

CROUS PANORAMA – MONT SAINT AIGNAN PRO

Note de calcul de résistance mécanique des
planchers et de vérification au feu de la structure
existante



Rédigé par : M. SAMSON
Vérifié par : S. KY
Chef de projet : V. DRUARD

TABLE DES MATIERES

1.	Objet de la présente note.....	3
2.	Références et normes utilisées.....	3
3.	Méthode de verification	3
4.	Vérification.....	3
5.	Résistance au feu	5
5.2.	Planchers.....	5
5.3.	Poutres	7
5.4.	Poteaux.....	7
5.5.	Voiles.....	10
6.	Conclusion	12

1. OBJET DE LA PRESENTE NOTE

L'objet de la présente note est de justifier la tenue des planchers existant vis-à-vis des modifications structurelles et des charges du projet par rapport à l'existant.

Entre l'existant et le projet des changements de charges et de structure vont avoir lieu.

Pour les changements de structure il s'agit de démolir certains murs porteurs, cependant ces porteurs seront remplacés par des poteaux et des poutres donc les dalles garderont les mêmes appuis et le même fonctionnement.

Pour les changements de charges les sujets les plus impactant sont, un changement de complexe de façade et l'ajout de parois SAD.

Cette note a également pour objet de vérifier la résistance au feu de la structure existante avec les charges projet.

2. REFERENCES ET NORMES UTILISEES

Les normes de calcul utilisées dans la présente note sont les suivantes :

- NF EN 1990 (mars 2003) : Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures
- NF EN 1991-1-1 (mars 2003) : Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments
- NF EN 1992-1-1 (octobre 2005) : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- NF EN 1992-1-2 (octobre 2005) - Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu
- DTU « Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé » de 1960

3. METHODE DE VERIFICATION

N'ayant pas de données quant à la composition en termes de ferrailages des dalles existantes, la méthode de vérification utilisée dans la présente note consiste en la comparaison entre les charges existantes et les charges projet.

L'objectif est de considérer les charges existantes comme la capacité portante des dalles et donc de démontrer que les charges projet ne les dépassent pas.

4. VERIFICATION

Pour la vérification nous allons étudier une bande de 50cm de plancher, la bande la plus défavorable est retenu pour le calcul.

La bande de dalle la plus chargée se situe en nez de dalle entre 2 chambres séparés par des cloisons SAD :

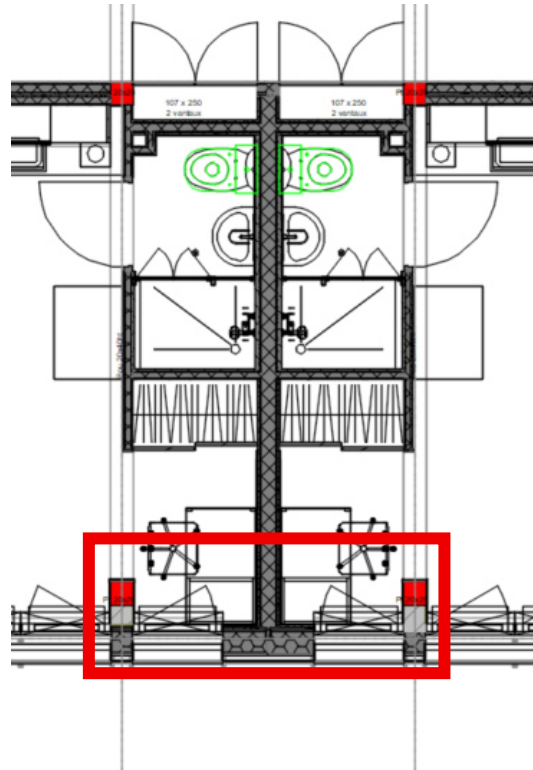


Figure 1 - Repérage de la bande de plancher étudiée

Cette bande de dalle reprend les charges de plancher intérieur mais aussi les charges apportées par la façade.

