étages et non un. Ce type de contreventement est utilisé pour les bâtiments de moins de douze étages. [2]

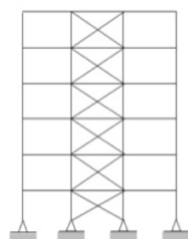


Figure 5 - Cadre contreventé [3]

Contreventement par noyau en acier

Le noyau assure la transmission des charges verticales et la résistance aux forces horizontales. Les poutres s'étendent entre les colonnes et le noyau. Les colonnes dont le seul but est de supporter des charges verticales sont situées autour du noyau et sur le périmètre du bâtiment. Ce type de contreventement est utilisé pour des bâtiments de moins de 40 étages. [2]

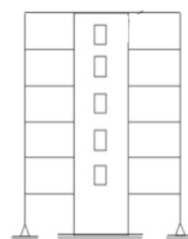


Figure 6 - Noyau central [3]

Structure diagrid

Un nouveau type de structure fait de plus en plus son apparition dans les ouvrages actuels, la structure diagrid. Ce système structural extérieur dont les colonnes verticales périphériques sont éliminées est constitué de colonnes inclinées sur les façades du bâtiment. Le noyau central, souvent composé de colonnes, reprend uniquement la force gravitationnelle tandis que le système diagrid reprend la force gravitationnelle et la force latérale. Ce système diagrid permet donc de contreventer la structure. Les diagonales du système agissent comme des colonnes inclinées et comme des éléments contreventés. Grâce à la configuration triangulaire, on souhaite que les membres inclinés ne soient soumis qu'à des efforts axiaux internes. C'est pourquoi, une grande attention doit être portée au niveau des nœuds raccordant les poutres

et les colonnes. En effet, on désire que la structure adopte un comportement semblable à celui du treillis, structure composée de nœuds rotulés empêchant l'apparition de moments fléchissants au sein de la structure.

La structure diagrid est une structure fortement hyperstatique, les efforts internes au sein de celle-ci et leur répartition sont donc difficilement évaluables.

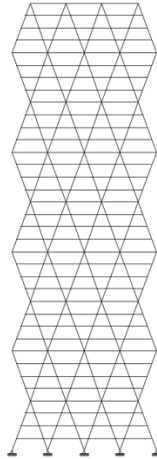


Figure 7 - Structure diagrid

2.2.2 Les colonnes

Les colonnes ont pour objectif de transférer aux fondations les charges verticales. Dans les ouvrages hauts, elles sont fortement comprimées et donc conçues pour le flambement. La grande variété des sections des profilés permet d'apporter un dynamisme architectural au bâtiment.

Les critères régissant le choix de la colonne sont :

- Les préférences architecturales.
- Le coût du profilé, les sections en H ont un coût moindre que les sections creuses.
- Le coût de l'installation lié à la complexité de la situation.
- La disposition et la taille de la grille.

Pour la réalisation d'une structure diagrid des tubes creux à sections carrées ou circulaires sont le plus souvent utilisés.

Les colonnes étant des obstacles limitant l'espace, leur présence est actuellement fortement diminuée pour permettre de grands open-space. C'est pourquoi, les ossatures traditionnelles ont des portées entre 4 et 6 mètres pour les ouvrages résidentiels, entre 12 et 18 mètres pour les bureaux et entre 15 et 16 mètres pour les parkings afin de libérer beaucoup d'espace.

2.2.3 Les poutres

Les poutres dont le but est de répartir les charges verticales sont principalement sujettes à la flexion.

Les profilés laminés

Dans les bâtiments multi-étages, les profilés laminés sont très souvent utilisés. Comme le montre la « figure 5 », une grande gamme de type d'acier est disponible. De plus, chaque gamme comporte de nombreuses dimensions et nuances différentes. Ces profils, adaptés pour les petites et moyennes portées, peuvent être incurvés facilement.

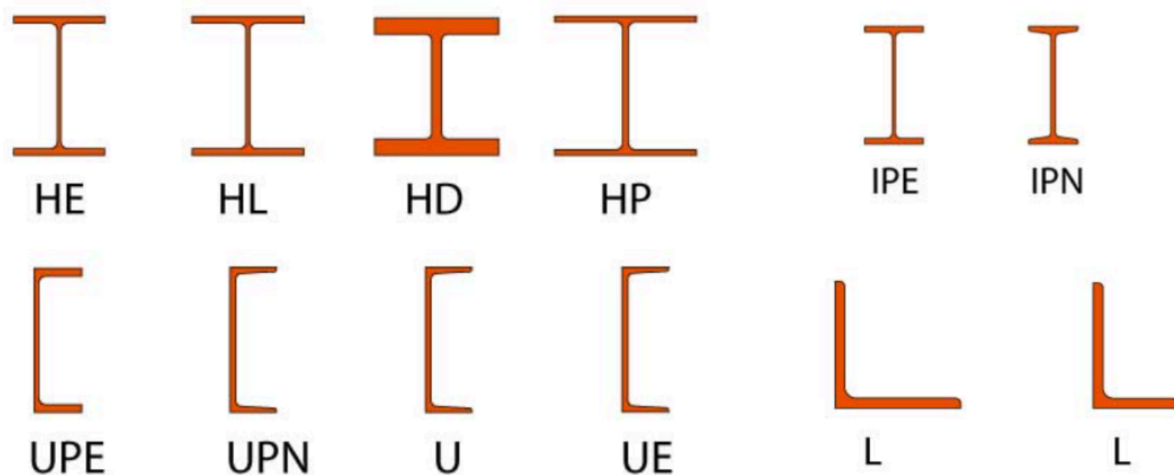


Figure 8 - Différents types de profilés laminés [4]

Les profilés soudés

Les profilés soudés, fabriqués à partir de plaques sont généralement utilisés pour les plus grandes portées.

Les poutres cellulaires

Les poutres cellulaires sont obtenues par oxycoupage et soudage. Ce type de poutre est souvent utilisé dans les immeubles de bureaux car les ouvertures présentes dans les poutres permettent le passage des gaines techniques. De nombreux types d'ouverture sont possibles permettant ainsi une multitude d'aspects architecturaux différents.

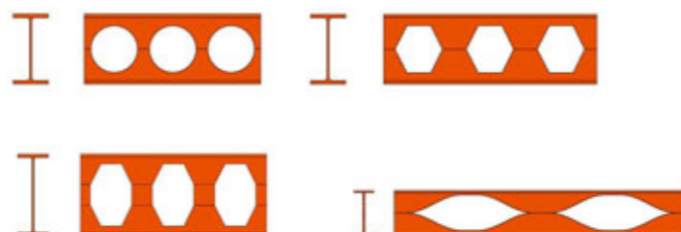


Figure 9 - Différents types de poutres cellulaires [4]

3. Normes et Eurocodes

3.1 LE VENT

L'Eurocode EN1991.1.4 [5] permet de dimensionner la charge du vent s'appliquant sur un bâtiment afin de calculer les déplacements horizontaux engendrés par cette sollicitation.

Tout d'abord, la vitesse de référence du vent est calculée à partir du coefficient de direction et de saison et de la valeur de base de la vitesse de référence du vent

$$v_b = C_{dir} * C_{saison} * v_{b,0}$$

Cette vitesse permet de déterminer la vitesse moyenne du vent à la hauteur z dépendant du coefficient orographique et de rugosité du terrain à cette même hauteur

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$$

où

le coefficient orographique, $c_o(z)$, vaut 1 pour un terrain plat

le coefficient de rugosité du terrain, $c_r(z)$, est donné par l'expression

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) && \text{pour } z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m} \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) && \text{pour } z \leq z_{min} \end{aligned}$$

avec

le facteur de terrain, k_r , valant

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

Le tableau ci-dessous reprend les valeurs de z_0 et z_{min} en fonction de la catégorie du terrain. La catégorie de terrain de référence pour la longueur de rugosité de référence, $z_{0,II}$, est la zone à végétation basse pouvant comprendre quelques obstacles. Cette hauteur a pour valeur 0,05 m.

Tableau 1 – Valeurs z_0 et z_{min} en fonction de la catégorie de terrain [5]

Catégorie de terrain	z_0 [m]	z_{min} [m]
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,003	1
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles	0,01	1
II Zone à végétation basse telle que de l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur	0,05	2
III Zone avec une couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes)	0,3	5
IV Zone dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m	1,0	10

Ensuite, l'intensité de la turbulence à la hauteur z est donnée par

$$I_v(z) = \frac{k_t}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

où

le coefficient de turbulence, k_t , a pour valeur recommandée 1

Une fois la vitesse moyenne et l'intensité de turbulence à la hauteur z évaluées, la pression dynamique à la pointe est obtenue grâce à

$$q_p(z) = c_e(z) * q_b(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * \frac{1}{2} * \rho_{air} * v_m^2(z)$$

où

le coefficient d'exposition à la hauteur z , $c_e(z)$, dépend de l'intensité de la turbulence et des coefficients de rugosité du terrain et orographiques à cette même hauteur. L'expression est donnée par

$$c_e(z) = c_r^2(z) * c_o^2(z) * (1 + 7 * I_v(z))$$

la pression dynamique de référence à la hauteur z , $q_b(z)$, dépend quant à elle de la masse volumique de l'air et de la vitesse de référence du vent. Cette pression dynamique de référence vaut

$$q_b(z) = \frac{1}{2} * \rho_{air} * v_b^2(z)$$

la masse volumique de l'air, ρ_{air} , a pour valeur 1,25 kg/m³.

La pression du vent sur les parois du bâtiment peut maintenant être déterminée. La convention de signe impose que les pressions vers la paroi sont positives et les pressions vers l'extérieur de la paroi sont négatives comme le montre la « Figure 10 ».

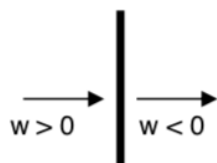


Figure 10 - Schéma de la représentation des pressions sur une paroi [5]

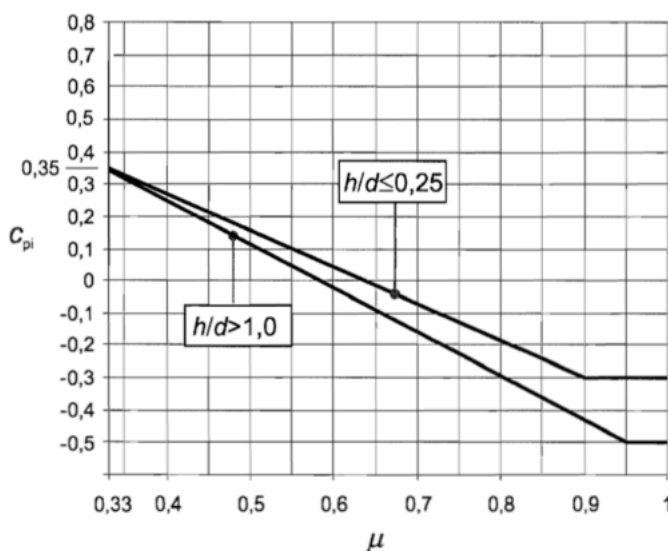
Les pressions aérodynamiques extérieures et intérieures sont données par

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$$

$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi}$$

où

le coefficient de pression intérieure, c_{pi} , dépend de la taille et de la répartition des ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment. Pour un bâtiment n'ayant pas de face dominante, le coefficient de pression interne doit être déterminé à l'aide de la figure ci-dessous dépendant du rapport entre la hauteur h et la longueur de la surface parallèle à la direction du vent d du bâtiment et du taux d'ouverture μ pour chaque direction du vent.



NOTE For values between $h/d = 0,25$ and $h/d = 1,0$ linear interpolation may be used.

Figure 11 - Coefficients de pression interne pour des ouvertures uniformément distribuées [5]

Le taux d'ouverture est donné par le rapport entre la somme des ouvertures où le coefficient de pression extérieure est négatif ou nul et la somme de toutes les ouvertures.

$$\mu = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } c_{pe} \text{ est négatif ou nul}}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

le coefficient de pression extérieure, c_{pe} , dépend de la dimension de la surface chargée A . Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations du bâtiment appropriées ; ils sont notés $c_{pe,1}$ pour les coefficients locaux, et $c_{pe,10}$ pour les coefficients globaux.

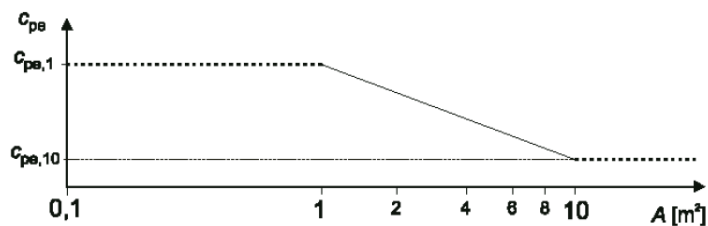
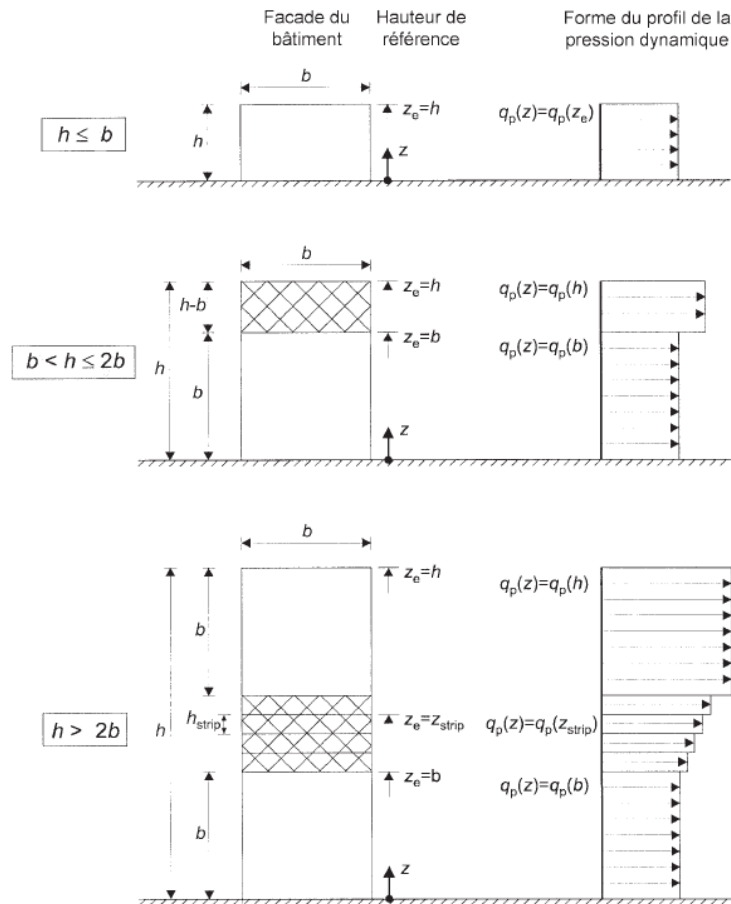


Figure 12 - Coefficient de pression extérieure en fonction de la surface chargée A [5]

Pour $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$: $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) * \log_{10} A$

La hauteur de référence pour la pression extérieure, z_e , dépend de la longueur de la surface perpendiculaire à la direction du vent b et de la hauteur h du bâtiment. Cette hauteur de référence est déterminée à l'aide des trois différents cas de la « Figure 13 ». De plus, cette figure représente la forme du profil de la pression dynamique correspondante.



NOTE Il convient de supposer que la pression dynamique est uniforme sur chaque bande horizontale considérée.

Figure 13 - Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique [5]

En fonction de la longueur de la surface parallèle et perpendiculaire à la direction du vent, les parois du bâtiment ont des répartitions de zones différentes comme le montre la « Figure 14 ». Le coefficient e représente le minimum entre la longueur de la surface perpendiculaire à la direction du vent et le double de la hauteur. Ce coefficient est ensuite comparé à la longueur de la surface parallèle à la direction du vent afin de déterminer le nombre et la longueur des différentes zones de la façade parallèle à la direction du vent.

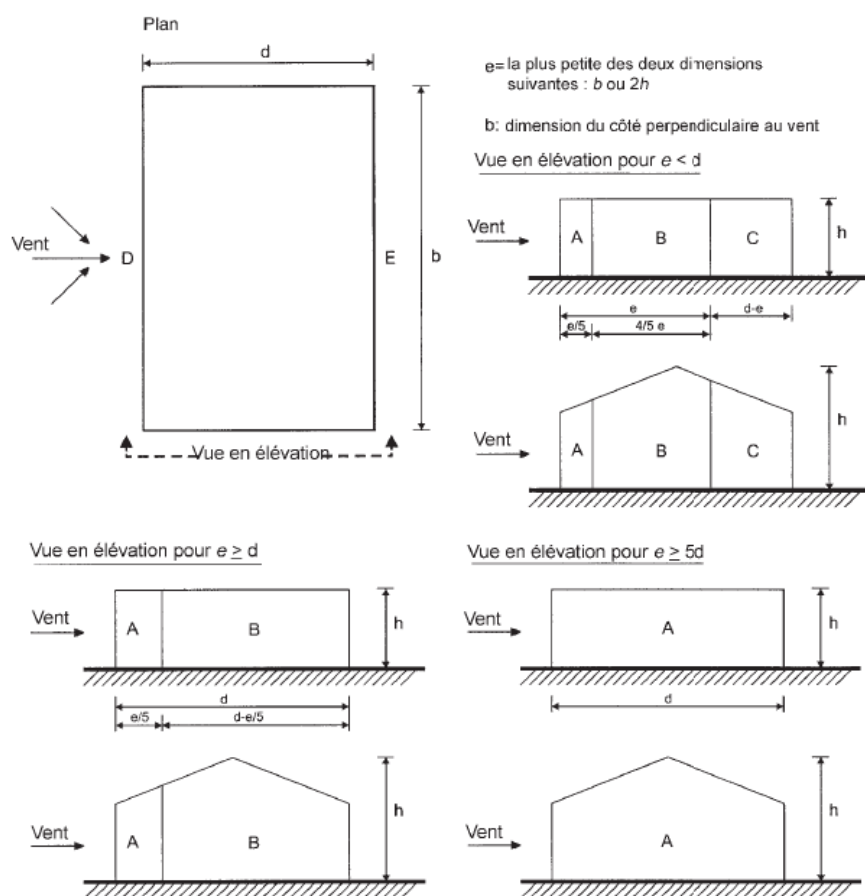


Figure 14 - Représentation des différentes zones pour un bâtiment à plan rectangulaire [5]

Le « Tableau 2 » reprend les diverses valeurs pour les coefficients locaux et globaux d'un bâtiment rectangulaire afin de calculer les pressions aérodynamiques.

Tableau 2 - Coefficients de pression extérieure des bâtiments à plan rectangulaire [5]

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	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

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.

Lorsqu'un bâtiment est composé d'une toiture ayant une pente α comprise entre -5° et 5° il est défini comme un bâtiment avec une toiture plate. Ce type de bâtiment a des zones de référence et des coefficients de pression extérieure différents pour la toiture. La « Figure 15 » représente l'ensemble de ces zones.

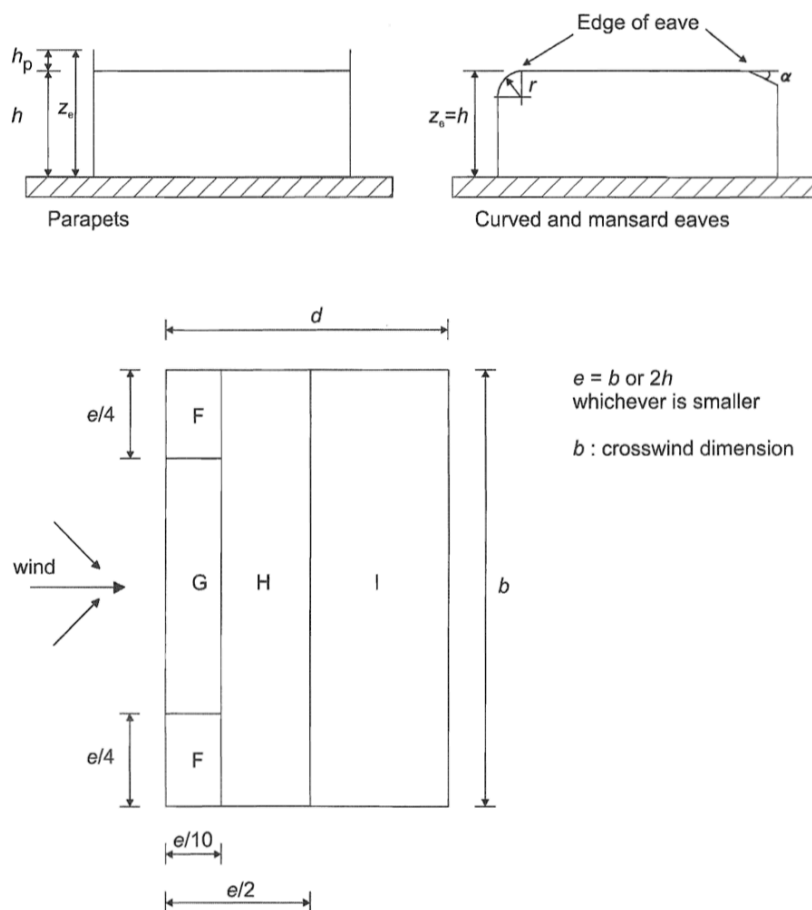


Figure 15 - Représentation des différentes zones pour une toiture plate [5]

Pour des toitures plates, les valeurs des coefficients locaux et globaux sont différents. Les valeurs pour ces coefficients sont repris dans le « Tableau 3 ».

Tableau 3 - Coefficients de pression extérieure pour les toits plats [5]

Roof type		Zone							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Sharp eaves		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
With Parapets	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Mansard Eaves	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

NOTE 1 For roofs with parapets or curved eaves, linear interpolation may be used for intermediate values of h_p/h and r/h .

NOTE 2 For roofs with mansard eaves, linear interpolation between $\alpha = 30^\circ$, 45° and $\alpha = 60^\circ$ may be used. For $\alpha > 60^\circ$ linear interpolation between the values for $\alpha = 60^\circ$ and the values for flat roofs with sharp eaves may be used.

NOTE 3  In Zone I, where positive and negative values are given, both values should be considered. 

NOTE 4 For the mansard eave itself, the external pressure coefficients are given in Table 7.4a "External pressure coefficients for duopitch roofs: wind direction 0° ", Zone F and G, depending on the pitch angle of the mansard eave.

NOTE 5 For the curved eave itself, the external pressure coefficients are given by linear interpolation along the curve, between values on the wall and on the roof.

 NOTE 6 For mansard eaves with horizontal dimension less than $e/10$, the values for sharp eaves should be used. For the definition of e see Figure 7.6. 

La différence entre les pressions aérodynamiques permet d'obtenir les pressions nettes sur une paroi

$$W_{net} = W_e - W_i$$

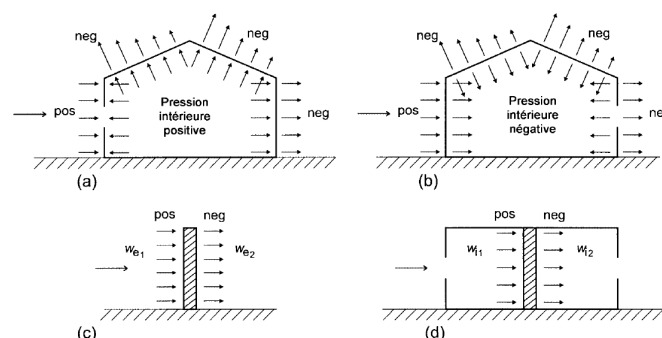


Figure 16 - Pression exercée sur les surfaces [5]

Finalement, la force du vent sur l'ensemble de la structure est donnée par

$$F_w = c_s * c_d * \sum (c_{pe} - c_{pi}) * q_p(z_e) * A_{ref}$$

où

l'aire de référence de la structure ou de l'élément structurel, A_{ref} , est donné par le produit de la longueur l de l'élément considéré et de la longueur de la surface perpendiculaire à la direction du vent b

le coefficient de surface, c_s , tient compte de l'étendue de la surface

le coefficient dynamique, c_d , tient compte de la mise en vibration de la structure

Le logiciel Wind Interactive [6] développé par le CSTC permet de calculer les effort du vent sur les façades et la toiture des bâtiments rectangulaires en suivant le dimensionnement expliqué précédemment.

3.2 LES CHARGES

On définit les charges permanentes, G , comme étant le poids des parties porteuses (poutres, poteaux, murs, planchers,...) et le poids des parties non porteuses (couvertures, isolants, cloisons, revêtements,...). Les charges variables, Q , comprennent quant à elles les charges d'exploitation (mobilier, poids des personnes,...) et les charges climatiques (vent, neige,...). Une fois ces charges évaluées, elles sont combinées afin de déterminer le cas le plus défavorable qui sera utilisé pour le dimensionnement des structures.

Les combinaisons de cas de charges sont données par :

$$\text{A l'état limite ultime (ELU) : } q_{elu} = \sum_i \gamma_{G,i} * G_i + \gamma_{Q,1} * Q_1 + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_i$$

$$\text{A l'état limite de service (ELS) : } q_{els} = \sum_i G_i + Q_1 + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} * Q_i$$

Les différentes valeurs du facteurs ψ_0 sont reprises dans le « Tableau 4 » ci-dessous

Tableau 4 - Valeurs des facteurs ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 [7]

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Charges d'exploitation des bâtiments selon la catégorie (cf. EN 1991-1-1)⁽¹⁾</i>			
Catégorie A : habitation, usage résidentiel	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion (sauf surfaces de catégorie A, B et D)	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : aire de stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : aire de circulation/stationnement pour véhicules légers (poids en mouvement ≤ 30 kN; nombre de places < 8 hors conducteur)	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : aire de circulation/stationnement pour véhicules moyens (30 kN $<$ poids en mouvement ≤ 160 kN)	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toitures	0	0	0
<i>Actions de la neige et de la glace (cf. EN 1991-1-3)</i>			
Pour toute la Belgique (altitude $H \leq 1000$ m)	0,5 ⁽³⁾	0 ⁽⁴⁾	0
<i>Actions du vent sur les bâtiments (cf. EN 1991-1-4)</i>	0,6 ⁽³⁾	0,2 ⁽⁵⁾	0
<i>Actions de la température (hormis les cas d'incendie) (cf. EN 1991-1-5)</i>	0,6	0,5	0
<i>Tassements (cf. EN 1997)</i>	1,0	1,0	1,0
<i>Actions particulières pendant l'exécution ⁽²⁾ (cf. EN 1991-1-6)</i>	1,0	-	0,2

(3) = 0,3 quand une action variable de courte durée accompagne dans une combinaison une autre action variable dominante de courte durée

3.3 LES STRUCTURES EN ACIER

L'Eurocode EN1993.1.1 [8] permet de dimensionner les bâtiments et ouvrages de génie civil en acier. Cette partie de l'Eurocode 3 est dédiée aux règles de calcul fondamentales pour les structures en acier en donnant les critères à respecter permettant la pérennité de l'édifice.

3.3.1 Classification des sections

La classification des sections transversales a pour but d'identifier la capacité de rotation des sections transversales. Quatre classes de sections transversales existent, elles sont définies comme suit:

- i) Les sections transversales de classe 1 peuvent former une rotule plastique avec une capacité de rotation suffisante pour une analyse plastique, sans réduction de la résistance.
- ii) Les sections transversales de classe 2 peuvent développer un moment plastique avec une capacité de rotation limitée par le flambement local.
- iii) Les sections transversales de classe 3 peuvent atteindre le moment résistant élastique mais le flambement local est susceptible d'empêcher le développement du moment plastique.
- iv) Les sections transversales de classe 4 ne peuvent pas atteindre le moment résistant élastique à cause du flambement local.

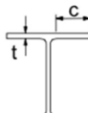
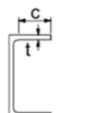
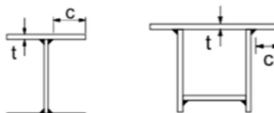
Tout d'abord, pour déterminer le type de classe de l'élément en acier, il faut calculer le coefficient ϵ , la largeur c dépendant du type de paroi et de section et l'épaisseur t .

Le coefficient ϵ est donné par

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

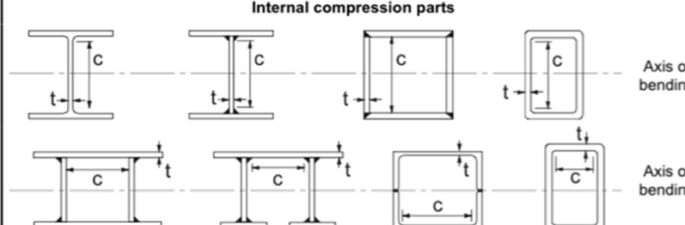
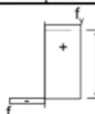
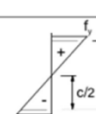
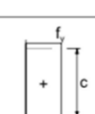
Ensuite, deux critères doivent être vérifiés. Le premier est la vérification de la semelle de l'élément à l'aide du « Tableau 5 ».

Tableau 5 - Critère de la semelle pour la classification des sections

Outstand flanges						
						
Rolled sections		Welded sections				
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression		Tip in tension		
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_{\sigma}}$				
For k_{σ} see EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Le second est la vérification de l'âme de l'élément grâce au « Tableau 6 ».

Tableau 6 - Critère de l'âme pour la classification des sections

Internal compression parts			
			
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression
Stress distribution in parts (compression positive)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$
Stress distribution in parts (compression positive)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275
	ε	1,00	0,92
			355
			420
			460
			0,81
			0,75
			0,71

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma \leq f_y$ or the tensile strain $\varepsilon_y > f_y/E$

3.3.2 Dimensionnement des poutres, critères à vérifier

Trois critères sont à vérifier pour le dimensionnement des poutres.

A l'ELU

Le premier critère est celui du moment résistant, il faut vérifier que le moment sollicitant est inférieur au moment résistant. Le moment résistant dépend de la classe de l'acier, il est proportionnel au module de section et à la limite d'élasticité. Par exemple, pour les éléments de classe 1,

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \text{ avec } M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Le second critère est celui de la résistance au cisaillement en utilisant le critère de Von Mises, il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant est inférieur à l'effort tranchant résistant. L'effort résistant est proportionnel à l'aire cisailée résistante et à la contrainte de cisaillement maximale. Par exemple, pour les éléments de classe 1,

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \text{ avec } V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \tau_{max}}{\gamma_{M0}}$$

où

la contrainte de cisaillement maximale, τ_{max} , est donnée par le critère de Von Mises

$$\tau_{max} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

A l'ELS

Le dernier critère est celui de la flèche de la poutre, il faut vérifier que cette dernière est inférieure à une limite imposée. La flèche d'une poutre isostatique appuyée à ses deux extrémités et soumise à une charge uniformément répartie est donnée par

$$f_{poutre\ iso} = \frac{5 * q_{tot,ELS} * L_{poutre}^4}{384 * E_a * I_{poutre}} \leq f_{lim}$$

3.3.3 Dimensionnement des colonnes, critère à vérifier

Les colonnes sont soumises à un effort normal et à un moment engendré par cet effort normal et les déplacements horizontaux dus au vent.

Un seul critère dimensionnant est à vérifier pour les colonnes, il s'agit du flambement. Le critère à respecter est donné par l'équation ci-dessous composée d'une première partie dépendant de l'effort normal sollicitant et d'une seconde dépendant du moment sollicitant.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

où

les paramètres de cette équation varient en fonction de la classe de l'acier. Ces variations sont reprises dans le « Tableau 7 »

Tableau 7 - Valeur de NRk, Mi,Rk et ΔM_{-(i,Ed)} en fonction de la classe de l'acier [8]

Class	1	2	3	4
A _i	A	A	A	A _{eff}
W _y	W _{pl,y}	W _{pl,y}	W _{el,y}	W _{eff,y}
W _z	W _{pl,z}	W _{pl,z}	W _{el,z}	W _{eff,z}
ΔM _{y,Ed}	0	0	0	e _{N,y} N _{Ed}
ΔM _{z,Ed}	0	0	0	e _{N,z} N _{Ed}

le facteur d'interaction, k_{yy} , dépend de différents facteurs, de l'effort sollicitant et de la force critique d'Euler. Il est donné par l'expression

$$k_{yy} = C_{my} * C_{mLT} * \frac{u_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} * \frac{1}{C_{yy}}$$

avec

le facteur μ_y , évalué à l'aide de l'équation suivante dépendant de l'effort sollicitant et de la force critique d'Euler.

$$u_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y * \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

dans cette équation, la force critique d'Euler est donnée par

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_a I_{col}}{L_{fl}^2}$$

cette force critique d'Euler dépend de la longueur de flambement de l'élément considéré L_{fl} . La longueur de flambement est donnée par le produit d'un facteur k dépendant des conditions d'appuis et de la longueur de l'élément.

$$L_{fl} = k * L_{col}$$

le facteur de réduction, χ_y , est quant à lui égal à

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

ce facteur dépend de l'élancement adimensionnel, $\bar{\lambda}$,
valant

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}}$$

et de l'imperfection globale, ϕ , valant

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

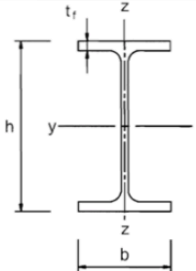
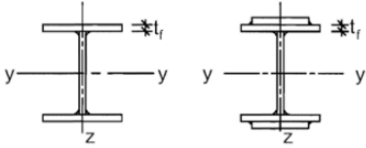
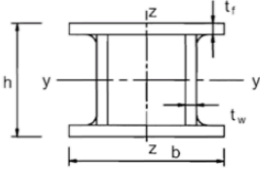
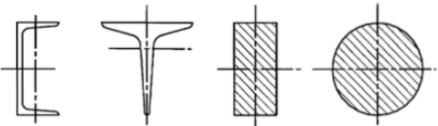
le paramètre α de cette équation est évalué à l'aide du « Tableau 8 ».

Tableau 8 - Valeurs du facteur d'imperfection pour la courbe de flambement [8]

Buckling curve	a_0	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Afin de déterminer quelle courbe de flambement est utilisée, il faut s'aider du « Tableau 9 ». Ce tableau donne le nom de la courbe de flambement en fonction des différentes coupes transversales possibles, des limites et des axes de flambement des profilés.

Tableau 9 - Sélection de la courbe de flambement pour une coupe transversale [8]

Cross section		Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Rolled sections		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Welded I-sections		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d
Hollow sections		hot finished	any	a	a_0
		cold formed	any	c	c
Welded box sections		generally (except as below)	any	b	b
		thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	c
U-, T- and solid sections			any	c	c
L-sections			any	b	b

L'évaluation du facteur, C_{yy} , est réalisée grâce à la formule suivante dépendant de divers facteurs et de l'élancement adimensionnel maximal. Ce facteur doit être supérieur au rapport du module de section élastique et plastique.

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) * \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} * C_{my}^2 * \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} * C_{my}^2 * \bar{\lambda}_{max}^2 \right) * n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

dans cette équation, le facteur w_y inférieur à 1,5 est donné par le rapport entre le module de section plastique et élastique.

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$$

le paramètre b_{LT} est obtenu via l'équation suivante. Il est proportionnel à divers facteurs et au moment sollicitant par rapport aux axes y et z et inversement proportionnel au moment résistant plastique de conception par rapport aux axes y et z.

$$b_{LT} = 0,5 * a_{LT} * \bar{\lambda}_0^2 * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_y * M_{Pl,y,Rd}} * \frac{M_{z,Ed}}{M_{Pl,z,Rd}}$$

le facteur a_{LT} supérieur à 0, dépendant de l'inertie de torsion de Saint-Venant et l'inertie de flexion selon l'axe fort, est donné par

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$$

le facteur n_{pl} est donné par le rapport entre l'effort normal sollicitant et l'effort résistant de conception

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$$

l'élancement adimensionnel maximal, $\bar{\lambda}_{max}$, vaut le maximum entre l'élancement adimensionnel selon l'axe y et selon l'axe z

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$$

le facteur du moment uniforme équivalent, C_{my} , est évalué grâce à l'équation ci-dessous dépendant de l'effort normal sollicitant et de la force critique d'Euler selon l'axe fort.

$$C_{my} = C_{my,0} = 1 + 0,2412 * \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}$$

le facteur du moment uniforme équivalent, C_{mLT} , vaut 1

$$C_{mLT} = 1$$

le facteur de réduction pour le flambement latéral de torsion, χ_{LT} , est quant à lui inférieur à 1 et égal à

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

ce facteur dépend de l'élancement adimensionnel pour le flambement latéral de torsion $\bar{\lambda}_{LT}$. L'élancement adimensionnel est proportionnel au module de flexion et à la limite d'élasticité et inversement proportionnel au moment critique de déversement.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}}$$

le moment critique de déversement, M_{cr} , dépend du module de Young de l'acier, de l'inertie de flexion selon l'axe faible, de la longueur de la colonne entre les deux points maintenus, du module de cisaillement, de l'inertie de torsion de Saint-Venant et du facteur de gauchissement. Ce moment critique est donné par l'équation suivante

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 * E_a * I_z}{L^2} * \sqrt{\frac{G * I_T * L^2}{\pi^2 * E_a * I_z} + \frac{I_w}{I_z}}$$

le facteur de réduction dépend aussi de l'imperfection globale pour le flambement latéral de torsion, ϕ_{LT} , valant

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

le paramètre α_{LT} de cette équation est évalué à l'aide du « Tableau 10 ».

Tableau 10 - Valeurs du facteur d'imperfection pour les courbes de flambement LT [8]

Buckling curve	a	b	c	d
Imperfection factor α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Pour déterminer quelle courbe de flambement est utilisée, il faut s'aider du « Tableau 11 ». Ce tableau donne le nom de la courbe de flambement en fonction des différentes coupes transversales possibles et des limites des profilés.

Tableau 11 - Sélection de la courbe de flambement LT [8]

Cross-section	Limits	Buckling curve
Rolled I-sections	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Welded I-sections	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Other cross-sections	-	d

3.4 LE FEU

3.4.1 L'incendie

Un incendie est un grand feu qui cause des dégâts importants en se propageant. C'est une réaction de combustion non maîtrisée dans le temps et l'espace. Les causes d'incendie sont multiples et résultent souvent d'erreurs humaines.

Les principaux risques encourus lors d'incendie sont les explosions et la dégradation du matériel qui peuvent mener jusqu'à l'effondrement de la structure. Pour une personne, les risques sont : l'asphyxie, les brûlures et des blessures résultant de la chute d'objets.

Un incendie est composé de quatre phases au cours desquelles la température augmente.

La première phase est la phase d'apparition du feu. La rencontre entre un combustible, un comburant et une énergie d'activation permet le déclenchement de la combustion et donc du feu.

La deuxième phase est la phase de croissance où le feu est localisé. Le foyer initial enflamme petit à petit les objets aux alentours, la température du compartiment augmente et une couche de fumée se développe, monte et s'étend sous le plafond. Si le combustible et le comburant sont présents en quantités suffisantes l'incendie croît exponentiellement et s'étend dans tout le compartiment, c'est l'embrasement. Le feu se transmet par rayonnement, convection et conduction. Il atteint alors son apogée où le feu est pleinement développé et généralisé. A partir de ce moment, le feu ne va plus croître, il va baisser en intensité et entrer dans sa phase de déclin pour finir par s'éteindre.

On parle d'un incendie contrôlé par la ventilation ou l'oxygène lorsque la ventilation du compartiment est insuffisante. Ce type d'incendie est caractérisé par des flammes, formées des gaz partiellement brûlés, sortant des ouvertures du compartiment. En effet, l'oxygène étant rapidement consumé, les gaz inflammables ne sont que partiellement brûlés. A contrario, lorsque la ventilation du compartiment est suffisante, l'incendie est contrôlé par le combustible. Une plus grande partie de celui-ci brûlera et la température sera plus élevée. Si

la ventilation est très importante, la température est moins élevée car la chaleur est rapidement évacuée vers l'extérieur. [9]

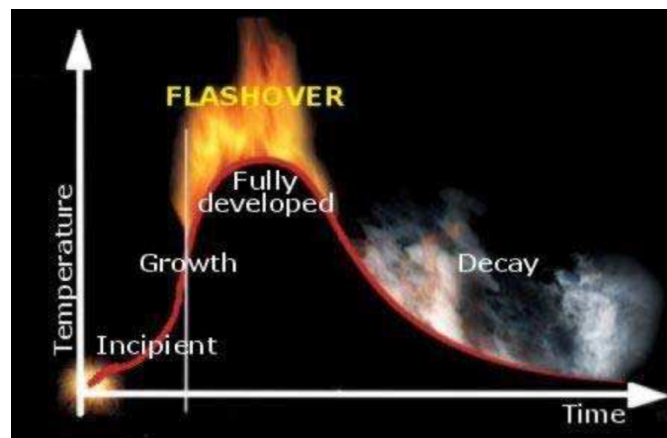


Figure 17 – Les différentes phases d'un incendie [10]

3.4.2 La sécurité incendie

La sécurité incendie permet de limiter les risques encourus lors d'un incendie tant au niveau des pertes humaines, blessures, décès,... qu'au niveau des pertes financières dues aux dégâts subis par le bâtiment et aux perturbations engrangées.

