

3e accélérateur et bunker relais Hôpital Henri Mondor Création du bunker relais

NOTE DE CALCUL CALCUL DALLE PH SS-1 AVEC NOUVEL AMENAGEMENT



Maîtrise d'Ouvrage :

APHP - CHU HENRI MONDOR
51 avenue du Maréchal DeLattre De Tassigny
94000 CRETEIL

Architecte :

Atelier Circonflexe Architectes
50 Bd de Strasbourg 75010 Paris
@: a.circonflexe@gmail.com



Etudes : Ouvrages d'art - Genie civil - Batiment
Siege social et bureaux : 53, bd de Strasbourg - 59000 LILLE
Tél : 03.20.32.92.06 - Site internet : www.soteco.eu

Entreprise :



COLAS
Agence Génie Civil
39 Boulevard Ornano
93 200 SAINT-DENIS
tel: 01.55.90.06.66
fax: 01.55.90.56.14
e-mail: geniecivil@colas.com

ind	date	Modifications:
A	22/04/22	Premiere diffusion
B	05/05/22	MAJ selon visa du 03/05/2022
C		
D		
E		
F		
G		

Fichier

Aff: 20 A 30

Dess:

Ing: Y.A

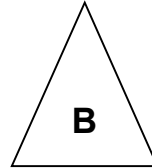
VISA :

EXE-NDC-17

B

FICHE DE REPONSE DU VISA DATE DU 03/05/2022

NOTA : Les modifications à l'indice B sont représentées par le symbole



Remarques *STRUCTURE* :

Page 7 : Rendre plus lisible le document de repérage des charge, de l'aménagement paysagé.



→Réponse : Afin de vous présenter un rendu beaucoup plus claire veuillez trouver le document complet en annexe.

Page 12 : Préciser la nature de la charge G2

→Réponse : MAJ voir §5.

Sommaire

1	Introduction	4
2	Documents et règlements.....	4
3	Géométrie de l'ouvrage	5
4	Matériaux	9
4.1	Béton	9
4.2	Acier.....	11
4.3	Treillis soudés	11
4.4	Maîtrise de la fissuration	11
4.5	Enrobage	12
5	Descente des charges	12
6	Modélisation	14
6.1	Géométrie	14
6.2	Cas de charges	15
6.2.1	Cas1 : Poids propre structurel	15
6.2.2	Cas2 : Charges permanente non-structurelles	16
6.2.3	Cas3 : Charges d'exploitation.....	19
6.3	Combinaisons	19
6.4	Vérification des planchers	20
6.5	Efforts internes	20
6.5.1	A l'ELU	20
6.5.2	A l'ELS	21
7	Vérification des armatures.....	22
8	Flèche.....	25
9	Vérification des poutres.....	26
9.1	Implantations des poutres	26
9.2	Effort internes	27
9.2.1	Moments à l'ELU	27
9.2.2	Moments à l'ELS	27
9.2.3	Effort tranchant.....	28
9.2.4	Récapitulatif initiale de calcul avec armatures mis en place	28
9.3	Calcul des armatures necessaires.....	29
9.4	Vérification de l'effort tranchant	43

9.5	Récapitulatif finale.....	49
10	Conclusion.....	49
	Annexe.....	50

1 Introduction

Cette note a pour but de vérifier les dimensionnements de plancher du PH SS-1 avec les nouvelles charges induite par le nouvel aménagement du projet :

- Prise en compte des charges pour la création des formes de pente ,
- Prise en compte des charges du nouvel aménagement (végétalisation, gazon fleurs plateforme bois,).
- Prise en compte des charges d'exploitation projet de 250 daN/m².

Selon le CCTP, la structure est de classe structurale S4 pour une durée d'utilisation de 50 ans.

2 Documents et règlements

Les plans DCE

CCTP

La norme NF P94-262

La norme NF P94-282

La norme NF P94-261

IN IG090033

IN 4470

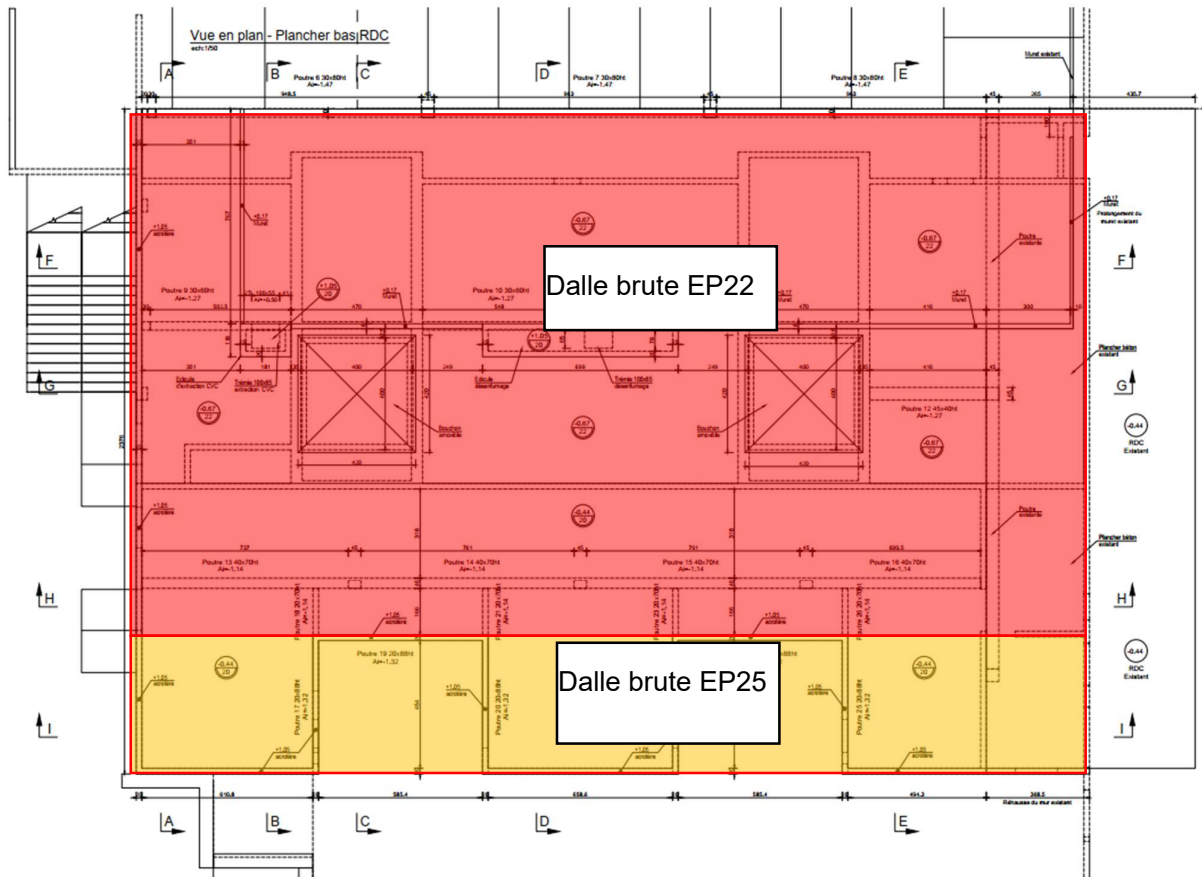
Eurocode 0

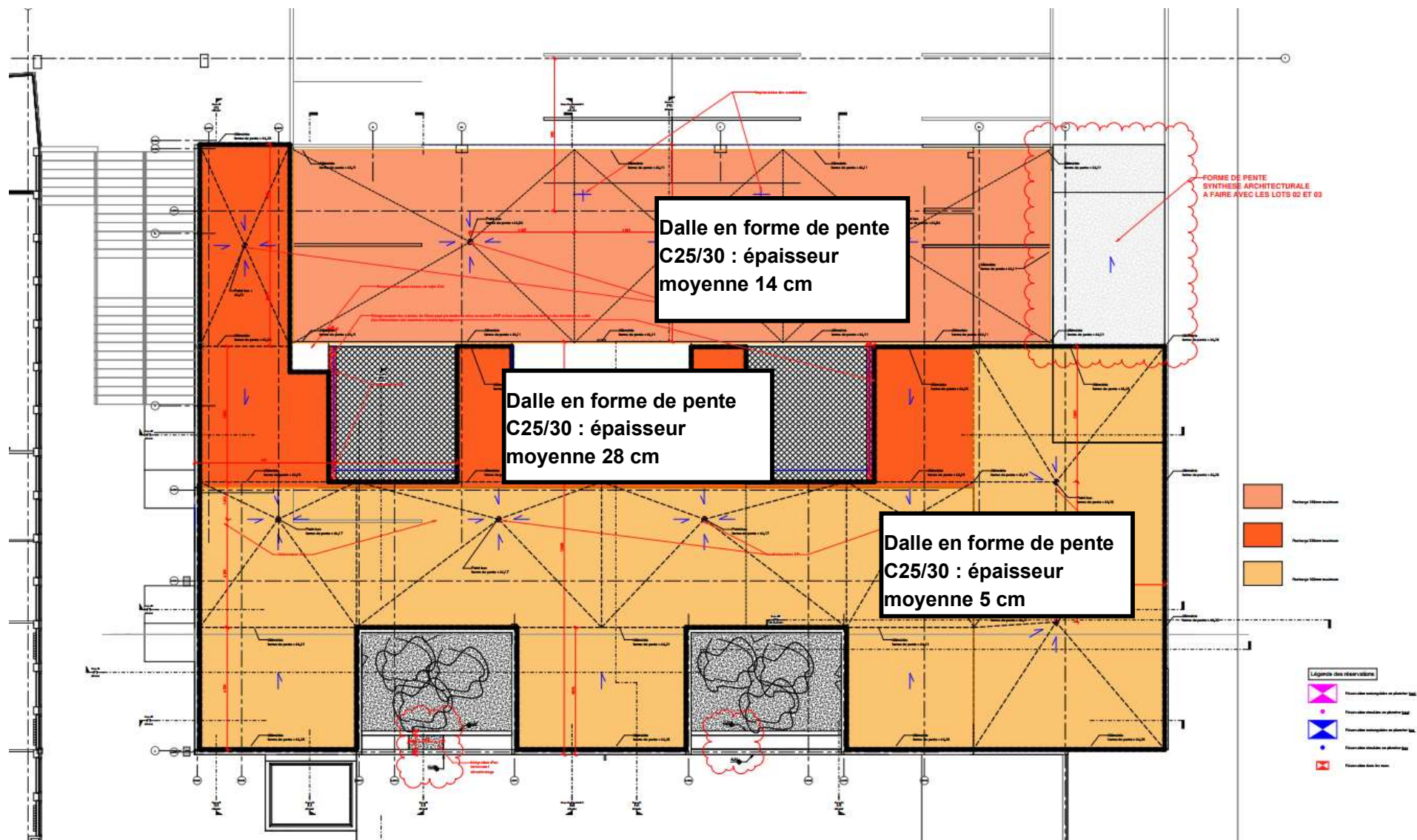
Eurocodes 1, 2, 7 et leurs annexes nationales françaises

NDC-13-E-Vérification du PH SS-1 avec nouvelles charges

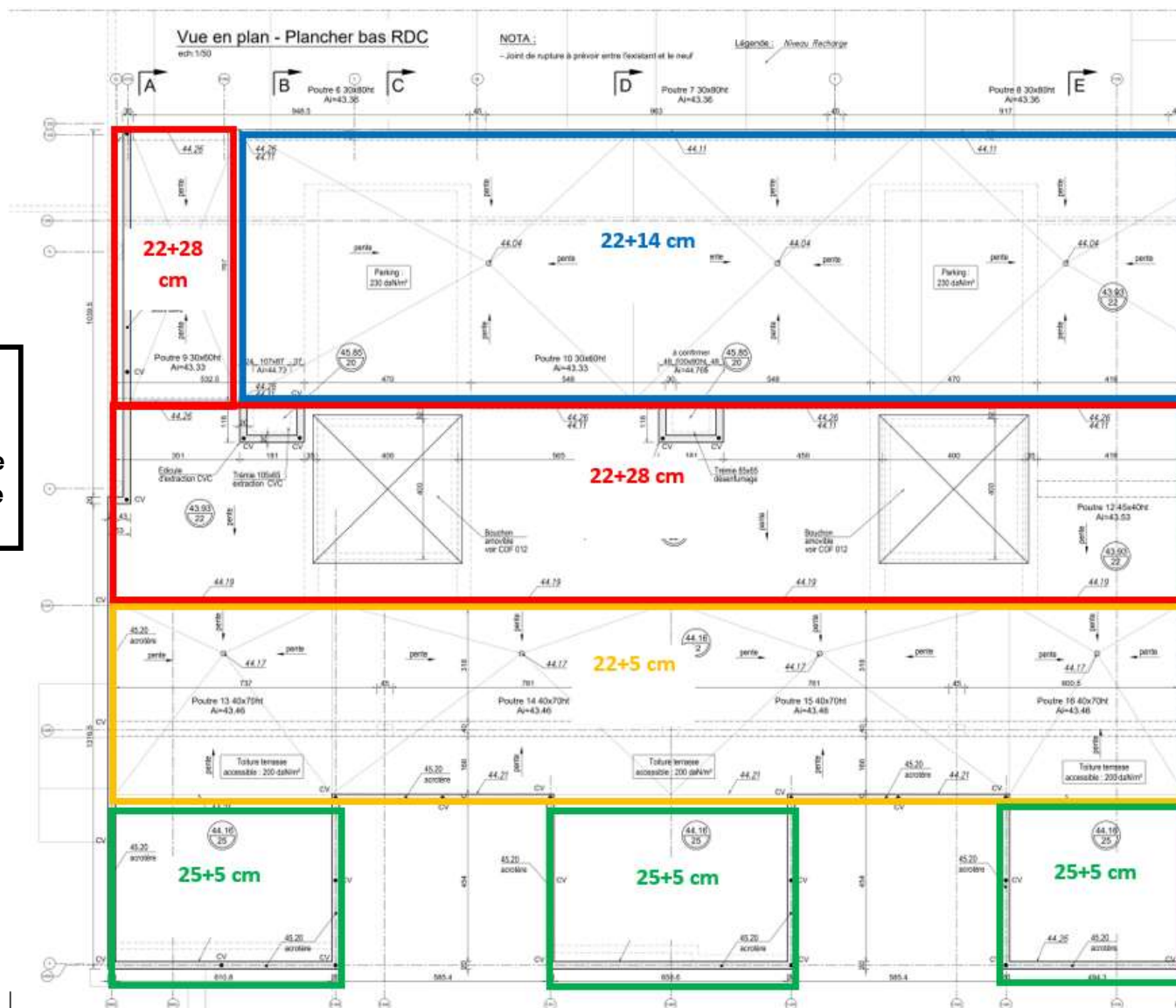
3 Géométrie de l'ouvrage

PH SS-1 :

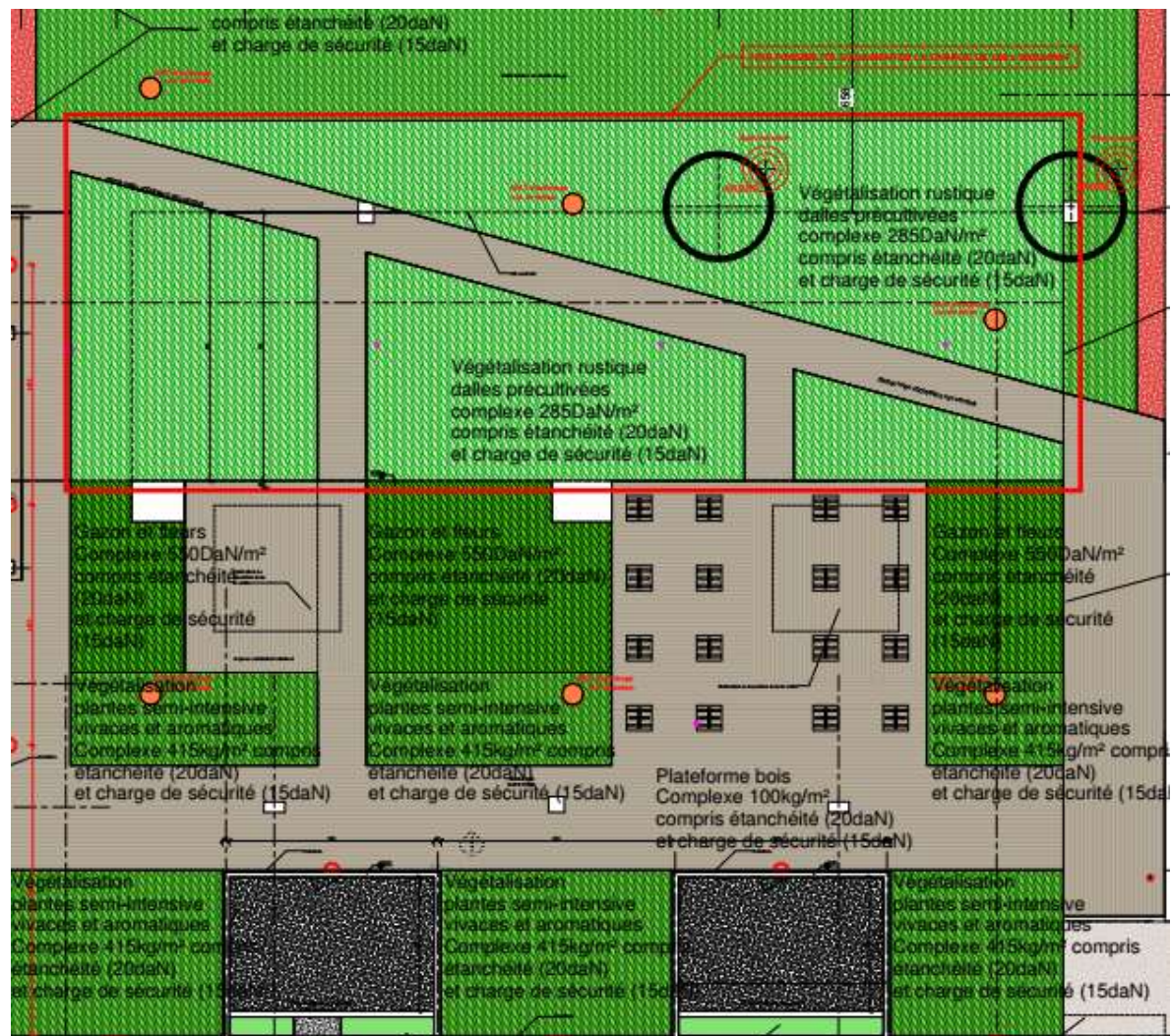




**Cartographie des
épaisseurs :**
**Dalle brute + Dalle
en forme de pente
C25/30**



**Charge
permanentes sur
les planchers**



4 Matériaux

4.1 Béton

- Voiles/poteaux intérieurs :	BPS NF EN 206-1 XC1 (F) C25/30
- Voiles/poteaux extérieurs :	BPS NF EN 206-1 XC4/XF1 (F) C25/30
- Poutres/dalles intérieurs :	BPS NF EN 206-1 XC1 (F) C25/30
- Poutres/dalles extérieurs :	BPS NF EN 206-1 XC3/XF1 (F) C25/30
- Acrotères / émergences :	BPS NF EN 206-1 XC4/XF1 (F) C25/30