Les charges à considérer sont donc les suivantes :

Existant :

- Charges permanentes (g)
 - o Plancher BA 12cm: 300 kg/m²
 - o Complexe de façade existante (avec vitrage) : 120,60 kg/m
 - o Revêtement de sol plastique : 3,50 kg/m²
 - o Eau de plancher chauffant : 1,00 kg/m²
- Charges d'exploitation (q) : 150 kg/m²

Projet :

- Charges permanentes (g)
 - o Plancher BA 12cm: 300 kg/m²
 - o Complexe de façade ENVEO (avec vitrage) : 68,50 kg/m
 - o Revêtement de sol plastique : 3,50 kg/m²
 - o Parois SAD 180 : 142,80 kg/m soit une charge ponctuelle de 72,40 kg sur 50cm
 - o Faux-plafond : 25 kg/m²
- Charges d'exploitation (q) : 150 kg/m²

Ci-dessous un tableau présentant les valeurs calculés pour les moments existants et les moments projet.

Etude sur une bande de 50cm de dalle en nez de dalle			
Données	Portée des planchers	2,50	m
	Hauteur d'étage	2,70	m
	Epaisseur de plancher	0,12	m
Charges	Complexe façade existant	120,60	kg/m
	Complexe façade projet	68,50	kg/m
	Revêtement de sol	1,75	kg/m
	Faux-plafond	12,50	kg/m
	Plancher BA	150,00	kg/m
	Eau plancher chauffant	0,50	kg/m
	Parois SAD	71,40	kg
	Q logements	75,00	kg/m
Existant	g	272,85	kg/m
	q	75,00	kg/m
	ELS	347,85	kg/m
	ELU	480,85	kg/m
	Mels	271,76	kg.m
	Melu	375,66	kg.m
Projet	g1	232,75	kg/m
	g2	71,40	kg
	q	75,00	kg/m
	ELS	307,75	kg/m
	ELU	426,71	kg/m
	Mels	285,05	kg.m
	Melu	393,61	kg.m

Figure 2 - Calcul des charges et moments à l'ELS et à l'ELU*

Si on compare maintenant les résultats obtenus on obtient ceci :

Augmentation de charges		
ELS	- 11,53	%
ELU	- 11,26	%
Mels	4,89	%
Melu	4,78	%

Figure 3 - Comparaison des moments Existant/projet*

*Les charges « ELS » et « ELU » données hors de la charge ponctuelle apporté par la cloison SAD.

5. RESISTANCE AU FEU

5.2. Planchers

Les dimensions des planchers du projet (épaisseur, enrobage, etc.) ne sont pas connues. Nous prenons les hypothèses prudentes suivantes :

- Epaisseur : 12cm
- Enrobage : 2 cm

L'hypothèse de l'enrobage est confirmée par les règles BA de 1960 qui donne :

2,312 Distances minimales des armatures aux parois des coffrages

En milieu non agressif, la distance libre entre toute génératrice extérieure d'une armature quelconque et la paroi de coffrage la plus voisine sera au moins égale à :

— 2 cm pour les parements exposés aux intempéries ou susceptibles de l'être, aux condensations ou, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations, etc.),

— 1 cm dans tous les autres cas.

Figure 4 - Extrait du DTU "Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé" de 1960

Les planchers étant exposés à l'humidité par la présence des salles de bain, des douches, des cuisines et de la circulation d'eau dans les plancher (planchers chauffants).

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)			
	Épaisseur de la dalle h_s (mm)	Distance a de l'axe des armatures à la sous-face		
		un seul sens porteur	deux sens porteurs	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x et l_y sont les portées d'une dalle à deux sens porteurs (selon deux directions à angle droit), l_y étant la portée la plus longue.

Il convient de prendre en compte pour les dalles précontraintes, l'augmentation de la distance des axes d'armatures à la sous-face, conformément à 5.2(5).

La distance a des axes des armatures à la sous-face indiquée dans les colonnes 4 et 5 pour les dalles à deux sens porteurs concerne les dalles appuyées sur 4 côtés ; si tel n'est pas le cas, il convient de traiter les dalles comme des dalles à un seul sens porteur.