La loi belge fixe des exigences minimales pour garantir un niveau de sécurité incendie suffisant. A ces diverses réglementations, vient s'ajouter la directive européenne 89/106/CEE datant de décembre 1988 stipulant que « L'ouvrage doit être conçu et construit de manière que, en cas d'incendie :

- La stabilité des éléments porteurs de l'ouvrage puisse être présumée pendant une durée déterminée,
- L'apparition et la propagation du feu et de la fumée à l'intérieur de l'ouvrage soient limitées,
- L'extension du feu à des ouvrages voisins soit limitée,
- Les occupants puissent quitter l'ouvrage indemnes ou être secourus d'une autre manière,
- La sécurité des équipes de secours soit prise en considération. » [11]

Tous les dispositifs et équipements sécurisant les ouvrages contre les incendies représentent le système de sécurité incendie. Parmi ces dispositifs on retrouve le compartimentage, l'évacuation de l'établissement et le désenfumage qui sont tous les trois obligatoires dans les bâtiments de grande hauteur. Le système de sécurité incendie permet de faciliter l'intervention du personnel de secours et de freiner la propagation des flammes. Le système doit savoir détecter l'incendie et lancer la procédure de mise en sécurité du bâtiment.

3.4.3 Les différentes approches pour la procédure de conception

Il existe deux approches permettant d'analyser les structures lors d'un incendie [12]. La première est l'approche normative, elle est basée sur les réglementations nationales qui définissent des périodes de résistance au feu. La seconde est l'approche basée sur les performances. Dans ce cas, le niveau de risque est quantifié et démontré acceptable.

Approche normative

L'approche normative est la méthode la plus couramment utilisée pour l'analyse des structures lors d'un incendie. Elle permet d'assurer la résistance de la structure afin de satisfaire les exigences de résistance au feu des réglementations nationales et européennes.

Ces réglementations exigent la subdivision du bâtiment en plusieurs compartiments résistants au feu. Ces subdivisions ont une taille maximale et une résistance au feu minimale est souvent spécifiée pour les éléments séparateurs coupe-feu. La décomposition du bâtiment permet de ralentir la progression du feu et de la fumée laissant ainsi plus de temps aux occupants pour s'échapper et aux services de secours pour intervenir. Les exigences de résistance au feu sont définies en termes de périodes de temps durant lesquelles l'ouvrage ou l'élément se comportera adéquatement. Généralement, les exigences de résistance au feu pour les bâtiments à plusieurs étages vont de 60 minutes (R60) à 120 minutes (R120).

L'arrêté royal du 13 juin 2007 définit la résistance au feu comme étant « l'aptitude d'un élément d'un ouvrage à conserver, pendant une durée déterminée, la capacité portante, l'étanchéité et/ou l'isolation thermique requises, spécifiées dans un essai normalisé de résistance au feu » [13]

Ces exigences générales d'un élément ou d'une structure sont reprises sous la forme de trois critères

- La résistance à la charge (R) définit la capacité d'une structure à pouvoir résister à une certaine charge lors d'un incendie
- L'intégrité (E) définit la capacité d'une structure à maintenir des compartiments pour empêcher la propagation de la fumée et l'échange des gaz chauds dans les espaces adjacents lors d'incendie.
- L'isolation (I) définit la capacité de la structure à pouvoir isoler les compartiments lors d'incendie.

Les classes R sont utilisées pour les éléments porteurs sans fonction de compartimentage, les classes E et EI sont appliquées pour les éléments non porteurs avec une fonction de compartimentage et les classes RE et REI sont employées pour les éléments porteurs avec une fonction de compartimentage.

Lors de l'adoption d'une approche normative, la modélisation du comportement au feu n'est pas nécessaire et les actions thermiques sont basées sur les courbes nominales représentant l'évolution de la température en fonction du temps.

Approche basée sur les performances

La procédure de conception de l'incendie basée sur les performances inclut les étapes principales suivantes:

- Revoir la conception architecturale du bâtiment

Cette révision doit permettre d'identifier toutes les exigences architecturales pouvant être importantes pour le développement d'une solution de sécurité incendie. Ces exigences peuvent être l'utilisation future du bâtiment, le type de structure et de disposition de celui-ci, le type de système de détection d'incendie et d'alarme et les caractéristiques des occupants du bâtiment.

- Établir des objectifs de sécurité incendie

Les objectifs de sécurité incendie doivent être clairement identifiés. Les principaux objectifs de sécurité incendie devant être traités sont la sécurité des personnes, le contrôle des pertes financières et la protection de l'environnement.

- Identifier les risques d'incendie et les conséquences possibles

Un examen des risques d'incendie potentiels peut inclure une considération des sources d'inflammation, du volume et de la distribution des matériaux combustibles. Lors de l'évaluation de l'importance de ces dangers, il convient de prendre en compte les conséquences probables et leur impact sur la réalisation des objectifs de sécurité incendie.

- Établir des stratégies de sécurité incendie possibles

Pour permettre d'évaluer le niveau de sécurité incendie, des stratégies sont mises en place. Les éléments pris en compte lors de ces stratégies sont la présence d'un système détectant et luttant contre les incendies, le compartimentage du bâtiment, la stratégie d'évacuation, les portes ou volets coupe-feu,...

- Identifier les critères d'acceptation et les méthodes d'analyse

L'ensemble de ces critères sont évalués afin de déterminer une stratégie d'incendie finale et des performances requises de la structure. Trois types d'approche sont possibles. L'approche comparative, déterministe ou probabiliste.

L'approche comparative se base sur des performances et objectifs à atteindre. L'approche déterministe quantifie, dans le cas le plus défavorable, les effets d'un scénario incendie et démontre que ces effets ne dépasseront pas les critères d'acceptation définis. L'approche probabiliste essaie de montrer que la stratégie de sécurité incendie réduit suffisamment la probabilité de pertes importantes.

- Établir des scénarios d'incendie pour analyse

Les possibilités de scénarios d'incendie étant infinies, il faut choisir les scénarios les plus significatifs ou les plus graves lors de la réalisation d'une analyse détaillée.

Les performances requises de la structure peuvent être déterminées par une analyse globale, une analyse de sous-ensembles ou une analyse de membres du bâtiment comme le montre la « Figure 18 ».

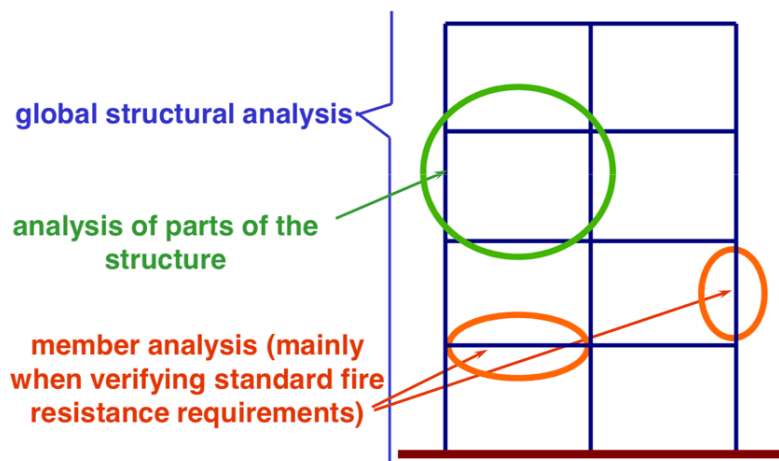


Figure 18 - Différentes approches de conception pour la réponse mécanique structurelle [10]

3.4.4 L'analyse au feu des structures

La prise en compte du comportement au feu permet de définir les actions thermiques auxquelles les éléments structurels seront exposés. Une fois les actions thermiques déterminées, il convient de prendre en compte la réponse thermique de la structure en utilisant une méthode appropriée d'analyse du transfert de chaleur pour déterminer l'historique de la température de la structure en fonction du temps.

Ensuite, le comportement mécanique de l'élément peut être évalué par analyse ou par test afin de déterminer la résistance de l'élément en fonction de l'historique de la température de la structure en fonction du temps.

Finalement, l'acceptabilité de son comportement mécanique peut être évaluée par rapport aux critères R, E et I.

La procédure d'analyse permettant le design d'un bâtiment lors de l'analyse au feu est la suivante :

- Sélection des scénarios d'incendie les plus pertinents
- Détermination du feu permettant cet incendie
- Calcul de l'évolution de la température dans les éléments structuraux
- Calcul du comportement mécanique de la structure exposée au feu

L'Eurocode EN1991.1.2 [14] décrit les actions thermiques et mécaniques pour le calcul structural de bâtiments exposés au feu. Il permet d'établir la résistance au feu dans l'un des trois « domaines » suivants :

Le premier est le domaine temporel, il faut vérifier que le temps de résistance au feu de conception est supérieur au temps de résistance requis. C'est uniquement possible en utilisant des modèles de calcul avancés.

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ}$$

Le second est le domaine de l'effort, il faut vérifier que la résistance de conception de l'élément est supérieure aux effets des actions lors de l'incendie au temps t. C'est réalisable par un calcul à la main.

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$

Le troisième est le domaine de la température, il faut vérifier que la valeur de conception de la température du matériau est inférieure à la température critique de celui-ci. C'est la méthode la plus utilisée

$$\theta_d \leq \theta_{crit,d}$$

Actions thermiques pour l'analyse de la température

Les actions thermiques sont données par le flux thermique net à la surface de l'élément, $\dot{h}_{net}$. Sur les surfaces exposées au feu, le flux net de chaleur est déterminé en considérant les transferts de chaleur par convection et par radiation.

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}$$

où

le flux thermique de convection dépend du coefficient de convection, de la température des gaz et de la température de l'élément. Il est donné par

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c * (\theta_g - \theta_m)$$

le flux thermique de radiation dépend de divers coefficients, de la température effective de radiation et de la température de l'élément. Il est donné en cas d'incendie complet par

$$\dot{h}_{net,r} = \phi * \epsilon_m * \epsilon_f * \sigma * ((\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4)$$

avec

le facteur de configuration ϕ égale à 1

l'émissivité de la surface du matériau ϵ_m égale à 0,8

l'émissivité du feu ϵ_f égale à 1

la constante de Stephan Boltzmann σ égale à $5,67 * 10^{-8}$ [W/m²K⁴]

La température des gaz peut être déterminée à l'aide de différentes courbes représentant l'évolution de la température en fonction du temps lors d'un incendie. Il existe trois courbes nominales permettant d'illustrer cette évolution afin de déterminer la résistance au feu.

Courbes nominales

La courbe la plus connue est la courbe d'incendie ISO. Elle correspond au modèle d'un incendie pleinement développé dans un compartiment. Elle est indépendante des paramètres influençant le feu réel comme la charge au feu, les conditions de ventilation et les mesures de prévention d'incendie actives. L'équation de cette courbe est donnée par

$$\theta_g = 20 + 345 * \log_{10}(8 * t + 1) \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

où

le temps t est exprimé en minutes

La deuxième courbe nominale est la courbe de feu extérieur, elle représente l'exposition de la face externe d'un mur à un incendie pouvant provenir de l'intérieur du bâtiment comme d'une fenêtre du bâtiment ou d'un bâtiment voisin. Son équation est donnée par

$$\theta_g = 20 + 660 * (1 - 0,687 * e^{-0,32*t} - 0,313 * e^{-3,8*t})$$

où

le temps t est exprimé en minutes

La dernière courbe est la courbe d'hydrocarbure caractérisant un incendie de ce composé.

$$\theta_g = 20 + 1080 * (1 - 0,325 * e^{-0,167*t} - 0,675 * e^{-2,5*t})$$

où

le temps t est exprimé en minutes

La « Figure 19 » représente ces trois courbes

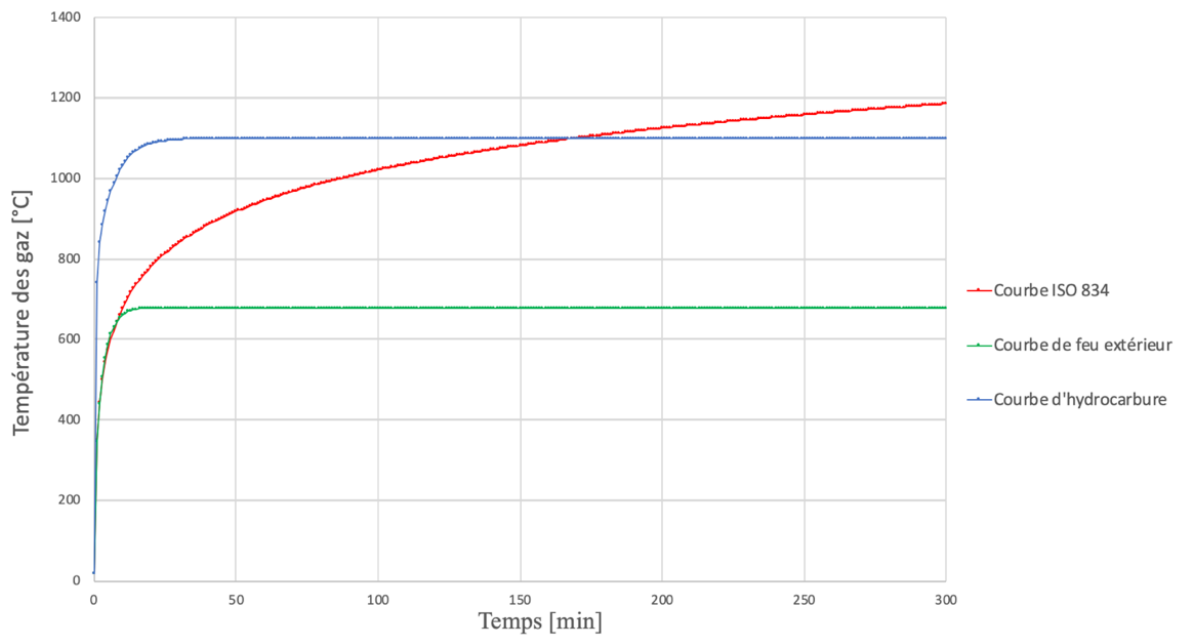


Figure 19 - Graphe de trois courbes nominales

Cependant, les courbes nominales ne sont pas correctes car elles doivent être considérées dans tout le compartiment même si il est grand, elles ne redescendent jamais, elles ne considèrent pas la phase d'allumage et elles ne dépendent pas des conditions de ventilations et de la charge de feu. C'est pourquoi une seconde approche est utilisée, la courbe au feu naturel qui est calculée à partir des paramètres définissant la progression de l'incendie. Cette courbe se rapproche donc de la réalité et est composée des quatre phases d'un incendie exprimées précédemment à la section « 3.4.1 L'incendie ». Dans cette approche, il faut connaître au point de vue de la géométrie, les frontières des pièces, la hauteur du plafond et les ouvertures et au point de vue du feu, la charge et l'évolution de la chaleur relâchée (RHR). Le calcul au feu naturel est donc beaucoup plus complexe que pour un feu normalisé.

La valeur de conception de la charge d'incendie se calcule grâce à l'équation

$$q_{f,a} = \delta_{q1} * \delta_{q2} * \prod \delta_{ni} * m * q_{f,k}$$

où

δ_{q1} dépend de la grandeur du compartiment

δ_{q2} dépend de l'occupation du compartiment

δ_{ni} dépend des systèmes mis en place

m est le facteur de combustion

$q_{f,k}$ est la densité de charge d'incendie caractéristique par unité d'aire de plancher [MJ/m²]

Les valeurs des facteurs δ_{q1} dépendant de la grandeur et de δ_{q2} dépendant du type d'occupation du compartiment sont reprises dans le « Tableau 12 »

Tableau 12 - Valeurs des facteurs δ_{q1} et δ_{q2} [14]

Compartment floor area A_f [m ²]	Danger of Fire Activation δ_{q1}	Danger of Fire Activation δ_{q2}	Examples of Occupancies
25	1,10	0,78	artgallery, museum, swimming pool
250	1,50	1,00	offices, residence, hotel, paper industry
2 500	1,90	1,22	manufactory for machinery & engines
5 000	2,00	1,44	chemical laboratory, painting workshop
10 000	2,13	1,66	manufactory of fireworks or paints

Le « Tableau 13 » reprend quant à lui, les valeurs des différents facteurs δ_{ni} dépendant des différentes mesures de lutte active contre les incendies

Tableau 13 - Valeurs des facteurs δ_{ni} [14]

δ_{ni} Function of Active Fire Fighting Measures									
Automatic Fire Suppression		Automatic Fire Detection		Manual Fire Suppression					
Automatic Water Extinguishing System	Independent Water Supplies	Automatic fire Detection & Alarm		Automatic Alarm Transmission to Fire Brigade	Work Fire Brigade	Off Site Fire Brigade	Safe Access Routes	Fire Fighting Devices	Smoke Exhaust System
δ_{n1}	0 1 2 δ_{n2}	by Heat δ_{n3}	by Smoke δ_{n4}	δ_{n5}	δ_{n6}	δ_{n7}	δ_{n8}	δ_{n9}	δ_{n10}
0,61	1,0 0,87 0,7	0,87 or 0,73		0,87	0,61 or 0,78		0,9 or 1 or 1,5	1,0 or 1,5	1,0 or 1,5

La densité de charge d'incendie caractéristique par unité de surface dépend du type d'occupation. Les valeurs sont reprises dans le « Tableau 14 » ci-dessous

Tableau 14 - Charge caractéristique d'incendie par unité d'aire [14]

Occupancy	Average	80% Fractile
Dwelling	780	948
Hospital (room)	230	280
Hotel (room)	310	377
Library	1 500	1 824
Office	420	511
Classroom of a school	285	347
Shopping centre	600	730
Theatre (cinema)	300	365
Transport (public space)	100	122
NOTE Gumbel distribution is assumed for the 80 % fractile.		

L'évolution du taux de dégagement de chaleur est composé de trois phases. La première, la phase de croissance qui peut être plus ou moins rapide en fonction de la présence d'éléments favorisant la croissance du feu. Elle est définie par l'expression

$$Q = 10^6 * \left(\frac{t}{t_\alpha}\right)^2$$

où

Q est le taux de dégagement de chaleur [W]

t est le temps [s]

t_α est le temps nécessaire pour atteindre un taux de dégagement de chaleur de

1 MW

La seconde phase est la phase stationnaire, elle dépend des conditions de ventilation. Si on est en présence d'un incendie contrôlé par le combustible, elle est définie par l'expression

$$Q = A_{fi} * RHR_f$$

où

A_{fi} est l'aire maximale du feu [m²]

RHR_f est le taux maximal de dégagement de chaleur produit par un mètre de feu lors d'un incendie contrôlé par le combustible [kW/m²]

Si on est en présence d'un incendie contrôlé par la ventilation, ce niveau doit être réduit en fonction de la teneur en oxygène disponible, la phase stationnaire est donc définie par l'expression

$$Q_{max} = 0,1 * m * H_u * A_v * \sqrt{h_{eq}}$$

où

le facteur de combustion m est égal à 0,8

la valeur calorifique nette du bois H_u est égale à 17,5 [MJ/kg]

A_v est l'aire des ouvertures [m²]

h_{eq} est la hauteur moyenne des ouvertures [m]

La dernière phase est la phase de décroissance qui se produit lorsque 70% de tout le combustible est brûlé.

Le « Tableau 15 » reprend les valeurs du temps nécessaire pour atteindre un taux de dégagement de 1 MW, du taux de croissance du feu et du taux maximal de dégagement de chaleur en fonction du type d'occupation.

Tableau 15 - La croissance du feu et taux de dégagement de chaleur maximal [14]

Max Rate of heat release RHR_t			
Occupancy	Fire growth rate	t_a [s]	RHR_t [kW/m ²]
Dwelling	Medium	300	250
Hospital (room)	Medium	300	250
Hotel (room)	Medium	300	250
Library	Fast	150	500
Office	Medium	300	250
Classroom of a school	Medium	300	250
Shopping centre	Fast	150	250
Theatre (cinema)	Fast	150	500
Transport (public space)	Slow	600	250

Les différentes phases de l'évolution de la chaleur dégagée sont reprises à la « Figure 20 »

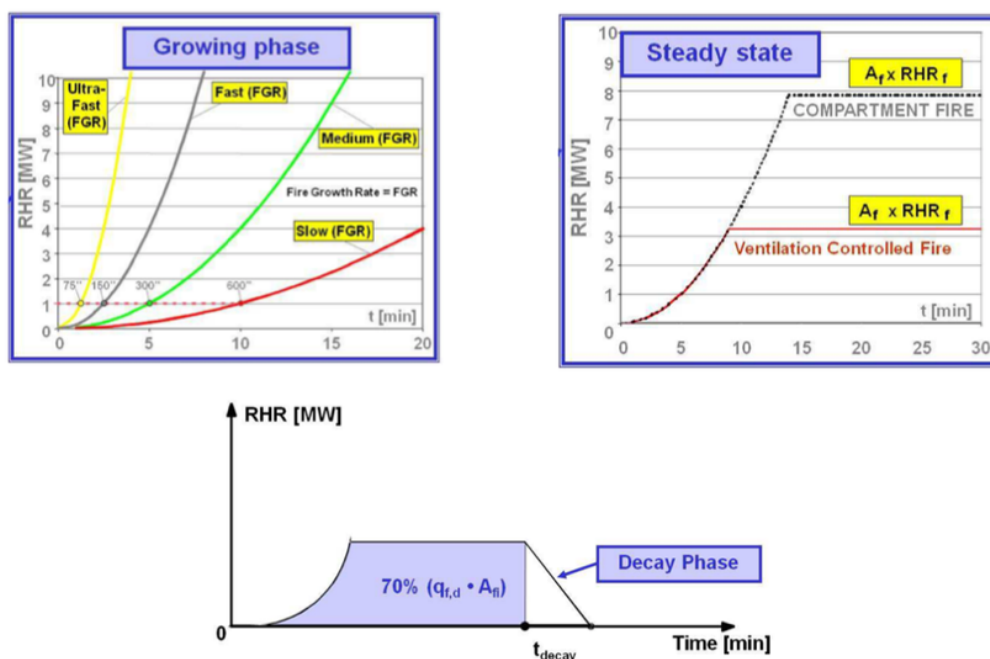


Figure 20 - Différentes phases de l'évolution de la chaleur dégagée [15]

The graph shows Temperature on the y-axis and Time on the x-axis. It compares two fire curves: the 'Natural fire curve' (grey) and the 'ISO834 standard fire curve' (red). The ISO834 curve is divided into three phases: 'Ignition - Smouldering', 'Heating', and 'Cooling ...'. Key points on the ISO834 curve are labeled: 'Pre-Flashover' (start of heating phase), 'Flashover' (end of heating phase), and 'Post-Flashover 1000-1200° C' (start of cooling phase). The natural fire curve follows a similar path but with a lower peak temperature and a more gradual rise.

Feu naturel

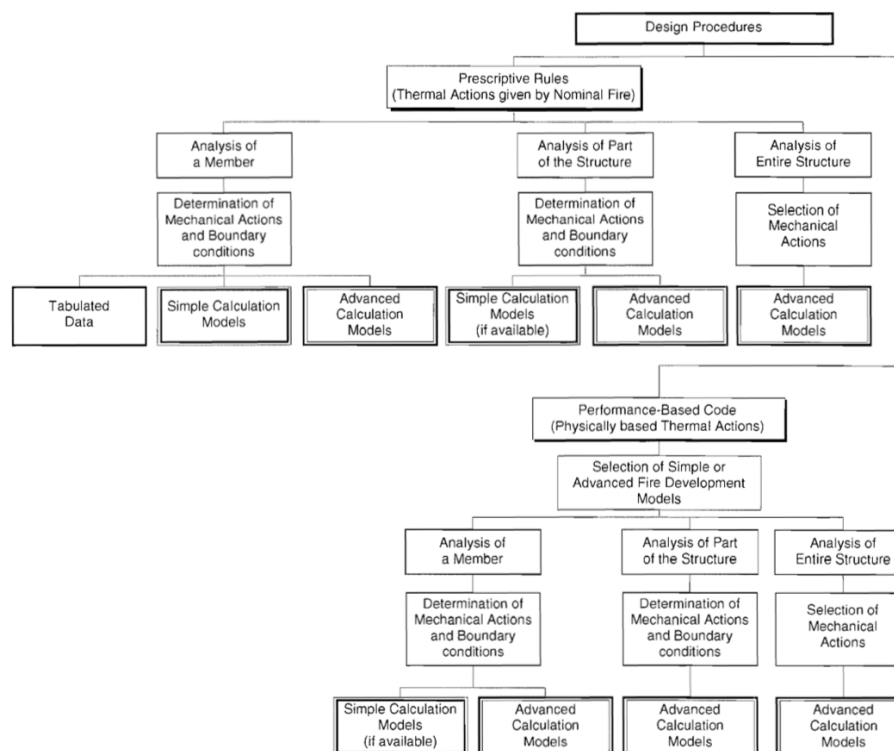
Le premier, le modèle de feu simplifié, est composé d'une approche par feu de compartiments ou par feu localisé. Le feu de compartiments suppose une répartition uniforme de la température tandis que le feu localisé suppose une répartition non uniforme de la température en fonction du temps. On utilise les actions thermiques d'un feu localisé lorsqu'il y a peu de chance que l'embrasement se produise.

Dans ce cas, une des trois méthodes suivantes doit être utilisée

- Le logiciel Ozone [16] développé en collaboration par l'Université de Liège et par ArcelorMittal permet de calculer l'évolution de la température du gaz dans un compartiment soumis à un incendie et évalue la résistance au feu des éléments en acier en tenant compte de tous les paramètres exprimés précédemment.

Le « Tableau 16 » résume les outils disponibles lors de l'utilisation de l'approche normative ou basée sur les performances en fonction du type d'analyse effectuée.

Tableau 16 - Approches pour la conception au feu [14]



3.4.5 Les propriétés mécaniques de l'acier lors d'un incendie

L'Eurocode EN1993.1.2 [17] décrit les principes, les exigences et les règles de conception pour des bâtiments en acier exposés au feu. De plus, il définit le comportement de l'acier en fonction de l'évolution de la température.

Densité

La densité de l'acier, ρ_a , est indépendante de la température et vaut donc 7850 [kg/m³]

Module d'élasticité

Le module de Young de l'acier est influencé par les changements de température. Cette variation est donnée par

$$E_{a,\theta} = k_{E,\theta} * E_a$$

où

$E_{a,\theta}$ est le module de Young de l'acier à la température θ

E_a est le module de Young de l'acier à une température de 20°C
 $k_{E,\theta}$ est le facteur de réduction pour le module de Young

Limite d'élasticité

La limite élastique de l'acier est influencée par les changements de température. Cette variation est donnée par

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} * f_y$$

où

$f_{y,\theta}$ est la limite d'élasticité de l'acier à la température θ
 f_y est la limite d'élasticité de l'acier à une température de 20°C
 $k_{y,\theta}$ est le facteur de réduction pour la limite d'élasticité

Limite de plasticité

La limite plastique de l'acier est influencée par les changements de température. Cette variation est donnée par

$$f_{u,\theta} = k_{u,\theta} * f_u$$

où

$f_{u,\theta}$ est la limite de plasticité de l'acier à la température θ
 f_u est la limite de plasticité de l'acier à une température de 20°C
 $k_{u,\theta}$ est le facteur de réduction pour la limite de plasticité

Le « Tableau 17 » ci-dessous donne les valeurs des facteurs de réduction pour le module de Young, la limite d'élasticité et la limite plastique à différentes températures

Tableau 17 - Facteurs de réduction de l'acier à diverses températures [17]

Steel Temperature θ_s	Reduction factors at temperature θ_s relative to the value of f_y or E_s at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength	Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit	Reduction factor (relative to E_s) for the slope of the linear elastic range
	$k_{y,0} = f_{y,0}/f_y$	$k_{p,0} = f_{p,0}/f_y$	$k_{E,0} = E_{s,0}/E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

La « Figure 22 » représente ces différents facteurs de réduction sous forme de courbes.

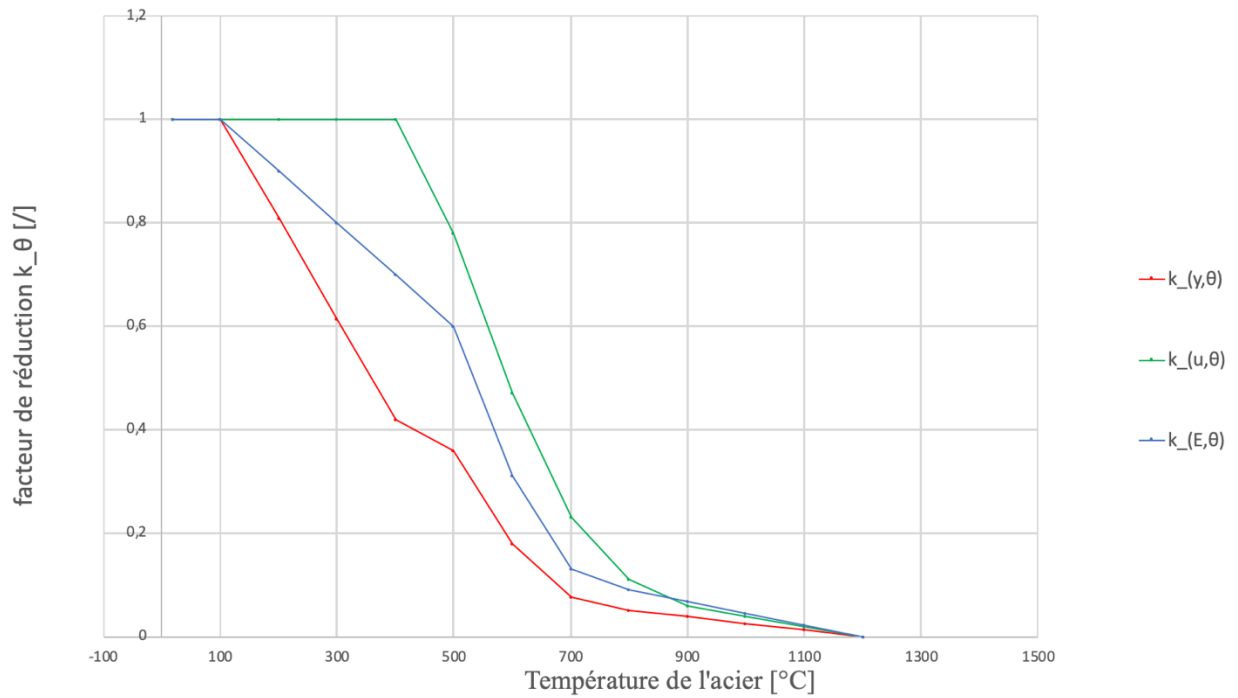


Figure 22 - Facteurs de réduction de l'acier à diverses températures

Élongation thermique

L'élongation de l'acier, $\frac{\Delta l}{l}$, est influencée par les changements de température. Cette variation est donnée par

pour une température d'acier comprise entre 20 et 750 °C,

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 * 10^{-5} * \theta_a + 0,4 * 10^{-8} * \theta_a^2 - 2,416 * 10^{-4}$$

pour une température d'acier comprise entre 750 et 860 °C,

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 * 10^{-2}$$

pour une température d'acier comprise entre 860 et 1200 °C,

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 * 10^{-5} * \theta_a - 6,2 * 10^{-3}$$

où

Δl est l'allongement induit par la température

l est la longueur de l'élément à une température de 20°C

θ_a est la température de l'acier

La « Figure 23 » représente l'élongation thermique de l'acier

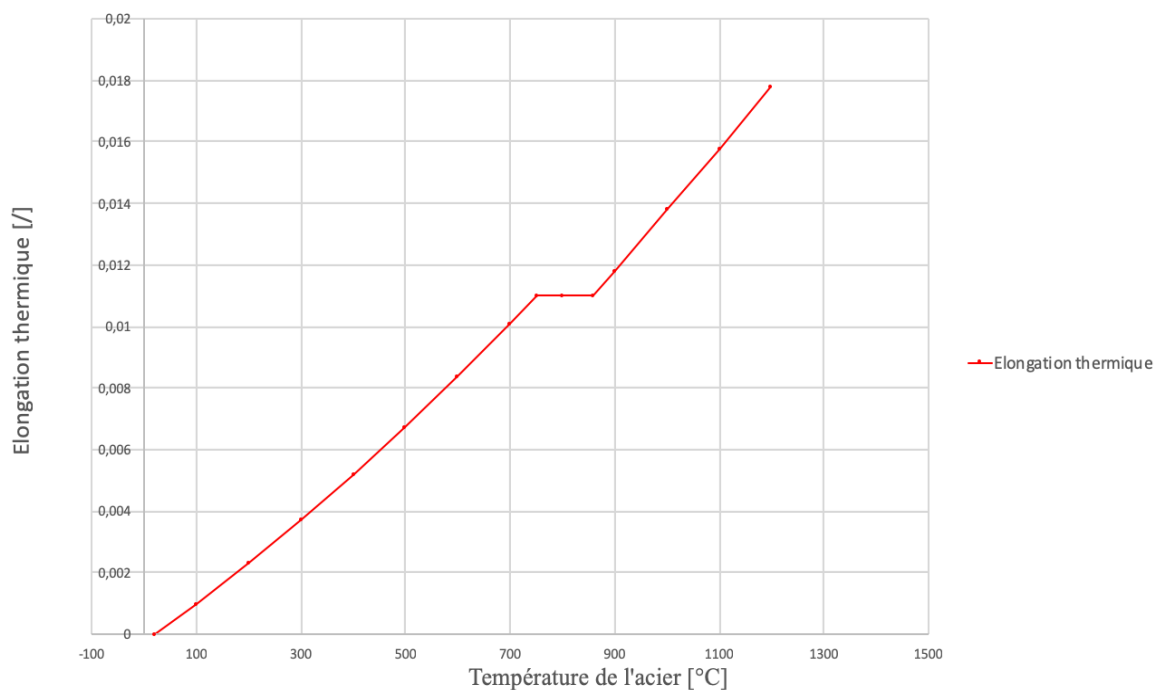


Figure 23 - Élongation thermique de l'acier à diverses températures

Chaleur spécifique

La chaleur spécifique de l'acier est influencée par les changements de température. Cette variation est donnée par

pour une température d'acier comprise entre 20 et 600 °C,

$$c_a = 425 + 7,73 * 10^{-1} * \theta_a - 1,69 * 10^{-3} * \theta_a^2 + 2,22 * 10^{-6} * \theta_a^3$$

pour une température d'acier comprise entre 600 et 735 °C,

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$$

pour une température d'acier comprise entre 735 et 900 °C,

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

pour une température d'acier comprise entre 900 et 1200 °C,

$$c_a = 650$$

où

θ_a est la température de l'acier

La « Figure 24 » représente la chaleur spécifique de l'acier

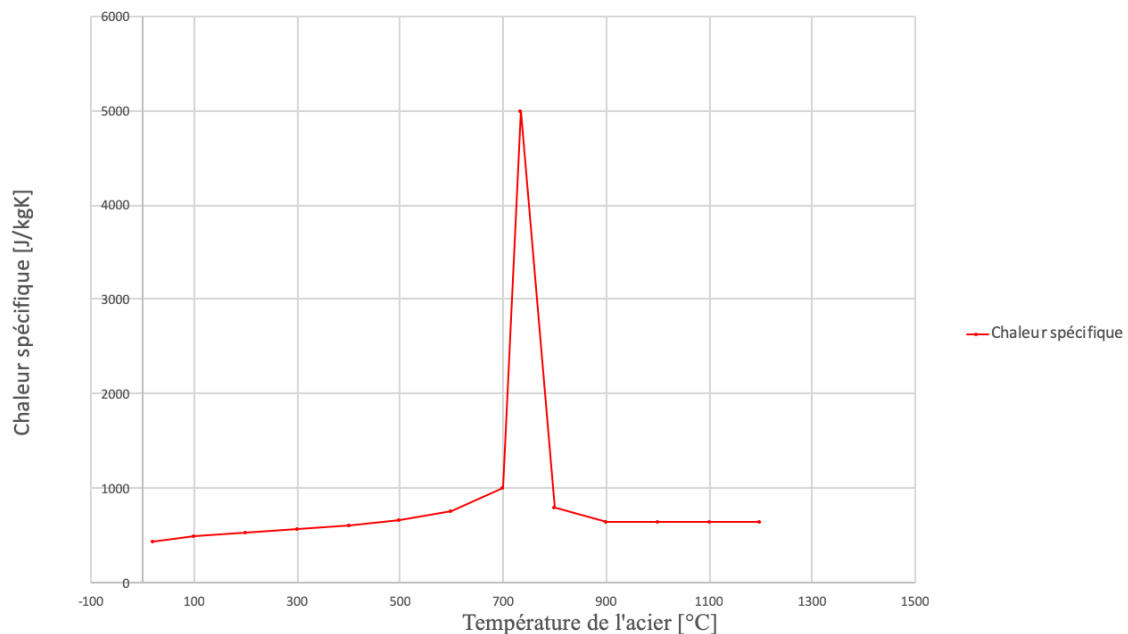


Figure 24 - Chaleur spécifique de l'acier à diverses températures

Conductivité thermique

La conductivité thermique de l'acier est influencée par les changements de température. Cette variation est donnée par

pour une température d'acier comprise entre 20 et 800 °C,

$$\lambda_a = 54 - 3,33 * 10^{-2}$$

pour une température d'acier comprise entre 800 et 1200 °C,

$$\lambda_a = 27,3$$

où

θ_a est la température de l'acier

La « Figure 25 » représente la conductivité thermique de l'acier

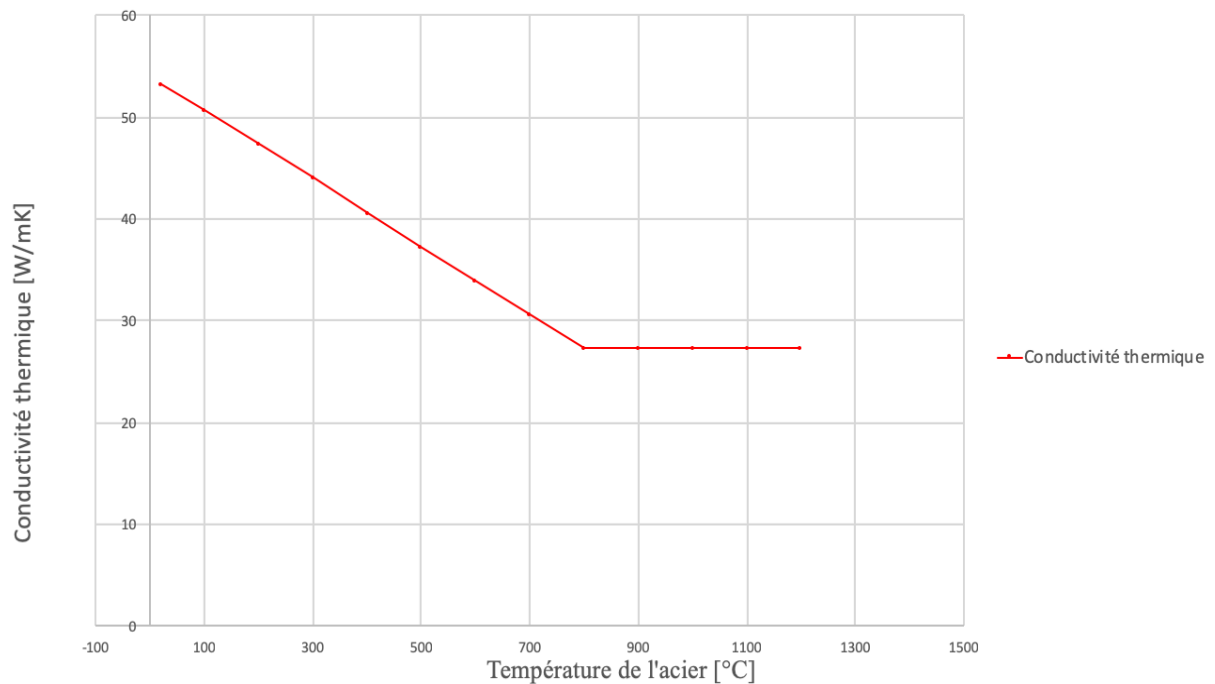


Figure 25 - Conductivité thermique de l'acier à diverses températures

4. Structures étudiées

4.1 PRÉSENTATION DES STRUCTURES

Dans la suite de ce mémoire, nous comparerons la robustesse entre une structure diagrid et une structure composée de poteaux et de poutres avec un noyau central lors d'un incendie. Les plans des bâtiments étudiés se basent sur ceux de la Torre Pontina située en Italie dans la commune de Latina. Nous avons opté pour cette tour car M. Sgambi a participé à la réalisation de cet ouvrage, il a donc tous les plans à sa disposition, ce qui facilite l'étude du bâtiment. Les travaux de cet édifice ont commencé en 2007 pour se terminer en 2009. La tour, un carré de 34,6 mètres de côté et d'une hauteur d'environ 130 mètres, est répartie sur 37 étages. Les deux premiers étages sont utilisés à des fins commerciales ; les étages allant du 3^{ème} au 20^{ème} sont constitués de bureaux et de logements ; ceux du 21^{ème} au 32^{ème} exclusivement de bureaux et enfin, les autres servent d'espaces techniques. Cette tour a été réalisée en béton armé c'est pourquoi tout d'abord, nous allons redimensionner la tour pour la rendre presque entièrement métallique. En effet, le noyau central en béton armé sera conservé car des analyses 2D sur les parois extérieures du bâtiment seront uniquement réalisées. Comme le système diagrid est un système structurel extérieure, on veut uniquement comparer ce qu'il se passe sur les parois extérieures du bâtiment lorsqu'un incendie se déclenche.