Le béton de la classe de résistance C25/30 est les caractéristiques suivantes :

Matériaux selon EC2-1-1/AN

Béton de classe de résistance :

Classe = C25/30

Valeurs caractéristiques :

$f_{ck} =$	25	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
$f_{cm} =$	33,0	[MPa]	Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours ($f_{cm}=f_{ck}+8$ MPa)
$f_{ctm} =$	2,56	[MPa]	Résistance à la traction du béton à 28 jours ($f_{ctm}=0,3(f_{ck})^{2/3}$ si $f_{ck}\leq 50$ MPa) ($f_{ctm} = 2,12 \cdot \log(1+f_{cm}/10)$ si $f_{ck}>50$ MPa)
$f_{ctk\ 0,95} =$	3,33	[MPa]	Résistance caractéristique supérieure à la traction d'ordre 0,95 ($f_{ctk0,95} = 1,3f_{ctm}$)
$f_{ctk\ 0,05} =$	1,80	[MPa]	Résistance caractéristique inférieure à la traction d'ordre 0,05 ($f_{ctk0,05} = 0,7f_{ctm}$)
$E_{cm} =$	31476	[MPa]	Module de déformation instantanée du béton $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$

Valeurs de calcul :

Résistance de calcul en compression

:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

$$\alpha_{cc} = 1,0$$

État	γ_c	f_{cd}	
ELU	1,5	16,7	[MPa]
ELS	1,5	16,7	[MPa]
ELA	1,2	20,8	[MPa]

Résistance de calcul en traction :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c$$

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

État	γ_c	f_{ctd}	
ELU	1,5	1,2	[MPa]
ELS	1,5	1,2	[MPa]
ELA	1,2	1,5	[MPa]

Autres paramètres :

Coefficient de poisson :

$$\nu = 0,2 \quad \text{béton non fissuré}$$

$$0 \quad \text{béton fissuré}$$

$$\alpha_0 = 1, \text{E-}05 \quad [\text{m/m}^\circ\text{C}] \quad \text{Coefficient de dilatation thermique}$$

$$\gamma_B = 25 \quad [\text{kN/m}^3] \quad \text{Masse volumique du béton}$$

4.2 Acier

Aciers haute adhérence

f_{yk} =	500	[MPa]	Limite élastique de l'acier
f_{yk} =	500	[MPa]	Contrainte de calcul ELU en combinaisons accidentelles
f_{yd} =	435	[MPa]	Contrainte de calcul ELU en combinaisons fondamentales
σ_c =	400	[MPa]	Contrainte de calcul aux ELS caractéristiques
E_s =	200000	[MPa]	Module d'élasticité de l'acier
λ =	0.00001	[m/m/°C]	Coefficient de dilatation thermique
γ =	7.85	[t/m ³]	Masse volumique de l'acier

4.3 Treillis soudés

Les treillis soudés utilisés seront des produit ADETS et conformes aux normes NF A 35.024 et NF A 35-080-2.

4.4 Maîtrise de la fissuration

La limite des ouvertures des fissures est déterminée selon l'Eurocode/AN.

		Classe d'exposition			
		XF1	XF2	XF3	XF4
Type de salage (cf. Recommandations GEL 2003)	Aucun ou peu fréquent	XC4	Sans objet	XC4 si le béton est formulé sans entraîneur d'air XD1 si le béton est formulé avec entraîneur d'air	Sans objet
	Fréquent	Sans objet	XD1, XD3 pour éléments très exposés (*)	Sans objet	XD2, XD3 pour éléments très exposés (*)
	Très fréquent	Sans objet	Sans objet	Sans objet	XD3

(*) Pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation.

À défaut d'exigences plus détaillées, les valeurs de w_{max} à utiliser sont données dans le Tableau 7.1NF ci-après.

Tableau 7.1NF – Valeurs recommandées de $w_{max}^{(1)}$ (mm)

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint sans armatures adhérentes	Éléments en béton précontraint avec armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente de charges	Combinaison fréquente de charges
X0, XC1	0,40 ⁽²⁾	0,20 ⁽²⁾
XC2, XC3, XC4	0,30 ⁽³⁾	0,20 ⁽⁴⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD3 ⁽⁵⁾	0,20	Décompression ⁽⁶⁾
XA1, XA2, XA3	A fixer dans les Documents Particuliers du Marché (DPM)	

Par conséquent, la fissuration pour le béton du projet sera limitée à :

- $w_{max}=0,30\text{mm}$ pour l'ensemble des éléments structuraux.

4.5 Enrobage

L'ouvrage est calculé pour une durée d'utilisation de l'ouvrage de 50 ans, c'est-à-dire classe de la structure : **S4**.

Pour les éléments intérieurs, l'enrobage est calculé comme pour la classe XC1.

Pour les autres éléments coulés en place, l'enrobage demandé sera :

* Calcul d'enrobage

(Suivant EN 1992-1-1)

Classes structurales	S4		
Classe d'exposition	XC1		
Enrobage min/adhérence $C_{min,b=\Phi_{max}} =$	20	[mm]	[EN 1992-1-1:Tab 4.4N]
Enrobage min/durabilité $C_{min,dur} =$	15	[mm]	
$C_{min} = \max[C_{min,b}; C_{min,dur}]$	20	[mm]	
Tolérances d'exécution Δc_{dev} (préfabrication, PAQ)	10	[mm]	
Enrobage nominal $c_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev}$	30	[mm]	

On adopte un enrobage de 3,0cm pour l'ensemble des éléments coulés en place ainsi que des éléments en préfa .

5 Descente des charges

Zone du parking : l'épaisseur de la dalle est 22+14=36cm

- son poids propre : déterminé automatiquement par logiciel,
 - Charges permanentes renformi, ép.14cm : prise en compte dans l'épaisseur de la dalle,
 - Végétalisation rustique dalles pré cultivées : 390 daN/m²
- La totale de la charge permanente non structurelle est :

$$G=390 \text{ daN/m}^2$$

- Charge d'exploitation :

$$Q= 250 \text{ daN/m}^2$$

Zone des piétons 1 : partie ép.22+28=50 cm

- son poids propre : déterminé automatiquement par logiciel
- Charges permanentes renformi, ép.28cm. prise en compte dans l'épaisseur de la dalle,
- Gazon et fleur : 550 daN/m²

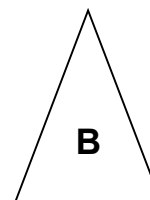
→Le totale de la charge permanente non structurelle est variable selon les zones on aura donc :

G1=550 daN/m² (Gazon et fleurs complexe)

G2=100 daN/m² (Plateforme Bois)

- Charge d'exploitation :

Q= 250 daN/m²



Zone des piétons 2 : partie ép.22+5=27cm

-Son poids propre : déterminé automatiquement par logiciel

-Charges permanentes renformi, ép.5cm. prise en compte dans l'épaisseur de la dalle,

-Gazon et fleur : 550 daN/m² à certain endroit

- Végétalisation plantes semi-intensive: 415 daN/m² à certain endroit

- plateforme bois : 100 daN/m² à certain endroit

→Le totale de la charge permanente non structurelle est variable selon les zones on aura donc :

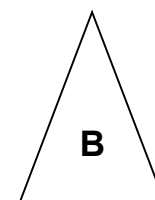
G1=415 daN/m² (Végétalisation semi-intensive)

G2=100 daN/m² (Plateforme Bois)

La vérification est réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

- Charge d'exploitation :

Q= 250 daN/m²



Zone des piétons 3 : partie ép.25+5=30cm

-Son poids propre : déterminé automatiquement par logiciel

-Charges permanentes renformi, ép.5cm. prise en compte dans l'épaisseur de la dalle,

→Le totale de la charge permanente non structurelle est de 415 daN/m² (Végétalisation plantes semi-intensive)

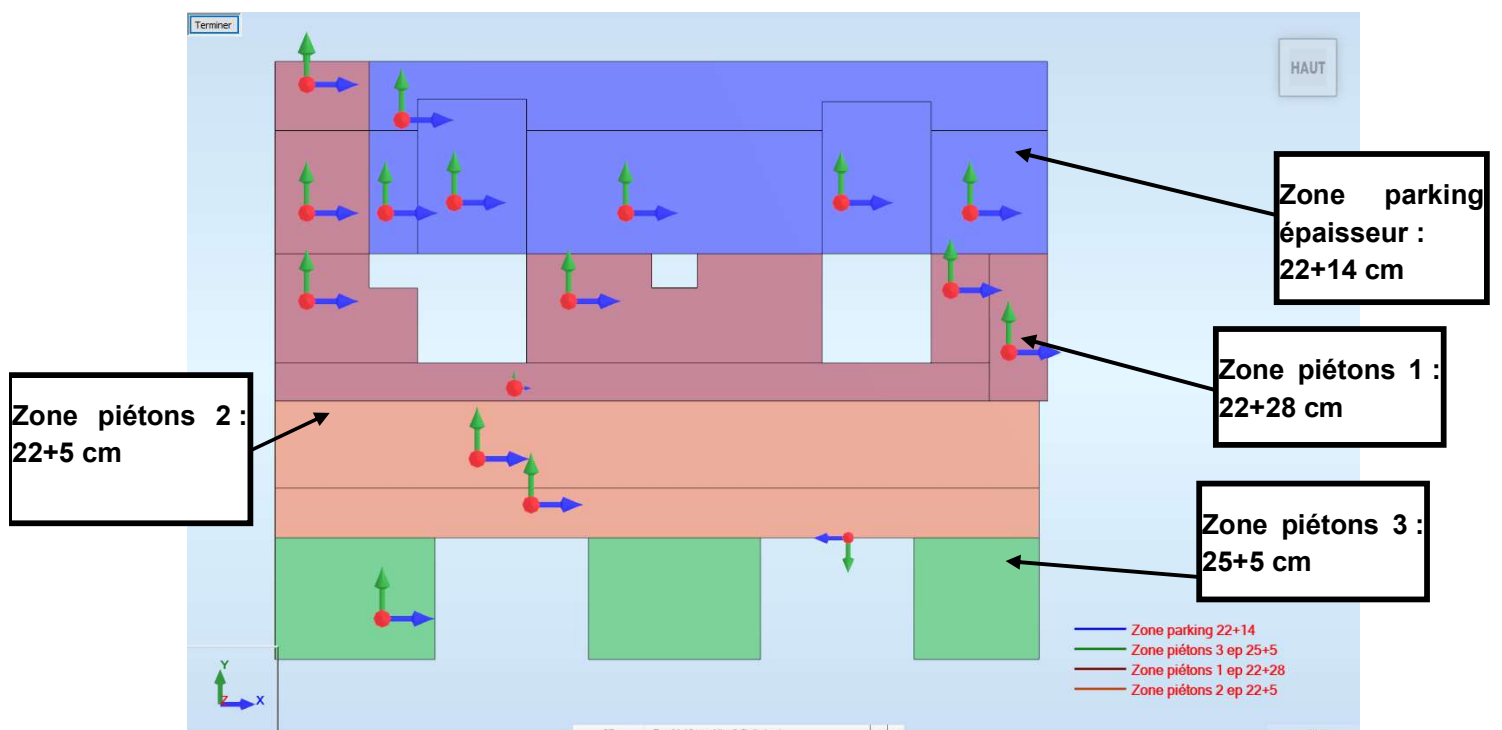
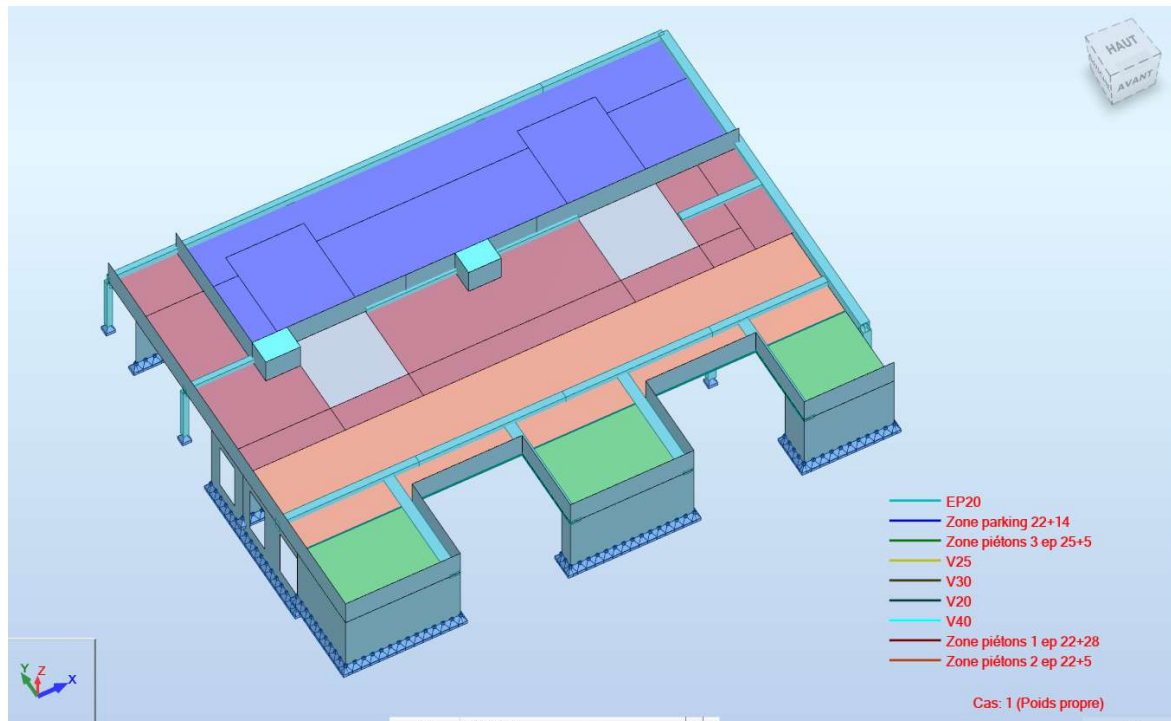
- Charge d'exploitation :

Q= 250 daN/m²

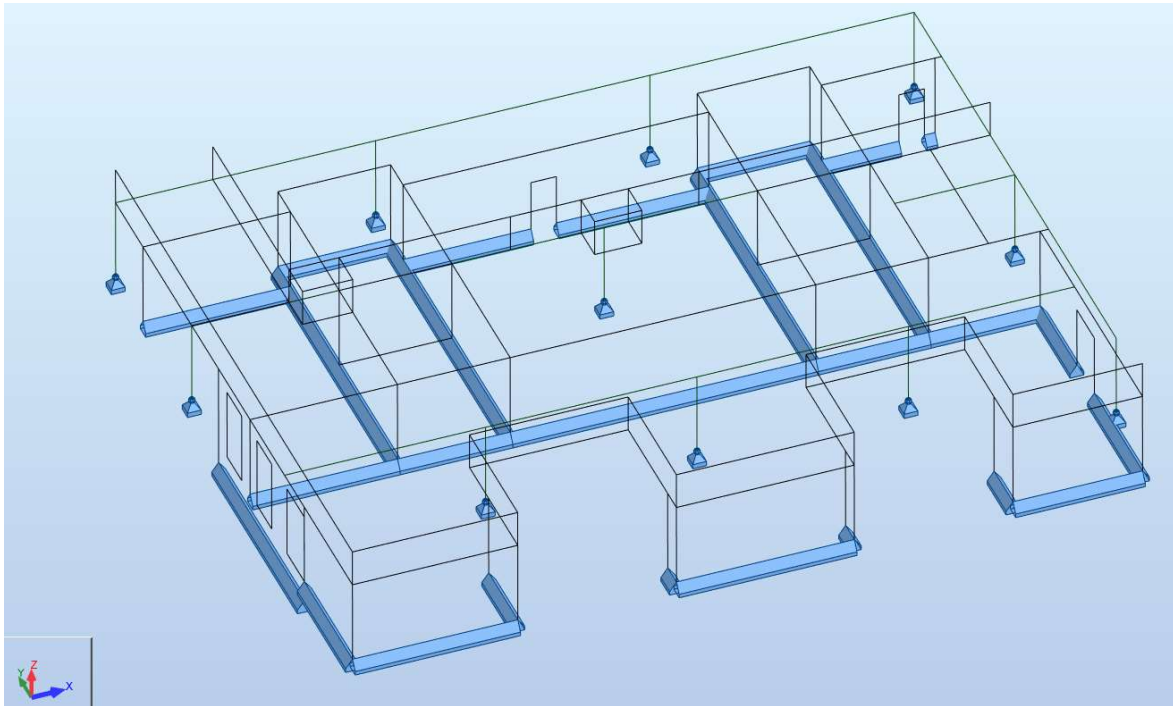
La vérification est réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis

6 Modélisation

6.1 Géométrie

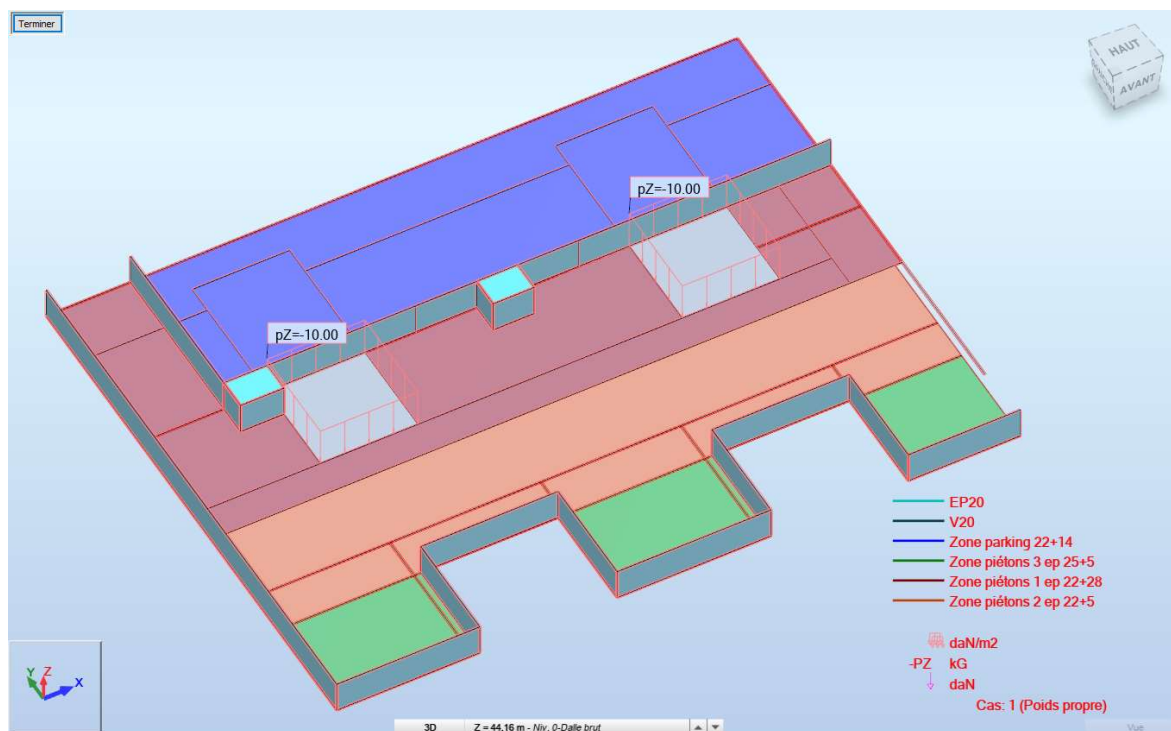


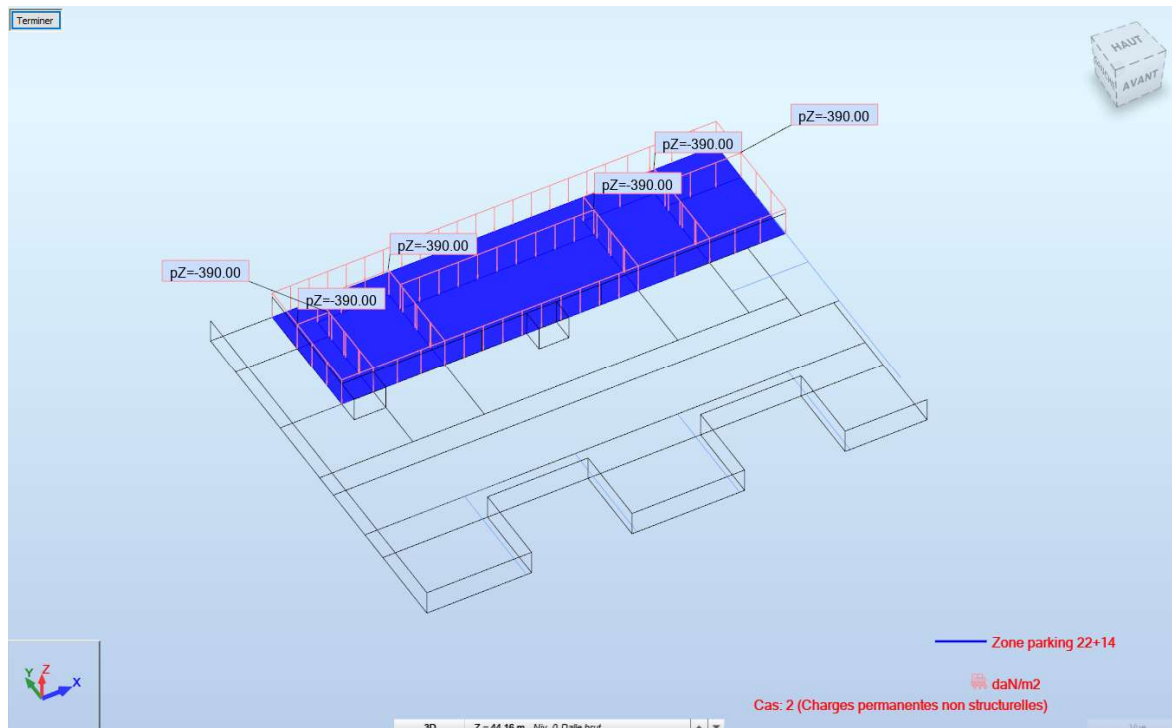
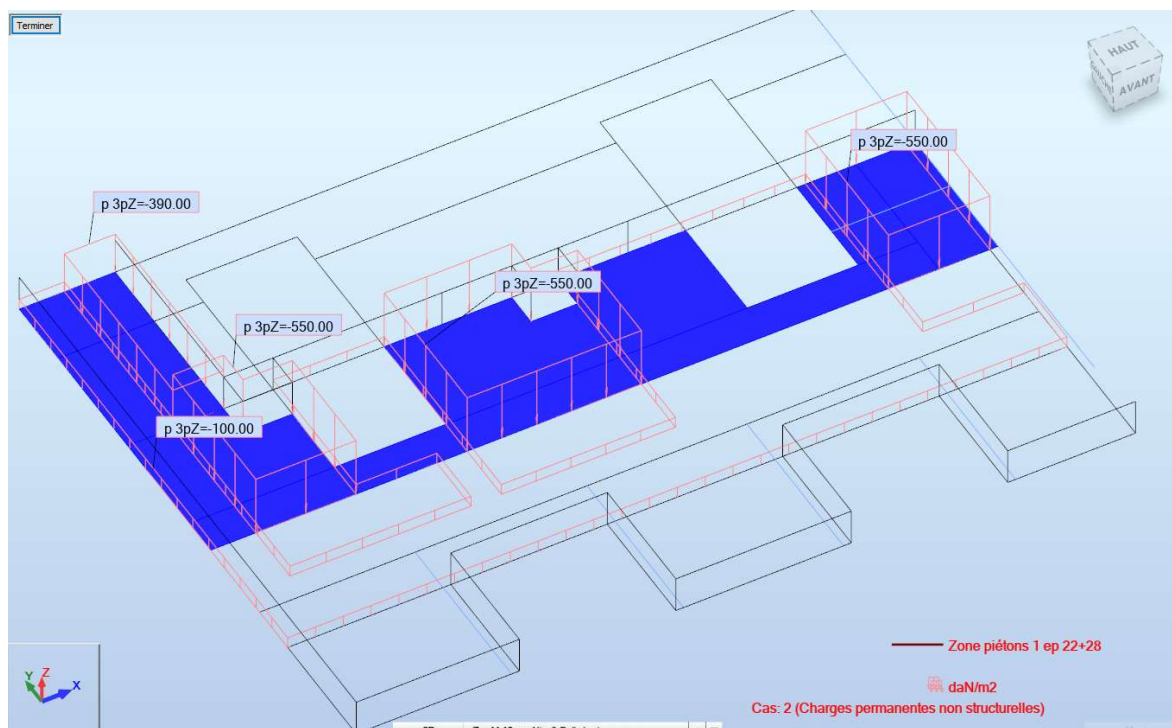
Appuis :

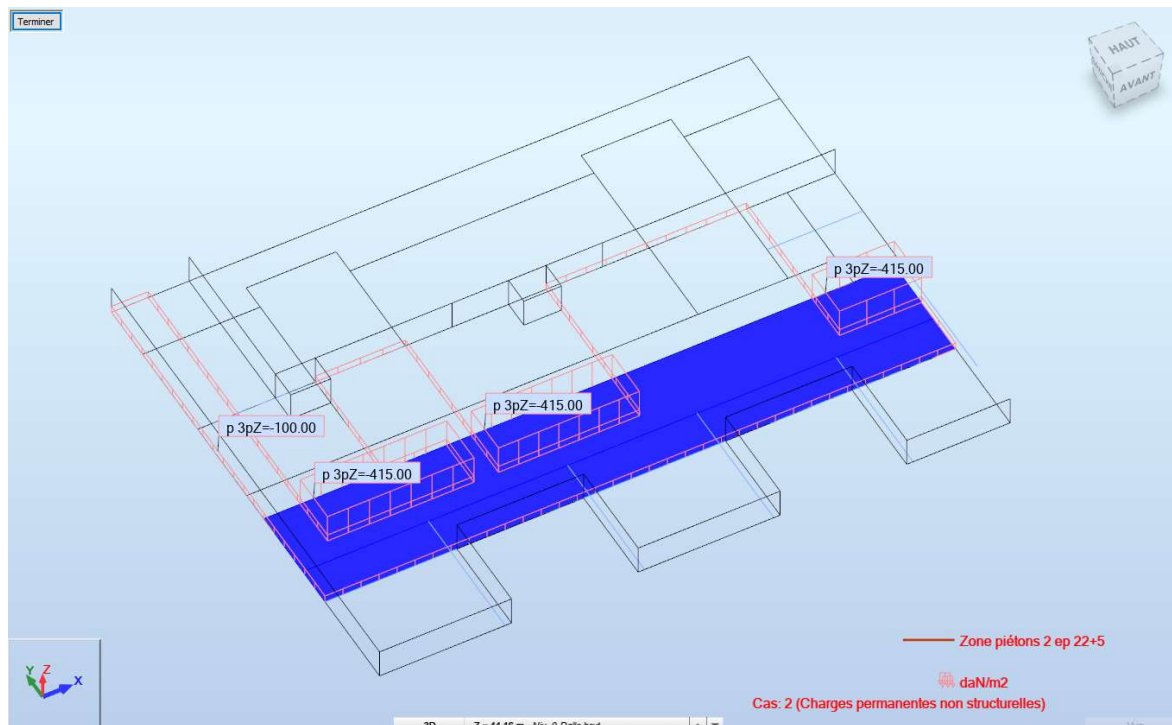
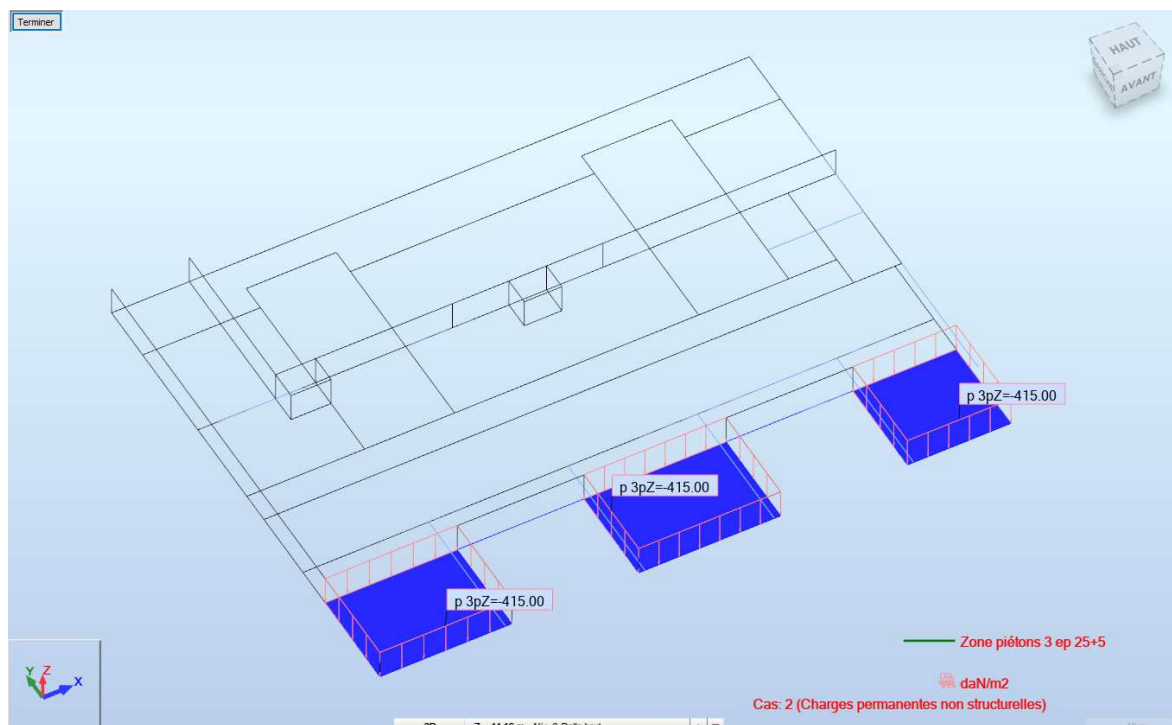


6.2 Cas de charges

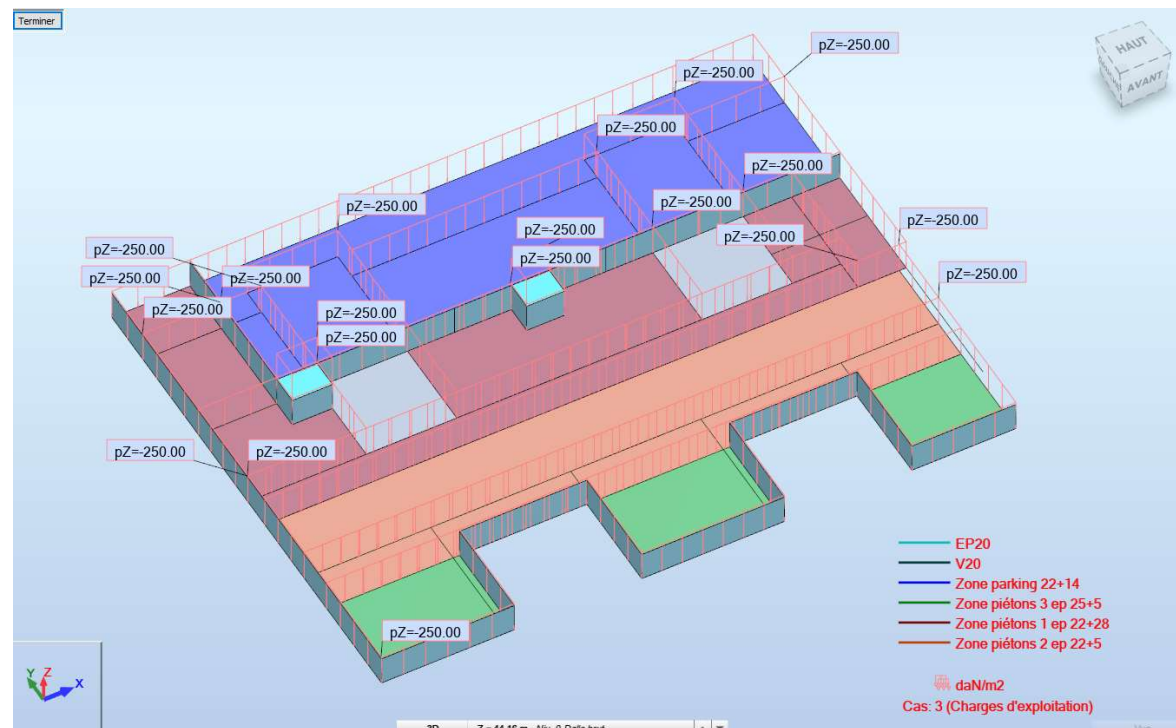
6.2.1 Cas1 : Poids propre structurel



Zone du parking 22+14 cmVégétalisation rustique (390 daN/m^2)**Zone des piétons 1 : partie ép.22+28 cm**Végétalisation rustique (390 daN/m^2)Gazon et fleurs (550 daN/m^2)

Zone des piétons 2 : partie ép.22+5 cmVégétalisation plantes semi-intensive (415 daN/m²)Plateforme bois (100 daN/m²)**Zone des piétons 3 : partie ép.25+5 cm**Végétalisation plantes semi-intensive (415 daN/m²)

6.2.3 Cas3 : Charges d'exploitation



6.3 Combinaisons

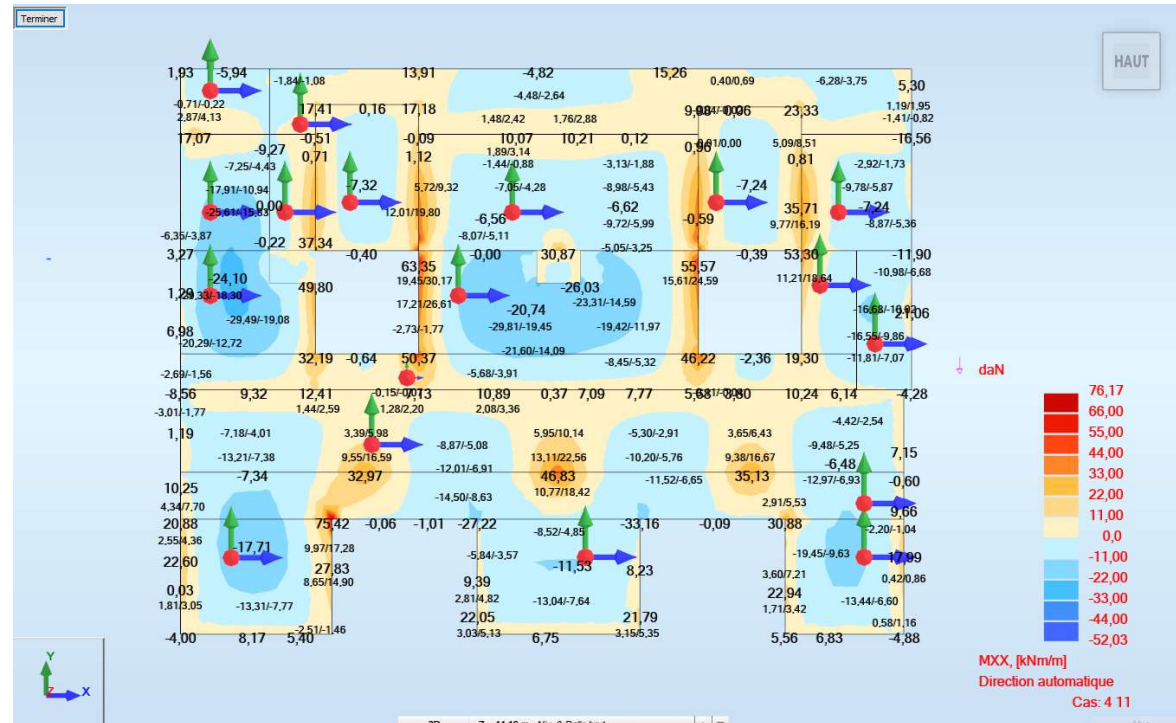
Cas	Préfixe	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PERM1	Poids propre	Structurelle	Statique linéaire
2	PERM2	Charges permanentes non structurelles	Non-structurelle	Statique linéaire
3	EXPL1	Charges d'exploitation	Catégorie C	Statique linéaire
4		ELU/1=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50	permanente	Combinaison linéaire
5		ELU/2=1*1.35 + 2*1.35	permanente	Combinaison linéaire
6		ELU/3=1*1.35 + 2*1.00 + 3*1.50	permanente	Combinaison linéaire
7		ELU/4=1*1.35 + 2*1.00	permanente	Combinaison linéaire
8		ELU/5=1*1.00 + 2*1.35 + 3*1.50	permanente	Combinaison linéaire
9		ELU/6=1*1.00 + 2*1.35	permanente	Combinaison linéaire
10		ELU/7=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50	permanente	Combinaison linéaire
11		ELU/8=1*1.00 + 2*1.00	permanente	Combinaison linéaire
12		ELS:CAR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	permanente	Combinaison linéaire
13		ELS:CAR/2=1*1.00 + 2*1.00	permanente	Combinaison linéaire
14		ELS:FRE/3=1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70	permanente	Combinaison linéaire
15		ELS:FRE/4=1*1.00 + 2*1.00	permanente	Combinaison linéaire
16		ELS:QPR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.60	permanente	Combinaison linéaire
17		ELS:QPR/6=1*1.00 + 2*1.00	permanente	Combinaison linéaire