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

Figure 5 - Tableau pour classement REI des dalles (Eurocode 2)

Pour obtenir une résistance au feu normalisé de 1h les conditions sont respecté selon les hypothèses prises et le tableau ci-dessus.

Les hypothèses, bien que prudentes, restent non confirmés. Pour confirmer l'épaisseur des plancher il est possible de réaliser des percements dans ses derniers. Concernant l'enrobage, des sondages au Ferroskan seront suffisant (pas de sondages destructifs).

Il est rappelé que la destination des locaux et les charges appliquées au plancher restent similaires à l'existant et que par conséquent les capacités au feu resteront conformes à l'existant.

5.3. Poutres

Selon le rapport de mission CIM-0243 réalisé par colza les poutres retroussées sont d'une largeur de 14cm (épaisseur des voiles) avec un enrobage minimum de 2,5cm.

Dans le tableau ci-dessous on constate qu'une largeur de poutre minimum de 12cm avec un enrobage d'au moins 2,5cm suffisent à garantir une résistance au feu d'1h.

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)						
	Combinaisons possibles de a et de b_{min} , a étant la distance moyenne de l'axe des armatures au parement et b_{min} étant la largeur de la poutre				Epaisseur d'âme b_w		
					Classe WA	Classe WB	Classe WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min}= 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{min}= 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{min}= 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{min}= 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{min}= 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{min}= 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10$ mm (voir note ci-dessous)							
Il convient de prendre en compte, pour les poutres précontraintes, l'augmentation de la distance d'axe des aciers au parement conformément à 5.2(5). a_{sd} est la distance de l'axe des aciers à la paroi latérale de la poutre dans le cas des armatures d'angle (câble ou fil) des poutres présentant un seul lit d'armatures. Pour les valeurs de b_{min} supérieures à celles données dans la colonne 3, aucune augmentation de la valeur de a_{sd} n'est requise. * L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.							

Figure 6 - Tableau pour classement R des poutres (Eurocode 2)

5.4. Poteaux

Comme nous n'avons pas de dimensions pour les aciers des poteaux (pas de sondages réalisés), nous prenons pour les vérifications les valeurs minimums définis par le DTU de 1960 (voir extraits ci-dessous) qui donne selon les dimensions des poteaux existants du projet :

- Enrobage : 1,6cm
- A_{smin} : 7,08cm² (0,62%Ac) soit environ 4HA16 (configuration la plus défavorable)

4,124 Pourcentage minimal d'armatures longitudinales

Le pourcentage des armatures longitudinales, rapporté au volume d'un poteau fictif dont le béton subirait, sous la charge sollicitante, une contrainte égale à la contrainte admissible de compression simple $\bar{\sigma}_{bo}$, sera au moins égal à :

$$\psi_1 \psi_2 \left(1 + \frac{2\,400}{\sigma'_{ak}} \right)$$

σ'_{ak} étant la valeur de la limite d'élasticité des armatures longitudinales à introduire dans les calculs de résistance,

Figure 7 - Extrait du DTU "Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé" de 1960

2,312 Distances minimales des armatures aux parois des coffrages

En milieu non agressif, la distance libre entre toute génératrice extérieure d'une armature quelconque et la paroi de coffrage la plus voisine sera au moins égale à :

— 2 cm pour les parements exposés aux intempéries ou susceptibles de l'être, aux condensations ou, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations, etc.),

— 1 cm dans tous les autres cas.

En outre, les armatures principales (barres tendues ou comprimées des hourdis, poutres, poteaux, etc.) seront protégées par une épaisseur de béton au moins égale :

— à la moitié de leur diamètre nominal augmentée de 8 mm, si ledit diamètre est au plus égal à 16 mm,

— à leur diamètre nominal, si ce diamètre est au moins égal à 16 mm.