Les deux photos suivantes permettent de visualiser cet édifice faisant parti des cinq plus grands gratte-ciels d'Italie.



Figure 26 - Torre Pontina

La « Figure 27 » représente le plan d'un étage type de la tour. La structure est composée d'un noyau central de 16,8m de long sur 13,4m de large. Les colonnes et poutres en acier seront implantées au même endroit que les murs et poutres de la tour en béton armé.

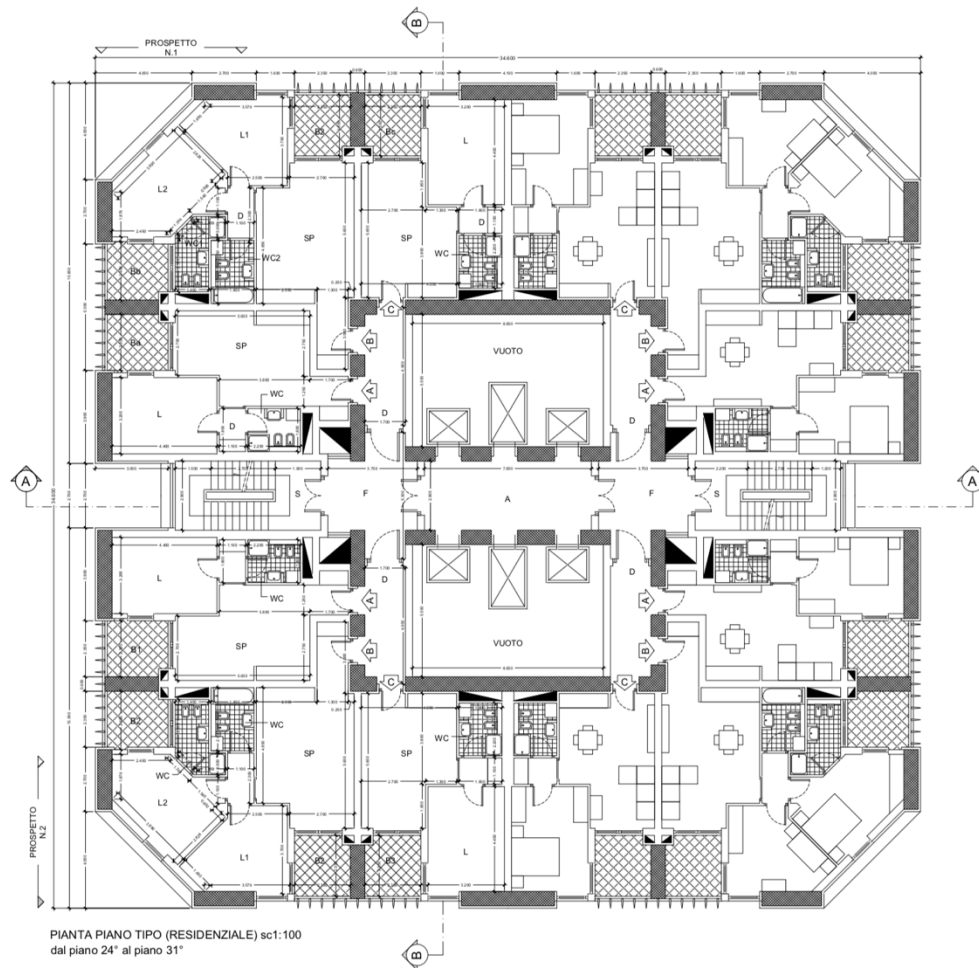


Figure 27 - Plan type d'un étage de la Torre Pontina en béton armé

En se basant sur le plan type d'un étage et en apportant quelques modifications à celui-ci, de nouveaux plans pour dimensionner la structure avec un système poteaux-poutres et un système diagrid ont été réalisés. Pour ces structures, la tour a une hauteur de 108 mètres (36 étages de 3 mètres de haut) et est un carré de 34,6 mètres de côté dont les bords ne sont pas coupés sauf pour le système diagrid. Des poutres type IPE et des colonnes de type tubes creux à sections carrées seront utilisées pour le dimensionnement. Des tubes creux à sections carrées sont privilégiés car les structures diagrid sont réalisées avec ce type de colonnes. Ce choix augmentera la ressemblance des deux structures et permettra une meilleure comparaison.

4.2 DIMENSIONNEMENT DES DEUX STRUCTURES

La structure étant doublement symétrique, il suffit d'analyser uniquement un quart de celle-ci pour avoir le dimensionnement complet du bâtiment.

4.2.1 Calcul des déplacements dus au vent

Afin de calculer les déplacements dus au vent, il faut tout d'abord déterminer la charge du vent sur le bâtiment.

En utilisant le logiciel « Wind Interactive » [6] fournit par le CSTC qui suit le procédé de l'eurocode EN1991.1.4 décrit à la section «

3.1 LE VENT », on peut calculer la charge de vent agissant sur le bâtiment.

Les hypothèses suivantes sont faites pour ce calcul

- Le coefficient de direction, C_{dir} , est égal à 1
- Le coefficient de saison, C_{saison} , est égal à 1
- Le coefficient orographique à la hauteur z , $c_o(z)$, est égal à 1 car on suppose le terrain plat
- Le produit du coefficient dynamique et du coefficient de surface, $c_d * c_s$, est égal à 1

Le « Tableau 18 » reprend les données utilisées pour le calcul de la charge du vent.

Tableau 18 - Données utilisées pour le calcul de la charge du vent

Données		
vb,0	26	[m/s]
Cat terrain	4	[/]
α	0	[°]
θ	0	[°]
A	10	[m^2]
Dimension du bâtiment		
L1	34,6	[m]
L2	34,6	[m]
h	108	[m]

Les différentes zones du bâtiment pour chaque façade et pour la toiture sont, quant à elles, illustrées à la « Figure 28 ».

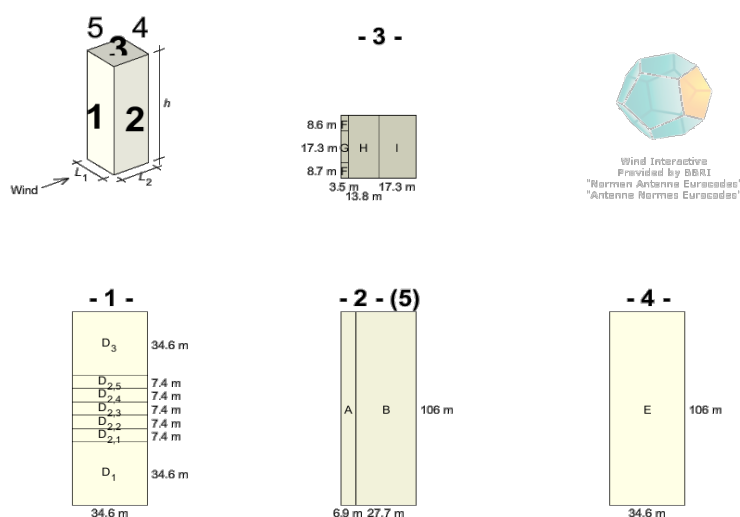


Figure 28 - Les différentes zones du bâtiment pour chaque façade et pour la toiture

Les résultats, repris dans le « Tableau 19 », permettent de visualiser directement la force moyenne du vent sur les différentes façades du bâtiment. On obtient donc une charge du vent valant 0,837 kN/m² sur la face directement soumise au vent, la surface -1- dans notre cas. La charge linéique totale par unité de hauteur est donc de

$$q_{vent} = q_{face -1-} * L_{face -1-} = 0,837 * 34,6 = 28,96 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Tableau 19 - Résultats Wind Interactive

Résultats												
Zone	Surface	Surface chargée	Hauteur	q _p	C _{pe,10+}	C _{pe,1+}	C _{pe,10-}	C _{pe,1-}	C _{pi+}	C _{pi-}	Pression	Dépression
	[m ²]	[m ²]	[m]	[N/m ²]							[N/m ²]	[N/m ²]
A	747.4	10	108	1067			-1.2	-1.4		0.2		-1494
B	2989.4	10	108	1067			-0.8	-1.1		0.2		-1067
D_1	1197.2	10	34.6	455	0.8	1			-0.3		501	
D_{2,1}	268.5	10	42.36	598	0.8	1			-0.3		658	
D_{2,2}	268.5	10	50.12	697	0.8	1			-0.3		767	
D_{2,3}	268.5	10	57.88	774	0.8	1			-0.3		852	
D_{2,4}	268.5	10	65.64	837	0.8	1			-0.3		921	
D_{2,5}	268.5	10	73.4	891	0.8	1			-0.3		980	
D_3	1197.2	10	108	1067	0.8	1			-0.3		1174	
E	3736.8	10	108	1067			-0.61	-0.61		0.2		-860
F	29.9	10	108	1067			-1.8	-2.5		0.2		-2134
G	59.9	10	108	1067			-1.2	-2		0.2		-1494
H	478.9	10	108	1067			-0.7	-1.2		0.2		-960
I	598.6	10	108	1067	0.2	0.2	-0.2	-0.2	-0.3	0.2	534	-427
Moyenne sur les faces												
-1-	3736.8		108	761	0.8	1			-0.3		837	
-2-	3736.8		108	1067			-0.88	-1.16		0.2		-1152
-3-	1167.2		108	1067	0.2	0.2	-0.5	-0.76	-0.3	0.2	534	-744
-4-	3736.8		108	1067			-0.61	-0.61		0.2		-860

Pour déterminer les déplacements dus au vent, on va utiliser les équations de Bernoulli reprises dans le « Tableau 20 » ci-dessous. On suppose que la charge répartie est uniformément répartie sur toute la hauteur et que E*I, la rigidité du noyau est constante sur cette hauteur.

Tableau 20 - Équations de Bernoulli

	Noyau (Bernoulli)
Déformée	$v(x)$
Pente	$\frac{dv(x)}{dx} = \theta$
Moment	$E * I * \frac{d^2v(x)}{dx^2} = M(x)$
Effort tranchant	$-E * I * \frac{d^3v(x)}{dx^3} = V(x)$
Force répartie transversale	$E * I * \frac{d^4v(x)}{dx^4} = q(x)$

Le schéma de principe de la situation est représenté à la « Figure 29 ».

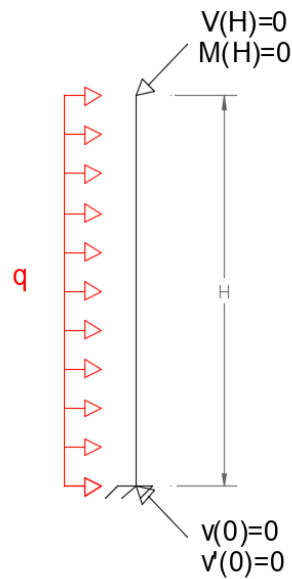


Figure 29 - Schéma simplifié du noyau central du bâtiment

Le noyau central résiste seul aux efforts dus à la charge du vent. On a donc un modèle semblable à celui d'une poutre uniformément chargée encastree au sol. Les conditions limites sont les suivantes : la déformée et la pente sont nulles à la base du bâtiment, l'effort tranchant et le moment sollicitant sont nuls au sommet de celui-ci. L'équation à résoudre est donc

$$E_b * I_b * \frac{d^4 v(z)}{dz^4} = q(z)$$

avec comme conditions limites :

$$\begin{aligned} v(0) &= 0 \\ v'(0) &= 0 \\ M(H) &= 0 \\ V(H) &= 0 \end{aligned}$$

La solution de cette équation est donnée par

$$v(z) = \frac{q * z^2 * (6 * H^2 - 4 * H * z + z^2)}{24 * E_b * I_b}$$

En déterminant la valeur de l'inertie du noyau central en béton, on calcule aisément les déplacements à chaque étage. Une fois ces déplacements déterminés on pourra évaluer les déviations entre la tête et le pied de chaque colonne.

L'inertie du noyau central, représenté à la « Figure 30 », est évaluée à l'aide de l'équation suivante

$$I_b = \sum I_{voile,i} + A_{voile,i} * d^2$$

où

I_{voile} est l'inertie du voile considéré

A_{voile} est l'aire du voile considéré

d est la distance entre le centre du voile et l'axe d'inertie

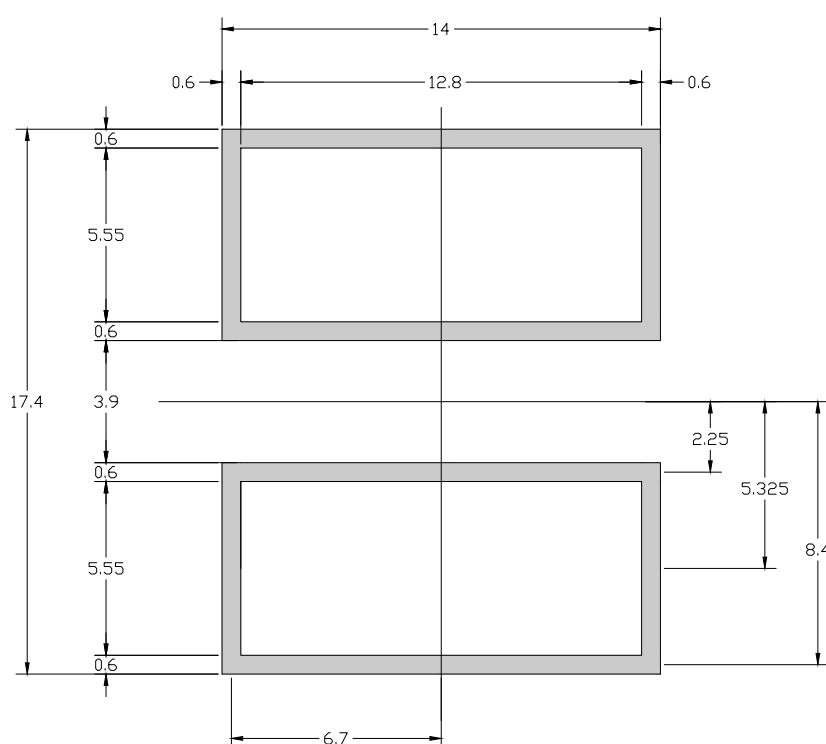


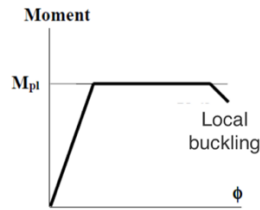
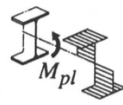
Figure 30 - Noyau central des structures étudiées

L'inertie totale du noyau central est respectivement selon l'axe faible et selon l'axe fort de 1150 m⁴ et 1680 m⁴.

4.2.2 Dimensionnement des poutres

Les poutres de type IPE avec une nuance d'acier S355 sont utilisées pour ce dimensionnement. La démarche suivie se base sur la section « 3.3.2 Dimensionnement des poutres, critères à vérifier ». Toutes ces poutres sont de classe 1, elles peuvent donc former des rotules plastiques avec une capacité de rotation suffisante pour une analyse plastique sans réduction de la résistance. Le moment résistant est donc le moment plastique comme le montre la « Figure 31 » ci-dessous.

class 1



$$M_{\text{resistant}} = M_{\text{pl}}$$

With a high capacity of rotation (ductility)

Figure 31 - Acier de classe 1 [18]

Tout d'abord, il faut déterminer la charge linéique pondérée totale reprise par les poutres afin de vérifier les divers critères exprimés à la section « 3.3 LES STRUCTURES EN ACIER ».

Le « Tableau 21 » reprenant l'ensemble des constantes utilisées pour le calcul de cette charge est le suivant

Tableau 21 - Charges surfaciques et coefficients utilisés lors du dimensionnement

Charges			
Coefficient de sécurité			
coefficient pour charges permanentes		1,35	[/]
coefficient pour charges variables		1,5	[/]
Poids surfacique			
Charges permanentes			
Poids surfacique Plancher en acier		1,6	[kN/m ²]
Poids surfacique Toiture		1,5	[kN/m ²]
Poids surfacique Bureaux		2,5	[kN/m ²]
Poids surfacique Résidentiels		2,5	[kN/m ²]
Poids surfacique Commerces		5	[kN/m ²]
Poids surfacique Espaces Techniques		7,5	[kN/m ²]
Charges variables			
Poids surfacique Neige		0,6	[kN/m ²]
Poids surfacique Deux personnes		2	[kN/m ²]

En déterminant les efforts agissant à chaque étage et en utilisant l'équation des combinaisons des cas de charge à l'ELU et à l'ELS, on trouve par exemple comme valeur pour l'étage 35 soutenant le toit du bâtiment

$$q_{\text{elu}} = 1,35 * (G_{\text{toiture}} + G_{\text{plancher}}) + 1,5 * Q_{\text{neige}} = 7,65 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$q_{\text{els}} = (G_{\text{toiture}} + G_{\text{plancher}}) + Q_{\text{neige}} = 3,7 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

En multipliant ces valeurs par l'aire reprise par la poutre et en divisant par la longueur de la poutre, on obtient la charge linéique totale à l'ELU et à l'ELS reprise par la poutre.

$$q_{tot,ELU \text{ ou } ELS} = q_{ELU \text{ ou } ELS} * \frac{A_{reprise}}{L_{poutre}} \text{ [kN/m]}$$

Les aires reprises par chaque poutre sont représentées à la « Figure 32 ». Par soucis de lisibilité, un quart du plan est affiché. Les poutres extérieures et centrales sont respectivement dénommées par PE et PC.

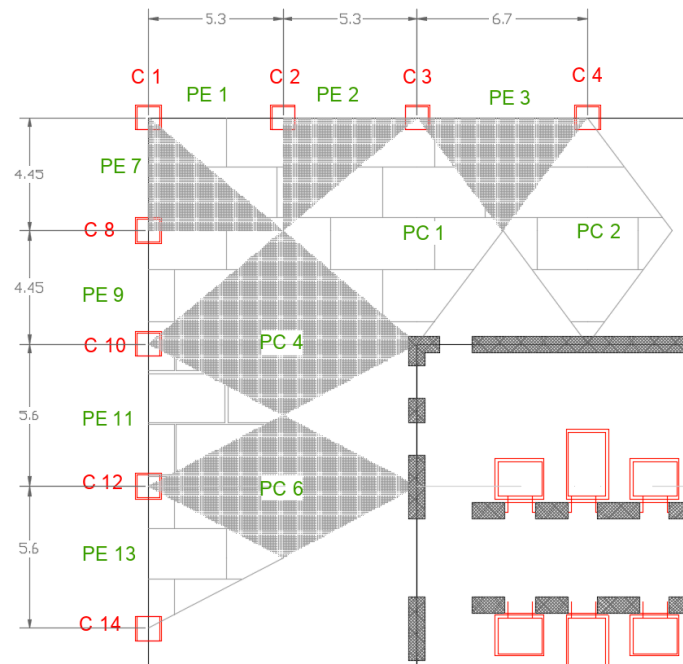


Figure 32 - Aire reprise par les poutres¹

Détermination du moment sollicitant

La charge linéique permet de calculer le moment fléchissant afin de déterminer le module de section plastique de la poutre. Le schéma de principe de la situation est représenté à la « Figure 33 »

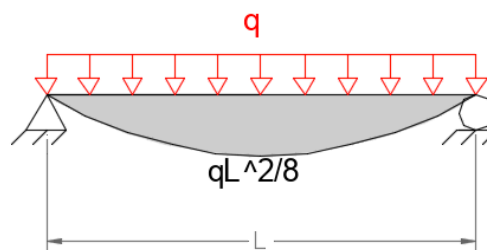


Figure 33 - Poutre simplement supportée et représentation du moment fléchissant

¹ Voir annexe 8.1.3 pour l'entièreté du plan

Le moment fléchissant d'une poutre isostatique simplement supportée à ses extrémités est donné par

$$M_{Ed} = \frac{q_{tot,ELU} * L_{poutre}^2}{8}$$

Le module de section plastique est, quant à lui, donné par l'expression

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

Une fois ce moment résistant évalué, on cherche quelle poutre IPE à un module de section plastique supérieur au module de section plastique sollicitant

$$W_{pl} \leq W_{pl,poutre\ IPE}$$

Détermination de l'effort tranchant, critère de Von Mises

En calculant l'effort tranchant maximal de la poutre et en utilisant le critère de Von Mises, on peut déterminer l'aire cisailée résistante A_v . Le schéma de principe de la situation est représenté à la « Figure 34 »

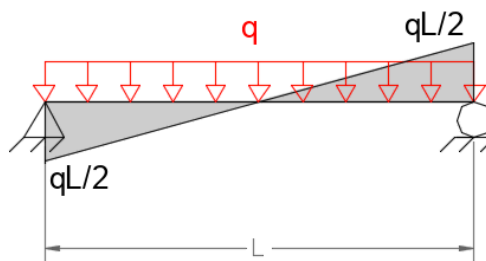


Figure 34 - Poutre simplement supportée et représentation de l'effort tranchant

L'effort tranchant d'une poutre isostatique simplement supportée à ses extrémités est donné par

$$V_{max} = \frac{q_{tot,ELU} * L_{poutre}}{2}$$

Par le critère de résistance au cisaillement plastique, on a

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v * \tau_{max}}{\gamma_{M0}}$$

On obtient donc dans notre cas,

$$A_v = \frac{V_{max} * \gamma_{M0}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}$$

Une fois cette aire cisailée résistante évaluée, on cherche quelle poutre IPE à une aire cisailée résistante supérieure à celle calculée

$$A_v \leq A_{v,poutre\ IPE}$$

Critère de la flèche

Le dernier critère à vérifier est celui de la flèche à l'ELS. Dans notre cas, la flèche admissible est $f \leq \frac{L_{poutre}}{300}$. Le schéma de principe de la situation est représenté à la « Figure 35 »

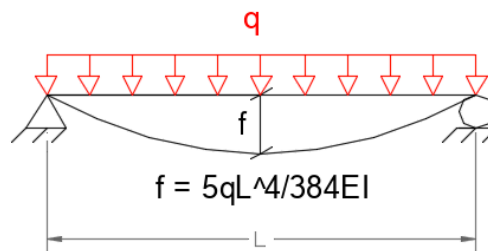


Figure 35 - Poutre simplement supportée et représentation de la flèche

La flèche d'une poutre isostatique simplement supportée à ses extrémités est donné par

$$f = \frac{L_{poutre}}{300} \leq \frac{5 * q_{tot,ELS} * L_{poutre}^4}{384 * E_a * I_{poutre}}$$

En mettant en évidence le terme d'inertie de la poutre, on obtient

$$I_{poutre} = \frac{5 * 300 * q_{tot,ELS} * L_{poutre}^3}{384 * E_a}$$

Une fois cette inertie déterminée, on cherche quelle poutre IPE à une inertie supérieure à celle calculée

$$I_{poutre} \leq I_{poutre\ IPE}$$

Finalement, on compare les résultats obtenus pour les trois critères vérifiés et le choix final de la poutre se portera sur celle du critère le plus contraignant.

4.2.3 Dimensionnement des colonnes

Des tubes profilés creux carrés laminés à chaud de la marque Celsius avec une nuance d'acier S355 sont utilisés pour ce dimensionnement. La démarche suivie se base sur la section « 3.3.3 Dimensionnement des colonnes, critère à vérifier ». Comme pour les poutres, toutes les colonnes sont de classe 1, l'analyse plastique sans réduction de la résistance est donc acceptée. Les tubes creux carrés sont utilisés pour la réalisation de structure en diagrid, il est donc nécessaire d'utiliser ce type de tubes pour le dimensionnement des deux bâtiments. Pour des tubes carrés, l'inertie selon l'axe faible ou l'axe fort est la même ce qui confère un avantage supplémentaire à ce choix. En effet, le flambement d'une colonne est possible suivant les deux axes principaux de la section de l'élément. Si les conditions d'appuis sont identiques selon ces deux axes, le flambement interviendra suivant l'axe de plus faible inertie.

Les colonnes sont soumises à une charge normale et à un moment engendré par le décalage entre la tête et le pied de la colonne et cette charge normale. Le critère à vérifier est donc le suivant

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k * \frac{M_{Ed} + \Delta M_{Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Le coefficient partiel γ_{M1} vaut 1.

Les colonnes étant de classe 1, on

$$\begin{aligned} A_i &= A \\ W &= W_{pl} \\ \Delta M_{Ed} &= 0 \end{aligned}$$

Détermination de l'effort sollicitant N_{Ed}

L'effort normal sollicitant est la somme des charges reprises par la colonne, des charges agissant sur la colonne supérieure et du poids de la colonne supérieure.

$$N_{Ed} = N_{col} + N_{col,sup} + P_{col,sup}$$

Par exemple, pour la « Figure 36 » ci-dessous, la colonne C3 reprend la moitié de la poutre PE2, PE3 et PC1.

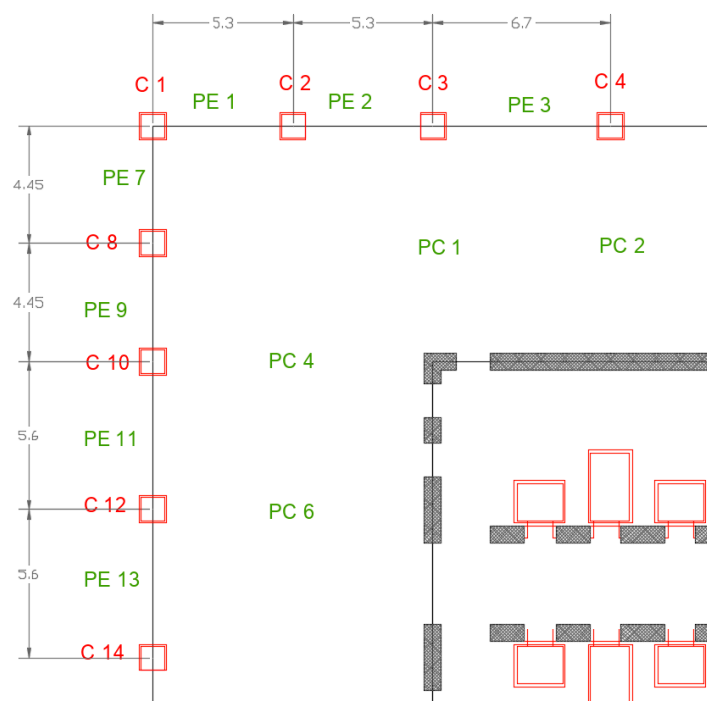


Figure 36 - Partie de plan d'un étage type²

Détermination de la résistance caractéristique N_{rk}

La résistance caractéristique est donnée par le produit entre la section transversale du tube et la limite d'élasticité

$$N_{rk} = A * f_y$$

Détermination du facteur k

Le facteur k est obtenu grâce à l'expression suivante

$$k = C_{my} * C_{mLT} * \frac{u_y}{1 - \frac{N_{ed}}{N_{cr}}} * \frac{1}{C_{yy}}$$

où

le facteur C_{mLT} vaut 1

² Voir annexe 8.1.2 pour l'entièreté du plan

le facteur C_{my} est quant à lui donné par

$$C_{my} = C_{my,0} = 1 + 0,2412 * \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}$$

le facteur u_y est calculé grâce à l'expression

$$u_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}{1 - \chi * \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}$$

On détermine la longueur de flambement de la colonne afin de déterminer la force critique d'Euler. La colonne étant bi-encastée, le facteur de réduction k vaut 0,5 sauf au sommet de la structure où il vaut 0,7.

$$N_{cr} = \frac{\pi * E_a * I_{col}}{L_{fl}^2} \text{ avec } L_{fl} = k * L_{col}$$

A partir de la force critique d'Euler, on peut estimer la valeur de l'élancement adimensionnel

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}}$$

L'imperfection globale est évaluée à partir de l'expression suivante afin de calculer le facteur de réduction

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

En se basant sur les « Tableau 8 » et « Tableau 9 », la courbe de flambement pour un profilé tubulaire carré laminé à chaud est a. On obtient donc un facteur d'imperfection α valant 0,21.

Ce qui nous permet d'estimer le facteur de réduction

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

le facteur C_{yy} est déterminé à l'aide de l'expression ci-dessous

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) * \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} * C_{my}^2 * \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} * C_{my}^2 * \bar{\lambda}_{max}^2 \right) * n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

avec

les facteurs w_y , b_{LT} et n_{pl} donnés respectivement par

$$w_y = \frac{W_{pl}}{W_{el}} \leq 1,5$$

$$b_{LT} = 0,5 * a_{LT} * \bar{\lambda}_0^2 * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_y * M_{Pl,y,Rd}} * \frac{M_{z,Ed}}{M_{Pl,z,Rd}} = 0 \text{ car } M_{z,Ed} = 0$$

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M0}}}$$

l'élancement adimensionnel maximal est égal à l'élancement adimensionnel car l'inertie selon l'axe fort et faible est la même et les conditions d'appuis sont les mêmes selon ces deux axes

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}$$

Détermination du facteur de réduction pour le flambement latéral de torsion

La valeur de l'élancement adimensionnel pour le flambement latéral de torsion est donné par

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}}$$

où

le moment critique de déversement M_{cr} est évalué au moyen de l'équation ci-dessous

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 * E_a * I_{col}}{L^2} * \sqrt{\frac{G * I_t * L^2}{\pi^2 * E_a * I_{col}} + \frac{I_w}{I_{col}}}$$

Pour des tubes carrés, le facteur de gauchissement I_w est nul.

L'imperfection globale pour le flambement latéral de torsion est donnée par

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

En se basant sur le « Tableau 10 » et « Tableau 11 », la courbe de flambement pour les sections différentes de celles en I est d. On obtient donc un facteur d'imperfection pour le flambement latéral de torsion α_{LT} valant 0,76.

Ce qui nous permet d'évaluer le facteur de réduction pour le flambement latéral de torsion

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1$$

Détermination de la résistance caractéristique M_{rk}

La résistance caractéristique de la section critique est donnée par le produit entre le module de section plastique du tube et la limite d'élasticité

$$M_{rk} = W_{pl} * f_y$$

Détermination du moment sollicitant M_{Ed}

Le moment sollicitant est donné par le produit entre la déviation entre la tête et le pied de la colonne et l'effort normal sollicitant

$$M_{Ed} = drift * N_{Ed}$$

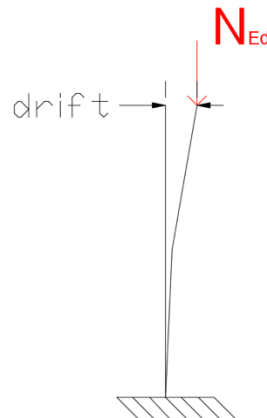


Figure 37 - Schéma de principe d'une colonne du système poteaux-poutre

Par exemple, le drift de la colonne se trouvant au 27^{ème} étage est donné par la différence entre $v(z=84m)$ et $v(z=81m)$ où $v(z)$ est donné par

$$v(z) = \frac{q * z^2 * (6 * H^2 - 4 * H * z + z^2)}{24 * E * I}$$

Le cas le plus défavorable se produit lorsque le vent agit selon l'inertie de l'axe faible du noyau central en béton. Ce cas sera donc le cas retenu pour l'étude du bâtiment.

4.2.4 Dimensionnement de la structure composée de poteaux et de poutres

Le plan d'un étage type de la structure poteaux-poutres est repris à la « Figure 38 ». Ce plan est composé de 26 colonnes et 40 poutres. Grâce à la symétrie du plan, seulement quelques poutres et colonnes ont dû être dimensionnées.

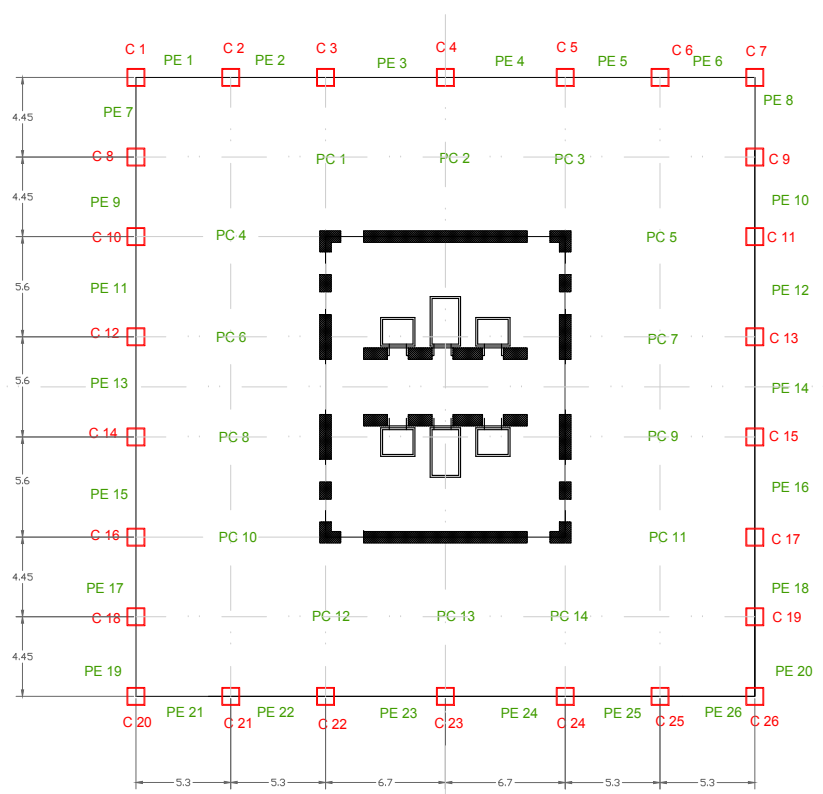


Figure 38 - Plan d'un étage type de la structure poteaux-poutres

Le « Tableau 22 » identifie, quant à lui, les poutres identiques de ce même étage.

Tableau 22 - Identification des poutres semblables de la structure poteaux-poutres

Poutres				
PE1	est identique à	PE6	PE21	PE26
PE2	est identique à	PE5	PE22	PE25
PE3	est identique à	PE4	PE23	PE24
PC1	est identique à	PC3	PC12	PC14
PC2	est identique à	PC13		
PE7	est identique à	PE8	PE19	PE20
PE9	est identique à	PE10	PE17	PE18
PE11	est identique à	PE12	PE15	PE16
PE13	est identique à	PE14		
PC4	est identique à	PC5	PC10	PC11
PC6	est identique à	PC7	PC8	PC9

Le « Tableau 23 » identifie les colonnes semblables d'un étage type.

Tableau 23 - Identification des colonnes semblables de la structure poteaux-poutres

Colonnes				
C1	est identique à	C7	C20	C26
C2	est identique à	C6	C21	C25
C3	est identique à	C5	C22	C24
C4	est identique à	C23		
C8	est identique à	C9	C18	C19
C10	est identique à	C11	C16	C17
C12	est identique à	C13	C14	C15

Grâce aux deux tableaux ci-dessus, on remarque qu'il faut seulement calculer la résistance de 11 poutres et 7 colonnes afin d'obtenir le dimensionnement de la structure complète.

En suivant les procédés de dimensionnement des poutres et des colonnes expliqués précédemment, on obtient aisément les dimensions des poutres et colonnes respectant tous les critères énoncés. Le « Tableau 24 » récapitule les valeurs obtenues pour les poutres de la toiture et les colonnes les soutenant. Les tableaux complets de tout le bâtiment sont repris à l'annexe 8.1.4.

Tableau 24 - Récapitulatif poutres et colonnes 35ème étage structure poteaux-poutres

	Poutre		Colonne	
Etage 35	PE1	IPE 220	C1	carré 050x050 - 03,2
	PE2	IPE 220	C2	carré 050x050 - 03,2
	PE3	IPE 270	C3	carré 060x060 - 05,0
	PE7	IPE 200	C4	carré 060x060 - 05,0
	PC1	IPE 400	C8	carré 050x050 - 03,2
	PC2	IPE 360	C10	carré 060x060 - 05,0
	PE9	IPE 200	C12	carré 060x060 - 05,0
	PC4	IPE 450		
	PE11	IPE 240		
	PC6	IPE 400		
	PE13	IPE 240		

4.2.5 Dimensionnement de la structure diagrid

Le système diagrid a un angle optimal compris entre 65° et 75° [19]. Dans notre cas, l'angle d'inclinaison des colonnes, α , sera de 70,18°. Cet angle permet d'avoir des modules de 4 étages de 12 mètres de haut et de 8,65 mètres de large. La « Figure 39 » illustre le module qui se situe à la base de la structure.

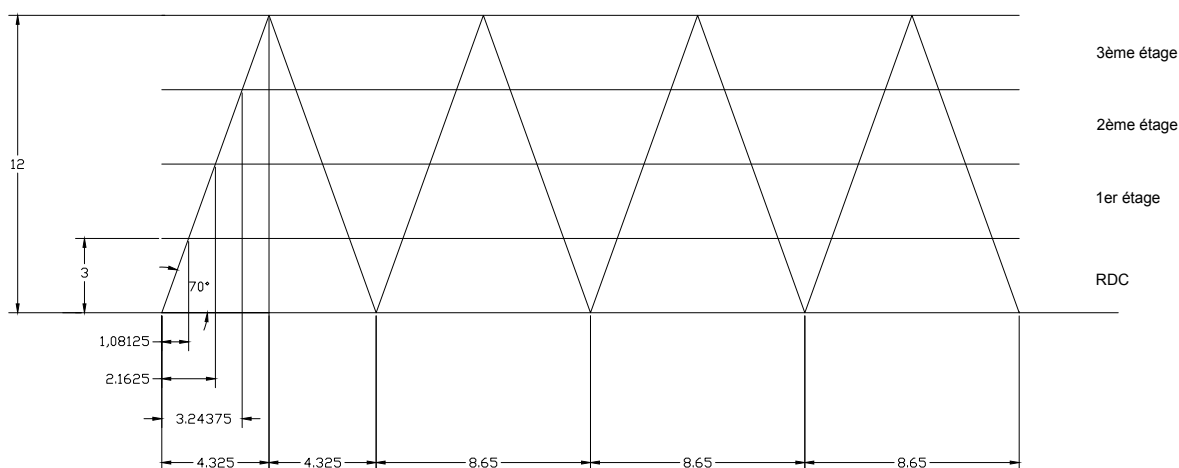


Figure 39 - Schéma d'un module de 4 étages de la structure diagrid

La dénomination de chaque colonne diagonale utilisée pour la suite du dimensionnement est représentée à la « Figure 40 ».

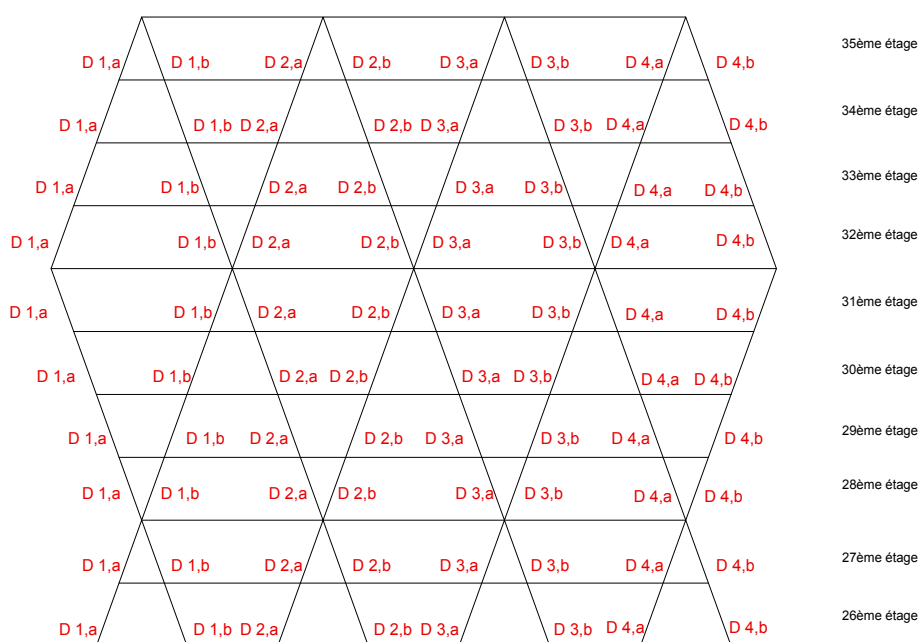


Figure 40 - Dénomination des colonnes diagonales de la structure diagrid ³

La structure diagrid est composée de 5 étages différents. En effet, les plans de plusieurs étages sont identiques. Le « Tableau 25 » identifie les étages ayant des plans semblables.

³ Voir annexe 8.2.1 pour l'entièreté du plan

Tableau 25 - Identification des étages identiques de la structure diagrid

Étages									
E35	est identique à	E27	E19	E11	E3				
E34	est identique à	E28	E26	E20	E18	E12	E10	E4	E2
E33	est identique à	E29	E25	E21	E17	E13	E9	E5	E1
E32	est identique à	E30	E24	E22	E16	E14	E8	E6	RDC
E31	est identique à	E23	E15	E7					

La « Figure 41 » est le plan du 35^{ème} étage de la structure diagrid. Ce plan est composé de 32 colonnes et 50 poutres. Grâce à la symétrie du plan, seulement quelques poutres et colonnes ont dû être dimensionnées. Les poutres de coins, extérieures et centrales sont respectivement dénommées par PCoin, PE et PC.