6.4 Vérification des planchers

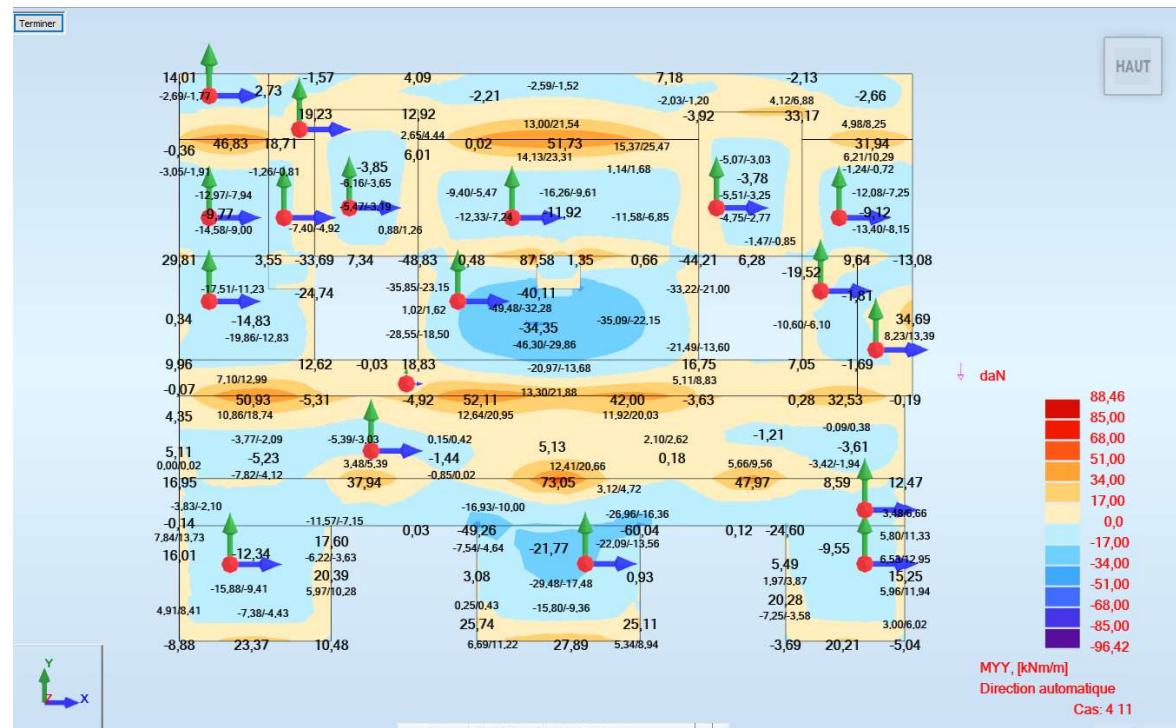
6.5 Efforts internes

6.5.1 A l'ELU

Mxx(kNm/ml)

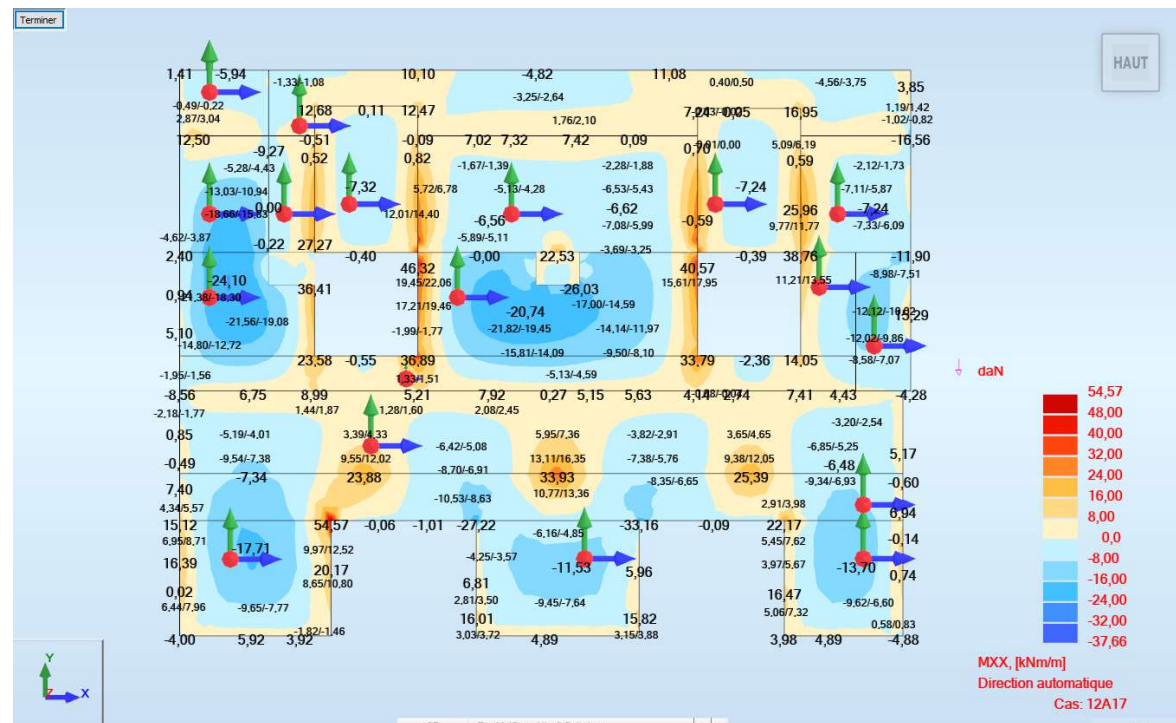


Myy(kNm/ml)

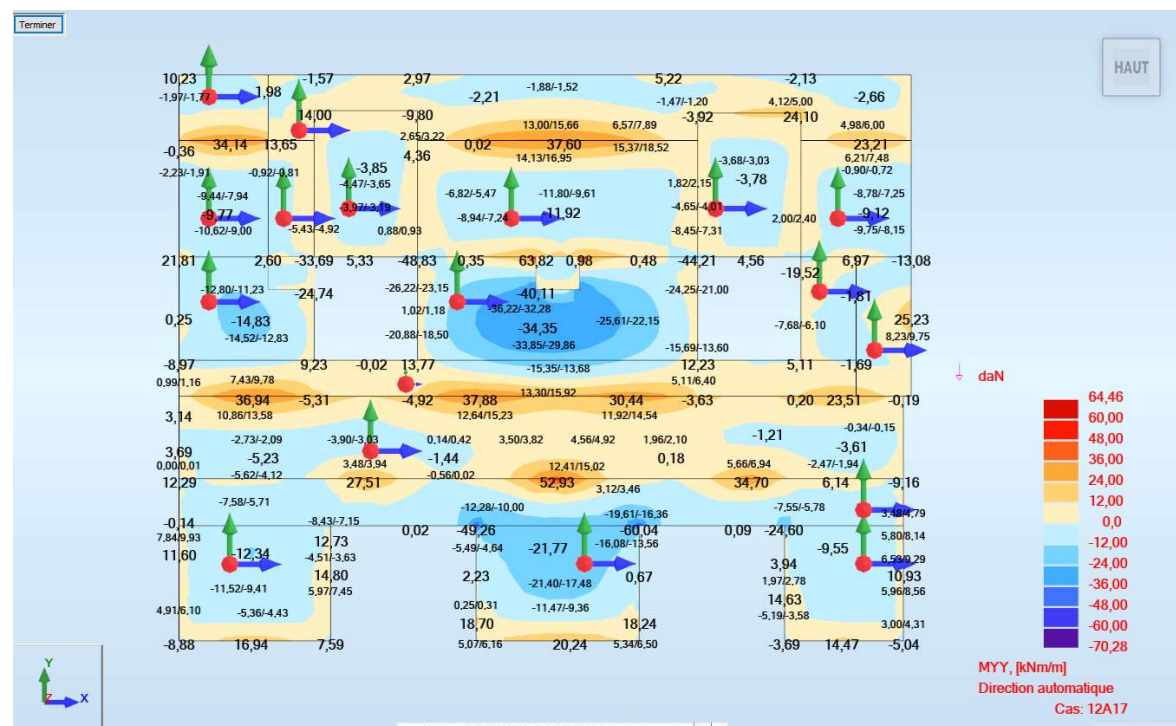


6.5.2 A l'ELS

ELS-Mxx



ELS-Myy

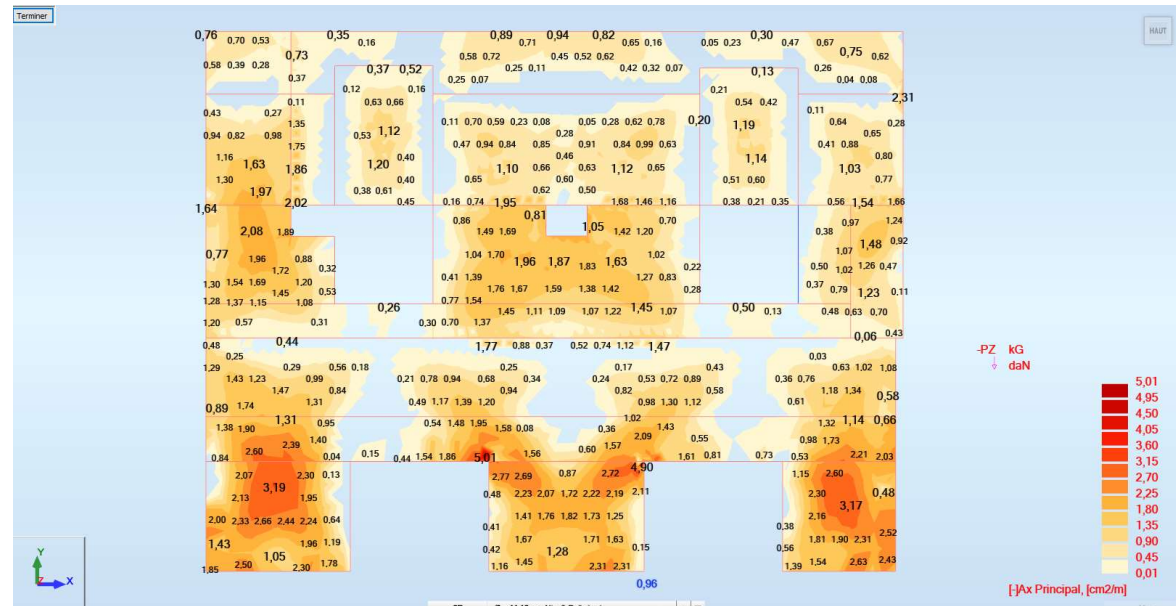


7 Vérification des armatures

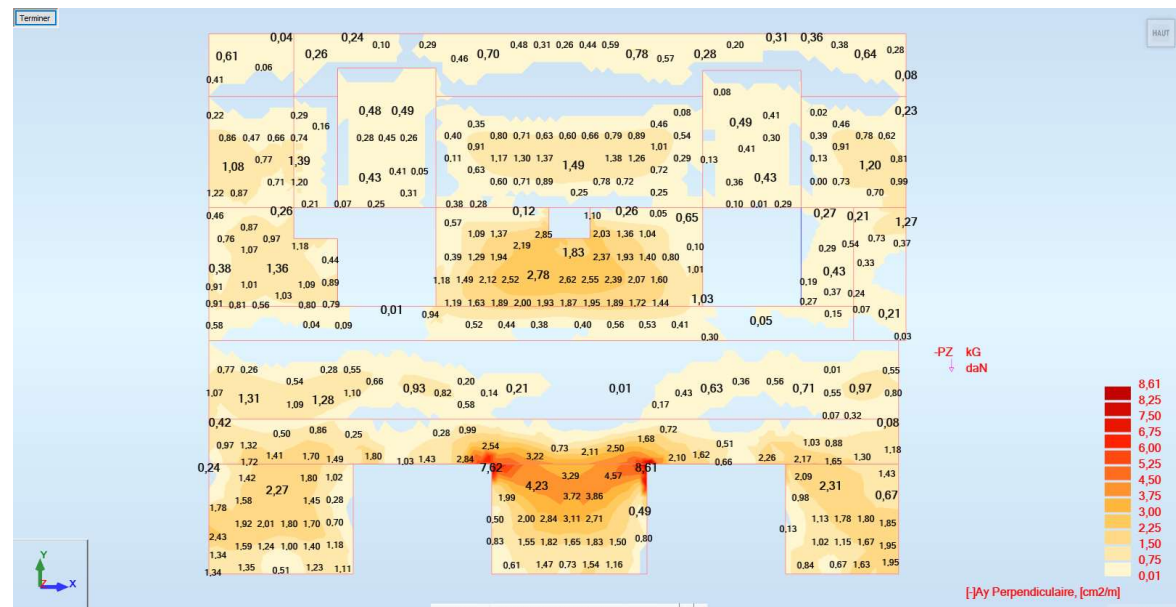
Le calcul des armatures est réalisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

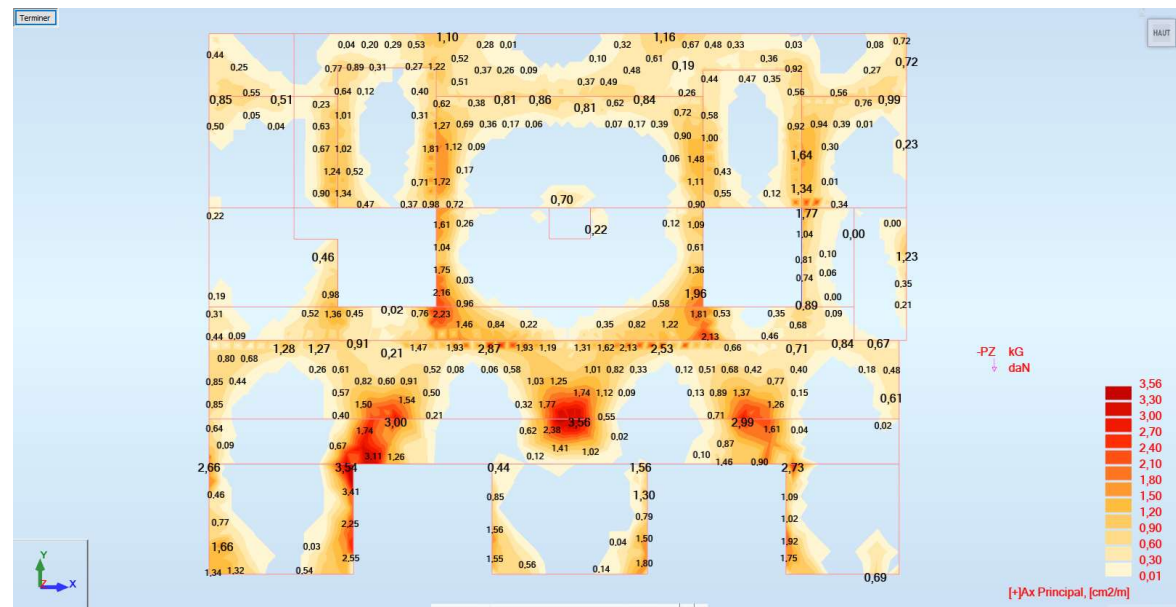
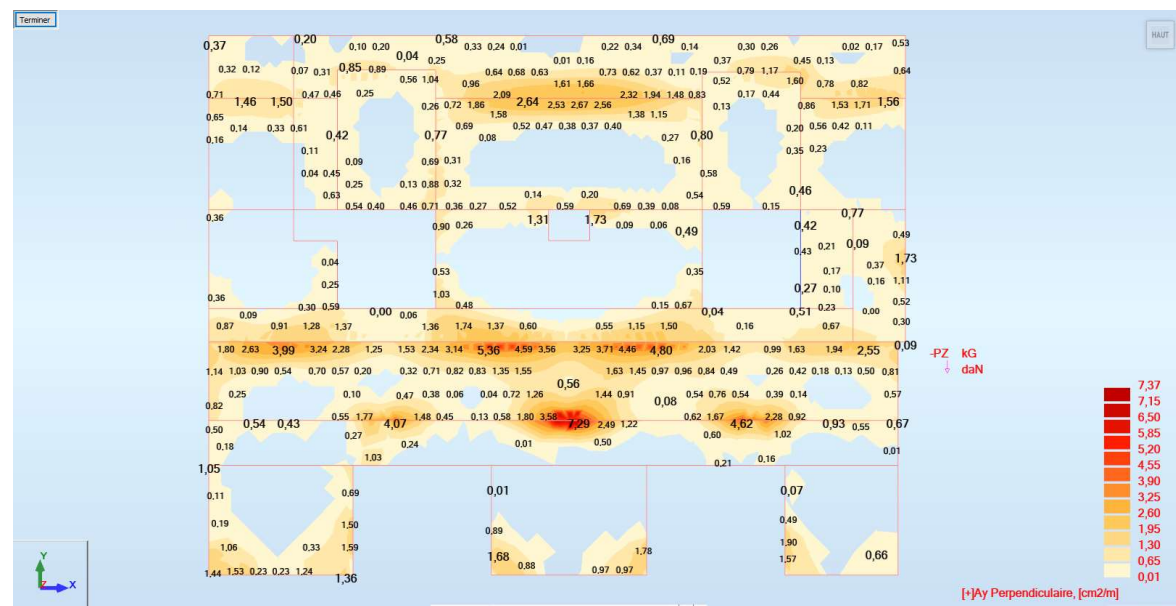
Armatures inférieures