Figure 8 - Extrait du DTU "Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé" de 1960

$$R = 120 \left((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120 \right)^{1,8} \quad \dots (5.7)$$

où :

$$R_{\eta fi} = 83 \left[1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60 (a - 30)$$

$$R_l = 9,60 (5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,09 b'$$

$$R_n = 0 \text{ pour } n = 4 \text{ (armatures d'angle uniquement)}$$

$$= 12 \text{ pour } n > 4$$

a est la distance de l'axe des barres d'acier longitudinales au parement (mm) ; $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$

$l_{0,fi}$ est la longueur efficace du poteau en conditions d'incendie ; $2 \text{ m} \leq l_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$

$b' = 2 A_c / (b + h)$ pour les sections rectangulaires ou le diamètre pour les sections circulaires $200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$; $h \leq 1,5 b$

ω est le ratio mécanique d'armatures à température normale :

$$\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$$

α_{cc} est le facteur de résistance à la compression (voir l' [EN 1992-1-1](#)).

Figure 9 - Formule de détermination de la résistance au feu des poteaux selon l'Eurocode 2

En utilisant la formule de l'Eurocode 2 ci-dessus, les résultats obtenus pour le poteau le plus chargé du rez-de-chaussée sont les suivants :

POTEAU RDC		
	En pied	
a	0,23	m
b	0,50	m
l	2,50	m
l0	2,50	m
Ac	0,12	m ²
fck	20,00	MPa
fcd	13,33	MPa
fyk	400,00	MPa
fyd	347,83	MPa
Diam. Aciers	16,00	mm
Nb Aciers	4,00	
As	7,08	cm ²
p	0,62	%
c	16,00	mm
d'	24,00	mm
δ	10,43	%
λ	37,65	
α	0,63	
kh	0,86	
ks	1,00	
NRd	963,50	kN
G	575,00	kN
Q	102,00	kN
Ned,fi	626,00	kN
μfi	64,97%	
ω	16,07%	
acc	1,00	
a	24,00	mm
b	0,23	m
h	0,35	m
b'	400,00	mm
Rnfi	21,07	min
Ra	-	min
Rl	24,00	min
Rb	36,00	min
Rn	-	min
R	59,24	min

Les poteaux du rez-de-chaussée auront donc une résistance au feu de type R60 (valeur atteinte à 99%) en phase projet.

5.5. Voiles

De même manière que pour les poteaux on prend pour les vérifications des voiles au feu les valeurs minimums définis par le DTU de 1960 qui, selon les dimensions des voiles existants du projet, sont :

- Enrobage : 1,4cm
- Asmin : 10,98cm²/m (0,78%Ac) soit environ une barre de diamètre 12mm tous les 20cm sur les 2 faces

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm) Épaisseur de voile/distance de l'axe au parement pour			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Voile exposé sur un côté	Voile exposé sur deux côtés	Voile exposé sur un côté	Voile exposé sur deux côtés
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

Note : Pour la définition de μ_{fi} , voir 5.3.2 (3).

Figure 10 – Tableau pour classement REI des voiles (Eurocode 2)

VOILE RDC		
	En pied	
ep	0,14	m
l	2,50	m
l0	2,50	m
Ac	0,14	m ²
fck	12,00	MPa
fcd	8,00	MPa
fyk	400,00	MPa
fyd	347,83	MPa
Diam. Aciers	12,00	mm
esp. Aciers	0,20	m
Nb Aciers	10,00	/m
As	10,98	cm ² /m
ρ	0,78	%
c	14,00	mm
d'	20,00	mm
δ	14,29	%
λ	61,86	
α	0,42	
kh	1,00	
ks	1,00	
NRd	637,49	kN
G	113,00	kN
Q	19,00	kN
Ned,fi	126,30	kN
μ_{fi}	19,81%	< 35 %
a	20,00	mm
ep	140,00	mm
R	90	min

La classe de résistance du voile le plus chargé du bâtiment en phase projet sera classé REI90 ($\mu_{fi} < 35\%$, $a > 10\text{mm}$ et ép. $> 140\text{mm}$).

6. CONCLUSION

On remarque que les moments en nez de dalle (où nous avons le plus de charges à reprendre sur les plancher) augmentent de moins de 5% entre l'existant et le projet et donc les plancher ne dépasseront pas leur capacité.

De plus, les capacités minimum de résistance au feu (SF/CF 1h) sont atteintes pour l'ensemble des éléments de la structure existante.