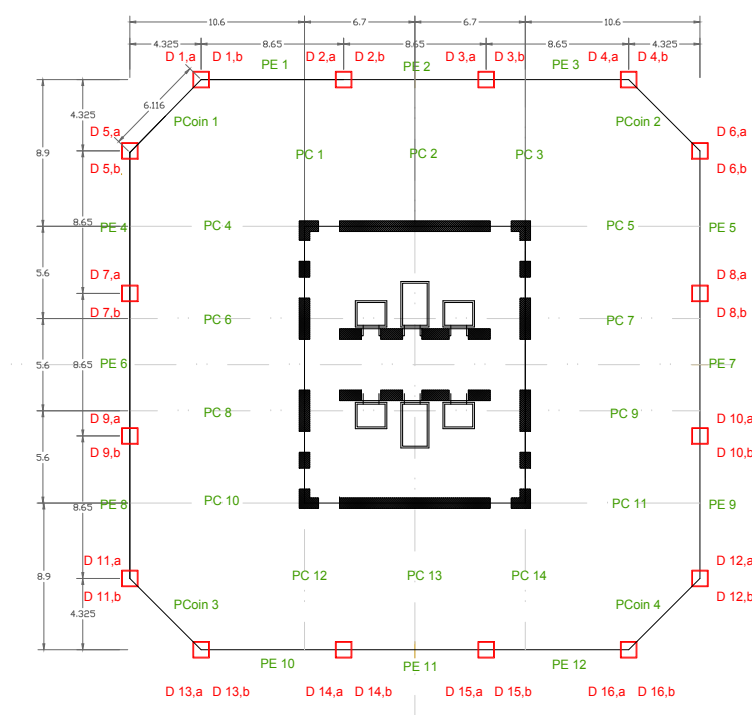


Figure 41 - Plan d'un étage de la structure diagrid

Le « Tableau 26 » identifie les poutres identiques de cet étage.

Tableau 26 - Identification des poutres semblables de la structure diagrid pour l'étage 32

Poutres				
PCoin1	est identique à	PCoin2	PCoin3	PCoin4
PE1	est identique à	PE3	PE10	PE12
PE2	est identique à	PE11		
PC1	est identique à	PC3	PC12	PC14
PC2	est identique à	PC13	P40	P41
PE4	est identique à	PE5	PE8	PE9
PE6	est identique à	PE7		
PC4	est identique à	PC5	PC10	PC11
PC6	est identique à	PC7	PC8	PC9

Le « Tableau 27 » identifie, quant à lui, les colonnes semblables de cet étage.

Tableau 27 - Identification des colonnes semblables de structure diagrid

Colonnes				
D1,a	est identique à	D4,b	D13,a	D16,b
D1,b	est identique à	D4,a	D13,b	D16,a
D2,a	est identique à	D3,b	D14,a	D15,b
D2,b	est identique à	D3,a	D14,b	D15,a
D5,a	est identique à	D11,b	D6,a	D12,b
D5,b	est identique à	D11,a	D6,b	D12,a
D7,a	est identique à	D9,b	D8,a	D10,b
D7,b	est identique à	D9,a	D8,b	D10,a

Grâce aux deux tableaux ci-dessus, on remarque qu'il faut seulement calculer la résistance de 9 poutres et 8 colonnes pour obtenir le dimensionnement de l'étage. Une approche similaire est faite pour les 4 autres étages différents.

Le dimensionnement des poutres suit le même procédé que celui de la structure poteaux-poutres. Pour les colonnes, une approche différente a été utilisée pour le système diagrid. Dans ce type de structure, les colonnes sont inclinées mais elles reprennent les mêmes charges que pour le système poteaux-poutres, le dimensionnement s'est donc basé sur l'aire des colonnes. On a calculé l'aire minimale des colonnes du diagrid grâce à l'équation suivante

$$A_{min,col,diagrid} = A_{col,poteaux-poutres} * \sin(\alpha) * \frac{7}{8}$$

où

$A_{min,col,diagrid}$ est l'aire minimale de la colonne du système diagrid

$A_{col,poteaux-poutres}$ est l'aire de la colonne du système poteaux-poutres

le facteur $\frac{7}{8}$ provient du fait que le système diagrid est composé de 8 colonnes alors que le système poteaux-poutres est quant à lui composé de 7 colonnes par étage.

Une fois ces aires déterminées, il faut chercher quel type de tube creux a une aire supérieure. Le « Tableau 28 » récapitule les valeurs obtenues pour les poutres de la toiture et les colonnes les soutenant. Les tableaux complets de tout le bâtiment sont repris à l'annexe 8.2.3 .

Tableau 28 - Récapitulatif poutres et colonnes 35ème étage structure diagrid

	Poutre		Colonne	
Etage 35	PCoin1	IPE 270	D1,a	carré 040x040 - 04,0
	PE1	IPE 330	D1,b	carré 040x040 - 04,0
	PE2	IPE 330	D2,a	carré 050x050 - 06,3
	PC1	IPE 400	D2,b	carré 050x050 - 06,3
	PC2	IPE 360	D5,a	carré 040x040 - 04,0
	PE4	IPE 360	D5,b	carré 040x040 - 04,0
	PE6	IPE 360	D7,a	carré 050x050 - 06,3
	PC4	IPE 450	D7,b	carré 050x050 - 06,3
	PC6	IPE 400		

5. Simulation sur ABAQUS

Le logiciel ABAQUS [20] est un logiciel de calcul aux éléments finis développé par Dassault Systèmes. Ce logiciel sera utilisé afin de réaliser des simulations au feu et de comparer le comportement lors d'un incendie des deux types de structures non-protégées présentées dans la section précédente.

ABAQUS ne gère pas les unités, il faut donc utiliser un système cohérent afin de ne pas fausser les résultats. Le système utilisé est repris dans le « Tableau 29 ».

Tableau 29 - Système d'unité utilisé dans ABAQUS

Quantité	SI
Longueur	m
Force	N
Masse	kg
Temps	s
Contrainte	Pa (N/m ²)
Energie	J
Densité	kg/m ³

Les simulations au feu sont composées de deux « step ». Le premier applique les charges à l'élément ou à la structure tandis que le second simule l'incendie tout en maintenant les charges du premier « step ». Il est à noter que la modélisation du feu n'est pas une vraie modélisation d'un incendie car l'incendie est modélisé par une charge thermique croissante en utilisant un « predefined temperature field » qui simule un accroissement linéaire de la température de 20 à 1000 °C.

Tout d'abord, nous allons analyser une poutre et un portique isostatique et hyperstatique lors d'un incendie sous ABAQUS et nous déterminerons si la rupture de la poutre se produit au même instant que celle prescrite par la théorie. Pour déterminer la température de rupture, on utilise le concept de température critique. La température critique est le moment où l'élément en acier n'assure plus une fonction portante suffisante, ce qui mène à sa ruine. Le calcul de la température critique théorique se basera sur les deux procédés ci-dessous.

5.1 DÉTERMINATION DE LA TEMPÉRATURE CRITIQUE D'UN ÉLÉMENT EN ACIER

5.1.1 Élément non soumis au phénomène d'instabilité

Les cinq étapes suivantes permettent de déterminer la température critique [21] d'un élément non soumis au phénomène d'instabilité.

i) Détermination de la charge de conception dans le membre en acier lors de l'incendie
En Belgique, cette charge est donnée par l'équation

$$q_{feu} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 0,6 * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

où

$G_{k,j}$ représente la valeur caractéristique de l'action permanente j

$Q_{k,1}$ représente la valeur caractéristique de l'action variable principale

$Q_{k,i}$ représente la valeur caractéristique de l'action variable i

le facteur $\psi_{2,i}$ est évalué à l'aide du « Tableau 4 »

La charge de conception permet d'évaluer le moment sollicitant et l'effort tranchant sollicitant

ii) Classification de la section de l'élément en cas d'incendie

La classification des éléments suit le même procédé que pour un acier non soumis au feu. La seule différence est au niveau de la détermination du coefficient epsilon. Il est donné par

$$\epsilon = 0,85 * \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

iii) Calcul de la capacité portante de l'élément en acier à température ambiante

Le moment résistant et l'effort tranchant résistant dépendent de la classe de l'acier, ils sont donnés respectivement pour des aciers de classe 1 par

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

$$V_{Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

iv) Détermination du degré d'utilisation de l'élément en acier μ_0

Pour le moment fléchissant, le degré d'utilisation est défini par

$$\mu_{0,M} = \frac{M_{ed}}{M_{Rd}} * \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}$$

Pour l'effort tranchant, le degré d'utilisation est défini par

$$\mu_{0,V} = \frac{V_{ed}}{V_{Rd}} * \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}$$

Le degré d'utilisation est ensuite donné par le maximum de ces deux valeurs pondéré par deux facteurs.

$$\mu_0 = k_1 * k_2 * \max(\mu_{0,M}, \mu_{0,V})$$

où

k_1 est un facteur d'adaptation pour la température non-uniforme à travers la section transversale.

k_1 vaut 1 si la poutre est exposée sur ses 4 faces

k_1 vaut 0,7 si la poutre est non protégée et exposée sur 3 faces

k_1 vaut 0,85 si la poutre est protégée et exposée sur 3 faces

k_2 est un facteur d'adaptation pour la température non-uniforme le long de la poutre.

k_2 vaut 0,85 si la poutre est statiquement indéterminée

k_2 vaut 1 dans les autres cas

v) Calcul de la température critique θ_{crit}

La température critique peut être évaluée via deux méthodes. La première est basée sur la formule empirique suivante

$$\theta_{crit} = 39,19 * \ln\left(\frac{1}{0,9674 * \mu_0^{3,833}} - 1\right) + 482$$

La seconde est basée sur le « Tableau 30 », le degré d'utilisation permet de déterminer la valeur de la température critique de l'acier. Si le facteur se trouve entre les valeurs données, une interpolation linéaire est utilisée.

Tableau 30 - Facteur de réduction à la rupture en fonction de la température de l'acier

k_u,theta	Température acier
facteur de réduction à la rupture [/]	θ_a [°C]
1	20
1	100
1	200
1	300
1	400
0,78	500
0,47	600
0,23	700
0,11	800
0,06	900
0,04	1000
0,02	1100
0	1200

5.1.2 Élément soumis au phénomène d'instabilité

La détermination de la température critique des éléments en acier soumis au phénomène d'instabilité suit un procédé différent. Les cinq étapes sont reprises ci-dessous

i) Détermination de l'effort normal sollicitant dans le membre en acier lors de l'incendie
L'effort normal sollicitant est la somme des charges reprises par la colonne, des charges agissant sur la colonne supérieure et du poids de la colonne supérieure.

$$N_{fi,d,t} = N_{col} + N_{col,sup} + P_{col,sup}$$

ii) Classification de la section de l'élément en cas d'incendie
La classification de la section de l'élément suit un procédé identique à celui d'un élément non soumis au phénomène d'instabilité lors d'un incendie.

iii) Détermination de la résistance de conception
L'effort normal résistant dépend de la classe de l'acier, il est donné pour un acier de classe 1 par

$$N_{pl,fi,0} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

L'élancement adimensionnel en cas d'incendie est donné par

$$\bar{\lambda}_{fi,0} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}}$$

où

la force critique d'Euler, N_{cr} , vaut

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E_a * I_{elem}}{L_{fl}^2}$$

La longueur de flambement, L_{fl} , dépend des conditions d'appuis.

iv) Détermination du degré d'utilisation de l'élément en acier μ_0

Pour l'effort normal, le degré d'utilisation est défini par

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,d,t}}{N_{fi,pl,0}}$$

v) Calcul de la température critique θ_{crit}

La température critique est évaluée, pour un acier de type S355, à l'aide du « Tableau 31 ». Cette température dépend de l'élancement adimensionnel et du degré d'utilisation. Si les facteurs se trouvent entre les valeurs données, des interpolations linéaires sont utilisées pour déterminer la température critique.

Tableau 31 - Températures critiques des éléments en acier soumis au phénomène d'instabilité

$\bar{\lambda}_{pl,0}$	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
μ_0											
0,04	1000	981	958	928	892	855	799	754	700	683	664
0,06	900	888	873	849	809	769	715	684	662	637	609
0,08	860	843	820	793	762	708	680	654	624	594	570
0,10	820	799	786	762	719	683	656	623	591	564	535
0,12	792	780	762	732	692	664	631	595	567	535	499
0,14	775	760	739	701	676	645	607	575	542	505	407
0,16	758	741	715	688	661	626	589	555	518	437	
0,18	742	721	696	676	646	607	572	535	483	350	
0,20	725	702	686	663	631	592	556	515	422		
0,22	708	692	675	651	616	579	540	489			
0,24	696	682	665	639	601	566	524	441			
0,26	688	673	654	626	590	553	508	388			
0,28	679	664	644	614	579	540	481				
0,30	671	654	633	602	569	527	444				
0,32	663	645	623	592	558	514	407				
0,34	654	636	612	583	547	501					
0,36	646	627	602	574	537	474					
0,38	638	617	593	565	526	446					
0,40	629	608	585	556	515	419					
0,42	621	599	578	547	505	381					
0,44	613	592	570	538	489						
0,46	604	585	562	529	468						
0,48	597	578	554	520	448						
0,50	590	571	546	511	428						
0,52	584	563	538	502	407						
0,54	577	556	530	489	360						
0,56	571	549	522	473							
0,58	565	542	514	458							
0,60	558	535	506	442							
0,62	552	528	498	427							
0,64	545	521	486	412							
0,66	539	514	473	381							
0,68	532	507	461								
0,70	526	499	449								

Notons que chaque nuance d'acier a son propre tableau pour définir la température critique.

Pour les comparaisons, une poutre de type IPE 330 de nuance S355 et de 6,7 m de long soumise à une charge uniformément répartie de 20,73 kN/m sera utilisée. De plus, durant ce dimensionnement la limite à la rupture, f_u , sera utilisée pour évaluer l'effort normal résistant, l'effort tranchant résistant et le moment résistant. En effet, utiliser la limite d'élasticité, f_y , est du côté de la sécurité ce qui n'est pas voulu ici. ABAQUS permet d'analyser le comportement réel de la structure sans coefficient de sécurité quelconque, la limite à la rupture sera donc utilisée afin de permettre une meilleure comparaison entre la théorie et le logiciel ABAQUS.

5.2 POUTRE ISOSTATIQUE SOUMISE AU FEU

Quatre analyses vont être exposées dans cette section. La première sera l'analyse élastique linéaire de la poutre. La seconde portera sur l'introduction de la non-linéarité. La troisième introduira l'incendie lors d'une analyse élastique linéaire. Enfin, la quatrième présentera la poutre soumise au feu en tenant compte de la non-linéarité.

5.2.1 Analyse élastique linéaire

Cette analyse permet de comparer la différence entre la flèche théorique de la poutre et celle avec ABAQUS.

La flèche théorique d'une poutre isostatique appuyée à ses deux extrémités est donnée par l'équation suivante

$$f = \frac{5 * q_{feu} * L_{poutre}^4}{384 * E_a * I_{poutre}} = 22 \text{ mm}$$

La flèche obtenue avec le logiciel ABAQUS visible sur la « Figure 42 » vaut, quant à elle, 23,71 mm.

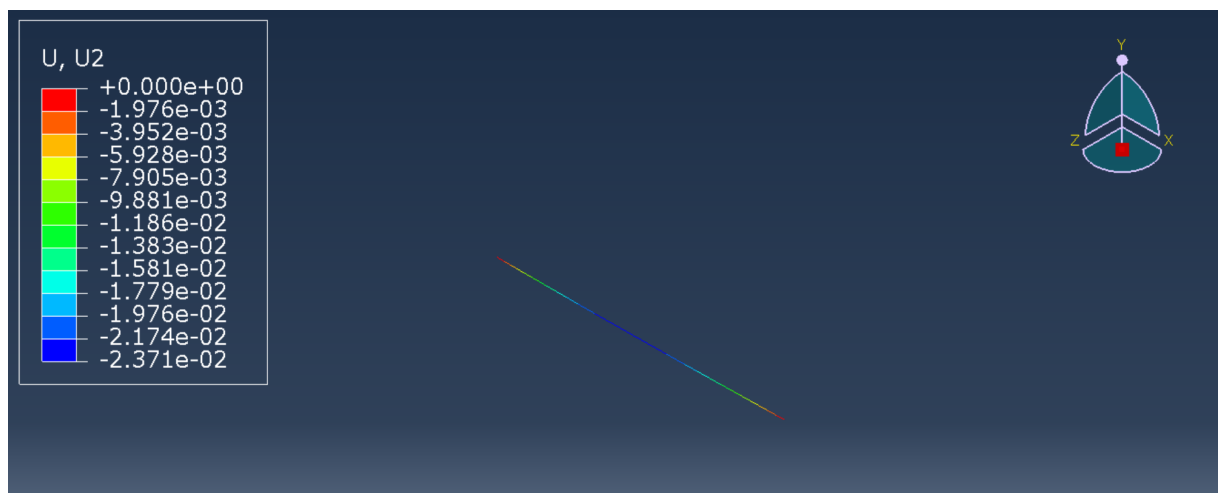


Figure 42 - Flèche de la poutre isostatique lors de l'analyse élastique linéaire

Deux hypothèses permettent d'expliquer cette différence.

La première vient du fait qu'ABAQUS ne tient pas compte du rayon « r » du profilé IPE 330. L'inertie de la poutre d'ABAQUS vaut donc $11\,145\text{ cm}^4$ alors que dans le catalogue d'Arcelor, l'inertie de la poutre vaut $11\,770\text{ cm}^4$.

La deuxième pourrait provenir de la flèche due à l'effort tranchant qui n'est pas prise en compte dans la flèche théorique. Pour déterminer si ABAQUS tient compte de la flèche engendrée par l'effort tranchant, nous allons comparer la flèche théorique et celle d'ABAQUS pour une poutre non élancée. Dans ce cas, la longueur de la poutre est réduite à 1 m.

La flèche théorique vaut alors 0,011 mm et celle d'ABAQUS vaut 0,024 mm comme le montre la « Figure 43 ».

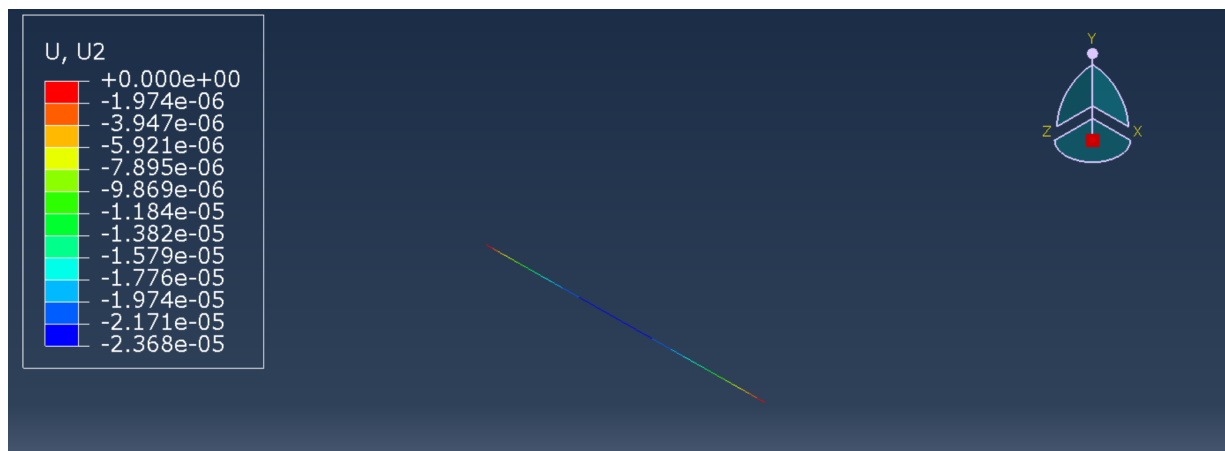


Figure 43 - Flèche de la poutre isostatique non élancée lors de l'analyse élastique linéaire

Cette différence prouve qu'ABAQUS tient compte de la flèche causée par l'effort tranchant.

5.2.2 Analyse plastique

En introduisant les non-linéarités du matériau, on peut atteindre, si la charge sollicitant, est suffisante la plastification. La « Figure 44 » représente la flèche de la poutre calculée par ABAQUS et le paramètre AC Yield qui détermine le début de la phase plastique en fonction de la charge linéaire uniformément répartie sur toute la poutre. On remarque que la poutre a un comportement élastique linéaire jusqu'à une charge de 45 kN/m pour ensuite rentrer en phase plastique jusqu'à la rupture qu'on peut estimer aux alentours de 70 kN/m. Le comportement à la rupture de la poutre est cohérent. En effet, elle tend à avoir un comportement asymptotique qui est tout à fait visible sur le graphique ci-dessous.

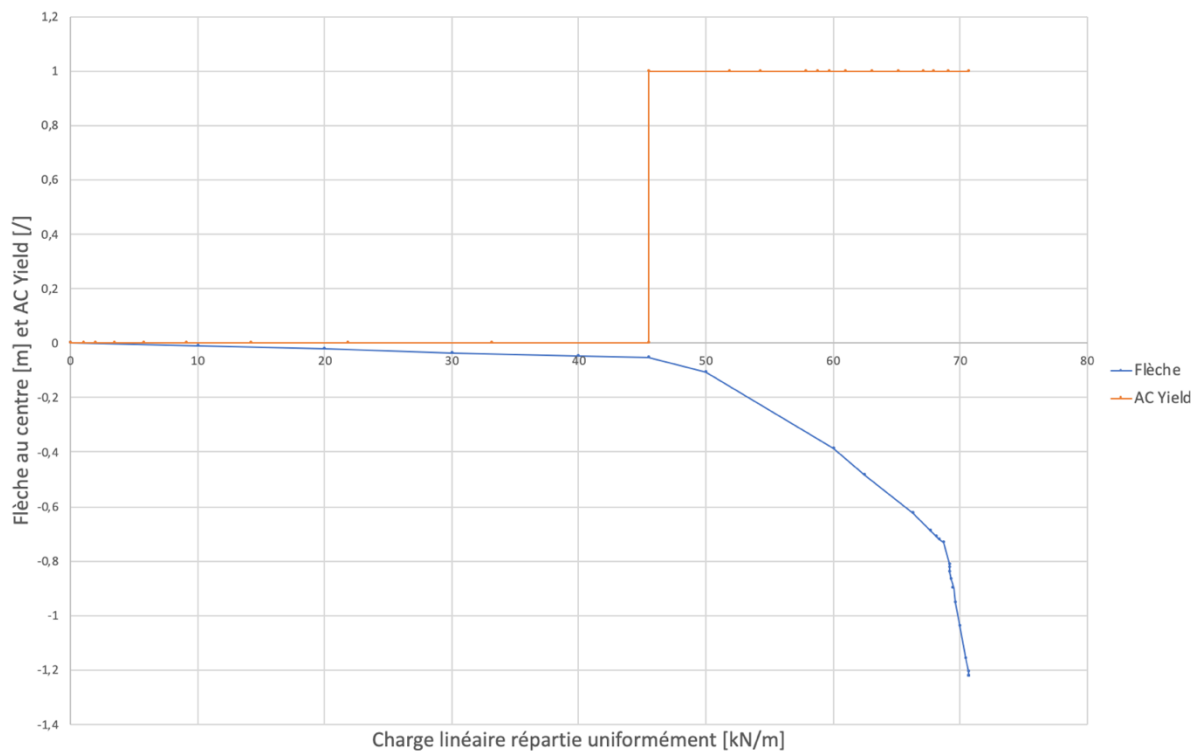


Figure 44 - Flèche et AC Yield de la poutre isostatique lors de l'analyse plastique

Ces valeurs sont en accord avec la théorie. En effet, le moment résistant élastique et le moment résistant plastique à la rupture d'une poutre IPE 330 sont donnés respectivement par

$$M_{el} = W_{el} * f_y = 253,15 \text{ kNm}$$

$$M_{pl} = W_{pl} * f_u = 410,19 \text{ kNm}$$

Pour une poutre isostatique le moment sollicitant est donné par

$$M_{Ed} = \frac{q * L^2}{8}$$

Comme la longueur de la poutre est égale à 6,7 m, on peut estimer la charge limite pour la phase élastique et la rupture. Ces charges sont données respectivement par 45,11 kN/m et par 73,1 kN/m.

L'analyse plastique avec ABAQUS concorde donc bien avec la théorie.

Notons que la charge à la rupture sécuritaire obtenue en utilisant la limite d'élasticité à la place de la limite à la rupture vaut 51 kN/m. Cette charge est visible sur la « Figure 44 ». A partir de cet instant, on remarque que l'augmentation de la flèche est plus rapide pour des incréments de temps plus faible.

5.2.3 Analyse élastique avec incendie

Cette analyse permet de comparer la différence entre la flèche théorique de la poutre et celle avec ABAQUS lors d'un incendie en phase élastique.

La flèche théorique d'une poutre isostatique appuyée à ses deux extrémités lors d'un incendie est donnée par l'équation suivante

$$flèche = \frac{5 * q_{feu} * (L + \Delta l)^4}{384 * k_{E,\theta} * E_a * I_{poutre}}$$

où

l'élongation thermique, Δl , est évaluée à l'aide du graphique de la « Figure 23 »

le facteur de réduction du module de Young de l'acier à la température θ est évalué à l'aide du graphique de la « Figure 22 »

Pour une température de 500 °C la flèche vaut 39,8 mm

La flèche obtenue avec le logiciel ABAQUS vaut, quant à elle, 40,6 mm comme le montre la « Figure 45 ».

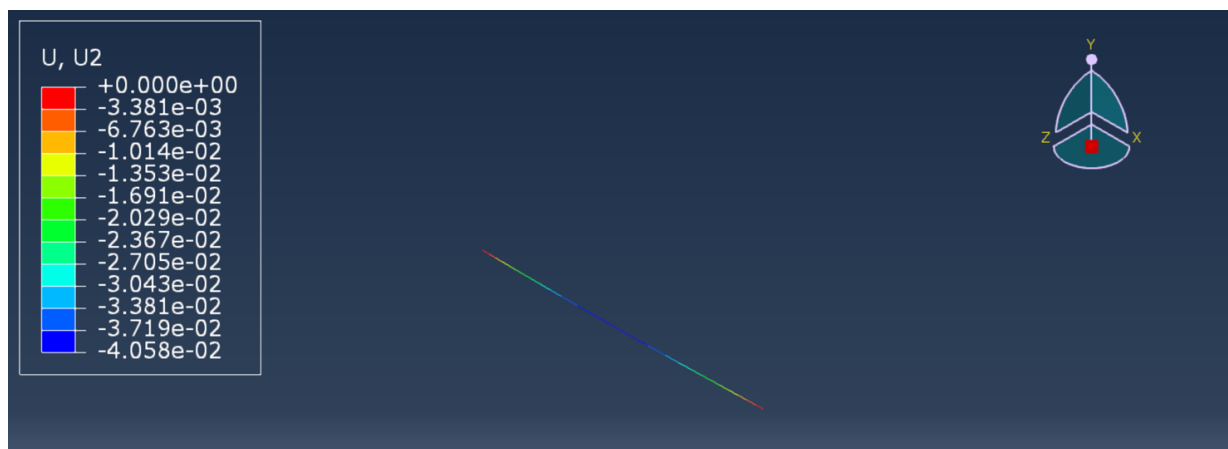


Figure 45 - Flèche de la poutre isostatique lors de l'analyse élastique linéaire au feu

Ces deux résultats sont en très bonne adéquation, ABAQUS permet donc de réaliser des analyses au feu précises lorsque l'acier est en phase élastique.

5.2.4 Analyse plastique avec incendie

Tout d'abord, la température critique de la poutre IPE 330 va être évaluée en suivant le procédé exprimé à la section « 5.1.1 Élément non soumis au phénomène d'instabilité »

i) Détermination de la charge de conception dans le membre en acier lors de l'incendie
 Nous avons supposé que la charge uniformément répartie vaut 20,73 kN/m. Le moment sollicitant et l'effort tranchant sollicitant sont donnés respectivement, pour une poutre isostatique appuyée à ses deux extrémités, par

$$M_{fi,d,t} = \frac{q * L^2}{8} = 116,32 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,d,t} = \frac{q * L}{2} = 69,45 \text{ kN}$$

ii) Classification de la section de l'élément en cas d'incendie
 La poutre IPE 330 est de classe 1 en cas d'incendie.

iii) Calcul de la capacité portante de l'élément en acier à température ambiante
 Le moment résistant et l'effort tranchant résistant à la rupture sont donnés par

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} * f_u}{\gamma_{M0}} = 410,2 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v * \frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 907,2 \text{ kN}$$

iv) Détermination du degré d'utilisation de l'élément en acier μ_0
 Le degré d'utilisation dû au moment sollicitant vaut

$$\mu_{0,M} = \frac{M_{ed}}{M_{Rd}} * \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 0,2836$$

Le degré d'utilisation dû à l'effort tranchant vaut

$$\mu_{0,V} = \frac{V_{ed}}{V_{Rd}} * \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 0,0766$$

Le degré d'utilisation vaut finalement

$$\mu_0 = k_1 * k_2 * \max(\mu_{0,M}, \mu_{0,V}) = 1 * 1 * 0,2836 = 0,2836$$

car

k_1 est égal à 1 si la poutre est exposée sur ses 4 faces

k_2 est égal à 1 si la poutre est isostatique

v) Calcul de la température critique θ_{crit}

La première méthode, basée sur la formule empirique, donne une température critique de 672,3 °C.

La seconde méthode, basée sur le « Tableau 30 », donne une température critique de 677,7 °C.

La « Figure 46 » représente la flèche de la poutre calculée par ABAQUS lors de l'incendie. On peut évaluer la rupture de la poutre aux alentours des 685 °C.

L'utilisation de la limite d'élasticité pour calculer la résistance du côté de la sécurité donne une température critique de 626,25 °C. Cette valeur est peu visible sur le graphique ci-dessous, aucun changement majeur ne se produit à cet instant. La flèche augmente rapidement pour des petits changements de température à partir de 660 °C lorsque la rupture est proche.

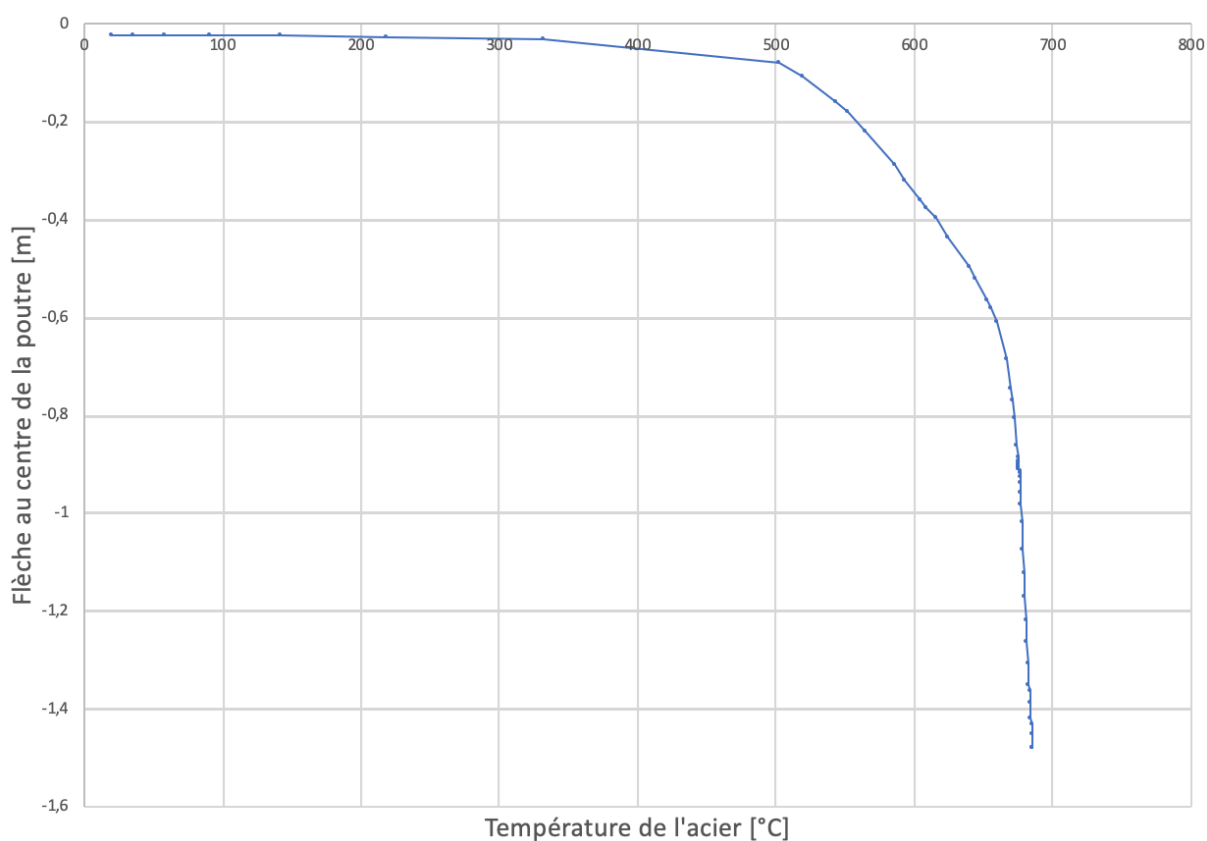


Figure 46 - Flèche de la poutre isostatique lors de l'analyse plastique au feu

Ces résultats coïncident donc avec les résultats théoriques.

5.3 POUTRE HYPERSTATIQUE SOUMISE AU FEU

Dans cette section, la poutre hyperstatique étudiée sera une poutre bi-encastée.

Tout d'abord, la température critique de la poutre IPE 330 va être évaluée en suivant le procédé exprimé à la section « 5.1.1 Élément non soumis au phénomène d'instabilité »

i) Détermination de la charge de conception dans le membre en acier lors de l'incendie
Nous avons supposé que la charge uniformément répartie vaut 20,73 kN/m. Le moment sollicitant et l'effort tranchant sollicitant sont donnés respectivement, pour une poutre hyperstatique bi-encastree, par

$$M_{fi,d,t} = \frac{q * L^2}{12} = 77,55 \text{ kNm}$$

$$V_{fi,d,t} = \frac{q * L}{2} = 69,45 \text{ kN}$$

ii) Classification de la section de l'élément en cas d'incendie
La poutre IPE 330 est de classe 1 en cas d'incendie.

iii) Calcul de la capacité portante de l'élément en acier à température ambiante
Le moment résistant et l'effort tranchant résistant à la rupture sont donnés par

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} * f_u}{\gamma_{M0}} = 410,2 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v * \frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 907,2 \text{ kN}$$

iv) Détermination du degré d'utilisation de l'élément en acier μ_0
Le degré d'utilisation dû au moment sollicitant vaut

$$\mu_{0,M} = \frac{M_{ed}}{M_{Rd}} * \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 0,1891$$

Le degré d'utilisation dû à l'effort tranchant vaut

$$\mu_{0,V} = \frac{V_{ed}}{V_{Rd}} * \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 0,0766$$

Le degré d'utilisation vaut finalement

$$\mu_0 = k_1 * k_2 * \max(\mu_{0,M}, \mu_{0,V}) = 1 * 0,85 * 0,1891 = 0,1607$$

car

k_1 est égal à 1 si la poutre est exposée sur 4 faces

k_2 est égal à 0,85 si la poutre est hyperstatique

v) Calcul de la température critique θ_{crit}

La première méthode, basée sur la formule empirique, donne une température critique de 757,75 °C.

La seconde méthode, basée sur le « Tableau 30 », donne une température critique de 757,9 °C.

La « Figure 47 » représente la flèche de la poutre calculée par ABAQUS lors de l'incendie. On peut évaluer la rupture de la poutre aux alentours des 765°C.

L'utilisation de la limite d'élasticité pour calculer la résistance du côté de la sécurité donne une température critique de 682,6 °C qui est peu visible sur la « Figure 47 ». En effet, la flèche augmente rapidement pour des petits changements de température aux alentours des 665 °C. Cette différence peut être expliquée par le fait que lorsqu'une poutre hyperstatique est soumise à une augmentation de température, elle ne peut pas s'allonger à cause des encastremements car ils bloquent les déformations suivant l'axe de la poutre. Ce blocage crée donc une contrainte axiale de compression. Cette contrainte induit une force axiale N valant

$$N = \sigma * A = \alpha * E_a * \Delta T * A$$

où

α représente le coefficient de dilatation thermique

E_a représente le module de Young de l'acier

ΔT représente la différence de température

A représente l'aire de l'élément

La poutre est donc soumise à un effort normal N qui va engendrer un phénomène d'instabilité qui diminuera sa température critique.

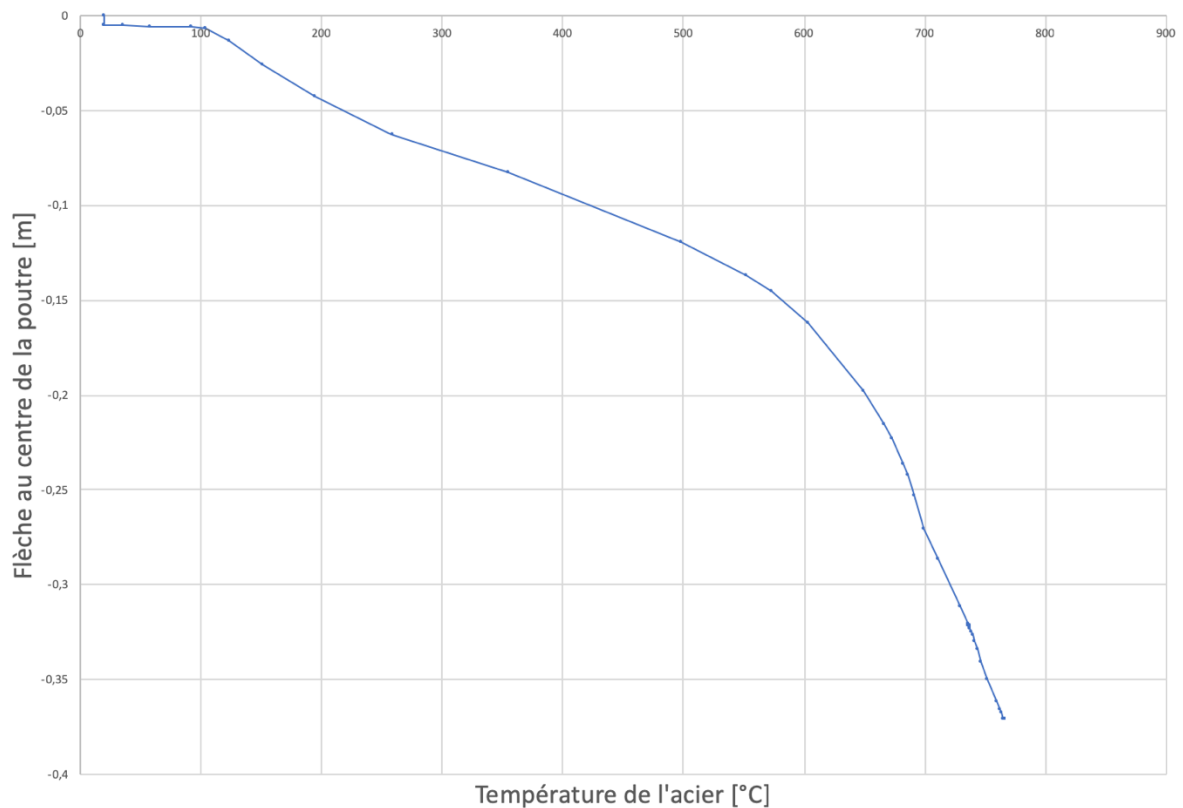


Figure 47 - Flèche de la poutre hyperstatique lors de l'analyse plastique au feu

5.4 PORTIQUE ISOSTATIQUE SOUMIS AU FEU

La rupture de la structure va se produire lorsque l'appui à rouleau du portique isostatique va se déplacer fortement. Ce déplacement se produit aux alentours des 475 °C comme le montre la « Figure 48 ». Cette rupture se produit à une température inférieure à celle attendue. En effet, ABAQUS va évaluer des moments fléchissants en considérant la théorie des grands déplacements. Moments qu'on ne peut évaluer manuellement en utilisant les considérations habituelles basées sur l'hypothèse de petits déplacements.