As,xx- (cm²/ml)



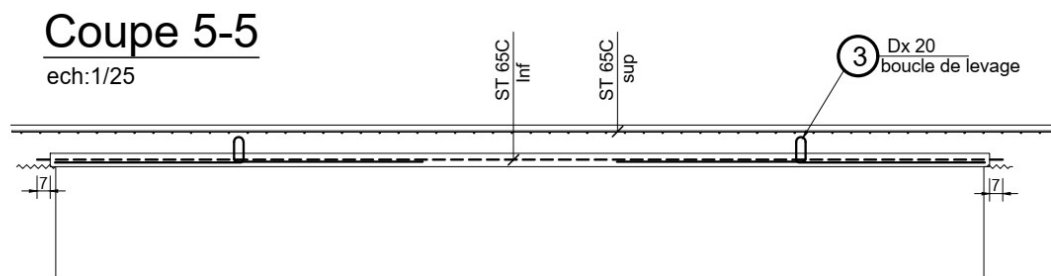
As,yy- (cm²/ml)



Armatures supérieuresAs,xx+ (cm²/ml)As,yy+ (cm²/ml)

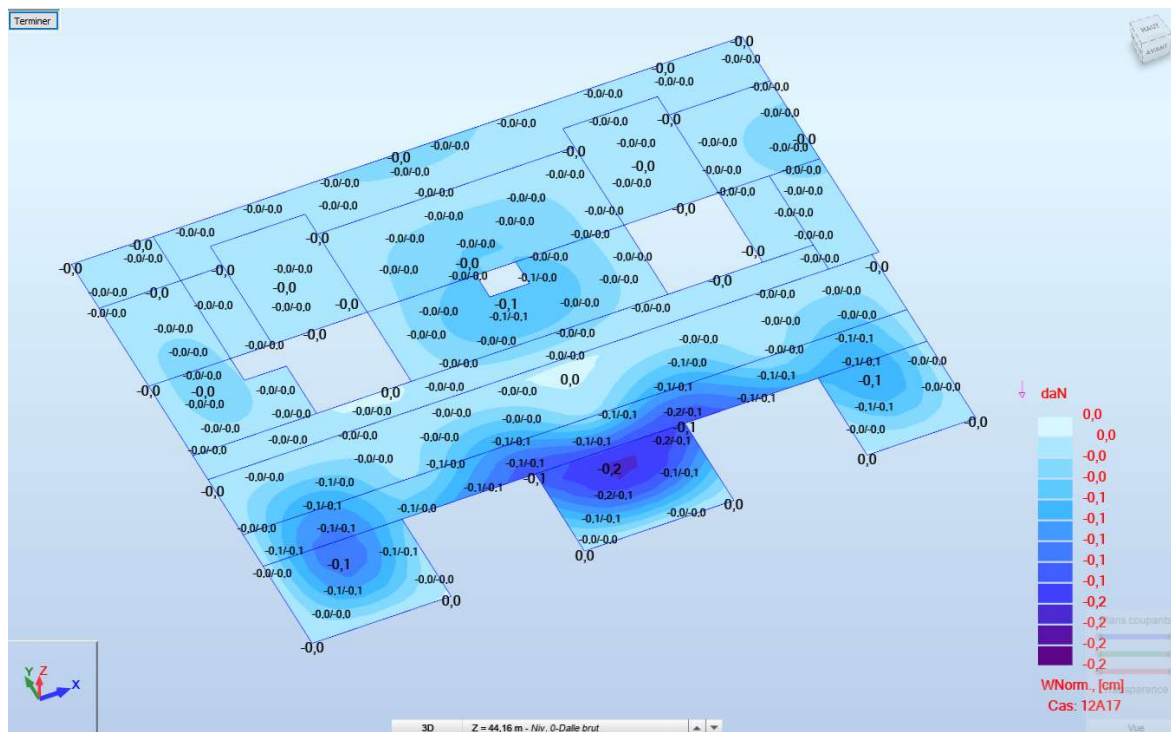
Le ferrailage mis en place suivant la figure ci-après est de :

- ST 65 C en face supérieure (6.36 cm²/ml)
- ST 65 C en face inférieure (6.36 cm²/ml)



→Le ferrailage mis en place de ST 65 C par face est vérifié.

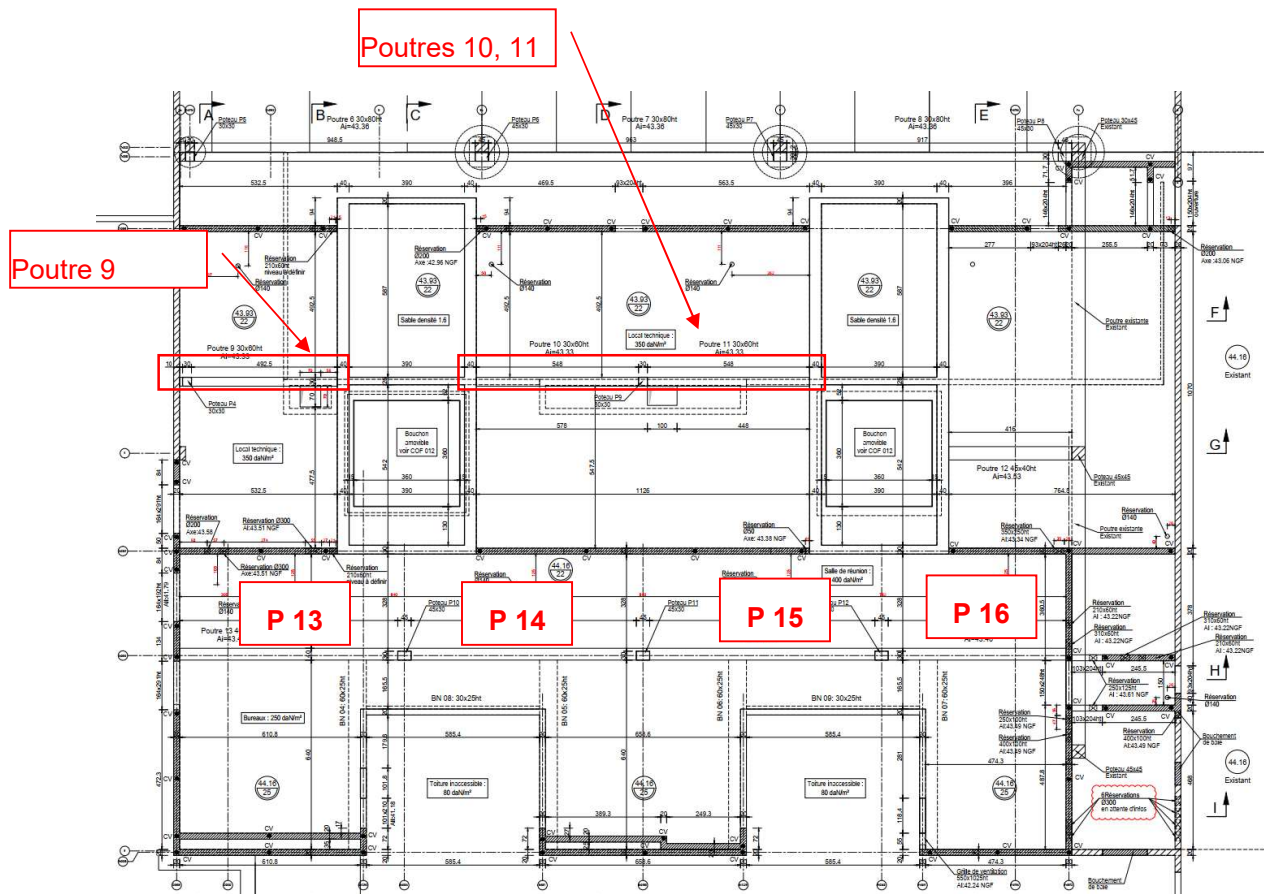
8 Flèche



La flèche maximale est $f_{max}=0,2\text{cm} < L/250=640/250=2,56\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

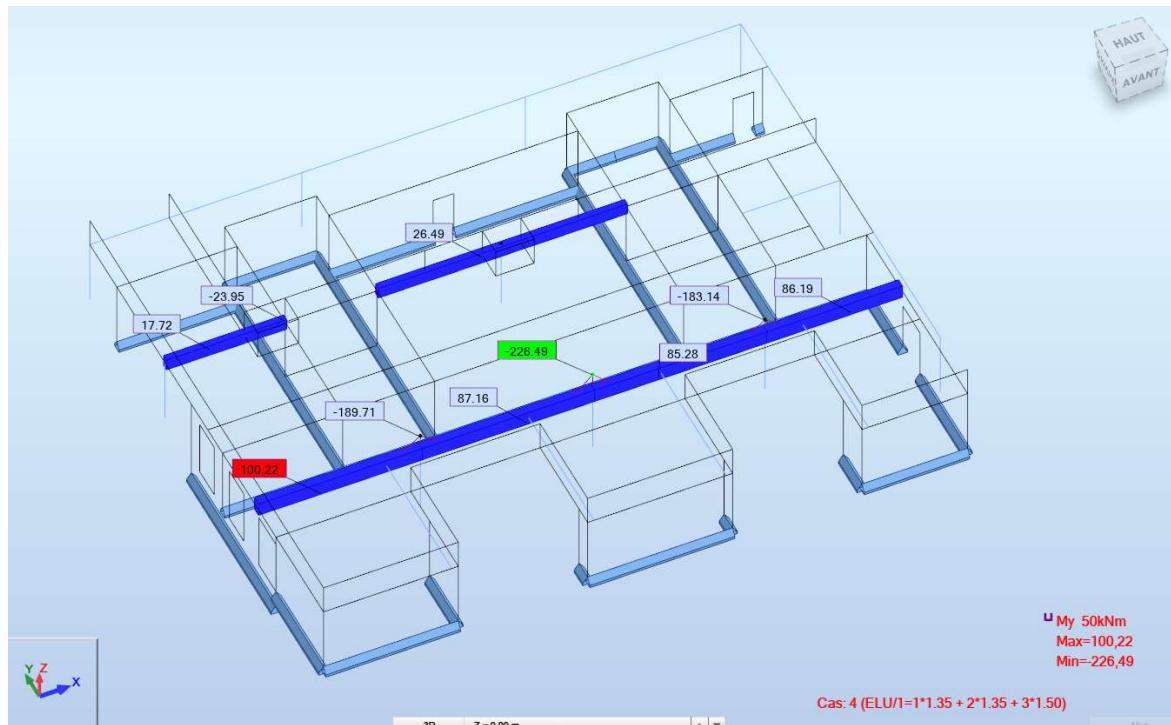
9 Vérification des poutres

9.1 Implantations des poutres

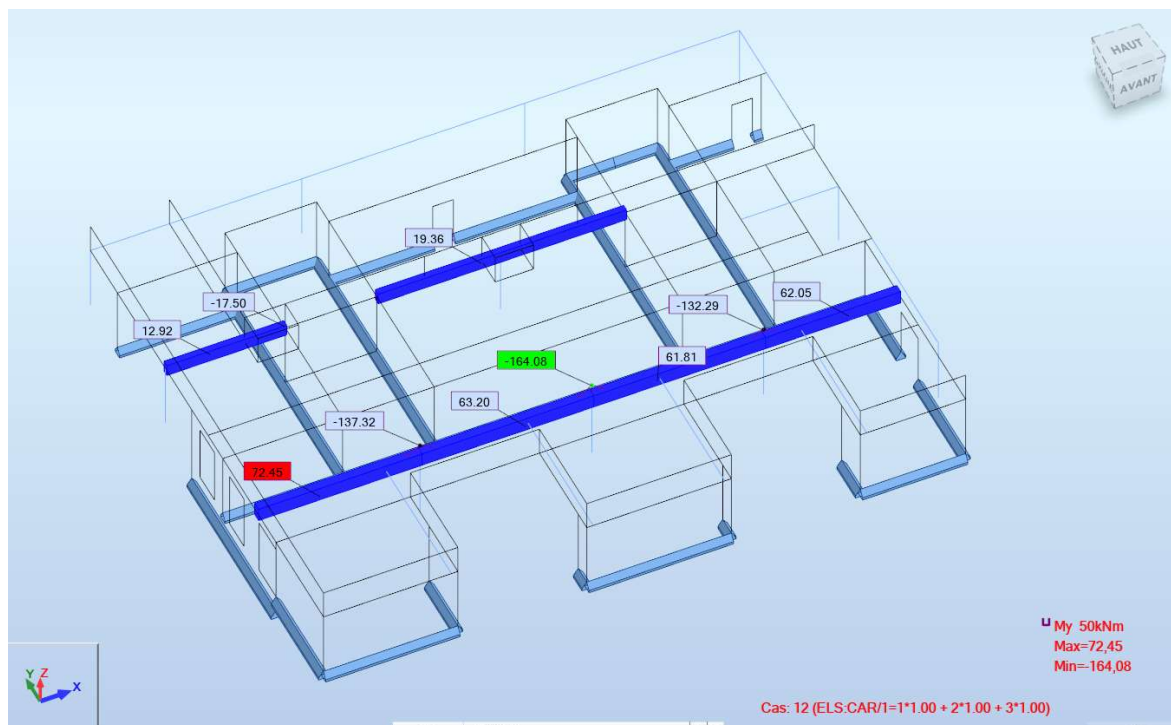


9.2 Effort internes

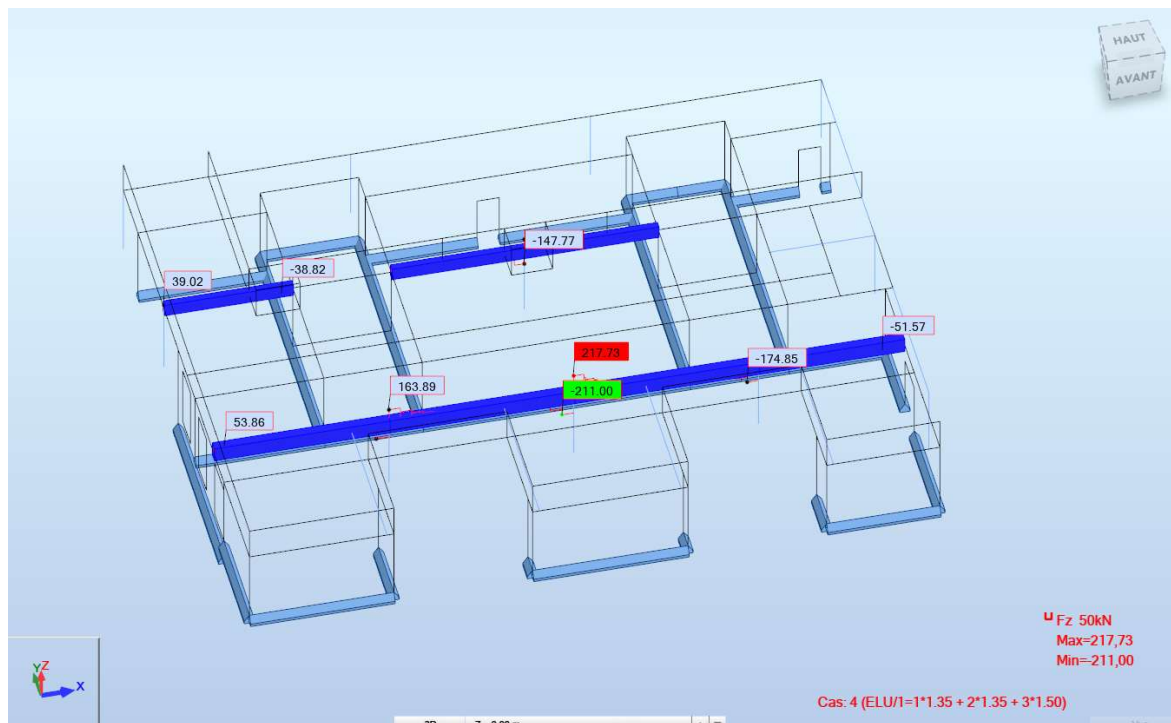
9.2.1 Moments à l'ELU



9.2.2 Moments à l'ELS



9.2.3 Effort tranchant



9.2.4 Récapitulatif initiale de calcul avec armatures mis en place

	M _{ELU} (kN.m)	M _{ELS} (kN.m)	Q _{ELU} (kN)	Armatures mis en place	
				Inférieure	Supérieures
Poutre P9	24	18	39	3HA16+3HA20 (15.45 cm ²)	3 HA 16 (6.03 cm ²)
Poutre P10-11	27	20	148	6HA16 (12.06 cm ²)	3 HA 16 (6.03 cm ²)
Poutre P13-14-15-16	227	165	218	4 HA16+4 HA 20 (20.61 cm ²)	4 HA 16 (8.04 cm ²)

9.3 Calcul des armatures nécessaires

P9

Melu : 24 kN.m

Mels : 18 kN.m

Calcul d'une section rectangule en flexion simple

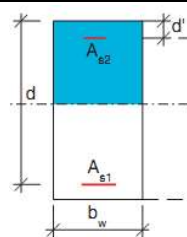
NF EN 1992-1-1 : 2005

NF EN 1992-1-1/NA : 24 mars 2016

Ratio
0,26

Géométrie :

b=	30,0	[cm]	Largueur
h=	60,0	[cm]	Hauteur
c=	3,0	[cm]	Enrobage inférieure
c'=	3,0	[cm]	Enrobage supérieure
d'=	3,5	[cm]	Hauteur utile de As2
d=	56,4	[cm]	Hauteur utile de As1



Matériaux :

Béton :

Classe = C25/30

Valeurs caractéristiques :

f_{ck}	35	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
f_{cm}	33,0	[MPa]	Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours ($f_{cm}=f_{ck}+8$ MPa)
f_{ctm}	2,56	[MPa]	Résistance à la traction du béton à 28 jours ($f_{ctm}=0,3(f_{ck})^{2/3}$ si $f_{ck} \leq 50$ MPa) ($f_{ctm} = 2,12 \cdot \log(1+f_{cm}/10)$ si $f_{ck} > 50$ MPa)
$f_{ctk\ 0,95}$	3,33	[MPa]	Résistance caractéristique supérieure à la traction d'ordre 0,95 ($f_{ctk\ 0,95} = 1,3f_{ctm}$)
$f_{ctk\ 0,05}$	1,80	[MPa]	Résistance caractéristique inférieure à la traction d'ordre 0,05 ($f_{ctk\ 0,05} = 0,7f_{ctm}$)
E_{cm}	31476	[MPa]	Module de déformation instantanée du béton $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$

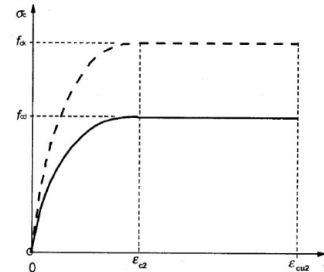
Prise en compte de l'âge du béton :

t=	28	[jours]	Âge du béton à l'instant considéré, en jours
Classe =	N		Classe du ciment (Bétons normaux : CEM 32,5 R, CEM 42,5 N)
$f_{ck}(t)$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression du béton à t jours : ($f_{ck}(t)=f_{cm}(t)-8$ MPa)
$f_{ctm}(t)$	2,56	[MPa]	Résistance à la traction du béton à t jours ($f_{ctm}(t)=(\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm}$)
$f_{ctk\ 0,05}(t)$	1,80	[MPa]	Résistance caractéristique inférieure à la traction d'ordre 0,05 ($f_{ctk\ 0,05} = 0,7f_{ctm}$)
$E_{cm}(t)$	31476	[MPa]	Module de déformation instantanée du béton à t jours

$f_{cm}(t) =$	33,00	[MPa]	Résistance moyenne à la compression du béton à t jours : $(f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm})$
$\beta_{cc}(t) =$	1,00		
$s =$	0,25		
$\alpha =$	0,67		
$\varphi(t, t_0) =$	2,20		Coefficient de fluage à t jours
$E_{c,eff}(t) =$	9836	[MPa]	Module de déformation effectif du béton à t jours

Diagramme σ - ϵ : parabole-rectangle

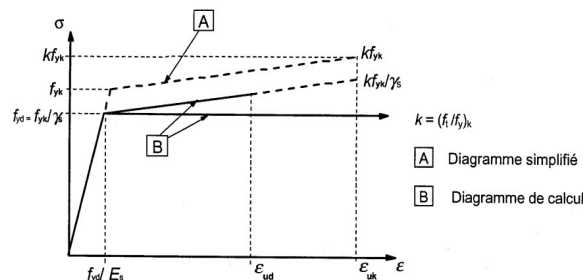
$\epsilon_{c2} =$	2,00	(°/°)
$\epsilon_{cu2} =$	3,50	(°/°)
$n =$	2,00	

Acier :**Classe = S500 B**

$f_{yk} =$	500	[MPa]	Limite élastique caractéristique de l'acier
$E_s =$	200000	[MPa]	Module d'élasticité de l'acier

Diagramme σ - ϵ d'acier à palier incliné :

$\epsilon_{uk} =$	50,0	(°/°)
$\epsilon_{ud} =$	45,0	(°/°)
$k =$	1,08	



$$\epsilon_e = 2,174 \quad (°/°) \quad \epsilon_e = f_{yd}/E_s$$

Homogénéisation :

$\alpha_e =$	20,33	Coefficient d'équivalent entre l'acier et béton
--------------	-------	---

Sollicitations :

$M_{ELU} =$	24,00	[kNm]
$M_{ELS-CAR} =$	18,00	[kNm]
$M_{ELS-FRE} =$	15,36	[kNm]
$M_{ELS-QP} =$	15,36	[kNm]
$M_{ELA} =$	0,00	[kNm]

Résultats :Calcul à l'ELU :Paramètres de calcul :

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul du béton en compression
$\alpha_{ct} =$	1,00		$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
$\gamma_c =$	1,50		
$f_{ctd} =$	1,20	[MPa]	Résistance de calcul du béton en traction
$\alpha_{ct} =$	1,0		$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0.05} / \gamma_c$

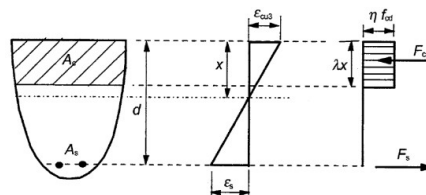
$$f_{yd} = 434,8 \quad \text{Limite élastique de calcul de l'acier}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

Zone comprimée :

$$\eta = 1,000$$

$$\lambda = 0,800$$

Moment de frontière μ_{AB}

$$\alpha_{AB} = 0,0722 \quad \alpha_{AB} = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s)$$

$$\mu_{AB} = 0,0561 \quad \mu_{AB} = \lambda \times \alpha_{AB} \times (1 - \lambda \times \alpha_{AB} / 2)$$

En pivot B :

$$\alpha_R = 0,617 \quad \alpha_R = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_e)$$

$$\mu_R = 0,372 \quad \mu_R = \lambda \times \alpha_R \times (1 - \lambda \times \alpha_R / 2)$$

Moment réduit de calcul :

$$\alpha = 0,0190 \quad \alpha = y/d = [1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] / \lambda$$

$$\mu_{bu} = 0,0151 \quad \mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{cd})$$

Cas de calcul :

$$\alpha < \alpha_R \Rightarrow \text{Aciers comprimés A' ne sont pas nécessaires}$$

$$\alpha < \alpha_{AB} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Section d'armature tendue :

$$z_c = 55,97 \quad [\text{cm}] \quad \text{Bras de levier de } F_c / \text{acier tendu, } z_c = d \times (1 - \lambda \times \alpha / 2)$$

$$z_c / h = 93\%$$

$$A_s = 0,92 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Section d'acier tendu, } A_s = M / (z_c \times \sigma_s)$$

Si l'armature comprimée nécessaire, $A_s = M_R / (z_c \times \sigma_s) + A'_s \times \sigma_{sd} / \sigma_s$

Section d'armature comprimée :

$$M_R = 591,22 \quad [\text{kNm}] \quad M_R = \mu_R \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

$$z'_c = 52,90 \quad [\text{cm}] \quad \text{Bras de levier de } F'_c / \text{acier comprimé, } z'_c = d - d'$$

$$A'_s = 0,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Section d'acier comprimé, } A'_s = (M_{Ed} - M_R) / (z'_c \times \sigma_{sc})$$

Contraintes à l'ELU :

$$\sigma_{sc} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de l'acier comprimée (fibre supérieure)}$$

$$\sigma_{bc} = 11,36 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte du béton (fibre supérieure)}$$

$$\sigma_s = 466,09 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de l'acier tendu (fibre inférieure)}$$

Déformations à l'ELU :

$$\varepsilon_{sc} = 0,00 \quad (^\circ/\infty) \quad \text{Raccourcissement de l'acier comprimé (fibre supérieure)}$$

$$\varepsilon_{bc} = 0,87 \quad (^\circ/\infty) \quad \text{Raccourcissement du béton comprimé (fibre supérieure)}$$

$$\varepsilon_{bc} \leq \varepsilon_{cu} \Rightarrow \text{Déformation du béton est vérifiée.}$$

$$\varepsilon_s = 45,00 \quad (^\circ/\infty) \quad \text{Allongement de l'acier tendu (fibre inférieure)}$$

$$\varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{ud} \Rightarrow \text{Déformation de l'acier est vérifiée.}$$

Armatures minimales :

$$A_{s,min} = 2,26 \quad [\text{cm}^2] \quad A_{s,min} = \max(0,26 \times b \times d \times f_{ctm} / f_{yk} ; 0,0013 \times b \times d)$$

Disposition des armatures réelles :

Nota : nécessité de vérification des contraintes et des déformations à l'ELS

Armatures supérieures :

Ratio= 0,00

 $A'_{s,théorique} = 0,00$ [cm²] Armature comprimé théorique $A'_{s,réelle} = 0,00$ [cm²] Armature comprimé réelle

lit	n_i	ϕ_i (mm)
(lit 1)	0	0
(lit 2)	0	0
(lit 3)	0	0

Armatures inférieures :

Ratio= 0,67

 $A_{s,théorique} = 2,26$ [cm²] Armature tendue théorique $A_{s,réelle} = 3,39$ [cm²] Armature tendue réelle

lit	n_i	ϕ_i (mm)
(lit 1)	3	12
(lit 2)	0	0
(lit 3)	0	0
(lit 4)	0	0

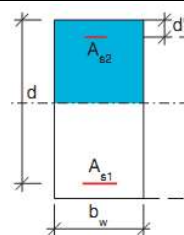
 $d_{cadre} = 9,00$ [mm] Diamètre maximal des cadres $c_g = 0,0$ [cm] Distance entre la face supérieure et le centre de gravité des armatures supérieures $c_g' = 4,5$ [cm] Distance entre la face supérieure et le centre de gravité des armatures inférieures**P10-11****Melu : 27 kN.m****Mels : 20 kN.m****Calcul d'une section rectangle en flexion simple**

NF EN 1992-1-1 : 2005

NF EN 1992-1-1/NA : 24 mars 2016

Ratio
0,28**Géométrie :**

b=	30,0	[cm]	Largueur
h=	60,0	[cm]	Hauteur
c=	3,0	[cm]	Enrobage inférieure
c'=	3,0	[cm]	Enrobage supérieure
d'=	3,5	[cm]	Hauteur utile de As2
d=	56,4	[cm]	Hauteur utile de As1

**Matériaux :****Béton :**

Classe = C25/30

Valeurs caractéristiques : $f_{ck} = 35$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours

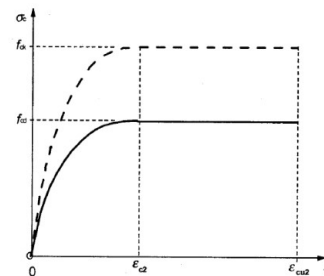
f_{cm}	33,0	[MPa]	Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours ($f_{cm}=f_{ck}+8$ MPa)
f_{ctm}	2,56	[MPa]	Résistance à la traction du béton à 28 jours ($f_{ctm}=0,3(f_{ck})^{2/3}$ si $f_{ck}\leq 50$ MPa) ($f_{ctm}=2,12.\log(1+f_{cm}/10)$ si $f_{ck}>50$ MPa)
$f_{ctk\ 0,95}$	3,33	[MPa]	Résistance caractéristique supérieure à la traction d'ordre 0,95 ($f_{ctk\ 0,95} = 1,3f_{ctm}$)
$f_{ctk\ 0,05}$	1,80	[MPa]	Résistance caractéristique inférieure à la traction d'ordre 0,05 ($f_{ctk\ 0,05} = 0,7f_{ctm}$)
E_{cm}	31476	[MPa]	Module de déformation instantanée du béton $E_{cm} = 22000*(f_{cm}/10)^{0,3}$

Prise en compte de l'âge du béton :

t	28	[jours]	Âge du béton à l'instant considéré, en jours
Classe	N		Classe du ciment
			(Bétons normaux : CEM 32,5 R, CEM 42,5 N)
$f_{ck}(t)$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression du béton à t jours : ($f_{ck}(t)=f_{cm}(t)-8$ MPa)
$f_{ctm}(t)$	2,56	[MPa]	Résistance à la traction du béton à t jours ($f_{ctm}(t)=(\beta_{cc}(t))^{\alpha}*f_{ctm}$)
$f_{ctk\ 0,05}(t)$	1,80	[MPa]	Résistance caractéristique inférieure à la traction d'ordre 0,05 ($f_{ctk\ 0,05} = 0,7f_{ctm}$)
$E_{cm}(t)$	31476	[MPa]	Module de déformation instantanée du béton à t jours
$f_{cm}(t)$	33,00	[MPa]	Résistance moyenne à la compression du béton à t jours : ($f_{cm}(t)=\beta_{cc}(t)*f_{cm}$)
$\beta_{cc}(t)$	1,00		
s	0,25		
α	0,67		
$\varphi(t,t_0)$	2,20		Coefficient de fluage à t jours
$E_{c,eff}(t)$	9836	[MPa]	Module de déformation effectif du béton à t jours

Diagramme σ - ε : parabole-rectangle

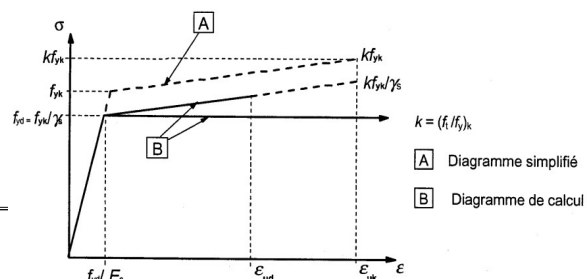
ε_{c2}	2,00	(°/°°)
ε_{cu2}	3,50	(°/°°)
n	2,00	

Acier :Classe **S500 B**

f_{yk}	500	[MPa]	Limite élastique caractéristique de l'acier
E_s	200000	[MPa]	Module d'élasticité de l'acier

Diagramme σ - ε d'acier à palier incliné :

ε_{uk}	50,0	(°/°°)
ε_{ud}	45,0	(°/°°)
k	1,08	



$$\varepsilon_e = 2,174 \quad (^\circ/\text{oo}) \quad \varepsilon_e = f_{yd}/E_s$$

Homogénéisation :

$$\alpha_e = 20,33 \quad \text{Coefficient d'équivalent entre l'acier et béton}$$

Sollicitations :

$M_{ELU} =$	27,00	[kNm]
$M_{ELS-CAR} =$	20,00	[kNm]
$M_{ELS-FRE} =$	19,00	[kNm]
$M_{ELS-QP} =$	19,00	[kNm]
$M_{ELA} =$	0,00	[kNm]

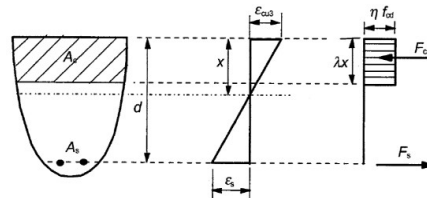
Résultats :Calcul à l'ELU :Paramètres de calcul :

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul du béton en compression
$\alpha_{ct} =$	1,00		$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
$\gamma_c =$	1,50		
$f_{ctd} =$	1,20	[MPa]	Résistance de calcul du béton en traction
$\alpha_{ct} =$	1,0		$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c$
$f_{yd} =$	434,8		Limite élastique de calcul de l'acier
$\gamma_s =$	1,15		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Zone comprimée :

$$\eta = 1,000$$

$$\lambda = 0,800$$

Moment de frontière μ_{AB}

$$\alpha_{AB} = 0,0722 \quad \alpha_{AB} = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s)$$

$$\mu_{AB} = 0,0561 \quad \mu_{AB} = \lambda \times \alpha_{AB} \times (1 - \lambda \times \alpha_{AB} / 2)$$

En pivot B :

$$\alpha_R = 0,617 \quad \alpha_R = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_e)$$

$$\mu_R = 0,372 \quad \mu_R = \lambda \times \alpha_R \times (1 - \lambda \times \alpha_R / 2)$$

Moment réduit de calcul :

$$\alpha = 0,0214 \quad \alpha = y/d = [1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] / \lambda$$

$$\mu_{bu} = 0,0170 \quad \mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{cd})$$

Cas de calcul :

$$\alpha < \alpha_R \Rightarrow \text{Aciers comprimés A' ne sont pas nécessaires}$$

$$\alpha < \alpha_{AB} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Section d'armature tendue :

$z_c =$	55,92	[cm]	Bras de levier de F_c / acier tendu, $z_c = d \times (1 - \lambda \times \alpha / 2)$
$z_c / h =$	93%		
$A_s =$	1,04	[cm ²]	Section d'acier tendu, $A_s = M / (z_c \times \sigma_s)$ Si l'armature comprimée nécessaire, $A_s = M_R / (z_c \times \sigma_s) + A'_s \times \sigma_{sc} / \sigma_s$

Section d'armature comprimée :

$M_R =$	591,22	[kNm]	$M_R = \mu_R \times b \times d^2 \times f_{cd}$
$z'_c =$	52,90	[cm]	Bras de levier de F'_c / acier comprimé, $z'_c = d - d'$
$A'_s =$	0,00	[cm ²]	Section d'acier comprimé, $A'_s = (M_{Ed} - M_R) / (z'_c \times \sigma_{sc})$

Contraintes à l'ELU :

$\sigma_{sc} =$	0,00	[MPa]	Contrainte de l'acier comprimée (fibre supérieure)
$\sigma_{bc} =$	12,37	[MPa]	Contrainte du béton (fibre supérieure)
$\sigma_s =$	466,09	[MPa]	Contrainte de l'acier tendu (fibre inférieure)

Déformations à l'ELU :

$\epsilon_{sc} =$	0,00	(‰)	Raccourcissement de l'acier comprimé (fibre supérieure)
$\epsilon_{bc} =$	0,98	(‰)	Raccourcissement du béton comprimé (fibre supérieure)
$\epsilon_{bc} \leq$	$\epsilon_{cu} \Rightarrow$		Déformation du béton est vérifiée.
$\epsilon_s =$	45,00	(‰)	Allongement de l'acier tendue (fibre inférieure)
$\epsilon_{s2} \leq$	$\epsilon_{ud} \Rightarrow$		Déformation de l'acier est vérifiée.