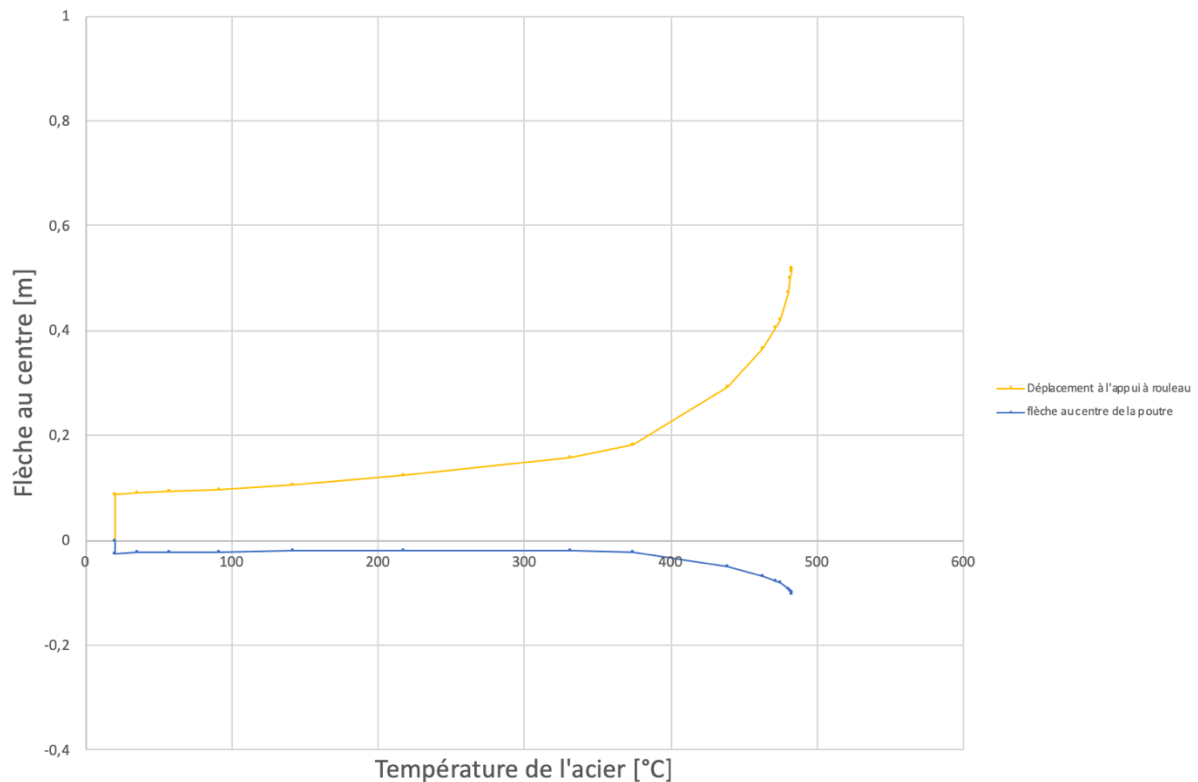


Figure 48 - Flèche et déplacement de l'appui à rouleau du portique isostatique

5.5 PORTIQUE HYPERSTATIQUE SOUMIS AU FEU

Deux possibilités peuvent mener à la rupture du portique. La poutre ou la colonne peuvent rompre. Il faut donc évaluer ces deux possibilités afin de déterminer la température critique.

5.5.1 Calcul de la température critique de la poutre

On suppose que la poutre est bi-encastree, sa température critique théorique a été évaluée précédemment à 757 °C.

5.5.2 Calcul de la température critique de la colonne

Les colonnes de ce portique, hautes de 3 m, sont des tubes carrés creux de 20 cm de côté et de 12,5 mm d'épaisseur. La colonne aura deux modes de rupture possibles. Le premier peut être causé par la flexion générée par la poutre bi-encastree tandis que le second peut être causé par le flambement de la colonne dû à l'effort normal sollicitant.

i) Détermination de l'effort normal sollicitant dans le membre en acier lors de l'incendie
L'effort normal sollicitant est la somme des charges reprises par la colonne.

$$N_{fi,d,t} = 71,06 \text{ kN}$$

Le moment sollicitant maximal dans la colonne vaut, quant à lui,

$$M_{Ed} = \frac{q * L^2}{12} = 77,57 \text{ kNm}$$

ii) Classification de la section de l'élément en cas d'incendie
Le tube carré creux 200x200-12,5 est de classe 1 en cas d'incendie

iii) Détermination de la résistance de conception
Le moment résistant et l'effort normal résistant à la rupture sont donnés par

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} * f_u}{\gamma_{M,fi}} = 327,93 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,fi,0} = \frac{A * f_u}{\gamma_{M,fi}} = 4697,1 \text{ kN}$$

L'élancement adimensionnel en cas d'incendie est égal à

$$\bar{\lambda}_{fi,0} = \sqrt{\frac{A * f_u}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{9210 * 510}{\frac{\pi^2 * 210000 * 5336 * 10^4}{(0,5 * 3000)^2}}} = 0,3091$$

iv) Détermination du degré d'utilisation de l'élément en acier μ_0
Le degré d'utilisation dû au moment sollicitant vaut

$$\mu_{0,M} = \frac{M_{ed}}{M_{Rd}} * \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 0,2365$$

Le degré d'utilisation dû à l'effort normal sollicitant vaut

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,d,t}}{N_{fi,pl,0}} = 0,015$$

On remarque directement que l'effort normal ne sera pas dimensionnant dans ce cas. Le degré d'utilisation vaut donc

$$\mu_0 = k_1 * k_2 * \max(\mu_{0,M}, \mu_{0,V}) = 1 * 0,85 * 0,2365 = 0,201$$

car

k_1 est égal à 1 si la colonne est exposée sur ses 4 faces

k_2 est égal à 0,85 si la colonne est hyperstatique

v) Calcul de la température critique θ_{crit}

La température critique vaut donc 725 °C.

La rupture du portique sera donc causé par la colonne dans ce cas étudié.

Comme le montre la « Figure 49 ». La rupture se produit à 735 °C. Cette valeur est cohérente avec les valeurs évaluées théoriquement. L'étude théorique du portique est une approche basée sur l'étude des éléments individuellement, les interactions entre les contraintes et entre les éléments ne sont donc pas prises en compte. Or ABAQUS tient compte de toutes ces interactions, ce qui peut expliquer ce petit écart de température critique.

Le dimensionnement du côté de la sécurité donne une température critique de 675 °C. Cette valeur est visible sur le graphique ci-dessous et marque le début d'une nette augmentation de la flèche pour des petites différences de température.

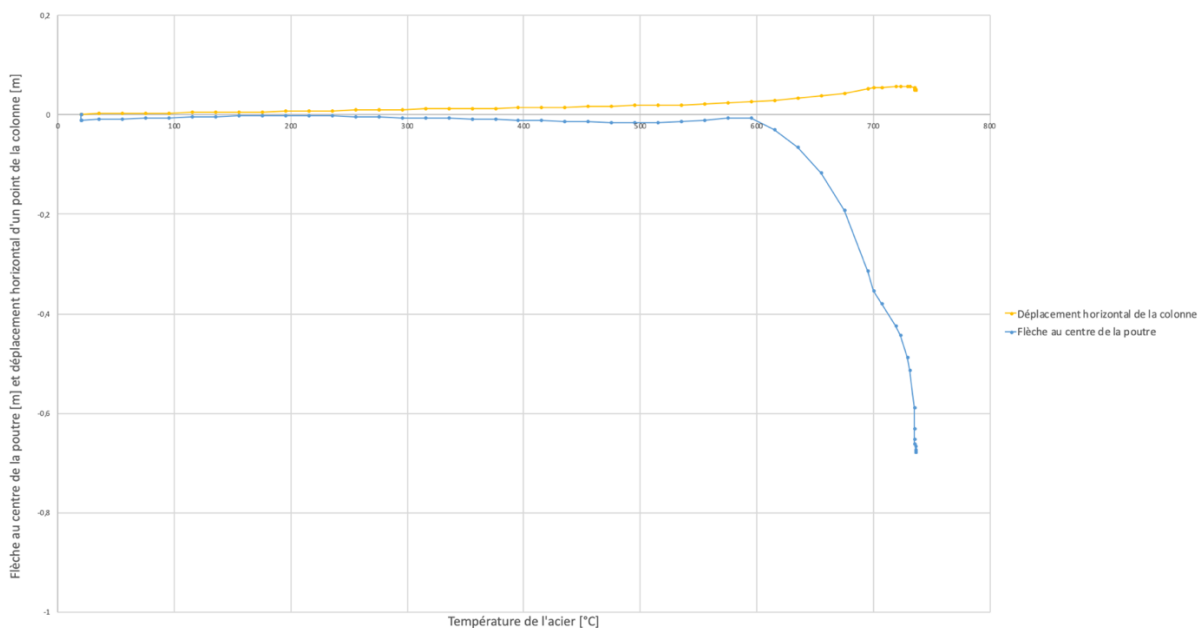


Figure 49 - Flèche et déplacement de l'appui à rouleau du portique hyperstatique

L'ensemble de ces petites simulations permet donc de conclure que le logiciel ABAQUS est capable de réaliser des simulations précises lorsqu'une structure est soumise à un incendie.

5.6 MODÉLISATION DES DEUX STRUCTURES DANS ABAQUS

L'étude des deux structures s'est portée sur une étude plan pour deux raisons. La première est motivée par le système diagrid, un système de contreventement extérieur. De plus, le but de ce mémoire est de déterminer comme réagissent les façades du système poteaux-poutres et du système diagrid lors d'un incendie en visualisant la rupture des colonnes soumis à cet événement extrême. Il n'est donc pas utile de représenter ces bâtiments en 3D. La deuxième raison porte sur l'édifice en lui-même. Le noyau central, réalisé en béton armé, ne permet pas une étude entièrement tournée vers le comportement structural d'un bâtiment en acier lors d'un incendie.

Pour modéliser une structure sur ABAQUS [22], il existe deux possibilités. Soit les éléments sont créés individuellement pour être ensuite assemblés tous ensemble afin de former la structure. Soit les éléments sont directement assemblés tous ensemble. Dans le premier cas, l'utilisateur doit, à chaque nœud, imposer lui-même les conditions liant les éléments entre eux. Tandis que dans le second, ABAQUS gère lui-même l'imposition des conditions [23], il crée des nœuds rigides entre chaque élément. La première méthode est fastidieuse et propice aux erreurs. C'est pourquoi, la seconde méthode a été utilisée dans ces modélisations.

Pour simuler les poutres perpendiculaires à la façade, des appuis bloquant les déplacements dans la direction U3 ont été ajoutés [24]. Ces appuis permettent d'empêcher le flambement des colonnes dans le plan orthogonal.

Des appuis encastrés ont été placés à la base de chaque structure pour représenter le sol.

5.6.1 Modélisation de la structure poteaux-poutres

Des éléments de type « BEAM » sont utilisés pour modéliser les poutres et les colonnes de la structure poteaux-poutres. Lors du dimensionnement théorique, les poutres ont été supposées isostatiques. La modélisation sous ABAQUS diffère donc de celle espérée théoriquement. En effet, on désire que les poutres soient rotulées à leurs extrémités et aient une connexion d'une certaine rigidité k avec la colonne afin de modéliser la connexion avec le plancher comme le montre la « Figure 50 ». Cette rigidité k étant très difficilement évaluable, l'hypothèse a été émise de garder les connexions rigides créées par ABAQUS entre les colonnes et les poutres afin d'apporter une rigidité suffisante au système.

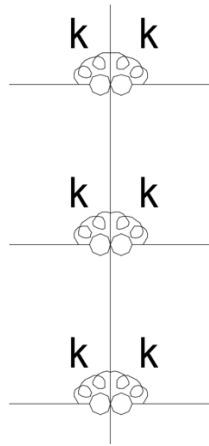


Figure 50 - Connexion entre poutres et colonnes du système poteaux-poutres

La « Figure 51 », représentant une partie de la structure poteaux-poutres, permet de visualiser les appuis bloquant les déplacements dans la direction U3 et les appuis encastrés à la base de la structure.

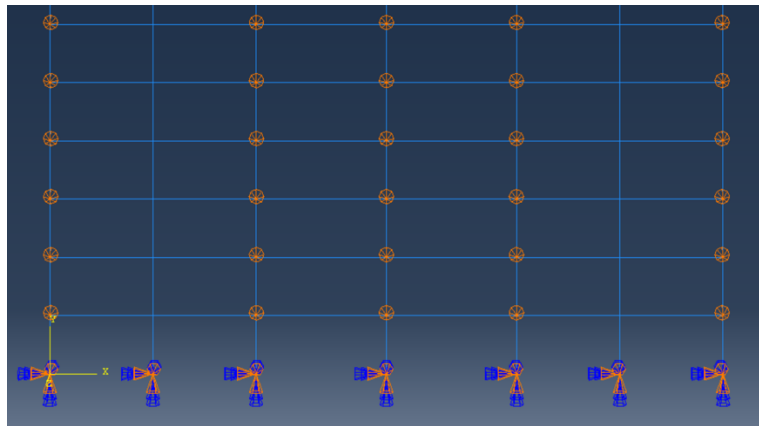


Figure 51 - Appuis simulant les poutres perpendiculaires à la façade et appuis encastrés

5.6.2 Modélisation de la structure diagrid

Dans un système diagrid, des connexions rotulées entre les poutres et les colonnes sont espérées comme le montre la « Figure 52 ». En effet, on désire que les poutres ne transmettent aucun moment aux colonnes afin d'avoir un système proche du treillis pour avoir des colonnes uniquement soumises à de l'effort normal. Des éléments de type « BEAM » sont donc utilisés pour modéliser les colonnes de la structure diagrid tandis que des éléments « TRUSS » sont utilisés pour modéliser les poutres. Les éléments « TRUSS » sont des éléments structuraux longs et minces qui ne peuvent transmettre que des efforts axiaux. Ils ne transmettent donc pas de moments. [25]

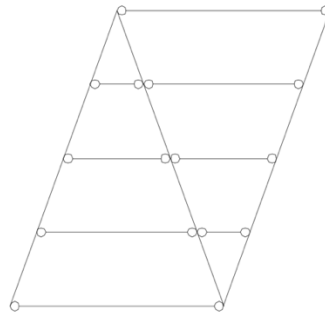


Figure 52 - Connexion entre poutres et colonnes du système diagrid

La « Figure 53 », représentant la structure diagrid, permet de visualiser les appuis bloquant les déplacements dans la direction U3 et les appuis encastrés à la base de la structure.

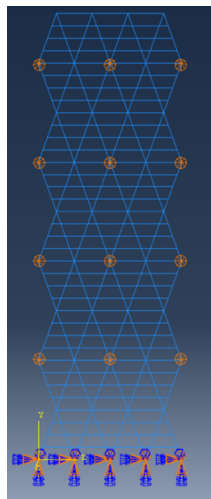


Figure 53 - Appuis simulant les poutres perpendiculaires à la façade et appuis encastrés

Pour représenter l'interaction entre les façades du bâtiment et permettre de simuler un comportement 3D, des appuis simples ont été rajoutés comme le montre la « Figure 54 ». Normalement, ces appuis auraient dû être des appuis à ressort avec une certaine rigidité k mais cette rigidité était très difficilement évaluable.

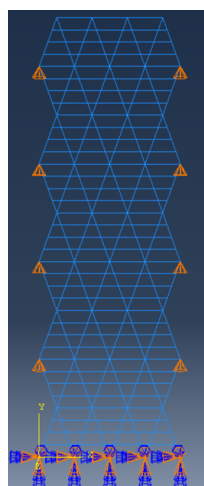


Figure 54 - Appuis simulant l'interaction entre les colonnes de deux façades

5.7 RÉSULTATS DES SIMULATIONS AVEC ABAQUS ET INTERPRÉTATIONS

5.7.1 Structure poteaux-poutres

Lors de cette analyse, l'incendie est supposé sur la partie droite du bâtiment au niveau du 3^{ème} et 4^{ème} étage comme le montre la « Figure 55 » ci-dessous.

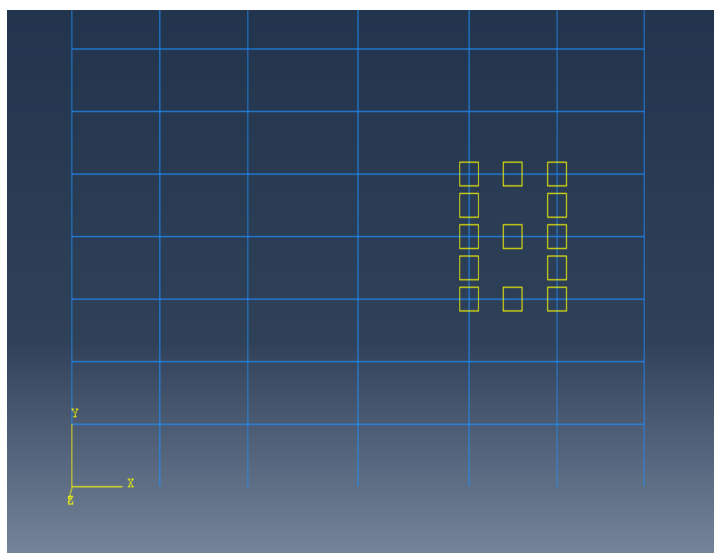


Figure 55 - Zone où se déroule l'incendie pour le système poteaux-poutres

Deux colonnes ont été analysées, la colonne 3.C6 directement soumise à l'incendie et la colonne 3.C7 qui se situe en dehors de l'incendie. Ces colonnes et l'endroit où se situe l'incendie sont représentés sur la « Figure 56 ».

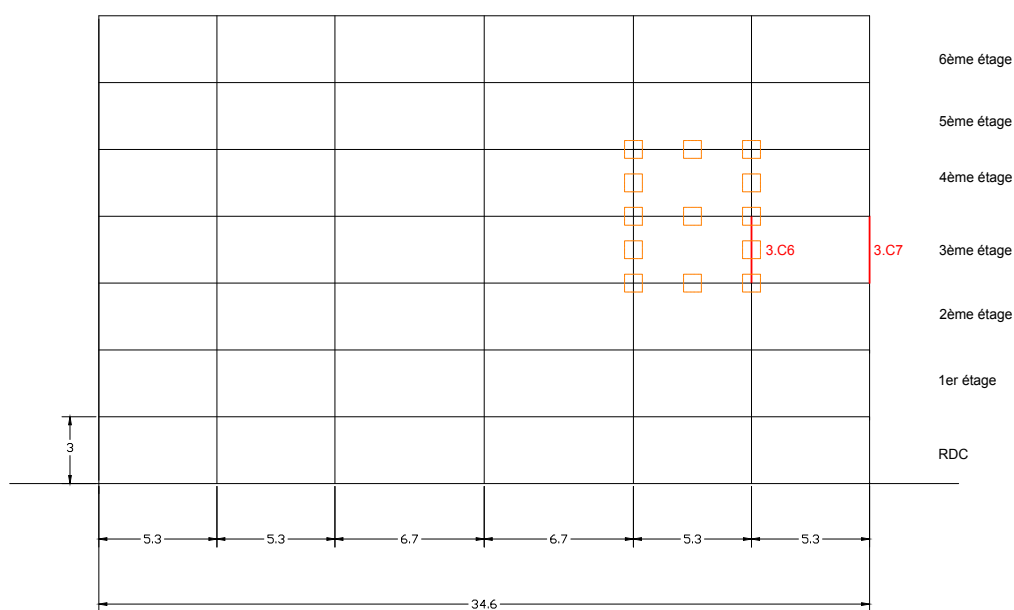


Figure 56 - Colonnes analysées et représentation de l'incendie du système poteaux-poutres

Évaluons la température critique de la colonne C6, un tube carré creux de 20 cm de côté et de 16 mm d'épaisseur. Cette colonne, soumise à un effort de compression important, est sujette au phénomène d'instabilité. Lors de l'incendie, elle va flamber jusqu'au moment où elle ne sera plus capable de résister à l'effort sollicitant.

i) Détermination de l'effort normal sollicitant dans le membre en acier lors de l'incendie
L'effort normal sollicitant est la somme des charges reprises par la colonne.

$$N_{fi,d,t} = 2439,6 \text{ kN}$$

ii) Classification de la section de l'élément en cas d'incendie
Le tube carré creux 200x200-16 est de classe 1 en cas d'incendie

iii) Détermination de la résistance de conception
L'effort normal résistant à la rupture est donné par

$$N_{pl,fi,0} = \frac{A * f_u}{\gamma_{M,fi}} = 11500 * 510 = 5865 \text{ kN}$$

L'élancement adimensionnel en cas d'incendie est égal à

$$\bar{\lambda}_{fi,0} = \sqrt{\frac{A * f_u}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{11500 * 510}{\frac{\pi^2 * 210000 * 6394 * 10^4}{(0,5 * 3000)^2}}} = 0,3156$$

iv) Détermination du degré d'utilisation de l'élément en acier μ_0
Le degré d'utilisation vaut donc

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,d,t}}{N_{fi,pl,0}} = 0,416$$

Le degré d'utilisation et l'élancement réduit étant connus, la température critique théorique de cette colonne peut être évaluée grâce au « Tableau 31 ». Elle vaut 590°C.

Analysons maintenant les résultats fournis par le logiciel ABAQUS pour les colonnes 3.C6 et 3.C7.

Analyse de la colonne C6

1. Déformation plastique (plastic strain)

Grâce à la « Figure 57 » ci-dessous, on remarque directement que la phase plastique débute aux alentours des 300 °C. Ce résultat est tout à fait logique car, à ce moment, la colonne subit une charge de compression de 2500 kN alors que la résistance élastique à 300 °C vaut

$$N = A * f_{y,290^{\circ}C} = 11500 * 217 = 2\,495,5kN$$

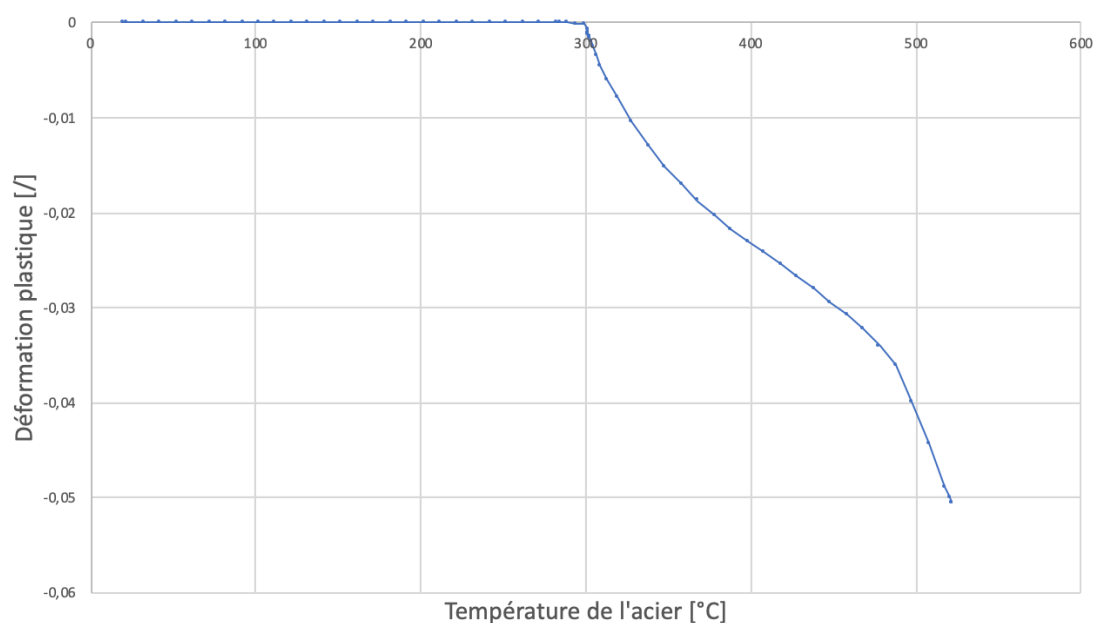


Figure 57 - Déformation plastique de la colonne 3.C6

2. Effort normal

La colonne étant bi-encastée, elle ne peut s'allonger librement car les déformations suivant l'axe de la colonne sont bloquées. Ce blocage crée une contrainte axiale de compression supplémentaire. Cette contrainte induit une force axiale N. L'augmentation de température va donc augmenter la charge de compression comme le montre la « Figure 58 ».

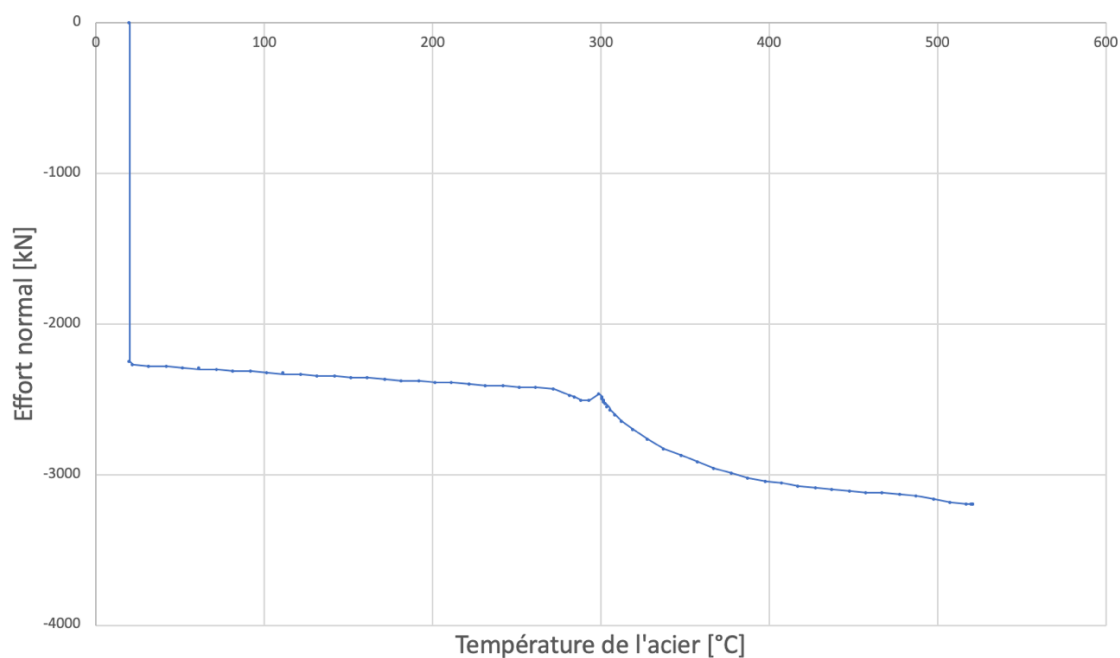


Figure 58 - Effort normal dans la colonne 3.C6

3. Déplacement horizontal

Le déplacement horizontal au centre de la colonne C6 est repris à la « Figure 59 » ci-dessous. Le déplacement horizontal à la rupture, causé par le flambement de la colonne, est de 27 cm.

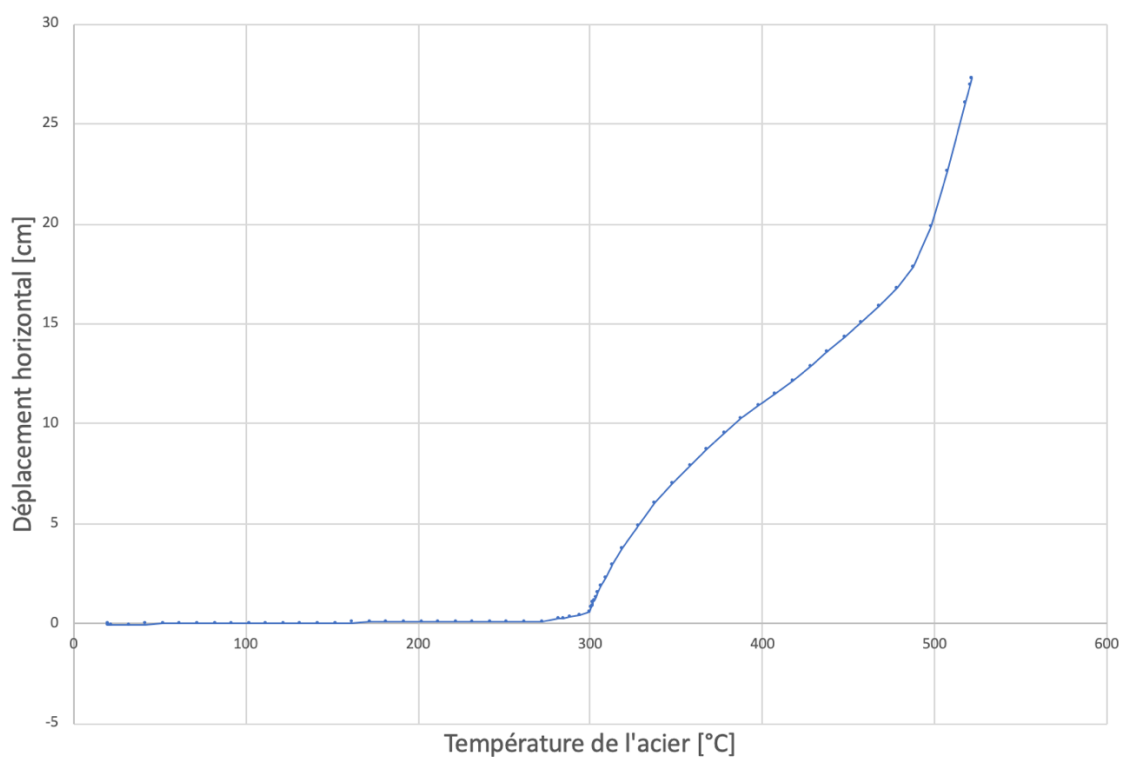


Figure 59 - Déplacement horizontal de la colonne 3.C6

Analyse de la colonne C7

L'effort normal sollicitant la colonne C7 est repris à la « Figure 60 ». Cette colonne a un comportement étrange. On aurait pu imaginer qu'elle adopterait un comportement presque linéaire avec une faible diminution de l'effort de compression au fur et à mesure que la température augmente. En effet, lorsque la température augmente, la colonne C6 va s'affaisser de plus en plus, la poutre soutenue par la colonne C6 et C7 va donc s'abaisser à gauche pour suivre le mouvement de C6 ce qui va entraîner des efforts de traction dans la colonne C7. Lorsque la colonne C6 passe en phase plastique, la colonne est soumise à des efforts axiaux de plus en plus grand jusqu'à la rupture de l'édifice.

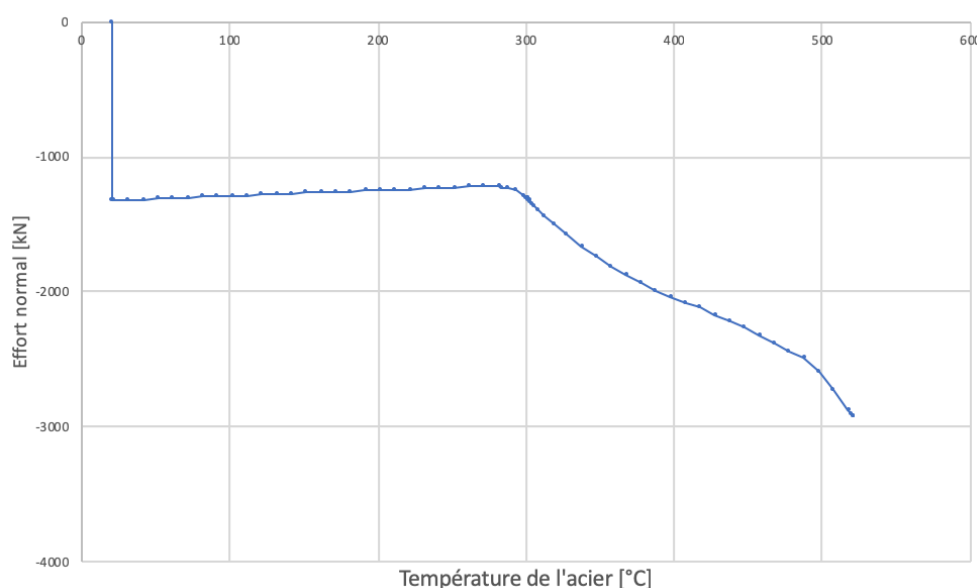


Figure 60 - Effort normal dans la colonne 3.C7

Conclusion

La rupture de la colonne se produit à 520°C avec le logiciel ABAQUS. Ce résultat ne concorde pas avec le résultat théorique.

Cette différence provient du fait qu'ABAQUS ne modélise pas des colonnes bi-encastées parfaites. En effet, il génère des nœuds rigides qui ne sont pas des encastresments purs. C'est pourquoi, les calculs doivent être adaptés. En modifiant la valeur du coefficient k à 1 à la place de 0,5, on obtient un facteur d'élancement adimensionnel valant 0,64. Ce facteur donne une température critique égale à 535°C qui est beaucoup plus proche de la valeur obtenue avec le logiciel ABAQUS.

Le flambement de la colonne est clairement visible sur la « Figure 61 » ci-dessous représentant l'état du bâtiment à 520°C. Cette image permet aussi d'observer que la colonne n'a pas le flambement d'une colonne complètement bi-encastée.

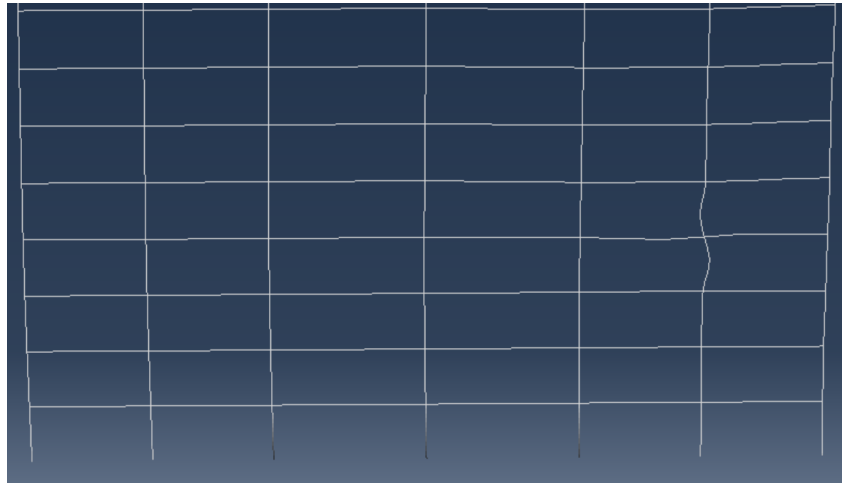


Figure 61 - Flambement des colonnes soumises à l'incendie pour le système poteaux-poutres

Une fois que la température critique est atteinte, le logiciel n'est plus capable de continuer le calcul car il n'existe aucune possibilité permettant de reprendre l'effort sollicitant après rupture. En effet, dans le cas d'un système poteaux-poutres, les efforts sollicitant ne peuvent être redirigés vers d'autres éléments de la structure. Il y a donc effondrement de l'édifice.

5.7.2 Structure diagrid

Lors de cette analyse, l'incendie est supposé sur la partie droite du bâtiment au niveau du 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage comme le montre la « Figure 62 »

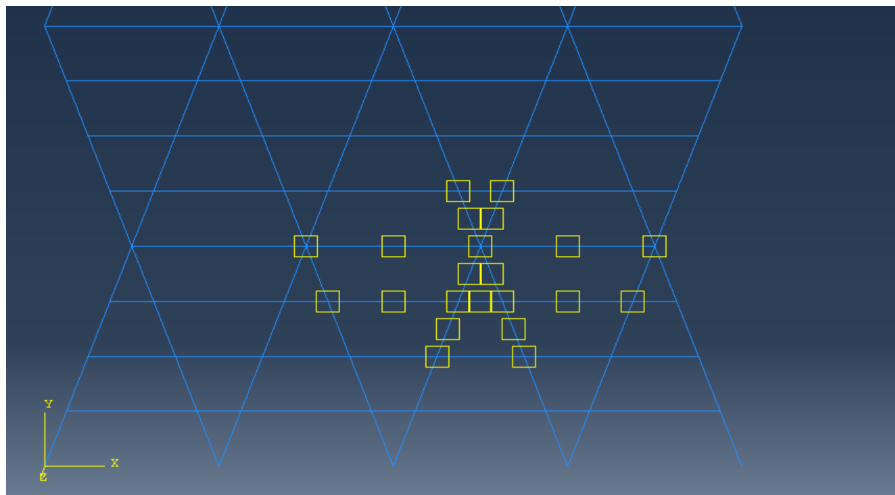


Figure 62 - Zone où se déroule l'incendie pour le système diagrid

Six colonnes ont été analysées, deux colonnes du 4^{ème} étage, une colonne du 5^{ème} étage, deux colonnes du 7^{ème} étage et une du 25^{ème} étage. La colonne 4.D3,a est la seule colonne soumise directement à l'incendie. Ces colonnes et l'endroit où se situe l'incendie sont représentés sur la « Figure 63 »

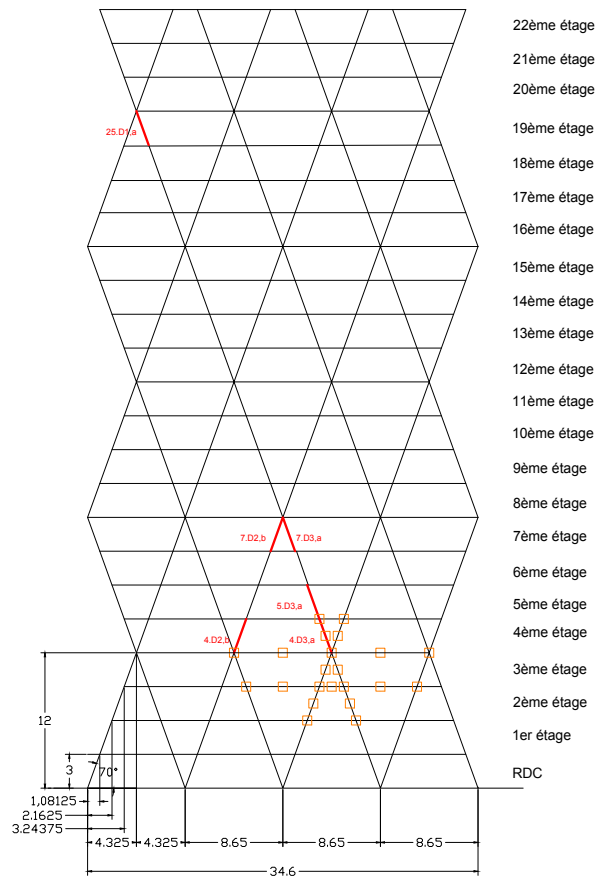


Figure 63 - Colonnes analysées et représentation de l'incendie pour la structure diagrid

Évaluons la température critique de la colonne 4.D3,a, un tube carré creux de 35 cm de côté et de 16 mm d'épaisseur. Cette colonne, soumise à un effort de compression important, est sujette au phénomène d'instabilité comme la colonne 3.C6 du système poteaux-poutres. Lors de l'incendie, elle va flamber jusqu'au moment où elle ne sera plus capable de résister à l'effort sollicitant.

i) Détermination de l'effort normal sollicitant dans le membre en acier lors de l'incendie
L'effort normal sollicitant est la somme des charges reprises par la colonne.

$$N_{fi,d,t} = 4904,5 \text{ kN}$$

ii) Classification de la section de l'élément en cas d'incendie
Le tube carré creux 350x350-16 est de classe 1 en cas d'incendie

iii) Détermination de la résistance de conception
L'effort normal résistant à la rupture est donné par

$$N_{pl,fi,0} = \frac{A * f_u}{\gamma_{M,fi}} = 21100 * 510 = 10761 \text{ kN}$$

L'élancement adimensionnel en cas d'incendie est égal à

$$\bar{\lambda}_{fi,0} = \sqrt{\frac{A * f_u}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{21100 * 510}{\frac{\pi^2 * 210000 * 38942 * 10^4}{(0,5 * 3189)^2}}} = 0,3156$$

iv) Détermination du degré d'utilisation de l'élément en acier μ_0

Le degré d'utilisation vaut donc

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,d,t}}{N_{fi,pl,0}} = 0,456$$

Le degré d'utilisation et l'élancement réduit étant connus, la température critique de cette colonne peut être évaluée grâce au « Tableau 31 ». Elle vaut 590°C.

Analysons maintenant les résultats fournis par le logiciel ABAQUS pour les différentes colonnes reprises à la « Figure 63 ».

Analyse de la colonne 4.D3,a

1. Déformation plastique

Grâce à la « Figure 64 », on remarque directement que la phase plastique débute aux alentours des 150 °C, ce résultat est tout à fait logique car, à ce moment, la colonne subit une charge de compression de 6784 kN alors que la résistance élastique à 150°C est donnée par

$$N = A * f_{y,150^\circ c} = 21100 * 320 = 6\,767\,kN$$

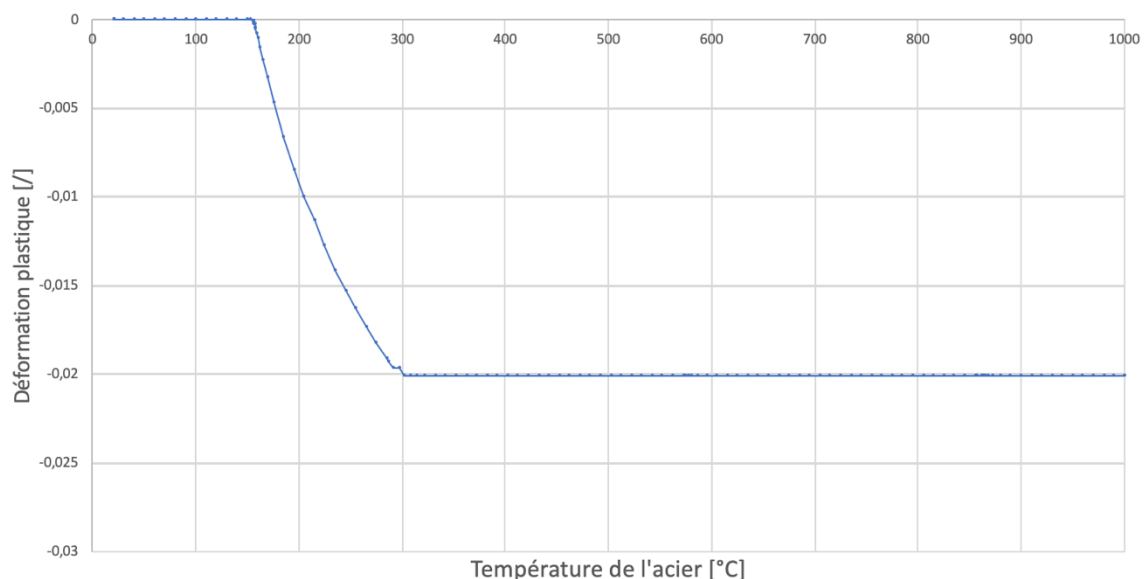


Figure 64 - Déformation plastique de la colonne 4.D3,a

2. Effort normal

Une fois que la colonne rentre en phase plastique, la contrainte de compression diminue. En effet, la structure tend à atteindre un état d'équilibre où elle « consomme » le moins d'énergie possible. Il y a donc redistribution des efforts dans les autres colonnes jusqu'à la rupture de celle-ci. Cette redistribution est possible grâce aux colonnes inclinées du système diagrid. La colonne est de moins en moins chargée au fur et à mesure que la température augmente. La rupture totale de la colonne semble se produire aux alentours des 560°C mais n'est pas fort visible sur la « Figure 65 ».