Armatures minimales :

$A_{s,min} =$	2,26	[cm ²]	$A_{s,min} = \max(0,26 \times b \times d \times f_{ctm} / f_{yk} ; 0,0013 \times b \times d)$
---------------	------	--------------------	---

Disposition des armatures réelles :

Nota : nécessité de vérification des contraintes et des déformations à l'ELS

Armatures supérieures :

Ratio= 0,00

$A'_{s,theorique}$	0,00	[cm ²]	Armature comprimé théorique
$A'_{s,theorique} =$			
$A'_{s,réelle} =$	0,00	[cm ²]	Armature comprimé réelle

lit	n_i	ϕ_i (mm)
(lit 1)	0	0
(lit 2)	0	0
(lit 3)	0	0

Armatures inférieures :

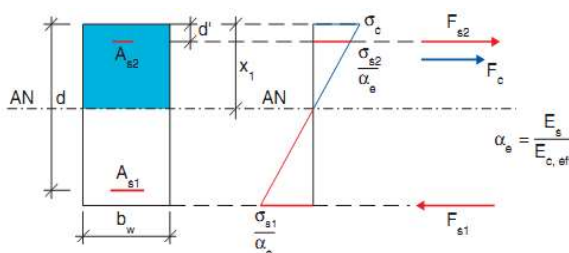
Ratio= 0,67

$A_{s,theorique}$	2,26	[cm ²]	Armature tendue théorique
$A_{s,theorique} =$			
$A_{s,réelle} =$	3,39	[cm ²]	Armature tendue réelle

lit	n_i	ϕ_i (mm)
(lit 1)	3	12
(lit 2)	0	0
(lit 3)	0	0
(lit 4)	0	0

$d_{cadre} =$	9,00	[mm]	Diamètre maximal des cadres
$c_g =$	0,0	[cm]	Distance entre la face supérieure et le centre de gravité des armatures supérieures

$c_g' =$	4,5	[cm]	Distance entre la face supérieure et le centre de gravité des armatures inférieures
----------	-----	------	---

Vérification à l'ELS :**Position de l'axe neutre**

x_1 est la solution de l'équation $f(x_1) = 0$

$$f(x_1) = \frac{bx_1^3}{2} + \alpha_e(A_{s1} + A_{s2})x_1 - \alpha_e(A_{s1}d + A_{s2}d')$$

$a =$	15	[cm]	(= $b/2$)
$b =$	69,0	[cm ²]	(= $\alpha_e(A_{s1} + A_{s2})$)
$c =$	-3891,0	[cm ³]	(= $\alpha_e(A_{s1}d + A_{s2}d')$)
$\Delta =$	238217	[cm ⁴]	discriminant (= $b^2 - 4ac$)

$x_1 =$	13,97	[cm]	Hauteur de zone comprimé - axe neutre ($x_1 = (-b + \sqrt{\Delta}) / (2a)$)
---------	-------	------	--

$\alpha_1 =$	0,2477		(= x_1/d)
--------------	--------	--	--------------

Moment d'inertie de la section fissurée

$I_{cf} =$	151464	[cm ⁴]	(= $b \cdot x_1^3/3 + \alpha_e A_{s1}(d-x_1)^2 + \alpha_e A_{s2}(x_1-d')^2$)
------------	--------	--------------------	---

Contraintes à l'ELS CAR :

$K =$	13,20	[MN/m ³]	(= $M_{ELS-CAR} / I_{cf}$)
$k_1 =$	0,60		Coefficient de sécurité [§7.2(1)P]
$\sigma_c =$	15,0	[MPa]	Contrainte admissible du béton sous combinaison ELS CAR, $\sigma_c = k_1 \times f_{ck}$
$\sigma_s =$	400,0	[MPa]	Contrainte admissible de l'acier sous combinaison ELS CAR, $\sigma_s = 0,8 \times f_{yk}$
$\sigma_c =$	1,84	[MPa]	Contrainte du béton - fibre supérieur (= $K \cdot x_1$)
$\sigma_c <$	σ_c	\Rightarrow	Contrainte du béton est vérifiée. Ratio = 0,12
$\sigma_{sc} =$	28,11	[MPa]	Contrainte de l'acier comprimé-fibre supérieur ($\sigma_{sc} = \alpha_e \cdot K \cdot (x_1 - d')$)

$\sigma_s =$	113,92	[MPa]	Contrainte de l'acier tendu - fibre inférieur (= $\alpha_e \cdot K \cdot (d - x_1)$)
$\sigma_s <$	σ_s	\Rightarrow	Contrainte de l'acier est vérifiée. Ratio = 0,28

Contraintes à l'ELS FRE :

$K =$	12,54	[MN/m ³]	(= $M_{ELS-FRE} / I_{cf}$)
-------	-------	----------------------	-----------------------------

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 1,75 \quad [\text{MPa}] && \text{Contrainte du béton - fibre supérieur (= } K \cdot x_1) \\ \sigma_{sc} &= 26,70 \quad [\text{MPa}] && \text{Contrainte de l'acier comprimé-fibre supérieur (} \sigma_{sc} = \alpha_e \cdot K \cdot (x_1 - d')\end{aligned}$$

$$\sigma_s = 108,22 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de l'acier tendu - fibre inférieur (= } \alpha_e \cdot K \cdot (d - x_1))$$

Contraintes à l'ELS QP :

$$K = 12,54 \quad \left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^3} \right] \quad (= M_{\text{ELS-QP}} / I_{\text{cf}})$$

$$\begin{aligned}k_1 &= 0,45 && \text{Coefficient de sécurité pour se limiter à un fluage linéaire} \\ \underline{\sigma_c} &= 11,3 \quad [\text{MPa}] && \text{Contrainte admissible du béton sous combinaison ELS QP, } \underline{\sigma_c} = k_1 \cdot f_{ck}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 1,75 \quad [\text{MPa}] && \text{Contrainte du béton - fibre supérieur (= } K \cdot x_1) \\ \sigma_c &< \underline{\sigma_c} \Rightarrow && \text{Contrainte du béton est vérifiée.} \quad \text{Ratio} = 0,16 \\ \sigma_{sc} &= 26,70 \quad [\text{MPa}] && \text{Contrainte de l'acier comprimé-fibre supérieur (} \sigma_{sc} = \alpha_e \cdot K \cdot (x_1 - d')\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= 108,22 \quad [\text{MPa}] && \text{Contrainte de l'acier tendu - fibre inférieur (= } \alpha_e \cdot K \cdot (d - x_1)) \\ \sigma_s &< \underline{\sigma_s} \Rightarrow && \text{Contrainte de l'acier est vérifiée.} \quad \text{Ratio} = 0,27\end{aligned}$$

Récapitulatif :

	ELS CAR	ELS FRE	ELS QP
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
$\sigma_c =$	1,84	1,75	1,75
$\sigma_{sc} =$	28,11	26,70	26,70
$\sigma_s =$	113,92	108,22	108,22

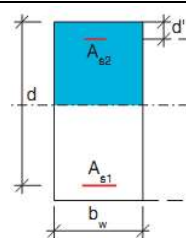
P13-14-15-16**Melu : 227 kN.m****Mels : 165 kn.m****Calcul d'une section rectangle en flexion simple**

NF EN 1992-1-1 : 2005
NF EN 1992-1-1/NA : 24 mars 2016

Ratio
0,86

Géométrie :

b=	40,0	[cm]	Largueur
h=	70,0	[cm]	Hauteur
c=	3,0	[cm]	Enrobage inférieure
c'=	3,0	[cm]	Enrobage supérieure
d'=	3,5	[cm]	Hauteur utile de As2
d=	66,1	[cm]	Hauteur utile de As1

**Matériaux :****Béton :****Classe = C25/30**

Valeurs caractéristiques :

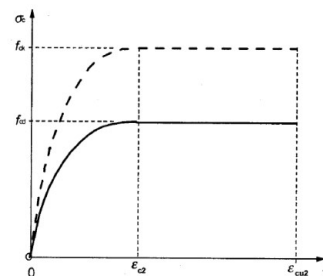
$f_{ck} =$	35	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
$f_{cm} =$	33,0	[MPa]	Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours ($f_{cm}=f_{ck}+8$ MPa)
$f_{ctm} =$	2,56	[MPa]	Résistance à la traction du béton à 28 jours ($f_{ctm}=0,3(f_{ck})^{2/3}$ si $f_{ck}\leq 50$ MPa) ($f_{ctm}=2,12.\log(1+f_{cm}/10)$ si $f_{ck}>50$ MPa)
$f_{ctk\ 0,95} =$	3,33	[MPa]	Résistance caractéristique supérieure à la traction d'ordre 0,95 ($f_{ctk0,95} = 1,3f_{ctm}$)
$f_{ctk\ 0,05} =$	1,80	[MPa]	Résistance caractéristique inférieure à la traction d'ordre 0,05 ($f_{ctk0,05} = 0,7f_{ctm}$)
$E_{cm} =$	31476	[MPa]	Module de déformation instantanée du béton $E_{cm} = 22000*(f_{cm}/10)^{0,3}$

Prise en compte de l'âge du béton :

$t =$	28	[jours]	Âge du béton à l'instant considéré, en jours
Classe =	N		Classe du ciment (Bétons normaux : CEM 32,5 R, CEM 42,5 N)
$f_{ck}(t) =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression du béton à t jours : ($f_{ck}(t)=f_{cm}(t)-8$ MPa)
$f_{ctm}(t) =$	2,56	[MPa]	Résistance à la traction du béton à t jours ($f_{ctm}(t)=(\beta_{cc}(t))^{\alpha}*f_{ctm}$)
$f_{ctk\ 0,05}(t) =$	1,80	[MPa]	Résistance caractéristique inférieure à la traction d'ordre 0,05 ($f_{ctk0,05} = 0,7f_{ctm}$)
$E_{cm}(t) =$	31476	[MPa]	Module de déformation instantanée du béton à t jours
$f_{cm}(t) =$	33,00	[MPa]	Résistance moyenne à la compression du béton à t jours : ($f_{cm}(t)=\beta_{cc}(t)*f_{cm}$)
$\beta_{cc}(t) =$	1,00		
$s =$	0,25		
$\alpha =$	0,67		
$\varphi(t,t_0) =$	2,20		Coefficient de fluage à t jours
$E_{c,eff}(t) =$	9836	[MPa]	Module de déformation effectif du béton à t jours

Diagramme σ - ε : parabole-rectangle

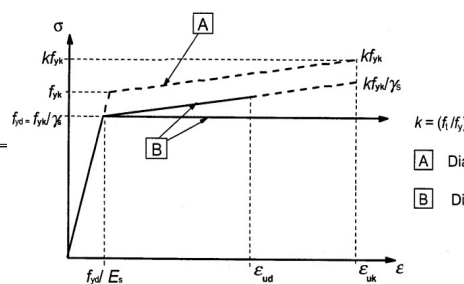
$\varepsilon_{c2} =$	2,00	(°/°)
$\varepsilon_{cu2} =$	3,50	(°/°)
$n =$	2,00	

Acier :Classe = **S500 B**

$f_{yk} =$	500	[MPa]	Limite élastique caractéristique de l'acier
$E_s =$	200000	[MPa]	Module d'élasticité de l'acier

Diagramme σ - ε d'acier à palier incliné :

$\varepsilon_{uk} =$	50,0	(°/°)
----------------------	------	-------



A Diagramme simplifié
B Diagramme de calcul

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ud} &= 45,0 \quad (‰) \\ k &= 1,08\end{aligned}$$

$$\varepsilon_e = 2,174 \quad (‰) \quad \varepsilon_e = f_{yd}/E_s$$

Homogénéisation :

$$\alpha_e = 20,33 \quad \text{Coefficient d'équivalent entre l'acier et béton}$$

Sollicitations :

$$\begin{aligned}M_{ELU} &= 227,00 \quad [\text{kNm}] \\ M_{ELS-CAR} &= 165,00 \quad [\text{kNm}] \\ M_{ELS-FRE} &= 154,12 \quad [\text{kNm}] \\ M_{ELS-QP} &= 154,12 \quad [\text{kNm}] \\ M_{ELA} &= 0,00 \quad [\text{kNm}]\end{aligned}$$

Résultats :Calcul à l'ELU :Paramètres de calcul :

$$\begin{aligned}f_{cd} &= 16,67 \quad [\text{MPa}] & \text{Résistance de calcul du béton en compression} \\ \alpha_{ct} &= 1,00 & f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \\ \gamma_c &= 1,50 \\ f_{ctd} &= 1,20 \quad [\text{MPa}] & \text{Résistance de calcul du béton en traction} \\ \alpha_{ct} &= 1,0 & f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c \\ f_{yd} &= 434,8 & \text{Limite élastique de calcul de l'acier} \\ \gamma_s &= 1,15 & f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s\end{aligned}$$

Zone comprimée :

$$\begin{aligned}\eta &= 1,000 \\ \lambda &= 0,800\end{aligned}$$

Moment de frontière μ_{AB}

$$\begin{aligned}\alpha_{AB} &= 0,0722 & \alpha_{AB} = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s) \\ \mu_{AB} &= 0,0561 & \mu_{AB} = \lambda \times \alpha_{AB} \times (1 - \lambda \times \alpha_{AB} / 2)\end{aligned}$$

En pivot B :

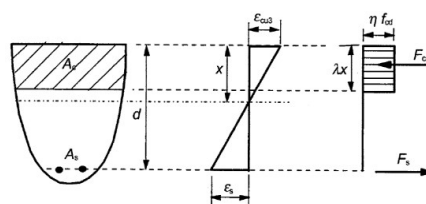
$$\begin{aligned}\alpha_R &= 0,617 & \alpha_R = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_e) \\ \mu_R &= 0,372 & \mu_R = \lambda \times \alpha_R \times (1 - \lambda \times \alpha_R / 2)\end{aligned}$$

Moment réduit de calcul :

$$\begin{aligned}\alpha &= 0,1017 & \alpha = y/d = [1 - \sqrt{(1 - 2 \mu_{bu})}] / \lambda \\ \mu_{bu} &= 0,0780 & \mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{cd})\end{aligned}$$

Cas de calcul :

$$\begin{aligned}\alpha &< \alpha_R &=> \text{Aciers comprimés A' ne sont pas nécessaires} \\ \alpha &> \alpha_{AB} &=> \text{Pivot B}\end{aligned}$$



Section d'armature tendue :

$$z_c = 63,36 \quad [\text{cm}] \quad \text{Bras de levier de } F_c / \text{acier tendu, } z_c = d \times (1 - \lambda \times \alpha / 2)$$

$$z_c / h = 91\%$$

$$A_s = 7,85 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Section d'acier tendu, } A_s = M / (z_c \times \sigma_s)$$

Si l'armature comprimée nécessaire, $A_s = M_R / (z_c \times \sigma_s) + A'_s \times \sigma_{sc} / \sigma_s$

Section d'armature comprimée :

$$M_R = 1081,12 \quad [\text{kNm}] \quad M_R = \mu_R \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

$$z'_c = 62,55 \quad [\text{cm}] \quad \text{Bras de levier de } F'_c / \text{acier comprimé, } z'_c = d - d'$$

$$A'_s = 0,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Section d'acier comprimé, } A'_s = (M_{Ed} - M_R) / (z'_c \times \sigma_{sc})$$

Contraintes à l'ELU :

$$\sigma_{sc} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de l'acier comprimée (fibre supérieure)}$$

$$\sigma_{bc} = 16,67 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte du béton (fibre supérieure)}$$

$$\sigma_s = 456,29 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de l'acier tendu (fibre inférieure)}$$

Déformations à l'ELU :

$$\varepsilon_{sc} = 0,00 \quad (‰) \quad \text{Raccourcissement de l'acier comprimé (fibre supérieure)}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,50 \quad (‰) \quad \text{Raccourcissement du béton comprimé (fibre supérieure)}$$

$$\varepsilon_{bc} \leq \varepsilon_{cu} \Rightarrow \text{Déformation du béton est vérifiée.}$$

$$\varepsilon_s = 30,92 \quad (‰) \quad \text{Allongement de l'acier tendue (fibre inférieure)}$$

$$\varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{ud} \Rightarrow \text{Déformation de l'acier est vérifiée.}$$

Armatures minimales :

$$A_{s,min} = 3,52 \quad [\text{cm}^2] \quad A_{s,min} = \max(0,26 \times b \times d \times f_{ctm} / f_{yk} ; 0,0013 \times b \times d)$$

Disposition des armatures réelles :

Nota : nécessité de vérification des contraintes et des déformations à l'ELS

Armatures supérieures :

$$A'_{s,theorique} = 0,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Armature comprimé théorique}$$

$$A'_{s,realle} = 0,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Armature comprimé réelle}$$

Ratio= 0,00

lit	n _i	φ _i (mm)
(lit 1)	0	0
(lit 2)	0	0
(lit 3)	0	0

Armatures inférieures :

$$A_{s,theorique} = 7,85 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Armature tendue théorique}$$

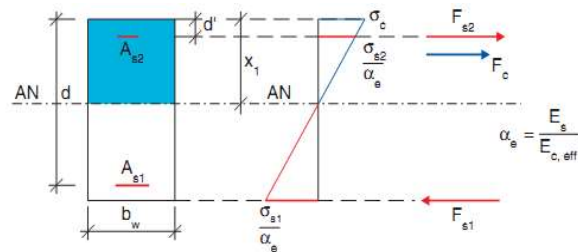
$$A_{s,realle} = 8,04 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Armature tendue réelle}$$

Ratio= 0,98

lit	n _i	φ _i (mm)
(lit 1)	4	16
(lit 2)	0	0
(lit 3)	0	0
(lit 4)	0	0

$$d_{cadre} = 9,00 \quad [\text{mm}] \quad \text{Diamètre maximal des cadres}$$

$c_g =$	0,0	[cm]	Distance entre la face supérieure et le centre de gravité des armatures supérieures
$c_g' =$	4,7	[cm]	Distance entre la face supérieure et le centre de gravité des armatures inférieures

Vérification à l'ELS :Position de l'axe neutre x_1 est la solution de l'équation $f(x_1) = 0$

$$f(x_1) = \frac{b x_1^3}{2} + \alpha_e (A_{s1} + A_{s2}) x_1 - \alpha_e (A_{s1} d + A_{s2} d')$$

$a =$	20	[cm]	(= $b / 2$)
$b =$	163,5	[cm ²]	(= $\alpha_e * (A_{s1} + A_{s2})$)
$c =$	-10801,0	[cm ³]	(= $\alpha_e * (A_{s1} * d + A_{s2} * d')$)
$\Delta =$	890825	[cm ⁴]	discriminant (= $b^2 - 4 * a * c$)

$x_1 =$	19,51	[cm]	Hauteur de zone comprimé - axe neutre ($x_1 = (-b + \sqrt{\Delta}) / (2a)$)
---------	--------------	-------------	--

$\alpha_1 =$	0,2953	(= x_1 / d)
--------------	--------	-----------------

Moment d'inertie de la section fissurée

$I_{cf} =$	453215	[cm⁴]	(= $b * x_1^3 / 3 + \alpha_e * A_{s1} * (d - x_1)^2 + \alpha_e * A_{s2} * (x_1 - d')^2$)
------------	---------------	-------------------------	--

Contraintes à l'ELS CAR :

$K =$	36,41	[MN/m ³]	(= $M_{ELS-CAR} / I_{cf}$)
$k_1 =$	0,60		Coefficient de sécurité [§7.2(1)P]
$\sigma_c =$	15,0	[MPa]	Contrainte admissible du béton sous combinaison ELS CAR, $\sigma_c = k_1 * f_{ck}$
$\sigma_s =$	400,0	[MPa]	Contrainte admissible de l'acier sous combinaison ELS CAR, $\sigma_s = 0,8 * f_{yk}$

$\sigma_c =$	7,10	[MPa]	Contrainte du béton - fibre supérieur (= $K * x_1$)
$\sigma_c <$	σ_c	=>	Contrainte du béton est vérifiée. Ratio = 0,47
$\sigma_{sc} =$	118,50	[MPa]	Contrainte de l'acier comprimé-fibre supérieur ($\sigma_{sc} = \alpha_e * K * (x_1 - d')$)