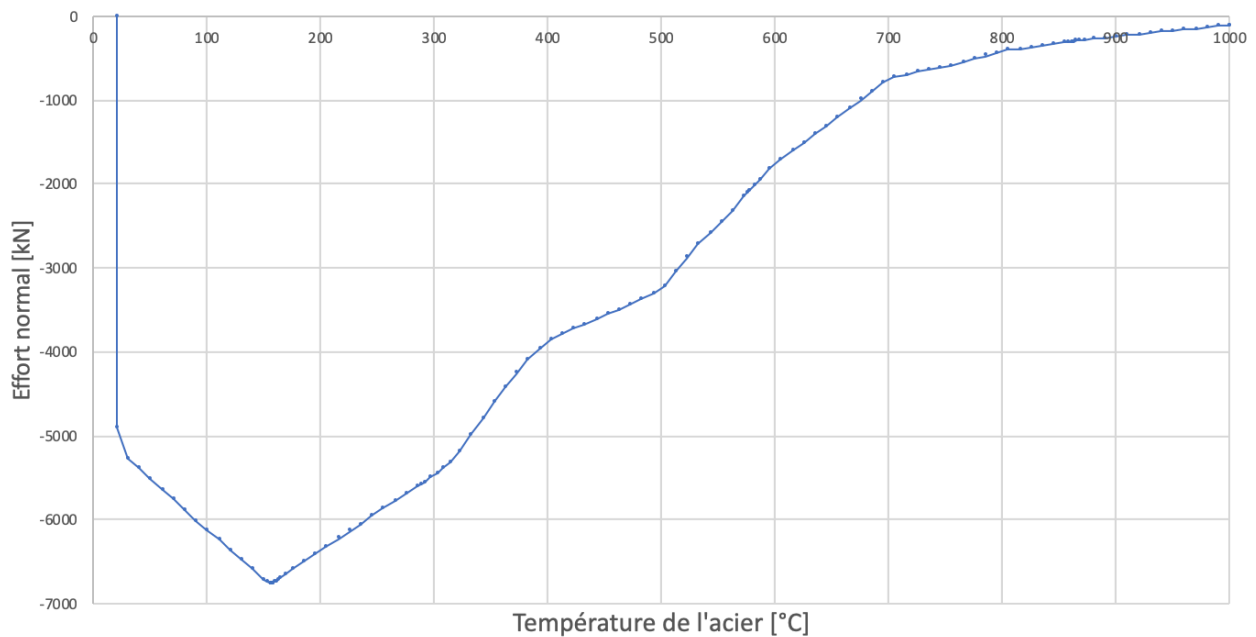


Figure 65 - Effort normal dans la colonne 4.D3,a

Analyse de la colonne 7.D2,b

La colonne 7.D2,b permet de rediriger l'effort sollicitant vers le sol. Son comportement, visible sur la « Figure 66 », jusqu'à 220°C est étrange. On aurait pu imaginer un comportement linéaire jusqu'à 150°C pour ensuite avoir une augmentation de l'effort de compression dû à la diminution de l'effort normal dans la colonne 4.D3,a. On remarque clairement l'augmentation soudaine de la contrainte de compression à 300°C qui peut être le signe de la plastification complète de la colonne 4.D3,a. Cette augmentation est logique vu que la colonne va être de plus en plus comprimée à cause de la reprise des efforts provenant des colonnes soumise à l'incendie. La rupture totale de la colonne 4.D3,a est parfaitement visible sur le graphique. Elle se situe à 560°C et est marquée par une augmentation soudaine de la compression dans la colonne 7.D2,b.

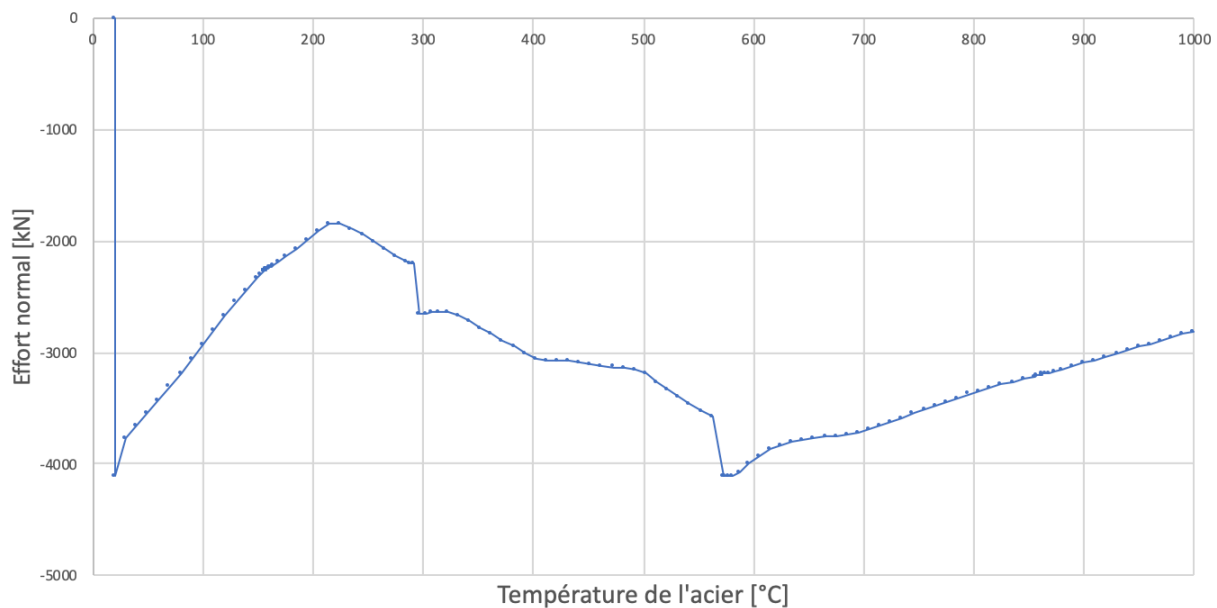


Figure 66 - Effort normal dans la colonne 7.D2,b

Analyse de la colonne 7.D3,a

Une fois que la colonne 4.D3,a rentre en phase plastique la colonne 7.D3,a va subir un effort de traction causé par la reprise des efforts axiaux des colonnes inférieures. En effet, lorsque les colonnes situées en dessous rompent, la colonne 7.D3,a prend le relais et redirige les efforts des étages inférieurs vers un nœud rigide. On remarque clairement, sur la « Figure 67 », la diminution soudaine de la contrainte de compression à 300°C lors de la plastification complète de la colonne 4.D3,a. Cette diminution est tout à fait logique vu que la colonne va être de plus en plus sollicitée en traction à cause de la reprise des efforts provenant des colonnes entrain de rompre. La rupture totale de la colonne 4.D3,a est parfaitement visible sur le graphique. Elle se situe à 560°C et est marquée par une deuxième diminution soudaine de la compression dans la colonne. Le comportement de la colonne 7.D3,a est donc tout à fait logique par rapport à ce qui aurait pu être attendu.

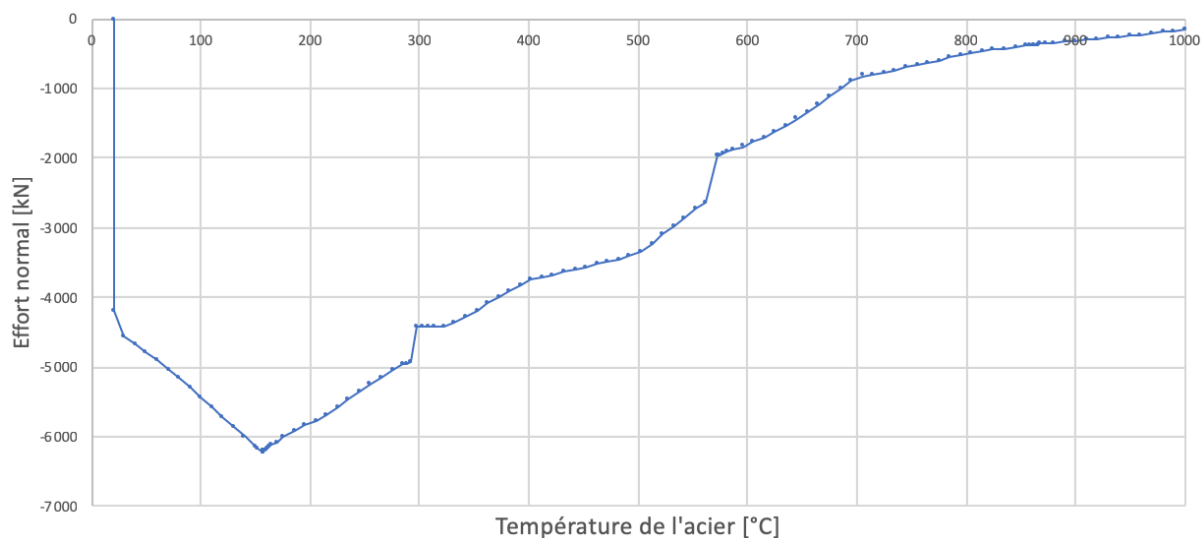


Figure 67 - Effort normal dans la colonne 7.D3,a

Analyse de la colonne 5.D3,a

Cette colonne joue un rôle similaire à celle de la 7.D3,a. Elle adopte donc un comportement semblable comme le montre la « Figure 68 ».

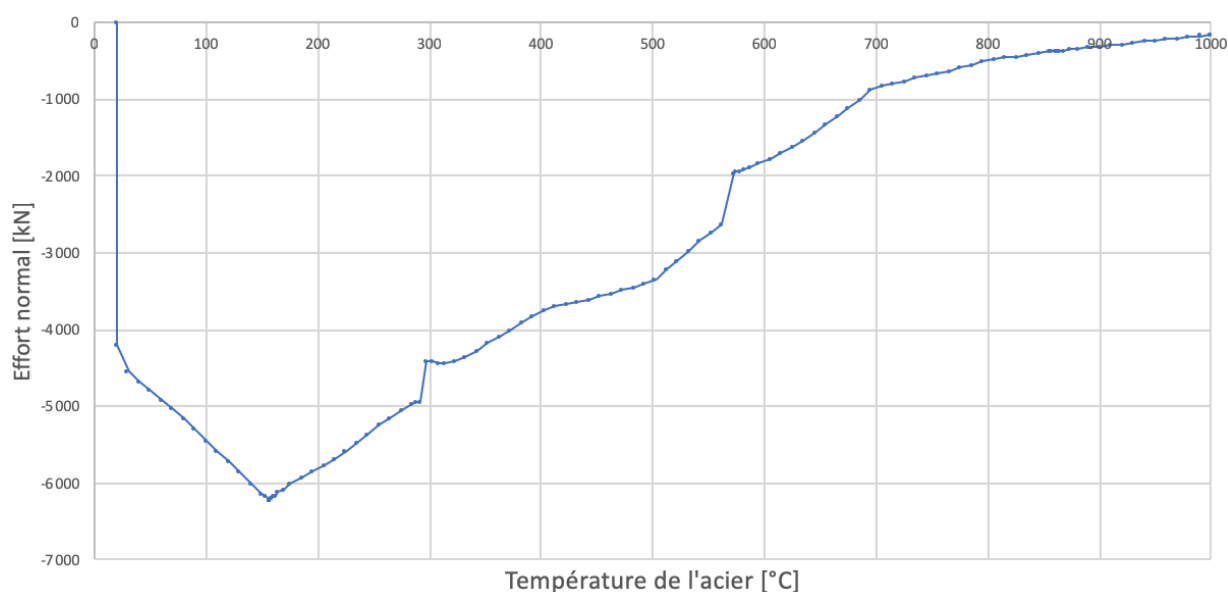


Figure 68 - Effort normal dans la colonne 5.D3,a

Analyse de la colonne 23.D1,a

Le système tend à « consommer » le moins d'énergie possible, les efforts vont donc prendre le chemin le plus court pour rejoindre un appui, c'est pourquoi cette colonne a été analysée. En effet, cette colonne est en contact direct avec une autre face du diagrid. Lorsque l'effondrement des colonnes inférieures directement dans l'alignement de la colonne 23.D1,a se produit, les nœuds rigides à l'intersection entre les deux faces du bâtiment vont reprendre plus d'efforts.

Nœuds représentés par un appui simple dans cette simulation. La colonne va donc subir des efforts de traction de plus en plus grands comme le montre la « Figure 69 »

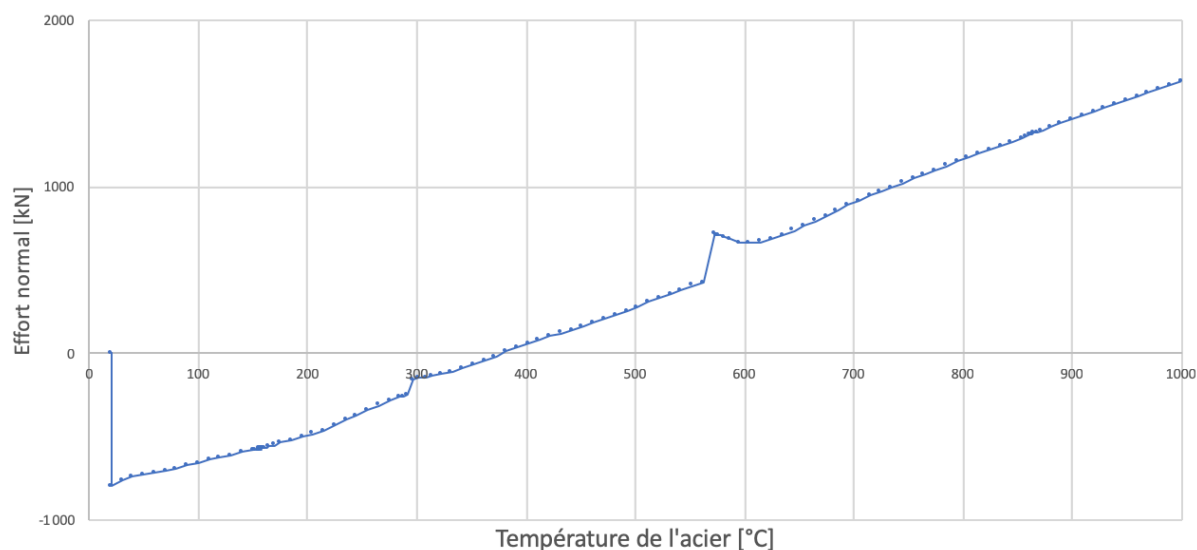


Figure 69 - Effort normal dans la colonne 23.D1,a

Analyse de la colonne 4.D2,b

La colonne 4.D2,b adopte un comportement, visible sur la « Figure 70 », similaire à celui de la colonne 7.D2,b qui est conforme au comportement attendu.

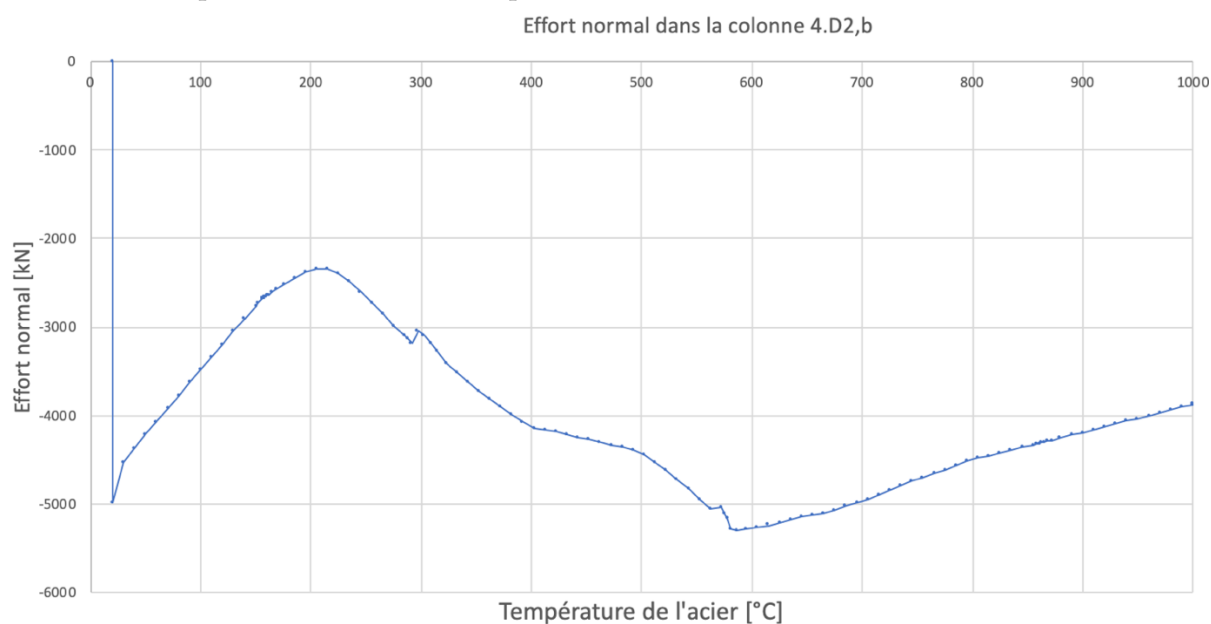


Figure 70 - Effort normal dans la colonne 4.D2,b

Conclusion

La rupture de la colonne 4.D3,a se produit à 560°C avec le logiciel ABAQUS. Ce résultat ne concorde pas très bien avec le résultat théorique pour la même raison qu'exprimée avec le

système poteaux-poutres. En effet, en modifiant la valeur du coefficient k à 1 à la place de 0,5, on obtient un facteur d'élancement adimensionnel valant 0,368. Ce facteur donne une température critique égale à 565°C qui est très proche de la valeur obtenue avec le logiciel ABAQUS.

Au contraire du système poteaux-poutres, une fois que la température critique est atteinte, le logiciel est capable de continuer le calcul car les autres colonnes du système diagrid permettent de reprendre les efforts sollicitant. Les nœuds rigides comme ceux connectant les façades du bâtiment vont être soumis à des efforts supplémentaires afin d'assurer la stabilité globale de la structure lors de l'incendie. Ces nœuds ont donc une importance capitale. Le système diagrid est capable de changer la façon dont les charges sont portées pour empêcher l'effondrement de l'édifice. Tout comme pour le système poteaux-poutres, la rupture de la colonne est due au flambement. Ce phénomène est visible sur la « Figure 71 »

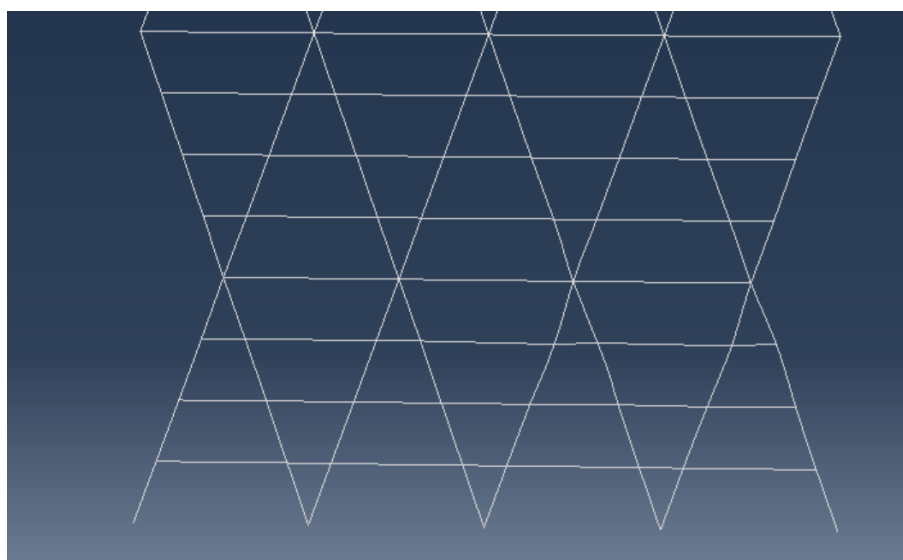


Figure 71 - Flambement des colonnes soumises à l'incendie pour le système diagrid

On sait que les connexions rotulées entre les colonnes et les poutres sont cruciales afin de ne pas transmettre aux colonnes un moment sollicitant issu des poutres et donc de perdre tous les avantages du système diagrid. Cependant, une autre constatation est à signaler, il s'agit de l'importance des poutres situées aux étages connectés avec les autres façades du bâtiment. En effet, lors du dimensionnement théorique, on a supposé que les poutres n'étaient pas soumises à un effort normal. Alors qu'en réalité, ces poutres le sont comme le montre la « Figure 72 ». Elles sont soumises à des efforts de traction importants.

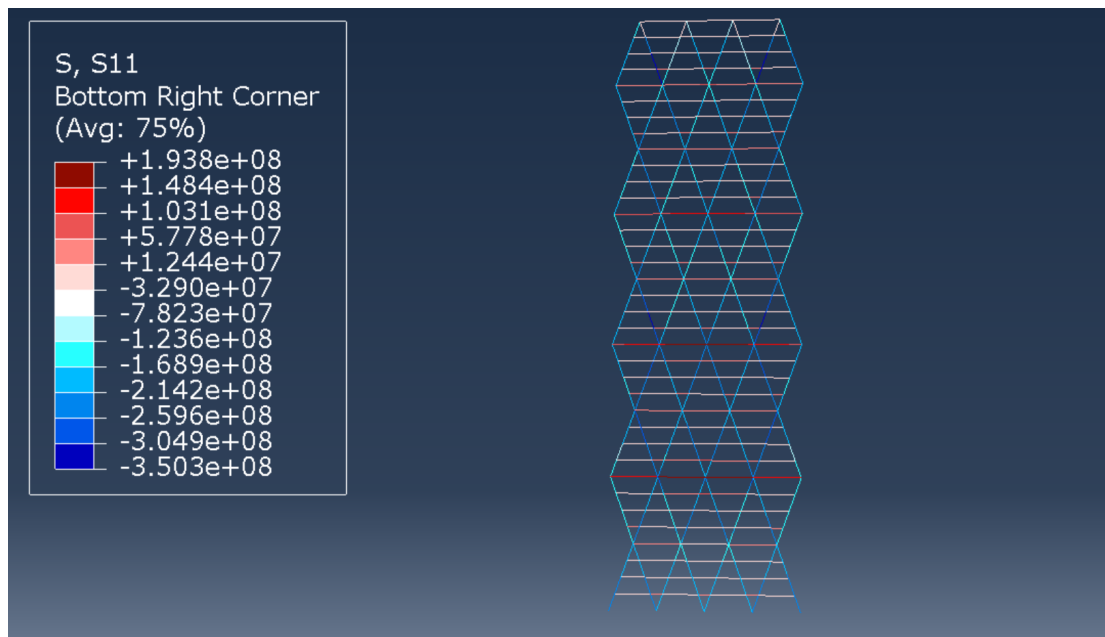


Figure 72 - Contrainte axiale dans les éléments de la structure diagrid

La « Figure 73 » ci-dessous confirme ces dires. Ces poutres sont soumises à des efforts horizontaux de traction provenant des efforts axiaux dans les colonnes inclinées comprimées. Elles jouent donc un rôle primordial dans la stabilité globale de la structure.

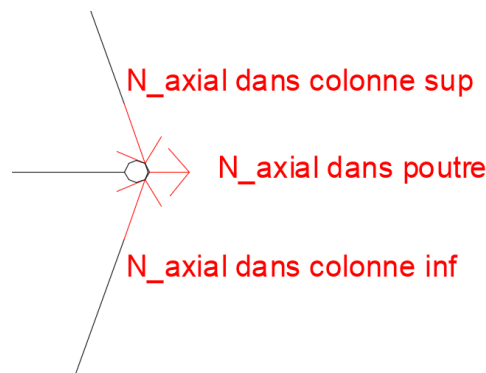


Figure 73 - Schéma de principe des efforts sollicitants un noeud de coté du diagrid

5.8 APPROCHE BASÉE SUR LES PERFORMANCES, CALCUL DU FEU NATUREL

Maintenant que les températures critiques sont connues à l'aide du logiciel ABAQUS, il est légitime de se demander si les membres en acier des deux analyses précédemment effectuées seront soumis à un feu suffisamment important pour mener les colonnes à la rupture.

Pour réaliser cette tâche, on va utiliser le logiciel OZone qui permet de calculer l'évolution de la température du gaz dans un compartiment soumis à un incendie et d'évaluer la résistance au feu des éléments en acier en tenant compte de tous les paramètres exprimés à la section « 3.4.3 Les différentes approches pour la procédure de conception ». Après encodage de

quelques paramètres, des hypothèses sur le feu et des dimensions du compartiment ciblé, le logiciel produit les graphes de la température de la zone chaude et froide ainsi que la température du profilé en acier.

5.8.1 Hypothèses, taille du compartiment et définition des conditions limites

Tout d'abord, il faut déterminer les dimensions du compartiment et les couches et ouvertures pour les murs, le sol et le plafond.

Trois compartiments différents vont être analysés. Le premier sera supposé sur un coin, le deuxième sur une aile de l'étage et le dernier sur tout l'étage. La hauteur d'un étage est de 3 mètres. Ces compartiments et leurs dimensions sont visibles sur la « Figure 74 ». Le compartiment 3 a peu de chance d'exister en pratique mais sera analysé afin de montrer les conséquences d'un si grand compartiment sur l'incendie et la température des profilés en acier.

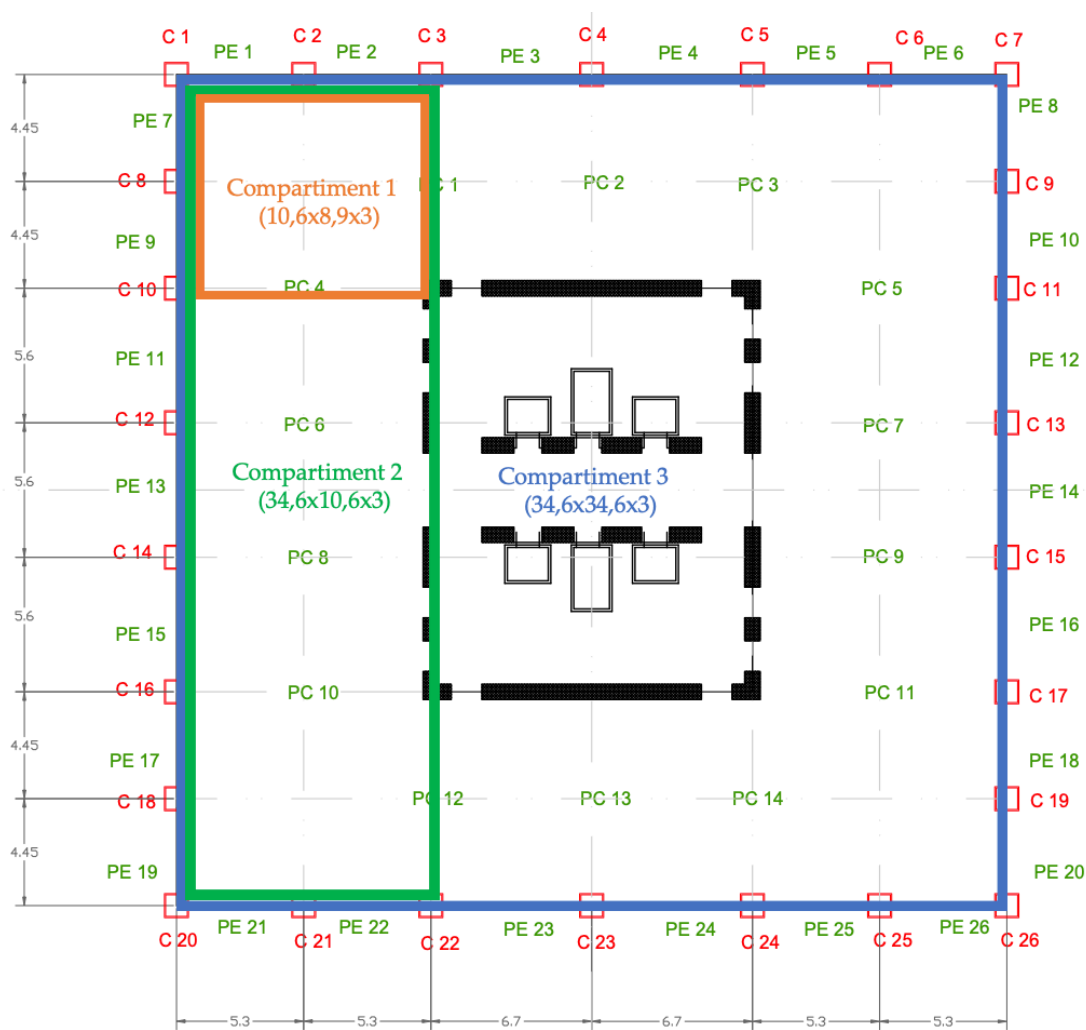


Figure 74 - Compartimentage

La composition des murs, du sol et du plafond est la suivante :

- Mur extérieur : 0,5 cm de bardage + 16 cm d'isolant + 20 cm de brique
- Cloison intérieure : 2,5 cm de gypse + 5 cm d'isolant + 2,5 cm de plaque de gypse
- Sol et plafond : 2,5 cm de bois + 10 cm d'isolant + 0,1 cm acier

Deux types d'ouvertures vont être analysées (le vitrage est supposé être un double vitrage) :

- Les parois extérieures sont entièrement vitrées sur toute leur hauteur
- Les parois extérieures sont vitrées sur toute leur hauteur sauf sur 50 cm en haut et en bas

Les hypothèses sur le feu sont les suivantes :

- Le feu est un feu de compartiment
- L'occupation est de type logement
- La hauteur du foyer au-dessus du sol est de 1 m. Cette hauteur représente un feu dont le foyer démarre sur le plan de travail ou sur une table.
- La hauteur maximale des matières pouvant s'embraser est de 2 m
- Les mesures actives pour combattre l'incendie sont
 - Détecteurs de fumée
 - Routes d'accès pour les secours
 - Extincteurs dans le bâtiment
 - Système d'évacuation des fumées

Ces dispositifs sont le minimum requis dans les bâtiments en Belgique. La présence de système d'extinction automatique, de détecteurs de chaleur ou autres dispositifs ne sont pas ajoutés afin d'être plus sécuritaire.

Une fois toutes ces données entrées, le logiciel calcule la température de la zone chaude et de la zone froide. Ensuite, il faut spécifier quel type de profilé en acier on désire analyser. Dans notre cas, il s'agit de profilés tubulaires creux carrés. On analysera un profilé de 20 cm de côté et de 16 mm d'épaisseur représentant la colonne 3.C6 dans le système poteaux-poutres et un profilé 35 cm de côté et 16 mm d'épaisseur représentant la colonne 4.D3,a dans le système diagrid lors de l'incendie. Ces colonnes ne sont pas encodées dans le logiciel, il faut donc trouver quel type de profilé a un facteur de massivité similaire. Le facteur de massivité d'un élément exposé sur ses 4 faces et non protégé est le rapport entre le périmètre de la section exposée au feu et la surface de la section. Le facteur de massivité de la colonne 3.C6 et de la colonne 4.D3,a sont respectivement 69,57 et 66,35. Le profilé HD 400x262 a un facteur de massivité pour un élément exposé sur ses 4 faces et non protégé de 69 comme la colonne 3.C6

et le profilé HL 920x420 a un facteur de 66 comme la colonne 4.D3,a. Ces profilés seront donc les profilés utilisés dans le logiciel OZone.

5.8.2 Analyse des différents compartiments

Analyse du compartiment 1 vitré sur toute sa hauteur

Le compartiment 1 est un rectangle de 10,6 sur 8,9 mètres dont 2 côtés sont des murs extérieurs et 2 côtés sont des parois intérieures. La « Figure 75 » représente les résultats obtenus avec le logiciel pour la colonne 4.D3,a, la température maximale de l'acier sera de 330 °C en cas d'incendie. La rupture de la colonne ne se produira pas car la température de l'acier est bien inférieure à la température critique de la colonne qui vaut 560 °C.

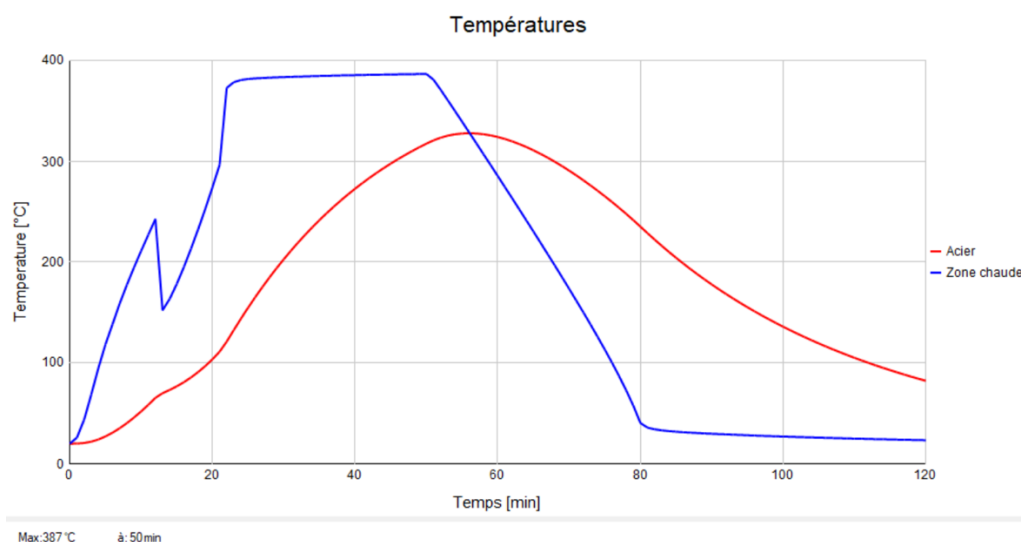


Figure 75 - Colonne 4.D3,a lors d'un feu naturel compartiment 1 vitré sur toute la hauteur

La « Figure 76 » représente, quant à elle, les résultats obtenus avec le logiciel pour la colonne 3.C6, la température maximale de l'acier sera de 320 °C en cas d'incendie. La rupture de la colonne ne se produira pas car la température de l'acier est bien inférieure à la température critique de la colonne qui vaut 520 °C.

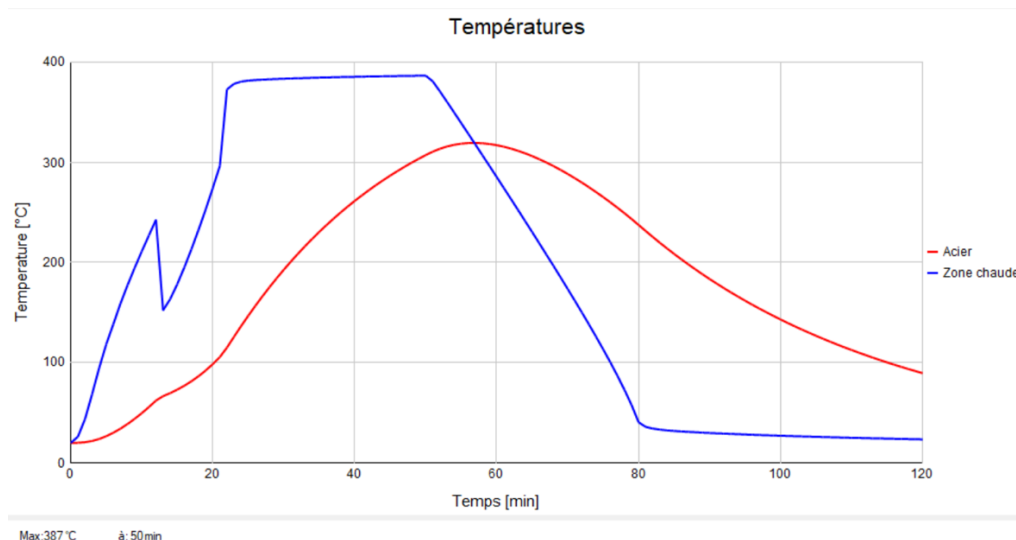


Figure 76 - Colonne 3.C6 lors d'un feu naturel compartiment 1 vitré sur toute la hauteur

Grâce aux « Figure 75 » et « Figure 76 », on constate que les deux colonnes adoptent un comportement similaire. En effet, les courbes représentant l'évolution de la température de l'acier sont semblables et leur température maximale est presque identique. Dans la suite de ces analyses une seule colonne sera analysée, la 4.D3,a mais les conclusions seront discutées pour les deux.

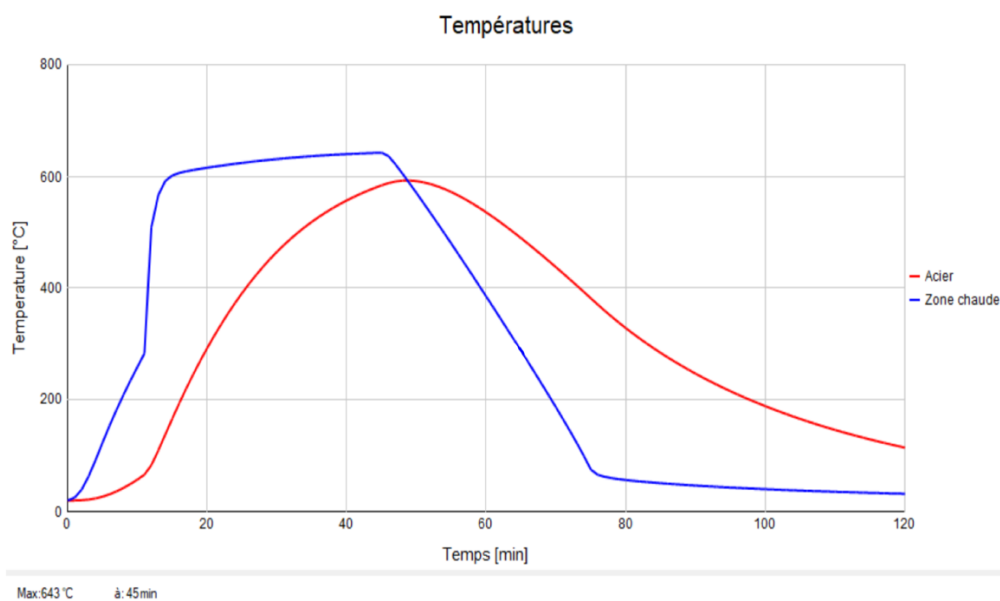
Analyse du compartiment 1 vitré sur toute sa hauteur sauf sur 50 cm en haut et en bas

Dans cette section, on va examiner l'impact qu'ont les ouvertures sur un incendie en analysant la température de la zone chaude et de l'acier.

La « Figure 77 » représente les résultats obtenus avec Ozone pour la colonne 4.D3,a. La température maximale de l'acier, égale à 595 °C, est nettement plus grande que celle obtenue avec une ouverture plus grande. On remarque donc que la diminution des ouvertures augmente la température de la zone chaude et donc de l'acier. Une deuxième observation, visible sur ce graphique, est le déplacement du pic de température qui surviendra plus vite que précédemment.

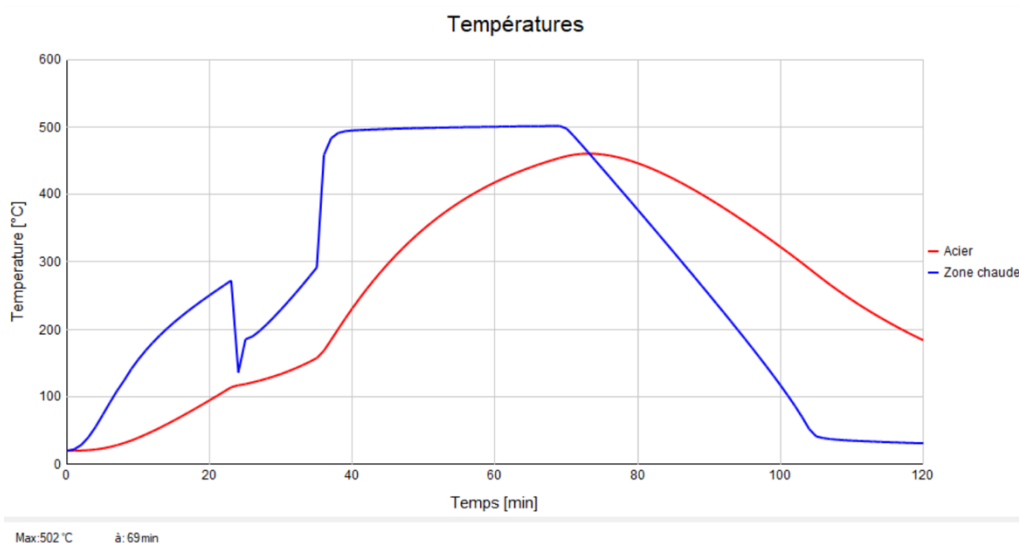
La rupture des colonnes 4.D3,a et 3.C6 se produira car la température de l'acier est supérieure à leur température critique. Au vu des résultats obtenus avec ABAQUS, la colonne du système diagrid rompra mais le bâtiment ne s'effondrera pas car ce système est capable de changer la façon dont les charges sont portées lorsque des colonnes s'effondrent. La colonne du système poteaux-poutres rompra également et le bâtiment s'effondrera car le système poteaux-poutres est incapable d'adopter un comportement semblable à celui du diagrid et donc d'assurer la stabilité globale de l'édifice.