$\sigma_s =$	344,53	[MPa]	Contrainte de l'acier tendu - fibre inférieur (= $\alpha_e * K * (d - x_1)$)
$\sigma_s <$	σ_s	=>	Contrainte de l'acier est vérifiée. Ratio = 0,86

Contraintes à l'ELS FRE :

$K =$	34,01	[MN/m ³]	(= $M_{ELS-FRE} / I_{cf}$)
-------	-------	----------------------	------------------------------

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 6,63 & [\text{MPa}] & \text{Contrainte du béton - fibre supérieur (= } K \cdot x_1) \\ \sigma_{sc} &= 110,68 & [\text{MPa}] & \text{Contrainte de l'acier comprimé-fibre supérieur (} \sigma_{sc} = \alpha_e \cdot K \cdot (x_1 - d'))\end{aligned}$$

$$\sigma_s = 321,81 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de l'acier tendu - fibre inférieur (= } \alpha_e \cdot K \cdot (d - x_1))$$

Contraintes à l'ELS QP :

$$K = 34,01 \quad \left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^3} \right] \quad (= M_{\text{ELS-QP}} / I_{cf})$$

$$\begin{aligned}k_1 &= 0,45 & \text{Coefficient de sécurité pour se limiter à un fluage linéaire} \\ \sigma_c &= 11,3 & [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte admissible du béton sous combinaison ELS QP, } \sigma_c = k_1 \cdot f_{ck}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 6,63 & [\text{MPa}] & \text{Contrainte du béton - fibre supérieur (= } K \cdot x_1) \\ \sigma_c &< \sigma_c & \Rightarrow & \text{Contrainte du béton est vérifiée.} \quad \text{Ratio} = 0,59 \\ \sigma_{sc} &= 110,68 & [\text{MPa}] & \text{Contrainte de l'acier comprimé-fibre supérieur (} \sigma_{sc} = \alpha_e \cdot K \cdot (x_1 - d'))\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= 321,81 & [\text{MPa}] & \text{Contrainte de l'acier tendu - fibre inférieur (= } \alpha_e \cdot K \cdot (d - x_1)) \\ \sigma_s &< \sigma_s & \Rightarrow & \text{Contrainte de l'acier est vérifiée.} \quad \text{Ratio} = 0,80\end{aligned}$$

Récapitulatif :

	ELS CAR	ELS FRE	ELS QP
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
$\sigma_c =$	7,10	6,63	6,63
$\sigma_{sc} =$	118,50	110,68	110,68
$\sigma_s =$	344,53	321,81	321,81

9.4 Vérification de l'effort tranchant

P9 :

$V_{ed} = 40 \text{ kN}$

Vérification d'une section rectangulaire aux sollicitations tangentes selon l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1)
Art 6.2 sous flexion simple

1) Efforts

$V_{Ed} = 40,00$ [kN] Effort tranchant de calcul ultime ELU

2) Vérification de la nécessité d'acier d'efforts tranchant (Art. 6.2)

$f_{ck} = 25$ [MPa] Résistance caractéristique du béton
 $\gamma_c = 1,50$ [-] Coefficient partiel relatif au béton
 $f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul en compression
 ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$)

 Poutres et autres dalles ▼ Type d'élément (dalle, poutre, ou voile)

$h = 0,60$ [m] Épaisseur de l'élément
 $b_w = 0,30$ [m] Largeur de l'élément

$a = 0,03$ [m] Épaisseur de l'enrobage
 $d = 0,57$ [m] Hauteur utile
 ($d = h - a$)

$C_{Rd,c} = 0,12$ [-] Coefficient de calcul
 ($C_{Rd,c} = 1,8 / \gamma_c$)

$k = 1,592$ [-] Coefficient de calcul
 ($k = \min(1 + (200/d)^{1/2}; 2)$)

$A_{sl} = 15,45$ [cm²] Aire des armatures tendues, prolongement $\geq (l_{bd} + d)$

$\rho_l = 0,0090$ [-] Coefficient de calcul
 ($\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w * d); 0,02)$)

$k_1 = 0,15$ [-] Coefficient de calcul

$A_c = 0,1800$ [m²] Aire de la section droite du béton

$\sigma_{cp} = 0,0000$ [MPa] Contrainte normale ultime
 ($\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 * f_{cd}$)

$V_{min} = 0,3550$ [MPa] Contrainte de cisaillement minimale
 ($V_{min} = 0,34 * f_{ck}^{1/2} / \gamma_c$) pour dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considérée
 ($V_{min} = 0,053 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} / \gamma_c$) pour poutres et autres dalles
 ($V_{min} = 0,35 * f_{ck}^{1/2} / \gamma_c$) pour voile

$V_{Rd,c,min} = 60,70$ [kN] Effort tranchant résistant minimal
 ($V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$) si $N_{Ed} \geq 0$; (nul) si $N_{Ed} < 0$

$V_{Rd,c} = 92,36$ [kN] Effort tranchant résistant de calcul
 ($V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$)
 ($V_{Rd,c} \geq V_{Rd,c,min}$) si $N_{Ed} \geq 0$; (nul) si $N_{Ed} < 0$

Vérifier si $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$:

OUI => Aucune armature d'effort tranchant n'est requise

P10-11 :

$$V_{ed} = 148 \text{ kN}$$

**Vérification d'une section rectangulaire aux sollicitations tangentes selon l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1)
Art 6.2 sous flexion simple**

1) Efforts

$$V_{Ed} = 148,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant de calcul ultime ELU}$$

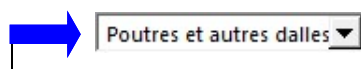
2) Vérification de la nécessité d'acier d'efforts tranchant (Art.6.2)

$$f_{ck} = 25 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance caractéristique du béton}$$

$$\gamma_c = 1,50 \text{ [-]} \quad \text{Coefficient partiel relatif au béton}$$

$$f_{cd} = 16,67 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance de calcul en compression}$$

$$(f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c)$$



Type d'élément (dalle, poutre, ou voile)

$$h = 0,60 \text{ [m]} \quad \text{Épaisseur de l'élément}$$

$$b_w = 0,30 \text{ [m]} \quad \text{Largeur de l'élément}$$

$$a = 0,03 \text{ [m]} \quad \text{Épaisseur de l'enrobage}$$

$$d = 0,57 \text{ [m]} \quad \text{Hauteur utile}$$

$$(d = h - a)$$

$$C_{Rd,c} = 0,12 \text{ [-]} \quad \text{Coefficient de calcul}$$

$$(C_{Rd,c} = 1,8/\gamma_c)$$

$$k = 1,592 \text{ [-]} \quad \text{Coefficient de calcul}$$

$$(k = \min(1 + (200/d)^{1/2}, 2))$$

$$A_{sl} = 12,06 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des armatures tendues, prolongement } \geq (l_{bd} + d)$$

$$\rho_l = 0,0071 \text{ [-]} \quad \text{Coefficient de calcul}$$

$$(\rho_l = \min(A_{sl}/(b_w * d); 0,02))$$

$$k_1 = 0,15 \text{ [-]} \quad \text{Coefficient de calcul}$$

$$A_c = 0,1800 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section droite du béton}$$

$$\sigma_{cp} = 0,0000 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale ultime}$$

$$(\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 * f_{cd})$$

$$V_{min} = 0,3550 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de cisaillement minimale}$$

$$(V_{min} = 0,34 * f_{ck}^{1/2} / \gamma_c) \text{ pour dalles bénéficiant d'un effet de redistribution}$$

$$(V_{min} = 0,053 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} / \gamma_c) \text{ pour poutres et autres dalles}$$

$$(V_{min} = 0,35 * f_{ck}^{1/2} / \gamma_c) \text{ pour voile}$$

$$V_{Rd,c,min} = 60,70 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résistant minimal}$$

$$(V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d) \text{ si } N_{Ed} \geq 0; (nul) \text{ si } N_{Ed} < 0$$

$$V_{Rd,c} = 85,04 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résistant de calcul}$$

$$(V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d)$$

$$(V_{Rd,c} \geq V_{Rd,cmin}) \text{ si } N_{Ed} \geq 0; (nul) \text{ si } N_{Ed} < 0$$

Vérifier si $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$:

NON => Armatures transversales sont requises

3) Dispositions constructives (section mini et espacement maxi) (Art.9.2.2 et 9.3.2)

f_{yk}	= 500	[MPa]	Limite d'élasticité des aciers
γ_s	= 1,15	[-]	Coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul des aciers
f_{yd}	= 435	[MPa]	Résistance de calcul des armatures (limite d'élasticité) ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$)
θ	= 45	[°]	Inclinaison des bielles de béton sur la ligne moyenne
α	= 90	[°]	Inclinaison des armatures d'âme sur la ligne moyenne
$\rho_{w,min}$	= 8,000	[cm²/m²]	Pourcentage minimale d'armatures tranchant mini ($\rho_{w,min} = 0,08 * f_{ck}^{1/2} / f_{yk}$)
$A_{sw,min}/s$	= 2,400	[cm²/m]	Section d'armatures tranchant mini ($A_{sw,min}/s = \rho_{w,min} * b_w * \sin(\alpha)$)
ϕ	= 12	[mm]	Diamètre minimal des aciers comprimés
$s_{l,max}$	= 0,180	[m]	Espacement longitudinal maximal ($s_{l,max} = \min(0,75 * d(1 + \cotg(\alpha)); 15 * \phi \text{ si } A_{s2} \neq 0)$)
$s_{t,max}$	= 0,428	[m]	Espacement transversal maximal ($s_{t,max} = \min(0,75 * d; 600 \text{ mm})$)

4) Calcul des armatures d'effort tranchant

v_1	= 0,540	[-]	Facteur de réduction résistance à effort tranchant ($v_1 = 0,6 * (1 - f_{ck}/250)$)
α_{cw}	= 1		Poutre non précontraint
z	= 0,513	[m]	Bras de levier des forces élastiques ($z = 0,9 * d$)
$V_{Rd,max}$	= 692,55	[kN]	Effort tranchant de calcul maximal pouvant être supporté sans provoquer l'écrasement des bielles de béton comprimé ($V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)) / (1 + \cotg^2(\theta))$)

Vérifier si $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ (Vérification de la compression des bielles de béton) :

OK, Vérifié

$V_{Rd,s}$	= 148,00	[kN]	Effort tranchant de calcul pouvant être supporté par un élément avec armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité ($V_{Rd,s} = V_{Ed}$)
f_{ywk}	= 500	[MPa]	Limite d'élasticité des aciers transversaux
γ_s	= 1,15	[-]	Coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul des aciers

f_{ywd} = 435 [MPa] Résistance de calcul des armatures d'âme (limite d'élasticité)
 $(f_{ywd} = f_{ywk}/\gamma_s)$

A_{sw}/s = 6,64 [cm²/m] Armatures tranchant / m
 $(A_{sw}/s = V_{Rd,s} / (Z * f_{ywd} (\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)) * \sin(\alpha)))$

Vérifier si $A_{sw}/s \geq A_{sw,mini}/s$:

OK, Vérifié

Attention:

L'espacement longitudinal maximal des armatures d'effort tranchant est de 0,180 m

L'espacement transversal maximal des armatures d'effort tranchant est de 0,428 m

Armatures d'effort tranchant nécessaires: 6.64 cm²/m

*Armatures d'effort tranchant mis en place : Cadre HA8 e = 20 cm + épingle HA 8 e = 20 cm : 5.02+2.51 = 7.53 cm²/m → **Effort tranchant vérifié.***

P13-14-15-16 : $V_{ed} = 218 \text{ kN}$

Vérification d'une section rectangulaire aux sollicitations tangentes selon l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1)
Art 6.2 sous flexion simple

1) Efforts

$V_{Ed} = 218,00 \text{ [kN]}$ Effort tranchant de calcul ultime ELU

2) Vérification de la nécessité d'acier d'efforts tranchant (Art.6.2)

$f_{ck} = 25 \text{ [MPa]}$ Résistance caractéristique du béton

$\gamma_c = 1,50 \text{ [-]}$ Coefficient partiel relatif au béton

$f_{cd} = 16,67 \text{ [MPa]}$ Résistance de calcul en compression
 $(f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c)$



Poutres et autres dalles ▼

Type d'élément (dalle, poutre, ou voile)

$h = 0,70 \text{ [m]}$ Épaisseur de l'élément

$b_w = 0,40 \text{ [m]}$ Largeur de l'élément

$a = 0,03 \text{ [m]}$ Épaisseur de l'enrobage

$d = 0,67 \text{ [m]}$ Hauteur utile
 $(d = h - a)$

$C_{Rd,c} = 0,12 \text{ [-]}$ Coefficient de calcul
 $(C_{Rd,c} = 1,8/\gamma_c)$

$k = 1,546 \text{ [-]}$ Coefficient de calcul
 $(k = \min(1 + (200/d)^{1/2}, 2))$

$A_{sl} = 20,61 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire des armatures tendues, prolongement $\geq (l_{bd} + d)$

$\rho_l = 0,0077 \text{ [-]}$ Coefficient de calcul
 $(\rho_l = \min(A_{sl}/(b_w * d); 0,02))$

$k_1 = 0,15 \text{ [-]}$ Coefficient de calcul

$A_c = 0,2800 \text{ [m}^2\text{]}$ Aire de la section droite du béton

$\sigma_{cp} = 0,0000 \text{ [MPa]}$ Contrainte normale ultime
 $(\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 * f_{cd})$

$V_{min} = 0,3397 \text{ [MPa]}$ Contrainte de cisaillement minimale
 $(V_{min} = 0,34 * f_{ck}^{1/2}/\gamma_c)$ pour dalles bénéficiant d'un effet de redistribution
transversale sous le cas de charge considérée
 $(V_{min} = 0,053 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}/\gamma_c)$ pour poutres et autres dalles
 $(V_{min} = 0,35 * f_{ck}^{1/2}/\gamma_c)$ pour voile

$V_{Rd,c,min} = 91,04 \text{ [kN]}$ Effort tranchant résistant minimal
 $(V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d)$ si $N_{Ed} \geq 0$; (nul) si $N_{Ed} < 0$

$V_{Rd,c} = 133,23 \text{ [kN]}$ Effort tranchant résistant de calcul

$$(V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d)$$

$$(V_{Rd,c} \geq V_{Rd,cmin}) \text{ si } N_{Ed} \geq 0; (nul) \text{ si } N_{Ed} < 0$$

Vérifier si $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$:

NON => Armatures transversales sont requises

3) Dispositions constructives (section mini et espacement maxi) (Art.9.2.2 et 9.3.2)

f_{yk}	= 500	[MPa]	Limite d'élasticité des aciers
γ_s	= 1,15	[-]	Coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul des aciers
f_{yd}	= 435	[MPa]	Résistance de calcul des armatures (limite d'élasticité) ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$)
θ	= 45	[°]	Inclinaison des bielles de béton sur la ligne moyenne
α	= 90	[°]	Inclinaison des armatures d'âme sur la ligne moyenne
$\rho_{w,min}$	= 8,000	[cm²/m²]	Pourcentage minimale d'armatures tranchant mini ($\rho_{w,min} = 0,08 * f_{ck}^{1/2} / f_{yk}$)
$A_{sw,min}/s$	= 3,200	[cm²/m]	Section d'armatures tranchant mini ($A_{sw,min}/s = \rho_{w,min} * b_w * \sin(\alpha)$)
ϕ	= 12	[mm]	Diamètre minimal des aciers comprimés
$s_{l,max}$	= 0,180	[m]	Espacement longitudinal maximal ($s_{l,max} = \min(0,75 * d(1 + \cotg(\alpha)); 15 * \phi \text{ si } A_{s2} \neq 0)$)
$s_{t,max}$	= 0,503	[m]	Espacement transversal maximal ($s_{t,max} = \min(0,75 * d; 600 \text{ mm})$)

4) Calcul des armatures d'effort tranchant

v_1	= 0,540	[-]	Facteur de réduction résistance à effort tranchant ($v_1 = 0,6 * (1 - f_{ck}/250)$)
α_{cw}	= 1		Poutre non précontraint
z	= 0,603	[m]	Bras de levier des forces élastiques ($z = 0,9 * d$)
$V_{Rd,max}$	= 1085,4	[kN]	Effort tranchant de calcul maximal pouvant être supporté sans provoquer l'écrasement des bielles de béton comprimé ($V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)) / (1 + \cotg^2(\theta))$)

Vérifier si $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ (Vérification de la compression des bielles de béton) :

OK, Vérifié

$V_{Rd,s}$	= 218,00	[kN]	Effort tranchant de calcul pouvant être supporté par un élément avec armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité ($V_{Rd,s} = V_{Ed}$)
f_{ywk}	= 500	[MPa]	Limite d'élasticité des aciers transversaux
γ_s	= 1,15	[-]	Coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul des aciers

$f_{ywd} = 435$ [MPa] Résistance de calcul des armatures d'âme (limite d'élasticité)
 $(f_{ywd} = f_{ywk}/\gamma_s)$

$A_{sw}/s = 8,32$ [cm²/m] Armatures tranchant / m
 $(A_{sw/s} = V_{Rd,s} / (Z * f_{ywd} (\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)) * \sin(\alpha)))$

Vérifier si $A_{sw}/s \geq A_{sw,mini}/s$:

OK, Vérifié

Attention:

L'espacement longitudinal maximal des armatures d'effort tranchant est de

0,180 m

L'espacement transversal maximal des armatures d'effort tranchant est de

0,503 m

Armatures d'effort tranchant nécessaires: 8.32 cm²/m

*Armatures d'effort tranchant mis en place : Cadre HA8 e = 20 cm + 2 épingle HA 8 e = 20 cm : 5.02+2.51 = 10.04 cm²/m → **Effort tranchant vérifié.***

9.5 Récapitulatif finale

	M _{ELU} (kN.m)	M _{ELS} (kN.m)	Q _{ELU} (kN)	Armatures nécessaires		Armatures mis en place	
				Inférieure	Supérieures	Inférieure	Supérieures
Poutre P9 (30*60)	24	18	39	3 HA 12	3 HA 12	3HA16+3HA20 (15.45 cm ²)	3 HA 16 (6.03 cm ²)
Poutre P10-11 (30*60)	27	20	148	3 HA 12	3 HA 12	6HA16 (12.06 cm ²)	3 HA 16 (6.03 cm ²)
Poutre P13-14-15-16 (40*70)	227	165	218	4 HA 16	4 HA 10	4 HA16+4 HA 20 (20.61 cm ²)	4 HA 16 (8.04 cm ²)

10 Conclusion

Les section mis en place suite aux études précédentes sont vérifiées

Annexe