Notons que ces colonnes résisteront durant 40 minutes avant de rompre.



Analyse du compartiment 2 vitré sur toute sa hauteur

Dans cette section, le compartiment est augmenté, celui-ci devient un rectangle de 34,6 sur 10,6 mètres dont 3 côtés sont des murs extérieurs et 1 côté est une paroi intérieure. La « Figure 78 » représente les résultats obtenus avec Ozone pour la colonne 4.D3,a, la température maximale de l'acier sera, en cas d'incendie, de 460 °C. Cette température est supérieure à la température obtenue avec le compartiment 1 de 10,6 sur 8,9 mètres. On constate aussi que l'augmentation de la température de l'acier est moins directe, elle se produit après un laps de temps plus grand. L'augmentation de la surface du compartiment augmente donc la température maximale de l'acier et le moment du pic de température.



La rupture des colonnes ne se produira pas car la température de l'acier est inférieure à leur température critique.

Analyse du compartiment 2 vitré sur toute sa hauteur sauf sur 50 cm en haut et en bas

La « Figure 79 » représente les résultats obtenus avec le logiciel Ozone pour la colonne 4.D3,a. On observe la nette augmentation de la température de l'acier dont le pic est à 800 °C. L'augmentation du compartiment et la diminution des ouvertures augmentent considérablement la température de la zone chaude et de l'acier. Le déplacement du pic de température vers la gauche par rapport au cas où les ouvertures se situent sur toute la hauteur est beaucoup plus visible que pour le compartiment 1.

Les colonnes des deux systèmes rompent et des conclusions similaires au cas du compartiment 1 avec des ouvertures sur une hauteur de 2 mètres peuvent être tirées.

Ces colonnes résisteront durant 30 minutes avant de rompre.

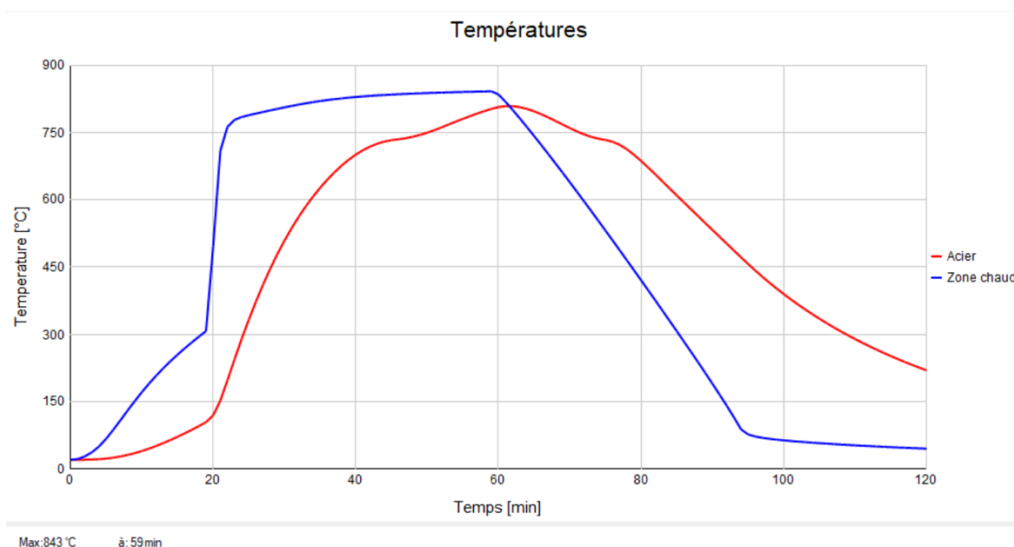


Figure 79 - Colonne 4.D3,a lors d'un feu naturel compartiment 2 vitré sur 2 m

Analyse du compartiment 3 vitré sur toute sa hauteur

Cette dernière section porte sur l'analyse du compartiment 3, un rectangle de 34,6 sur 34,6 mètres, dont les 4 côtés sont des murs extérieurs. La « Figure 80 » représente les résultats obtenus avec le logiciel Ozone pour la colonne 4.D3,a. Dans ce cas, la température maximale de l'acier sera, lors de l'incendie, de 610 °C. Cette température, supérieure à la température obtenue avec le compartiment 2, est supérieure à la température critique des colonnes qui rompent. On visualise clairement sur le graphique que l'augmentation soudaine de l'acier se produit après un plus grand laps de temps que pour les autres compartiments. L'augmentation de la surface du compartiment augmente donc bien la température maximale de l'acier et le moment du pic de température.

Les colonnes résisteront durant 80 minutes avant de rompre.

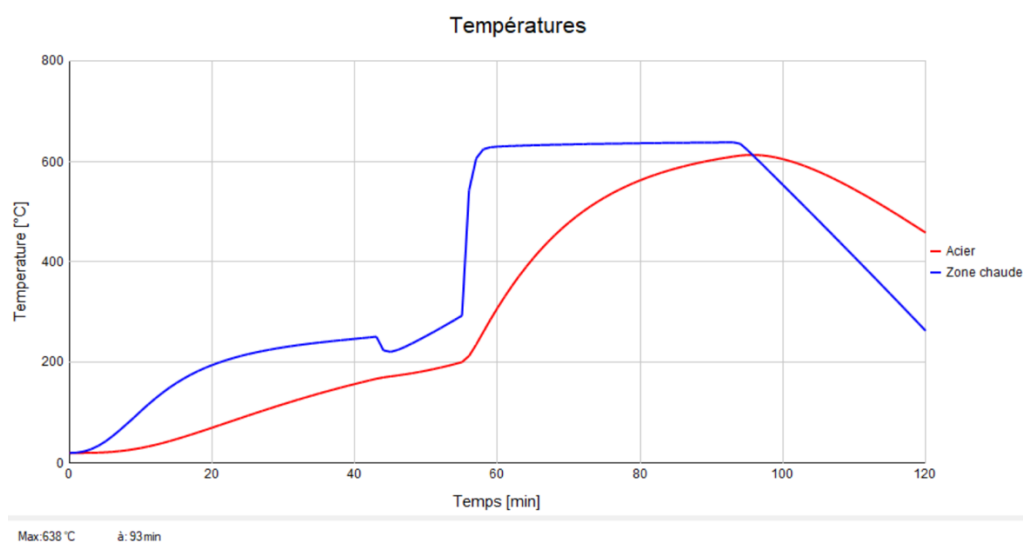


Figure 80 - Colonne 4.D3,a lors d'un feu naturel compartiment 3 vitré sur toute la hauteur

Analyse du compartiment 3 vitré sur tout sa hauteur sauf sur 50 cm en haut et en bas

La « Figure 81 » représente les résultats obtenus avec le logiciel Ozone pour la colonne 4.D3,a, la température maximale de l'acier sera, en cas d'incendie, de 1070 °C. Les colonnes des deux systèmes rompront et des conclusions similaires au cas du compartiment 1 avec des ouvertures de 2 mètres peuvent être tirées.

Ces colonnes résisteront durant 35 minutes avant de rompre.

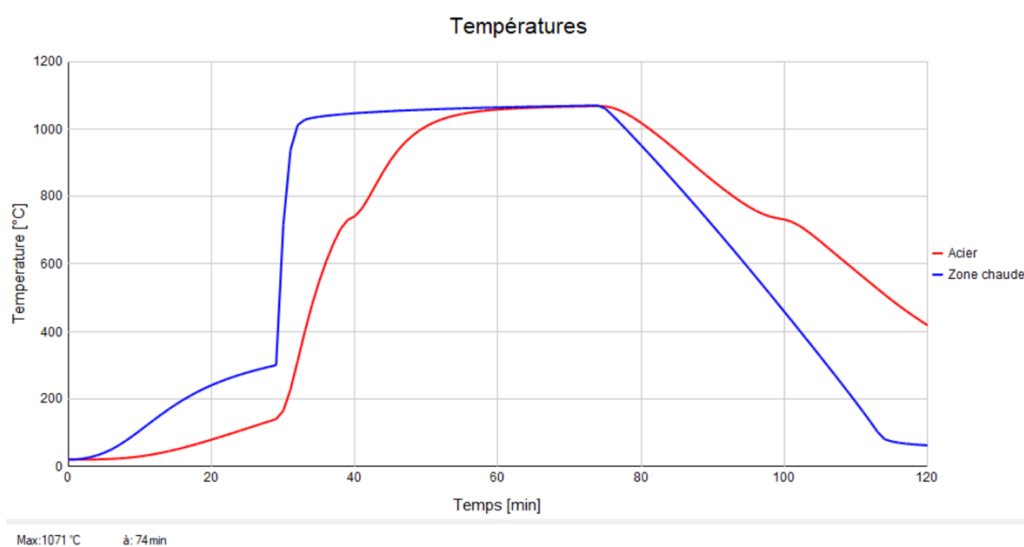


Figure 81 - Colonne 4.D3,a lors d'un feu naturel compartiment 3 vitré sur 2 m

5.8.3 Conclusion

Le « Tableau 32 » récapitule les valeurs trouvées lors de l'analyse avec le logiciel Ozone.

Tableau 32 - Récapitulatif des valeurs obtenues avec le logiciel OZone

			Compartment 1		Compartment 2		Compartment 3	
			Ouvertures sur tte la h	Ouvertures sur 2 m	Ouvertures sur tte la h	Ouvertures sur 2 m	Ouvertures sur tte la h	Ouvertures sur 2 m
Tube carré creux 200x200-16	Température max de l'acier	[°C]	320	585	450	800	605	1070
	Temps de résistance de la colonne	[min]	pas de rupture	37	pas de rupture	31	75	35
Tube carré creux 350x350-16	Température max de l'acier	[°C]	330	595	460	800	610	1070
	Temps de résistance de la colonne	[min]	pas de rupture	40	pas de rupture	32	80	35

Premièrement, on constate clairement que la différence des ouvertures influencent considérablement les résultats. Lorsque de l'air frais rentre, le feu est alimenté en oxygène et la température à l'intérieur va pouvoir encore augmenter. Mais quand cette quantité devient trop grande, l'air frais atténue tout simplement l'incendie.

Deuxièmement, la diminution des ouvertures va augmenter la rapidité du feu. En effet, il va atteindre des températures élevées beaucoup plus rapidement. Les temps de résistance seront donc plus court lorsque les ouvertures seront moindres. Bien sûr, si les ouvertures sont trop petites et que le feu n'est pas assez alimenté, il ne pourra pas se développer et s'éteindra.

Le dernier paramètre influençant les résultats est la taille du compartiment. On remarque que plus le compartiment est grand plus la température maximale de l'acier est élevée.

Il faut donc tenir compte de ces paramètres lors du dimensionnement des structures afin d'avoir une résistance au feu la plus longue possible sans aucune protection.

6. Conclusion

Ce mémoire se proposait d'évaluer numériquement le comportement de bâtiments hauts en cas d'incendie. Pour ce faire deux types de structures, toutes deux hautes d'une centaine de mètres, ont été comparées : système poteaux-poutres pour l'une et système diagrid pour l'autre.

Le système diagrid est un système de contreventement extérieur innovant qui tend à être de plus en plus utilisé. Il permet de créer des ouvrages audacieux dont l'architecture moderne apporte de la variété dans la conception des édifices. La réalisation des plans des deux structures s'est basé sur la Torre Pontina située en Italie. Cette tour, réalisée en béton armé, a été redimensionnée pour la rendre presque entièrement métallique. Le noyau central en béton armé a été conservé car les analyses se sont portées sur la robustesse des parois extérieures du bâtiment. Pour tester cette robustesse, les structures ont été uniquement dimensionnées afin de respecter les critères des états limites.

Le logiciel ABAQUS a été utilisé pour effectuer les simulations au feu. Tout d'abord, on a montré qu'ABAQUS pouvait exécuter des simulations précises en comparant les résultats obtenus théoriquement et avec le logiciel pour des poutres et portiques isostatiques et hyperstatiques soumis ou non à un incendie. Ensuite, on a entamé la partie dédiée à la modélisation des deux structures. En expliquant les hypothèses posées pour permettre une étude plan des structures comme la présence des appuis bloquant les déplacements dans la direction U3 pour représenter les poutres perpendiculaires à la façade étudiée et la présence d'appuis simples simulant l'interaction entre les façades du bâtiment diagrid. Une fois les structures modélisées, elles ont été soumises à un incendie grâce au logiciel ABAQUS afin d'évaluer leur température de rupture. Finalement, le logiciel OZone a été employé pour déterminer si la structure une fois soumise à un incendie, pouvait mener les colonnes à la rupture. OZone permet de modéliser l'évolution de la température en se basant sur un feu naturel qui confine à la réalité. Il permet donc de connaître l'évolution de la température de la zone chaude et de l'acier dans les compartiments soumis à un incendie.

Ces modélisations et simulations avec le logiciel ABAQUS ont mené aux résultats suivants ; une fois la température critique d'une colonne atteinte pour le système poteaux-poutres le logiciel est incapable de continuer la simulation car il n'existe aucune possibilité de reprendre les efforts sollicitant les colonnes. La rupture de la colonne, causée par le flambement de celle-ci, mène donc à l'effondrement de l'édifice. Au contraire du système poteaux-poutres, le système diagrid est capable de changer sa façon de supporter les actions sollicitant. En effet, lorsque la température critique d'une colonne est atteinte, le logiciel est capable de continuer la simulation. Les nœuds rigides comme ceux connectant les façades vont reprendre plus d'efforts. Ceci est possible grâce à la présence des colonnes inclinées. Ces nœuds sont donc d'une importance capitale et lors de la construction, une attention particulière doit leur être portée. La rupture des colonnes du système diagrid soumises au feu est aussi due au flambement mais ne mène pas à l'effondrement de l'édifice si le feu est localisé sur quelques colonnes.

Ces simulations ont aussi permis de comprendre l'importance des connexions rotulées entre les poutres et colonnes du système diagrid. Sans cette connexion, les colonnes sont soumises

à des moments fléchissants et tous les avantages de ce type de contreventement sont perdus. Une autre constatation est l'importance des poutres situées aux étages connectés avec les autres façades du bâtiment. Ces poutres sont soumises à des efforts axiaux de traction importants et assure la stabilité de la structure.

Le logiciel Ozone a, quant à lui, permis de démontrer l'importance de certains paramètres lors du dimensionnement d'une structure afin d'améliorer sa robustesse. La diminution de la présence d'ouvertures dans un bâtiment influence considérablement la rapidité du développement et la propagation d'un incendie en l'augmentant. Ainsi, si les ouvertures sont très grandes, l'air frais rentrant dans le bâtiment lors de la rupture des vitres atténuera l'incendie. En revanche, si les ouvertures sont trop petites, le feu, alors insuffisamment alimenté en oxygène, se consumera. La taille du compartiment joue aussi un rôle primordial. Plus le compartiment a une taille importante plus la température maximale de l'acier sera élevée.

En conclusion, le système diagrid est un système beaucoup plus robuste que le système poteaux-poutres lors de l'apparition d'un phénomène exceptionnel comme un incendie. Ce système est capable de changer la façon dont les charges sont supportées afin d'assurer la stabilité globale de la structure. Cette redirection efficace et rapide est possible grâce aux colonnes inclinées. L'importance des poutres dans ce système et cette réorientation des efforts est essentielle. En effet, les poutres situées aux étages connectés avec les autres façades de l'édifice jouent un rôle primordial dans la stabilité globale de la structure, elles permettent la reprise d'efforts de traction important durant toute la durée de vie du bâtiment. Vladimir Choukhov, avait donc vu juste. Son idée a résisté à l'épreuve du temps et mieux encore, le temps a confirmé la performance du système qu'il a imaginé et jusque dans des conditions bien plus extrêmes que lui-même, en son temps, ne pouvait supposer.

7. Bibliographie

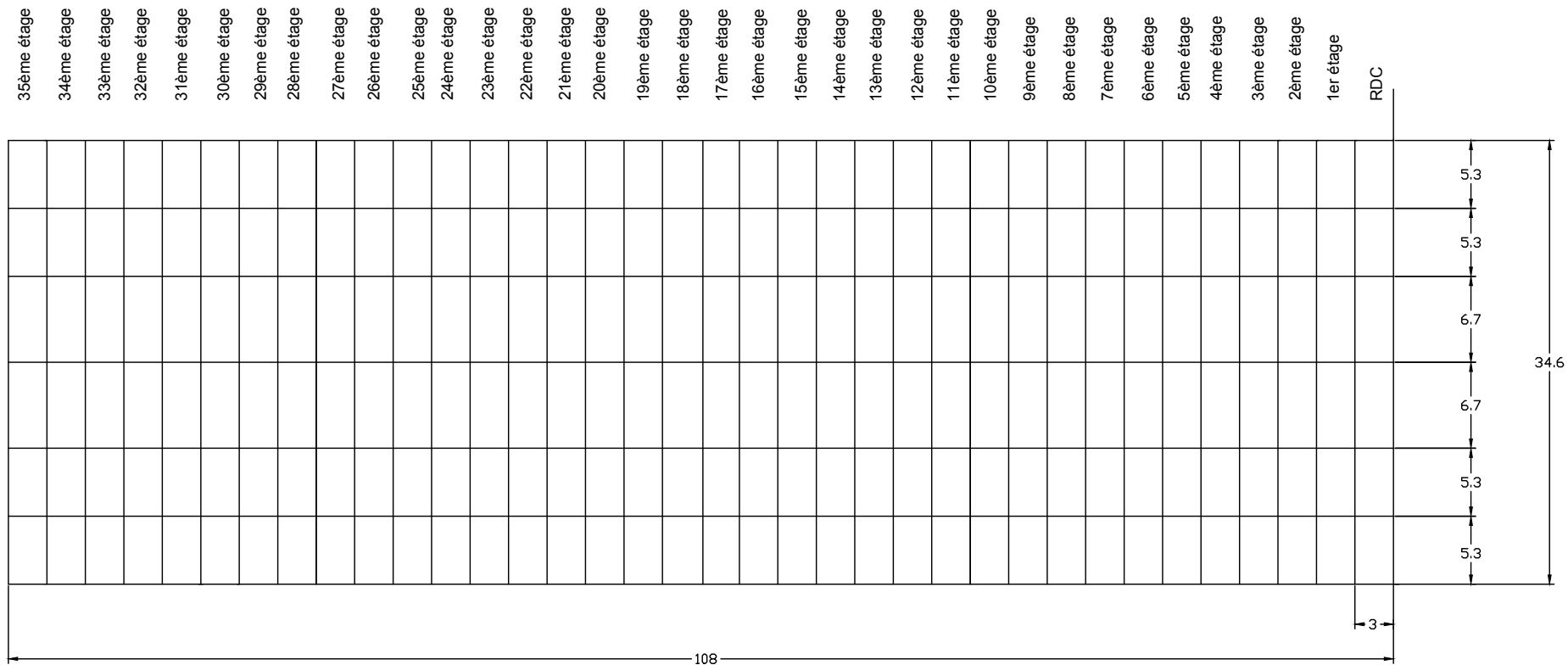
- [1] C. Doneux, *Chapitre 1 : Introduction à l'acier*, LGCIV2033 : Les structures métalliques et mixtes. UCLouvain, Ecole Polytechnique de Louvain : Louvain-La-Neuve, 2016.
- [2] *Constructions métalliques à plusieurs étages - Partie 2 : Le concept de design*, Constructions métalliques en Europe. 2012.
- [3] M. Tayyab Sohail, *Control of lateral drift of Medium to High-rise buildings using Concrete Bracings*, Pakistan, 2013.
- [4] ArcelorMittal Europe, *Profilés et Aciers Marchands*, Catalogue de profilés ArcelorMittal. Luxembourg, 2018.
- [5] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *Eurocode 1 : Actions on structures - Part 1-4 : General actions - Wind actions*. Normes européennes : Bruxelles, 2010.
- [6] CSTC, *Wind Interactive (WInt) calcul des pressions de vent*. 2016.
- [7] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *Eurocode - Basis of structural design*. Normes européennes : Bruxelles, 2005.
- [8] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Normes européennes : Bruxelles, 2005.
- [9] *Sécurité incendie*. Disponible sur "<https://www.infosteel.be/fr/materiaux/technique-normes/securite-incendie.html#résistance-au-feu>"
- [10] O. Vassart, *Conception au feu*, LGCIV2044 : Les structures en situation d'incendie et de séisme. UCLouvain, Ecole Polytechnique de Louvain : Louvain-La-Neuve, 2019.
- [11] Le conseil des communautés européennes, *Directive 89/106/CEE du Conseil du 21 décembre 1988 relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des États membres concernant les produits de construction*. Bruxelles, 1989.
- [12] *Constructions métalliques à plusieurs étages - Partie 6: Ingénierie incendie*, Constructions métalliques en Europe. 2012.
- [13] P. Dewael, *Arrêté royal modifiant l'arrêté royal du 7 juillet 1994 fixant les normes de base en matière de prévention contre l'incendie et l'explosion, auxquelles les bâtiments nouveaux doivent satisfaire*. Bruxelles, 2007.

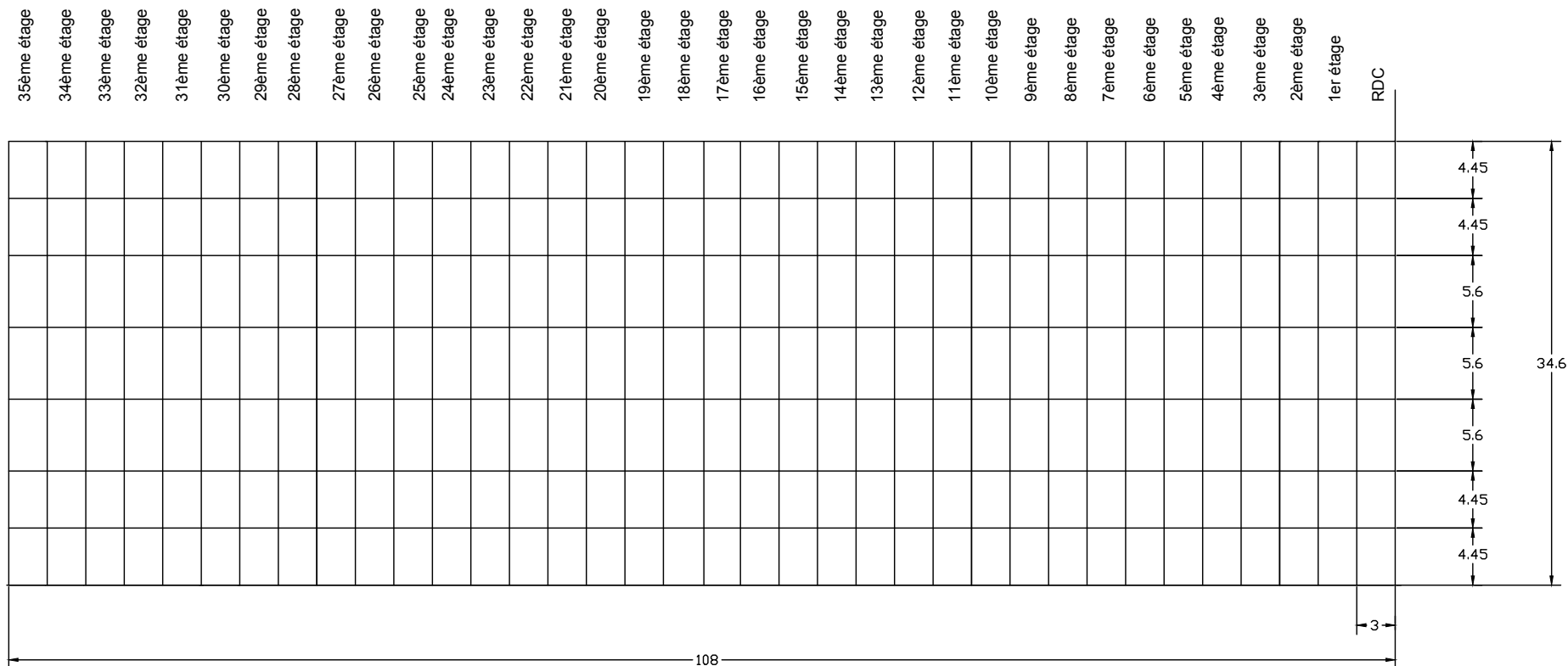
- [14] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *Eurocode 1 : Actions on structures - Part 1-2 : General actions - Actions on structures exposed to fire*. Normes européennes : Bruxelles, 2002.
- [15] O. Vassart, *Ingénierie incendie*, LGCIV2033 : Les structures métalliques et mixtes. UCLouvain, Ecole Polytechnique de Louvain : Louvain-La-Neuve, 2016.
- [16] ULiège et ArcelorMittal Europe, *Ozone*.
- [17] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1-2 : General rules - Structural fire design*. Normes européennes : Bruxelles, 2005.
- [18] C. Doneux, *Chapitre 2 : Classification des sections*, LGCIV2033 : Les structures métalliques et mixtes. UCLouvain, Ecole Polytechnique de Louvain : Louvain-La-Neuve, 2016.
- [19] N. b Panchal, *Optimum Angle of Diagrid Structural System*, *Int. J. Eng. Tech. Res. Ijetr*, vol. 2, no. 6, Jun. 2014.
- [20] Simulia, *ABAQUS*.
- [21] O. Vassart, B. Zhao, L.-G. Cajot, F. Robert, U. Meyer, and A. Frangi, *Eurocodes: Contexte et applications pour la conception au feu des structures*. Luxembourg : Martin Poljanšek, Borislava Nikolova, Luisa Sousa, Silvia Dimova, Arthur Pinto, 2014.
- [22] E. Garavaglia, A. Pizzigoni, L. Sgambi, and N. Basso, *Collapse behaviour in reciprocal space frame structures*. *Structural Engineering and Mechanics*, 46(4): 533-547. Techno-Presse, Korea, 2013. ISSN: 1225-4568
- [23] L. Sgambi, S. Zambelli, C. Pagani, and F. Bontempi, *Experimental and Numerical Assessment of a Special Joint Connection for Precast Columns*. *Proceedings of the 2011 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics*, Seoul, Korea. Techno-Press, pp. 2549–2561, Sep-2011. ISSN: 9788989693321
- [24] L. Sgambi, *Explicit formulation for three-dimensional cyclic analysis of R.C. structures*. *Proceedings of the Third Joint Conference of Italian Group of Computational Mechanics and Ibero-Latin American Association of Computational Methods in Engineering*. Giulianova Lido, Italie, Jun-2002.
- [25] Simulia, *Abaqus Analysis User's Manual : 26.2.1 Truss elements*.

8. Annexe

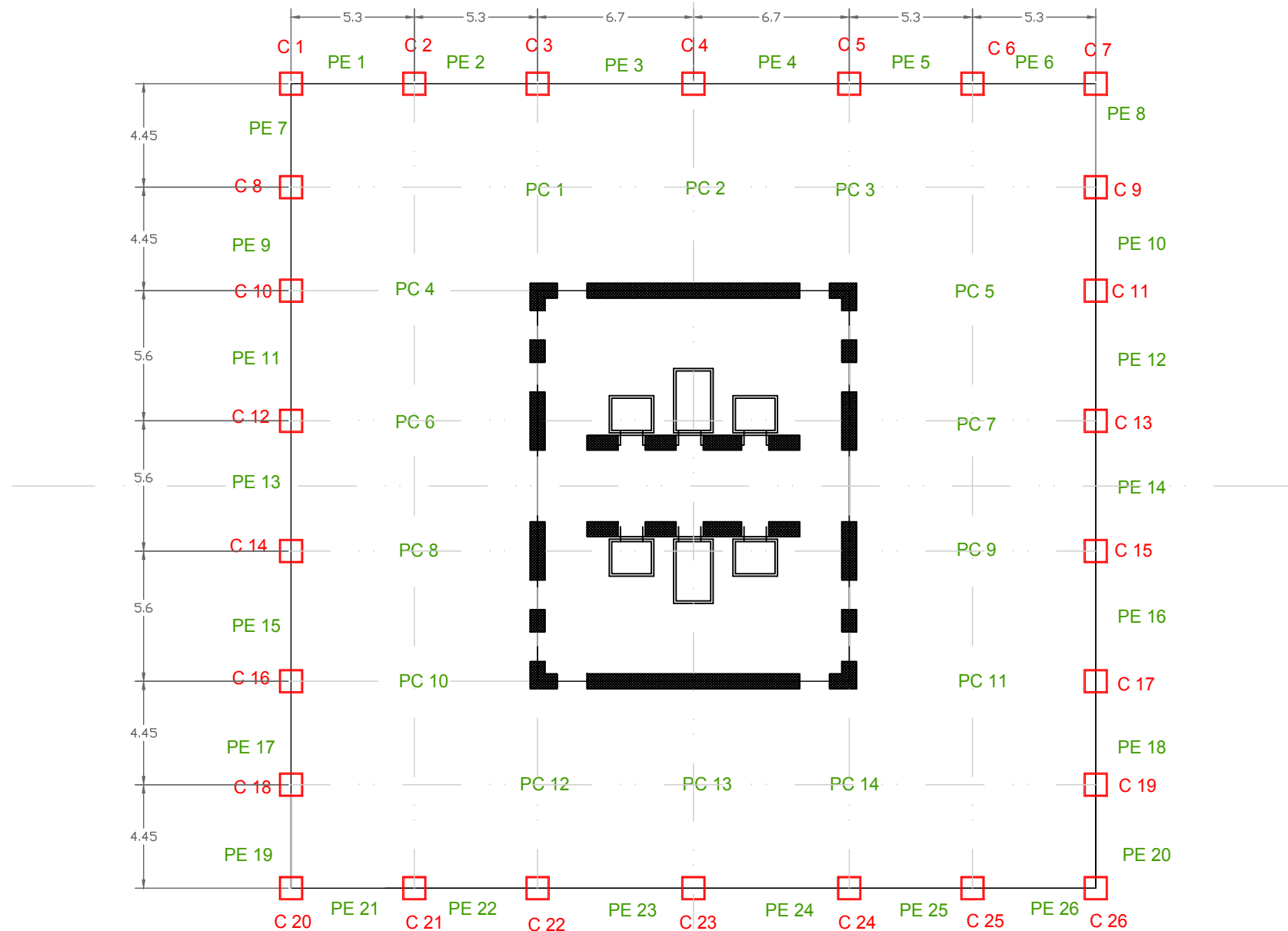
8.1 STRUCTURE COMPOSÉE DE POTEAUX ET DE POUTRES

8.1.1 Vue en élévation

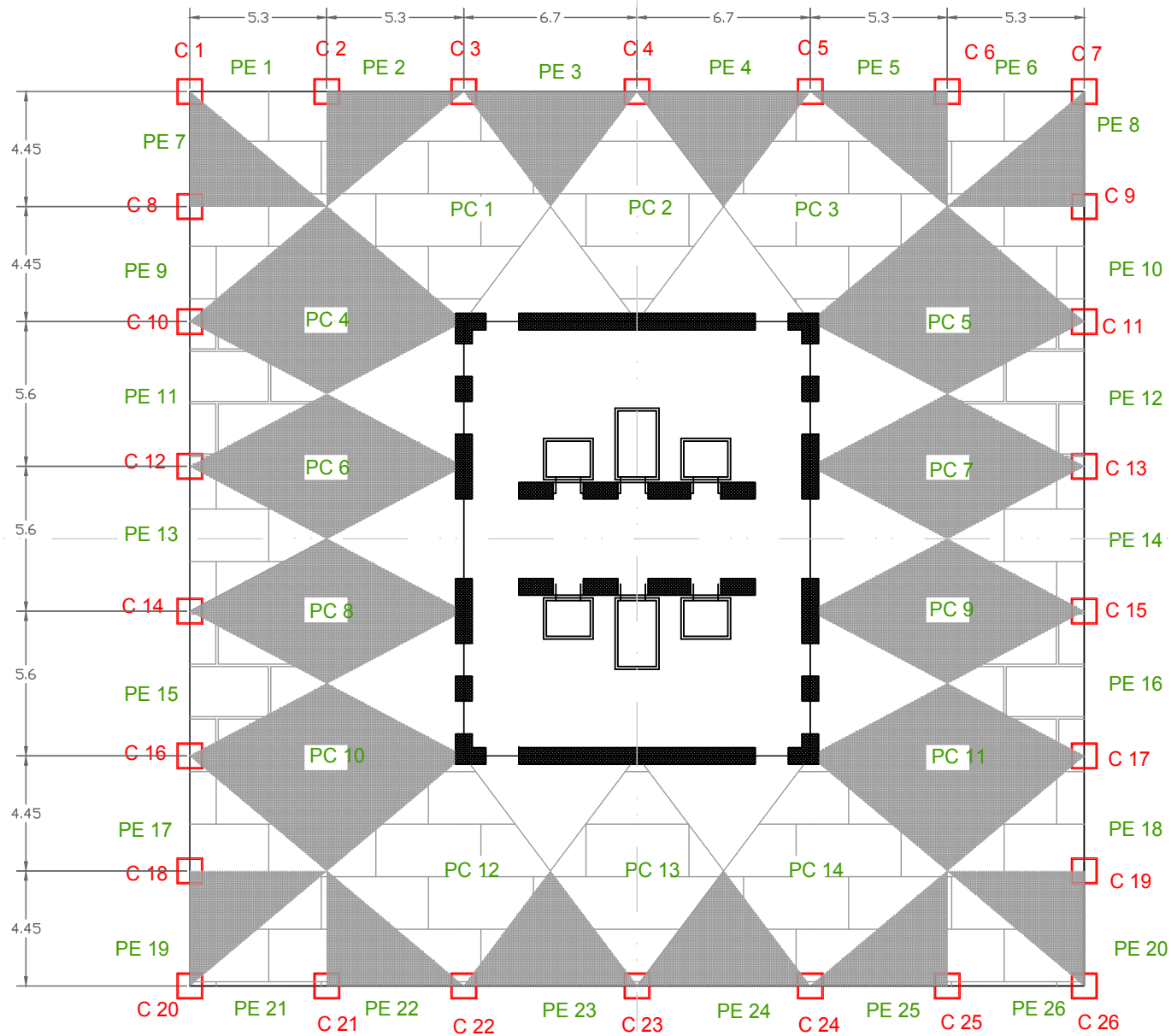




8.1.2 Plan d'un étage type



8.1.3 Plan des aires reprises par les poutres



8.1.4 Tableaux récapitulatifs des poutres et colonnes

Tableau 33 - Poutres et colonnes de l'étage 35 à l'étage 18 structure poteaux-poutres

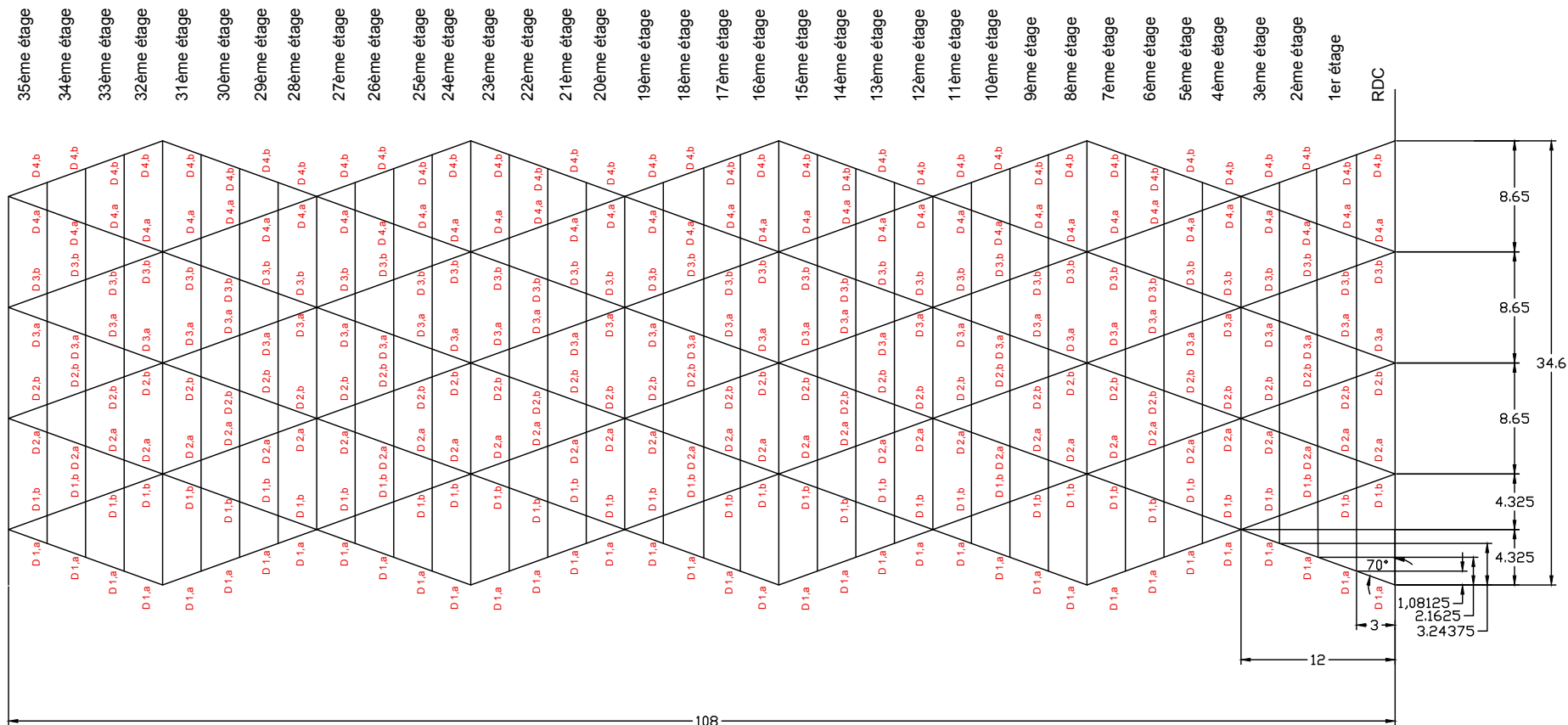
	Poutre		Colonne			Poutre		Colonne			Poutre		Colonne	
Etage 35	PE1	IPE 220	C1	carré 050x050 - 03,2	Etage 29	PE1	IPE 240	C1	carré 100x100 - 08,0	Etage 23	PE1	IPE 240	C1	carré 120x120 - 12,5
	PE2	IPE 220	C2	carré 050x050 - 03,2		PE2	IPE 240	C2	carré 100x100 - 08,0		PE2	IPE 240	C2	carré 120x120 - 12,5
	PE3	IPE 270	C3	carré 060x060 - 05,0		PE3	IPE 300	C3	carré 160x160 - 12,5		PE3	IPE 300	C3	carré 200x200 - 16,0
	PE7	IPE 200	C4	carré 060x060 - 05,0		PE7	IPE 220	C4	carré 150x150 - 12,5		PE7	IPE 220	C4	carré 200x200 - 16,0
	PC1	IPE 400	C8	carré 050x050 - 03,2		PC1	IPE 500	C8	carré 100x100 - 08,0		PC1	IPE 500	C8	carré 120x120 - 12,5
	PC2	IPE 360	C10	carré 060x060 - 05,0		PC2	IPE 450	C10	carré 160x160 - 12,5		PC2	IPE 450	C10	carré 250x250 - 12,5
	PE9	IPE 200	C12	carré 060x060 - 05,0		PE9	IPE 220	C12	carré 150x150 - 12,5		PE9	IPE 220	C12	carré 200x200 - 16,0
	PC4	IPE 450				PC4	IPE 550				PC4	IPE 550		
	PE11	IPE 240				PE11	IPE 270				PE11	IPE 270		
	PC6	IPE 400				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500		
	PE13	IPE 240				PE13	IPE 270				PE13	IPE 270		
Etage 34	PE1	IPE 270	C1	carré 060x060 - 04,0	Etage 28	PE1	IPE 220	C1	carré 100x100 - 08,0	Etage 22	PE1	IPE 240	C1	carré 120x120 - 12,5
	PE2	IPE 270	C2	carré 060x060 - 04,0		PE2	IPE 240	C2	carré 100x100 - 08,0		PE2	IPE 240	C2	carré 120x120 - 12,5
	PE3	IPE 330	C3	carré 080x080 - 08,0		PE3	IPE 300	C3	carré 180x180 - 12,5		PE3	IPE 300	C3	carré 250x250 - 16,0
	PE7	IPE 270	C4	carré 080x080 - 06,3		PE7	IPE 220	C4	carré 160x160 - 12,5		PE7	IPE 220	C4	carré 250x250 - 12,5
	PC1	IPE 550	C8	carré 060x060 - 04,0		PC1	IPE 450	C8	carré 100x100 - 08,0		PC1	IPE 500	C8	carré 120x120 - 12,5
	PC2	IPE 500	C10	carré 080x080 - 08,0		PC2	IPE 450	C10	carré 160x160 - 12,5		PC2	IPE 450	C10	carré 250x250 - 16,0
	PE9	IPE 270	C12	carré 080x080 - 06,3		PE9	IPE 220	C12	carré 160x160 - 12,5		PE9	IPE 220	C12	carré 250x250 - 12,5
	PC4	IPE 600				PC4	IPE 550				PC4	IPE 550		
	PE11	IPE 300				PE11	IPE 270				PE11	IPE 270		
	PC6	IPE 550				PC6	IPE 450				PC6	IPE 500		
	PE13	IPE 300				PE13	IPE 270				PE13	IPE 270		
Etage 33	PE1	IPE 270	C1	carré 070x070 - 05,0	Etage 27	PE1	IPE 240	C1	carré 100x100 - 10,0	Etage 21	PE1	IPE 240	C1	carré 120x120 - 12,5
	PE2	IPE 270	C2	carré 070x070 - 05,0		PE2	IPE 240	C2	carré 100x100 - 10,0		PE2	IPE 240	C2	carré 120x120 - 12,5
	PE3	IPE 330	C3	carré 100x100 - 10,0		PE3	IPE 300	C3	carré 180x180 - 12,5		PE3	IPE 300	C3	carré 250x250 - 16,0
	PE7	IPE 270	C4	carré 100x100 - 08,0		PE7	IPE 220	C4	carré 180x180 - 12,5		PE7	IPE 220	C4	carré 250x250 - 16,0
	PC1	IPE 550	C8	carré 070x070 - 05,0		PC1	IPE 500	C8	carré 100x100 - 10,0		PC1	IPE 500	C8	carré 120x120 - 12,5
	PC2	IPE 500	C10	carré 100x100 - 10,0		PC2	IPE 450	C10	carré 180x180 - 12,5		PC2	IPE 450	C10	carré 250x250 - 16,0
	PE9	IPE 270	C12	carré 100x100 - 08,0		PE9	IPE 220	C12	carré 180x180 - 12,5		PE9	IPE 220	C12	carré 250x250 - 16,0
	PC4	IPE 600				PC4	IPE 550				PC4	IPE 550		
	PE11	IPE 300				PE11	IPE 270				PE11	IPE 270		
	PC6	IPE 550				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500		
	PE13	IPE 300				PE13	IPE 270				PE13	IPE 270		
Etage 32	PE1	IPE 270	C1	carré 080x080 - 06,3	Etage 26	PE1	IPE 240	C1	carré 120x120 - 08,0	Etage 20	PE1	IPE 240	C1	carré 140x140 - 12,5
	PE2	IPE 270	C2	carré 080x080 - 06,3		PE2	IPE 240	C2	carré 120x120 - 08,0		PE2	IPE 240	C2	carré 140x140 - 12,5
	PE3	IPE 330	C3	carré 120x120 - 10,0		PE3	IPE 300	C3	carré 180x180 - 16,0		PE3	IPE 300	C3	carré 250x250 - 16,0
	PE7	IPE 270	C4	carré 120x120 - 10,0		PE7	IPE 220	C4	carré 180x180 - 16,0		PE7	IPE 220	C4	carré 250x250 - 16,0
	PC1	IPE 550	C8	carré 080x080 - 06,3		PC1	IPE 500	C8	carré 120x120 - 08,0		PC1	IPE 500	C8	carré 140x140 - 12,5
	PC2	IPE 500	C10	carré 120x120 - 10,0		PC2	IPE 450	C10	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 450	C10	carré 250x250 - 16,0
	PE9	IPE 270	C12	carré 120x120 - 10,0		PE9	IPE 220	C12	carré 180x180 - 16,0		PE9	IPE 220	C12	carré 250x250 - 16,0
	PC4	IPE 600				PC4	IPE 550				PC4	IPE 550		
	PE11	IPE 300				PE11	IPE 270				PE11	IPE 270		
	PC6	IPE 550				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500		
	PE13	IPE 300				PE13	IPE 270				PE13	IPE 270		
Etage 31	PE1	IPE 240	C1	carré 080x080 - 08,0	Etage 25	PE1	IPE 240	C1	carré 120x120 - 10,0	Etage 19	PE1	IPE 240	C1	carré 140x140 - 12,5
	PE2	IPE 240	C2	carré 080x080 - 08,0		PE2	IPE 240	C2	carré 120x120 - 10,0		PE2	IPE 240	C2	carré 140x140 - 12,5
	PE3	IPE 300	C3	carré 120x120 - 12,5		PE3	IPE 300	C3	carré 180x180 - 16,0		PE3	IPE 300	C3	carré 250x250 - 16,0
	PE7	IPE 220	C4	carré 120x120 - 12,5		PE7	IPE 220	C4	carré 180x180 - 16,0		PE7	IPE 220	C4	carré 250x250 - 16,0
	PC1	IPE 500	C8	carré 080x080 - 08,0		PC1	IPE 500	C8	carré 120x120 - 10,0		PC1	IPE 500	C8	carré 140x140 - 12,5
	PC2	IPE 450	C10	carré 140x140 - 10,0		PC2	IPE 450	C10	carré 200x200 - 16,0		PC2	IPE 450	C10	carré 250x250 - 16,0
	PE9	IPE 220	C12	carré 120x120 - 12,5		PE9	IPE 220	C12	carré 180x180 - 16,0		PE9	IPE 220	C12	carré 250x250 - 16,0
	PC4	IPE 550				PC4	IPE 550				PC4	IPE 550		
	PE11	IPE 270				PE11	IPE 270				PE11	IPE 270		
	PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500		
	PE13	IPE 270				PE13	IPE 270				PE13	IPE 270		
Etage 30	PE1	IPE 240	C1	carré 090x090 - 08,0	Etage 24	PE1	IPE 240	C1	carré 120x120 - 10,0	Etage 18	PE1	IPE 240	C1	carré 140x140 - 12,5
	PE2	IPE 240	C2	carré 090x090 - 08,0		PE2	IPE 240	C2	carré 120x120 - 10,0		PE2	IPE 240	C2	carré 140x140 - 12,5
	PE3	IPE 300	C3	carré 140x140 - 12,5		PE3	IPE 300	C3	carré 200x200 - 16,0		PE3	IPE 300	C3	carré 300x300 - 16,0
	PE7	IPE 220	C4	carré 140x140 - 12,5		PE7	IPE 220	C4	carré 180x180 - 16,0		PE7	IPE 220	C4	carré 250x250 - 16,0
	PC1	IPE 500	C8	carré 090x090 - 08,0		PC1	IPE 500	C8	carré 120x120 - 10,0		PC1	IPE 500	C8	carré 140x140 - 12,5
	PC2	IPE 450	C10	carré 140x140 - 12,5		PC2	IPE 450	C10	carré 200x200 - 16,0		PC2	IPE 450	C10	carré 300x300 - 16,0
	PE9	IPE 220	C12	carré 140x140 - 12,5		PE9	IPE 220	C12	carré 180x180 - 16,0		PE9	IPE 220	C12	carré 250x250 - 16,0
	PC4	IPE 550				PC4	IPE 550				PC4	IPE 550		
	PE11	IPE 270				PE11	IPE 270				PE11	IPE 270		
	PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500		
	PE13	IPE 270				PE13	IPE 270				PE13	IPE 270		

Tableau 34 - Poutres et colonnes de l'étage 17 au RDC structure poteaux-poutres

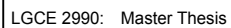
	Poutre				Colonne		Poutre				Colonne		Poutre				Colonne
Etage 17	PE1	IPE 240	C1	carré 140x140 - 12,5	Etage 11	PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 12,5	Etage 5	PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 16,0			
	PE2	IPE 240	C2	carré 140x140 - 12,5		PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 12,5		PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 16,0			
	PE3	IPE 300	C3	carré 300x300 - 16,0		PE3	IPE 300	C3	carré 350x350 - 16,0		PE3	IPE 300	C3	carré 400x400 - 20,0			
	PE7	IPE 220	C4	carré 300x300 - 16,0		PE7	IPE 220	C4	carré 350x350 - 16,0		PE7	IPE 220	C4	carré 400x400 - 16,0			
	PC1	IPE 500	C8	carré 140x140 - 12,5		PC1	IPE 500	C8	carré 180x180 - 12,5		PC1	IPE 500	C8	carré 180x180 - 16,0			
	PC2	IPE 450	C10	carré 300x300 - 16,0		PC2	IPE 450	C10	carré 350x350 - 16,0		PC2	IPE 450	C10	carré 400x400 - 16,0			
	PE9	IPE 220	C12	carré 300x300 - 16,0		PE9	IPE 220	C12	carré 350x350 - 16,0		PE9	IPE 220	C12	carré 400x400 - 16,0			
	PC4	IPE 550				PC4	IPE 550				PC4	IPE 550					
	PE11	IPE 270				PE11	IPE 270				PE11	IPE 270					
	PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500					
	PE13	IPE 270				PE13	IPE 270				PE13	IPE 270					
	Etage 16	PE1	IPE 240	C1		carré 150x150 - 12,5	Etage 10	PE1	IPE 240		C1	carré 180x180 - 12,5	Etage 4	PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 16,0
		PE2	IPE 240	C2		carré 150x150 - 12,5		PE2	IPE 240		C2	carré 180x180 - 12,5		PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 16,0
PE3		IPE 300	C3	carré 300x300 - 16,0	PE3	IPE 300		C3	carré 400x400 - 16,0	PE3	IPE 300	C3		carré 400x400 - 20,0			
PE7		IPE 220	C4	carré 300x300 - 16,0	PE7	IPE 220		C4	carré 350x350 - 16,0	PE7	IPE 220	C4		carré 400x400 - 16,0			
PC1		IPE 500	C8	carré 150x150 - 12,5	PC1	IPE 500		C8	carré 180x180 - 12,5	PC1	IPE 500	C8		carré 180x180 - 16,0			
PC2		IPE 450	C10	carré 300x300 - 16,0	PC2	IPE 450		C10	carré 400x400 - 16,0	PC2	IPE 450	C10		carré 400x400 - 20,0			
PE9		IPE 220	C12	carré 300x300 - 16,0	PE9	IPE 220		C12	carré 350x350 - 16,0	PE9	IPE 220	C12		carré 400x400 - 16,0			
PC4		IPE 550			PC4	IPE 550				PC4	IPE 550						
PE11		IPE 270			PE11	IPE 270				PE11	IPE 270						
PC6		IPE 500			PC6	IPE 500				PC6	IPE 500						
PE13		IPE 270			PE13	IPE 270				PE13	IPE 270						
Etage 15		PE1	IPE 240	C1	carré 150x150 - 12,5	Etage 9		PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 16,0	Etage 3		PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 16,0
		PE2	IPE 240	C2	carré 160x160 - 12,5			PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 16,0			PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 16,0
	PE3	IPE 300	C3	carré 300x300 - 16,0	PE3		IPE 300	C3	carré 400x400 - 16,0	PE3	IPE 300		C3	carré 400x400 - 20,0			
	PE7	IPE 220	C4	carré 300x300 - 16,0	PE7		IPE 220	C4	carré 350x350 - 16,0	PE7	IPE 220		C4	carré 400x400 - 20,0			
	PC1	IPE 500	C8	carré 150x150 - 12,5	PC1		IPE 500	C8	carré 180x180 - 16,0	PC1	IPE 500		C8	carré 180x180 - 16,0			
	PC2	IPE 450	C10	carré 300x300 - 16,0	PC2		IPE 450	C10	carré 400x400 - 16,0	PC2	IPE 450		C10	carré 400x400 - 20,0			
	PE9	IPE 220	C12	carré 300x300 - 16,0	PE9		IPE 220	C12	carré 350x350 - 16,0	PE9	IPE 220		C12	carré 400x400 - 20,0			
	PC4	IPE 550			PC4		IPE 550			PC4	IPE 550						
	PE11	IPE 270			PE11		IPE 270			PE11	IPE 270						
	PC6	IPE 500			PC6		IPE 500			PC6	IPE 500						
	PE13	IPE 270			PE13		IPE 270			PE13	IPE 270						
	Etage 14	PE1	IPE 240	C1	carré 160x160 - 12,5		Etage 8	PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 16,0		Etage 2	PE1	IPE 240	C1	carré 200x200 - 16,0
		PE2	IPE 240	C2	carré 160x160 - 12,5			PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 16,0			PE2	IPE 240	C2	carré 200x200 - 16,0
PE3		IPE 300	C3	carré 350x350 - 16,0	PE3	IPE 300		C3	carré 400x400 - 16,0	PE3	IPE 300	C3		carré 400x400 - 20,0			
PE7		IPE 220	C4	carré 300x300 - 16,0	PE7	IPE 220		C4	carré 400x400 - 16,0	PE7	IPE 220	C4		carré 400x400 - 20,0			
PC1		IPE 500	C8	carré 160x160 - 12,5	PC1	IPE 500		C8	carré 180x180 - 16,0	PC1	IPE 500	C8		carré 200x200 - 16,0			
PC2		IPE 450	C10	carré 350x350 - 16,0	PC2	IPE 450		C10	carré 400x400 - 16,0	PC2	IPE 450	C10		carré 400x400 - 20,0			
PE9		IPE 220	C12	carré 300x300 - 16,0	PE9	IPE 220		C12	carré 400x400 - 16,0	PE9	IPE 220	C12		carré 400x400 - 20,0			
PC4		IPE 550			PC4	IPE 550				PC4	IPE 550						
PE11		IPE 270			PE11	IPE 270				PE11	IPE 270						
PC6		IPE 500			PC6	IPE 500				PC6	IPE 500						
PE13		IPE 270			PE13	IPE 270				PE13	IPE 270						
Etage 13		PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 12,5	Etage 7		PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 16,0	Etage 1		PE1	IPE 270	C1	carré 200x200 - 16,0
		PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 12,5			PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 16,0			PE2	IPE 270	C2	carré 200x200 - 16,0
	PE3	IPE 300	C3	carré 350x350 - 16,0	PE3		IPE 300	C3	carré 400x400 - 16,0	PE3	IPE 330		C3	carré 400x400 - 20,0			
	PE7	IPE 220	C4	carré 300x300 - 16,0	PE7		IPE 220	C4	carré 400x400 - 16,0	PE7	IPE 240		C4	carré 400x400 - 20,0			
	PC1	IPE 500	C8	carré 180x180 - 12,5	PC1		IPE 500	C8	carré 180x180 - 16,0	PC1	IPE 550		C8	carré 200x200 - 16,0			
	PC2	IPE 450	C10	carré 350x350 - 16,0	PC2		IPE 450	C10	carré 400x400 - 16,0	PC2	IPE 500		C10	carré 400x400 - 20,0			
	PE9	IPE 220	C12	carré 300x300 - 16,0	PE9		IPE 220	C12	carré 400x400 - 16,0	PE9	IPE 240		C12	carré 400x400 - 20,0			
	PC4	IPE 550			PC4		IPE 550			PC4	IPE 600						
	PE11	IPE 270			PE11		IPE 270			PE11	IPE 300						
	PC6	IPE 500			PC6		IPE 500			PC6	IPE 550						
	PE13	IPE 270			PE13		IPE 270			PE13	IPE 300						
	Etage 12	PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 12,5		Etage 6	PE1	IPE 240	C1	carré 180x180 - 16,0		RDC	PE1	IPE 270	C1	carré 200x200 - 16,0
		PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 12,5			PE2	IPE 240	C2	carré 180x180 - 16,0			PE2	IPE 270	C2	carré 200x200 - 16,0
PE3		IPE 300	C3	carré 350x350 - 16,0	PE3	IPE 300		C3	carré 400x400 - 20,0	PE3	IPE 330	C3		carré 400x400 - 20,0			
PE7		IPE 220	C4	carré 350x350 - 16,0	PE7	IPE 220		C4	carré 400x400 - 16,0	PE7	IPE 240	C4		carré 400x400 - 20,0			
PC1		IPE 500	C8	carré 180x180 - 12,5	PC1	IPE 500		C8	carré 180x180 - 16,0	PC1	IPE 550	C8		carré 200x200 - 16,0			
PC2		IPE 450	C10	carré 350x350 - 16,0	PC2	IPE 450		C10	carré 400x400 - 20,0	PC2	IPE 500	C10		carré 400x400 - 20,0			
PE9		IPE 220	C12	carré 350x350 - 16,0	PE9	IPE 220		C12	carré 400x400 - 16,0	PE9	IPE 240	C12		carré 400x400 - 20,0			
PC4		IPE 550			PC4	IPE 550				PC4	IPE 600						
PE11		IPE 270			PE11	IPE 270				PE11	IPE 300						
PC6		IPE 500			PC6	IPE 500				PC6	IPE 550						
PE13		IPE 270			PE13	IPE 270				PE13	IPE 300						

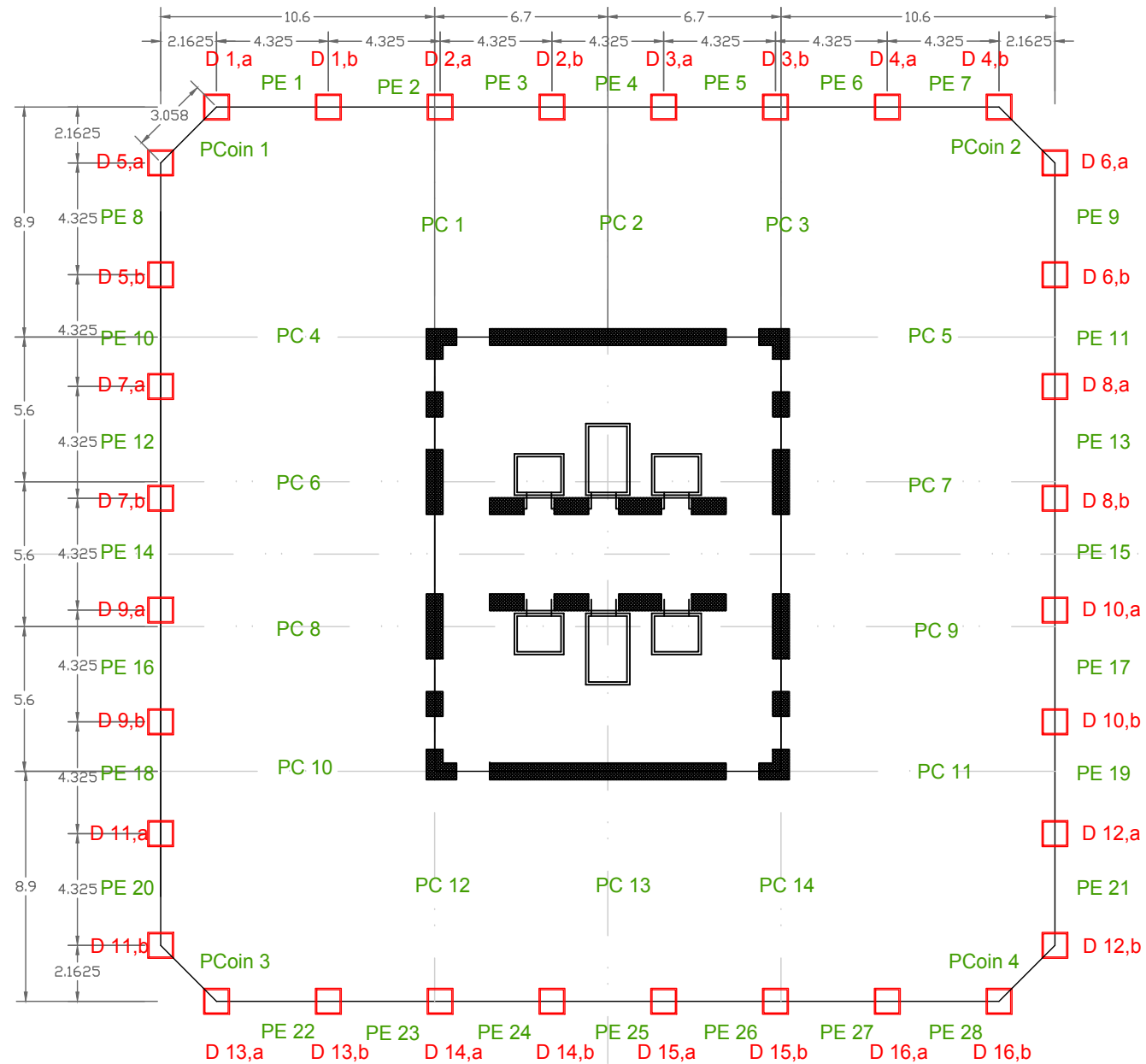
8.2 STRUCTURE DIAGRID

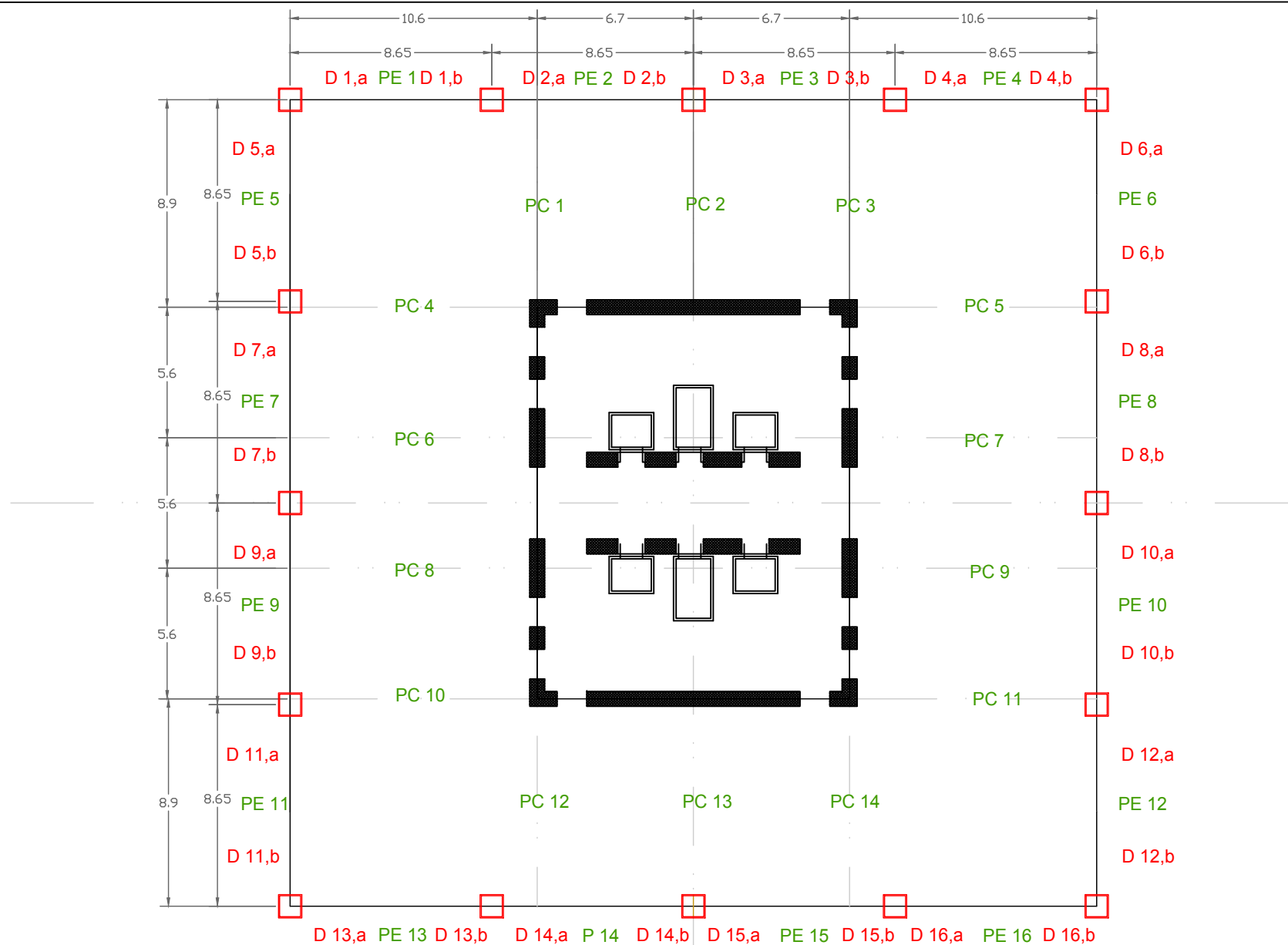
8.2.1 Vue en élévation



8.2.2 Plan des étages







8.2.3 Tableaux récapitulatifs des poutres et colonnes

Tableau 35 - Poutres et colonnes de l'étage 35 à l'étage 18 structure diagrid

	Poutre				Poutre				Poutre				Colonne		
	Colonne				Colonne				Colonne				Colonne		
Etage 35	PCoin1	IPE 270	D1,a	carré 040x040 - 04,0	Etage 29	PCoin1	IPE 160	D1,a	carré 090x090 - 08,0	Etage 23	PE1	IPE 400	D1,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE1	IPE 330	D1,b	carré 040x040 - 04,0		PE1	IPE 220	D1,b	carré 090x090 - 08,0		PE2	IPE 400	D1,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE2	IPE 330	D2,a	carré 050x050 - 06,3		PE2	IPE 220	D2,a	carré 140x140 - 12,5		PC1	IPE 500	D2,a	carré 180x180 - 16,0	
	PC1	IPE 400	D2,b	carré 050x050 - 06,3		PC1	IPE 500	D2,b	carré 140x140 - 12,5		PC2	IPE 450	D2,b	carré 180x180 - 16,0	
	PC2	IPE 360	D5,a	carré 040x040 - 04,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 090x090 - 08,0		PE5	IPE 400	D5,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE4	IPE 360	D5,b	carré 040x040 - 04,0		PE8	IPE 220	D5,b	carré 090x090 - 08,0		PE7	IPE 400	D5,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE6	IPE 360	D7,a	carré 050x050 - 06,3		PE10	IPE 220	D7,a	carré 140x140 - 12,5		PC4	IPE 550	D7,a	carré 180x180 - 16,0	
	PC4	IPE 450	D7,b	carré 050x050 - 06,3		PC4	IPE 550	D7,b	carré 140x140 - 12,5		PC6	IPE 500	D7,b	carré 180x180 - 16,0	
PC6	IPE 400				PC6	IPE 500									
Etage 34	PCoin1	IPE 240	D1,a	carré 050x050 - 05,0	Etage 28	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 090x090 - 08,0	Etage 22	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE1	IPE 140	D1,b	carré 050x050 - 05,0		PE1	IPE 120	D1,b	carré 090x090 - 08,0		PE1	IPE 300	D1,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE2	IPE 330	D2,a	carré 070x070 - 08,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 160x160 - 12,5		PE2	IPE 120	D2,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC1	IPE 550	D2,b	carré 060x060 - 08,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 140x140 - 12,5		PC1	IPE 500	D2,b	carré 180x180 - 16,0	
	PC2	IPE 500	D5,a	carré 050x050 - 05,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 090x090 - 08,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE8	IPE 200	D5,b	carré 050x050 - 05,0		PE8	IPE 180	D5,b	carré 090x090 - 08,0		PE8	IPE 300	D5,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE10	IPE 360	D7,a	carré 070x070 - 08,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 160x160 - 12,5		PE10	IPE 120	D7,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC4	IPE 600	D7,b	carré 060x060 - 08,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 140x140 - 12,5		PC4	IPE 550	D7,b	carré 180x180 - 16,0	
PC6	IPE 550				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				
Etage 33	PCoin1	IPE 180	D1,a	carré 050x050 - 06,3	Etage 27	PCoin1	IPE 240	D1,a	carré 100x100 - 10,0	Etage 21	PCoin1	IPE 160	D1,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE1	IPE 240	D1,b	carré 050x050 - 06,3		PE1	IPE 240	D1,b	carré 100x100 - 10,0		PE1	IPE 220	D1,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE2	IPE 240	D2,a	carré 100x100 - 10,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 160x160 - 12,5		PE2	IPE 220	D2,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC1	IPE 550	D2,b	carré 090x090 - 08,0		PC1	IPE 220	D2,b	carré 160x160 - 12,5		PC1	IPE 500	D2,b	carré 250x250 - 16,0	
	PC2	IPE 500	D5,a	carré 050x050 - 06,3		PC2	IPE 500	D5,a	carré 100x100 - 10,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE8	IPE 240	D5,b	carré 050x050 - 06,3		PE4	IPE 450	D5,b	carré 100x100 - 10,0		PE8	IPE 220	D5,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE10	IPE 240	D7,a	carré 100x100 - 10,0		PE6	IPE 220	D7,a	carré 160x160 - 12,5		PE10	IPE 220	D7,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC4	IPE 600	D7,b	carré 100x100 - 10,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 160x160 - 12,5		PC4	IPE 550	D7,b	carré 250x250 - 16,0	
PC6	IPE 550				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				
Etage 32	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 070x070 - 06,3	Etage 26	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 100x100 - 10,0	Etage 20	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE1	IPE 330	D1,b	carré 070x070 - 06,3		PE1	IPE 120	D1,b	carré 100x100 - 10,0		PE1	IPE 120	D1,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE2	IPE 140	D2,a	carré 120x120 - 10,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 180x180 - 16,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC1	IPE 550	D2,b	carré 120x120 - 10,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 180x180 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 250x250 - 16,0	
	PC2	IPE 500	D5,a	carré 070x070 - 06,3		PC2	IPE 450	D5,a	carré 100x100 - 10,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE8	IPE 360	D5,b	carré 070x070 - 06,3		PE8	IPE 180	D5,b	carré 100x100 - 10,0		PE8	IPE 180	D5,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE10	IPE 140	D7,a	carré 120x120 - 10,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 180x180 - 16,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC4	IPE 600	D7,b	carré 120x120 - 10,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 180x180 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 250x250 - 16,0	
PC6	IPE 550				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				
Etage 31	PE1	IPE 400	D1,a	carré 070x070 - 08,0	Etage 25	PCoin1	IPE 160	D1,a	carré 120x120 - 10,0	Etage 19	PCoin1	IPE 330	D1,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE2	IPE 400	D1,b	carré 070x070 - 08,0		PE1	IPE 220	D1,b	carré 120x120 - 10,0		PE1	IPE 400	D1,b	carré 120x120 - 12,5	
	PC1	IPE 500	D2,a	carré 120x120 - 12,5		PE2	IPE 220	D2,a	carré 180x180 - 16,0		PE2	IPE 400	D2,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC2	IPE 450	D2,b	carré 120x120 - 12,5		PC1	IPE 500	D2,b	carré 180x180 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 250x250 - 16,0	
	PE5	IPE 400	D5,a	carré 080x080 - 08,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 120x120 - 10,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE7	IPE 400	D5,b	carré 080x080 - 08,0		PE8	IPE 220	D5,b	carré 120x120 - 10,0		PE4	IPE 400	D5,b	carré 120x120 - 12,5	
	PC4	IPE 550	D7,a	carré 120x120 - 10,0		PE10	IPE 220	D7,a	carré 180x180 - 16,0		PE6	IPE 400	D7,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC6	IPE 500	D7,b	carré 120x120 - 12,5		PC4	IPE 550	D7,b	carré 180x180 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 250x250 - 16,0	
					PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				
Etage 30	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 080x080 - 08,0	Etage 24	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 120x120 - 10,0	Etage 18	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE1	IPE 300	D1,b	carré 080x080 - 08,0		PE1	IPE 300	D1,b	carré 120x120 - 10,0		PE1	IPE 120	D1,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE2	IPE 120	D2,a	carré 120x120 - 12,5		PE2	IPE 120	D2,a	carré 180x180 - 16,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC1	IPE 500	D2,b	carré 120x120 - 12,5		PC1	IPE 500	D2,b	carré 180x180 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 250x250 - 16,0	
	PC2	IPE 450	D5,a	carré 080x080 - 08,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 120x120 - 10,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 120x120 - 12,5	
	PE8	IPE 300	D5,b	carré 080x080 - 08,0		PE8	IPE 300	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 180	D5,b	carré 120x120 - 12,5	
	PE10	IPE 120	D7,a	carré 120x120 - 12,5		PE10	IPE 120	D7,a	carré 180x180 - 16,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 250x250 - 16,0	
	PC4	IPE 550	D7,b	carré 120x120 - 12,5		PC4	IPE 550	D7,b	carré 180x180 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 250x250 - 16,0	
PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				PC6	IPE 500				

Tableau 36 - Poutres et colonnes de l'étage 17 au RDC structure diagrid

	Poutre			Colonne				Poutre			Colonne				Poutre			Colonne		
Etage 17	PCoin1	IPE 160	D1,a	carré 120x120 - 12,5	Etage 11	PCoin1	IPE 330	D1,a	carré 160x160 - 12,5	Etage 5	PCoin1	IPE 160	D1,a	carré 180x180 - 16,0	Etage 1	PCoin1	IPE 160	D1,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE1	IPE 220	D1,b	carré 120x120 - 12,5		PE1	IPE 400	D1,b	carré 160x160 - 12,5		PE1	IPE 220	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 220	D1,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE2	IPE 220	D2,a	carré 250x250 - 16,0		PE2	IPE 400	D2,a	carré 300x300 - 16,0		PE2	IPE 220	D2,a	carré 400x400 - 20,0		PE2	IPE 220	D2,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC1	IPE 500	D2,b	carré 250x250 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 300x300 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 350x350 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 350x350 - 16,0	
	PC2	IPE 450	D5,a	carré 120x120 - 12,5		PC2	IPE 450	D5,a	carré 160x160 - 12,5		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE8	IPE 220	D5,b	carré 120x120 - 12,5		PE4	IPE 400	D5,b	carré 160x160 - 12,5		PE8	IPE 220	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 220	D5,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE10	IPE 220	D7,a	carré 250x250 - 16,0		PE6	IPE 400	D7,a	carré 300x300 - 16,0		PE10	IPE 220	D7,a	carré 400x400 - 20,0		PE10	IPE 220	D7,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC4	IPE 550	D7,b	carré 250x250 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 300x300 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 350x350 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 350x350 - 16,0	
PC6	IPE 500			PC6	IPE 500			PC6	IPE 500			PC6	IPE 500							
Etage 16	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 140x140 - 12,5	Etage 10	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 160x160 - 12,5	Etage 4	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 180x180 - 16,0	RDC	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE1	IPE 300	D1,b	carré 140x140 - 12,5		PE1	IPE 120	D1,b	carré 160x160 - 12,5		PE1	IPE 120	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 330	D1,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE2	IPE 120	D2,a	carré 250x250 - 16,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 350x350 - 16,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 400x400 - 20,0		PE2	IPE 400	D2,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC1	IPE 500	D2,b	carré 250x250 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 300x300 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 350x350 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 400x400 - 20,0	
	PC2	IPE 450	D5,a	carré 140x140 - 12,5		PC2	IPE 450	D5,a	carré 160x160 - 12,5		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE8	IPE 300	D5,b	carré 140x140 - 12,5		PE8	IPE 180	D5,b	carré 160x160 - 12,5		PE8	IPE 180	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 180	D5,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE10	IPE 120	D7,a	carré 250x250 - 16,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 350x350 - 16,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 400x400 - 20,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC4	IPE 550	D7,b	carré 250x250 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 300x300 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 350x350 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 350x350 - 16,0	
PC6	IPE 500			PC6	IPE 500			PC6	IPE 500			PC6	IPE 500							
Etage 15	PE1	IPE 400	D1,a	carré 140x140 - 12,5	Etage 9	PCoin1	IPE 160	D1,a	carré 180x180 - 16,0	Etage 3	PCoin1	IPE 330	D1,a	carré 180x180 - 16,0	RDC	PCoin1	IPE 330	D1,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE2	IPE 400	D1,b	carré 140x140 - 12,5		PE1	IPE 220	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 400	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 400	D1,b	carré 180x180 - 16,0	
	PC1	IPE 500	D2,a	carré 250x250 - 16,0		PE2	IPE 220	D2,a	carré 350x350 - 16,0		PE2	IPE 400	D2,a	carré 400x400 - 20,0		PE2	IPE 400	D2,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC2	IPE 450	D2,b	carré 250x250 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 300x300 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 350x350 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 400x400 - 20,0	
	PE5	IPE 400	D5,a	carré 140x140 - 12,5		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE7	IPE 400	D5,b	carré 140x140 - 12,5		PE8	IPE 220	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE4	IPE 400	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE4	IPE 400	D5,b	carré 180x180 - 16,0	
	PC4	IPE 550	D7,a	carré 250x250 - 16,0		PE10	IPE 220	D7,a	carré 350x350 - 16,0		PE6	IPE 400	D7,a	carré 400x400 - 20,0		PE6	IPE 400	D7,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC6	IPE 500	D7,b	carré 250x250 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 300x300 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 400x400 - 20,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 400x400 - 20,0	
Etage 14	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 140x140 - 12,5	Etage 8	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 180x180 - 16,0	Etage 2	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 180x180 - 16,0	RDC	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE1	IPE 300	D1,b	carré 140x140 - 12,5		PE1	IPE 300	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 120	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 120	D1,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE2	IPE 120	D2,a	carré 300x300 - 16,0		PE2	IPE 120	D2,a	carré 350x350 - 16,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 400x400 - 20,0		PE2	IPE 300	D2,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC1	IPE 500	D2,b	carré 250x250 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 350x350 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 400x400 - 20,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 400x400 - 20,0	
	PC2	IPE 450	D5,a	carré 140x140 - 12,5		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE8	IPE 300	D5,b	carré 140x140 - 12,5		PE8	IPE 300	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 180	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 180	D5,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE10	IPE 120	D7,a	carré 300x300 - 16,0		PE10	IPE 120	D7,a	carré 350x350 - 16,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 400x400 - 20,0		PE10	IPE 300	D7,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC4	IPE 550	D7,b	carré 250x250 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 350x350 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 400x400 - 20,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 400x400 - 20,0	
PC6	IPE 500			PC6	IPE 500			PC6	IPE 500			PC6	IPE 500							
Etage 13	PCoin1	IPE 160	D1,a	carré 160x160 - 12,5	Etage 7	PE1	IPE 400	D1,a	carré 180x180 - 16,0	Etage 1	PCoin1	IPE 180	D1,a	carré 180x180 - 16,0	RDC	PCoin1	IPE 180	D1,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE1	IPE 220	D1,b	carré 160x160 - 12,5		PE2	IPE 400	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 240	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 240	D1,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE2	IPE 220	D2,a	carré 300x300 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,a	carré 350x350 - 16,0		PE2	IPE 240	D2,a	carré 400x400 - 20,0		PE2	IPE 240	D2,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC1	IPE 500	D2,b	carré 250x250 - 16,0		PC2	IPE 450	D2,b	carré 350x350 - 16,0		PC1	IPE 550	D2,b	carré 400x400 - 20,0		PC1	IPE 550	D2,b	carré 400x400 - 20,0	
	PC2	IPE 450	D5,a	carré 160x160 - 12,5		PE5	IPE 400	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 500	D5,a	carré 400x400 - 20,0		PC2	IPE 500	D5,a	carré 400x400 - 20,0	
	PE8	IPE 220	D5,b	carré 160x160 - 12,5		PE7	IPE 400	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 240	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 240	D5,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE10	IPE 220	D7,a	carré 300x300 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,a	carré 350x350 - 16,0		PE10	IPE 240	D7,a	carré 400x400 - 20,0		PE10	IPE 240	D7,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC4	IPE 550	D7,b	carré 250x250 - 16,0		PC6	IPE 500	D7,b	carré 350x350 - 16,0		PC4	IPE 600	D7,b	carré 400x400 - 20,0		PC4	IPE 600	D7,b	carré 400x400 - 20,0	
PC6	IPE 500			PC6	IPE 500			PC6	IPE 550			PC6	IPE 550							
Etage 12	PCoin1	IPE 200	D1,a	carré 160x160 - 12,5	Etage 6	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 180x180 - 16,0	RDC	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 180x180 - 16,0	RDC	PCoin1	IPE 80	D1,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE1	IPE 120	D1,b	carré 160x160 - 12,5		PE1	IPE 300	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 330	D1,b	carré 180x180 - 16,0		PE1	IPE 330	D1,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE2	IPE 300	D2,a	carré 300x300 - 16,0		PE2	IPE 120	D2,a	carré 400x400 - 20,0		PE2	IPE 140	D2,a	carré 400x400 - 20,0		PE2	IPE 140	D2,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC1	IPE 500	D2,b	carré 300x300 - 16,0		PC1	IPE 500	D2,b	carré 350x350 - 16,0		PC1	IPE 550	D2,b	carré 400x400 - 20,0		PC1	IPE 550	D2,b	carré 400x400 - 20,0	
	PC2	IPE 450	D5,a	carré 160x160 - 12,5		PC2	IPE 450	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 500	D5,a	carré 180x180 - 16,0		PC2	IPE 500	D5,a	carré 180x180 - 16,0	
	PE8	IPE 180	D5,b	carré 160x160 - 12,5		PE8	IPE 300	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 330	D5,b	carré 180x180 - 16,0		PE8	IPE 330	D5,b	carré 180x180 - 16,0	
	PE10	IPE 300	D7,a	carré 300x300 - 16,0		PE10	IPE 120	D7,a	carré 400x400 - 20,0		PE10	IPE 140	D7,a	carré 400x400 - 20,0		PE10	IPE 140	D7,a	carré 400x400 - 20,0	
	PC4	IPE 550	D7,b	carré 300x300 - 16,0		PC4	IPE 550	D7,b	carré 350x350 - 16,0		PC4	IPE 600	D7,b	carré 400x400 - 20,0		PC4	IPE 600	D7,b	carré 400x400 - 20,0	
PC6	IPE 500			PC6	IPE 500			PC6	IPE 550			PC6	IPE 550							

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl