

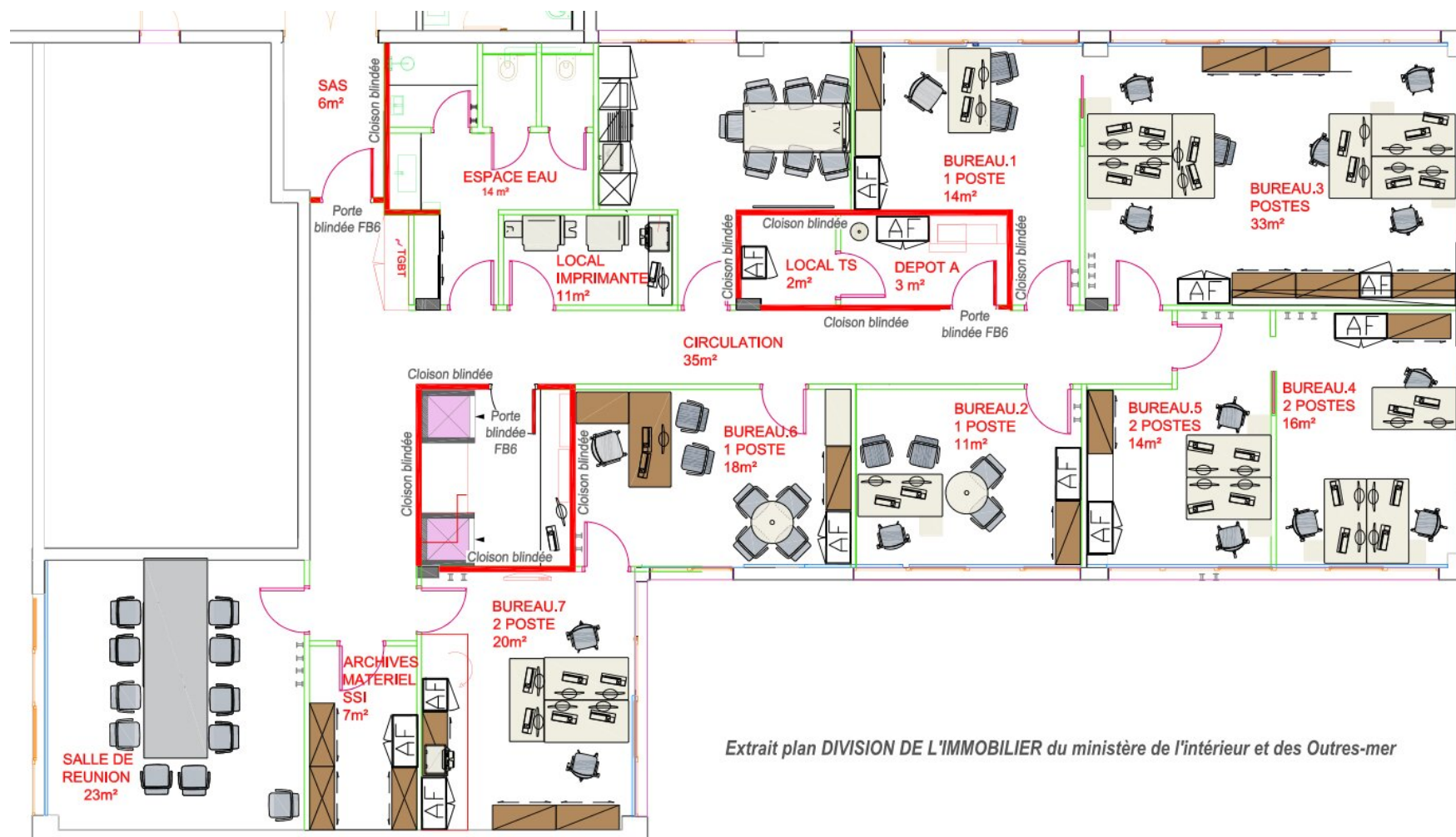
**ETUDES - INGENIERIE**

Portable : 75 92 08
Tel/fax : 41 68 00
BP 1248 - 98890 Païta
atmi@canl.nc

Maitre d'ouvrage : HAUT COMMISSARIAT DE LA REPUBLIQUE EN NOUVELLE CALEDONIE

JUSTIFICATION PLATEAU BUREAUX – 4EME ETAGE IMMEUBLE EUGENE PORCHERON

1- Aménagements et implantation des charges à considérer



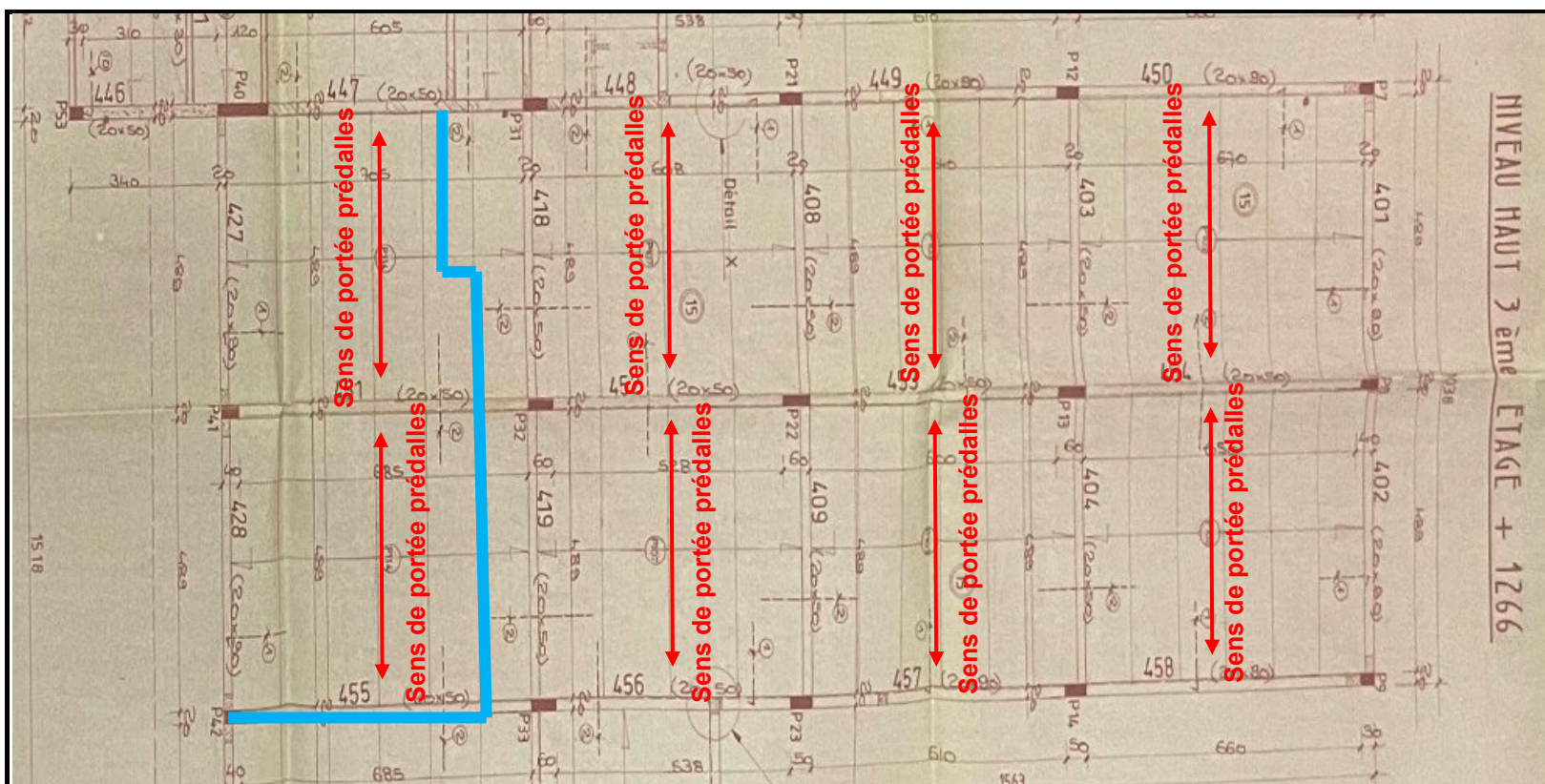
Extrait plan DIVISION DE L'IMMOBILIER du ministère de l'intérieur et des Outres-mer

La présente note de calcul a pour objectif de vérifier la capacité portante des dalles en béton armé du plateau de bureaux en cours de d'aménagement et de sécurisation par le service des affaires immobilières du Haut commissariat de la République en Nouvelle Calédonie sur la base des plans d'armatures, de coffrages et de prédalles de l'étage considéré fournis au BET STML et confirmés par les investigations du laboratoire GINGER LBTP.

En l'absence de transmission au BET STML des plans d'armatures des poutres BA constituant l'ossature porteuse du plateau de bureaux, leur capacité résistante à la reprise des nouvelles charges ne pourra être calculée. Néanmoins, une estimation des sections d'armatures nécessaires sont définies au chapitre 7 sur la base des résultats de la modélisation EF du plancher.

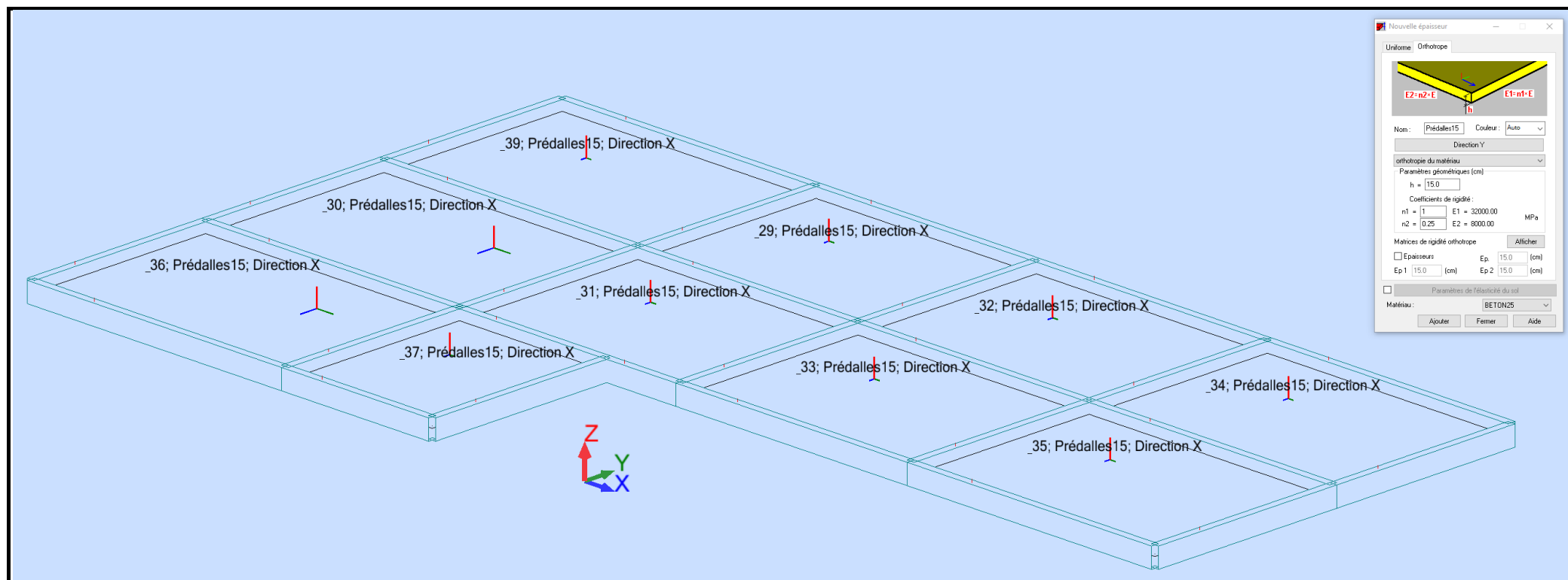
2- Hypothèses de calcul

- Plancher béton armé avec prédalles foraines armées par armatures Fe500 HA12 e15cm (7.46cm²/m) et armatures supérieures chapeaux HA10 e20cm (3.93cm²/m)
- Sens de portée orthotrope des prédalles sur 4.89m aux nus des appuis,
- Ossature porteuse constituée de poteaux et poutres BA 20x50 selon plans de coffrages,
- Béton de classe de résistance C25/30,
- Vérification des sections selon Eurocode 2 (NF-EN 1992-1-1) applicable en NC avec calcul aux états limites ELU et ELS,



Cloison séparative (en bleu) avec bureaux mitoyens

- Modélisation du plancher sur logiciel ROBOT AUTODESK selon sections et dimensions conformes au plan de coffrages du BET OTB 1999,



Modèle numérique ROBOT AUTODESK avec orthotropie 25% pour sens répartiteur par rapport au sens porteur et prise en compte de poutres 20x50 en appui de dalles

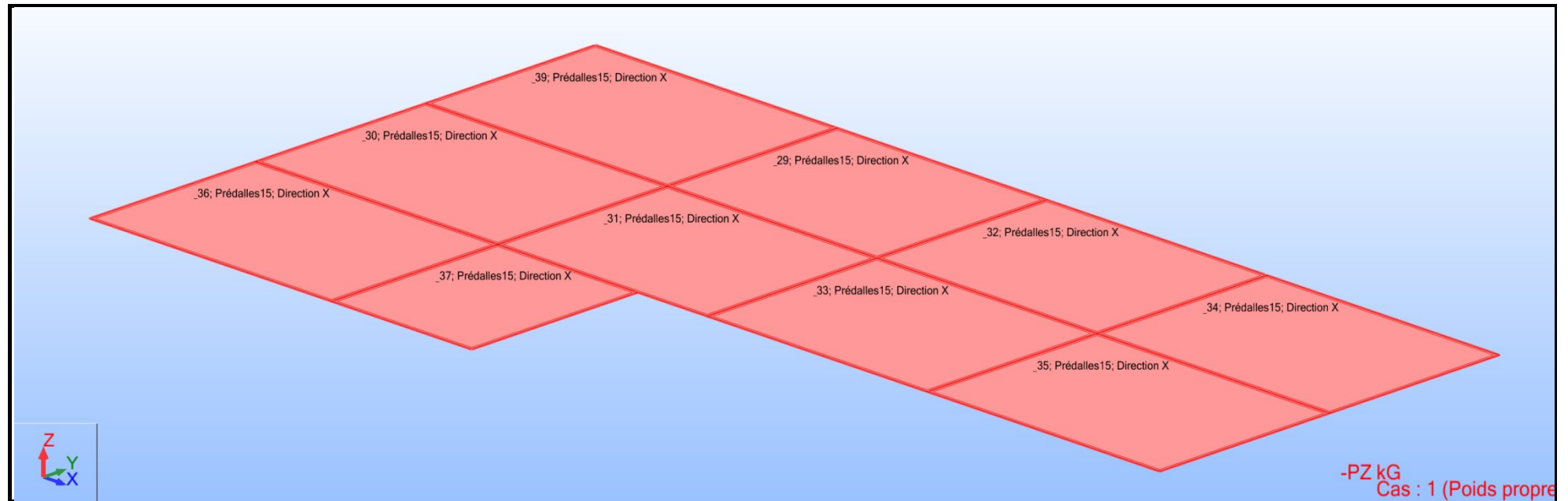
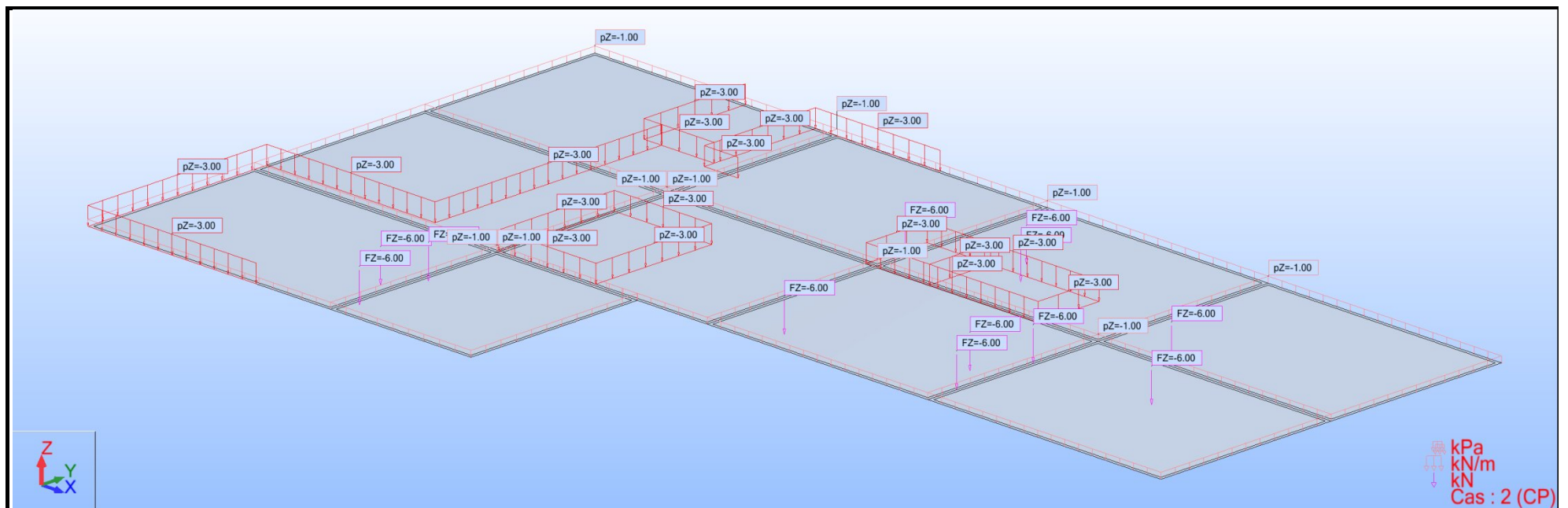
- Actions considérées :

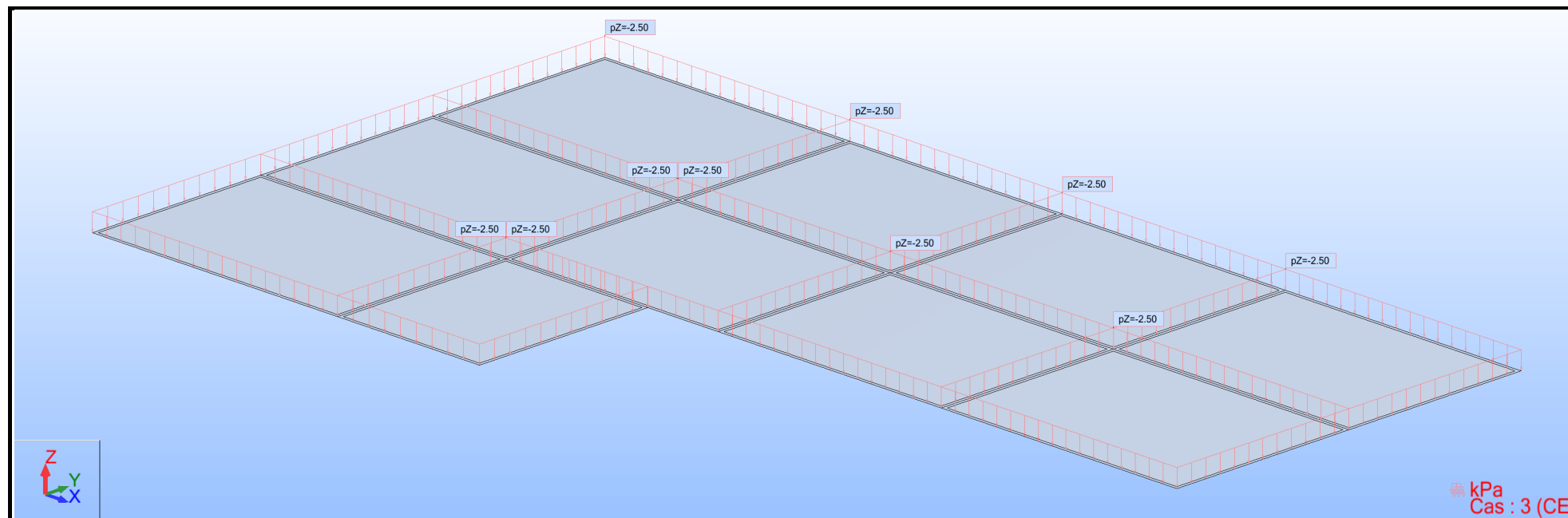
- G_1 = Poids propre du plancher béton 15cm : 3.75 kN/m^2 + poutres 20x50 (1),
- G_2 = Charges permanentes : cloisons de distribution et revêtement de sol : 1 kN/m^2 (2),
- G_2 = Charges linéiques des cloisons blindées : 3 kN/m (2),
- G_2 = Charges ponctuelles coffres : 6 kN (2),
- Q_1 = Surcharge d'exploitation : 2.5 kN/m^2 (3),

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (kN) (Deg)
1:Poids propr	poids propre	1A37 39	' PZ Moins Coef=1.00
2:CP	(EF) surfacique uniforme	29A37 39	' PZ=-1.00[kN/m2]
3:CE	(EF) surfacique uniforme	29A37 39	' PZ=-2.50[kN/m2]
2:CP	force nodale	20A31	' FZ=-6.00[kN]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=0.0[m] N1Y=0.0[m] N1Z=0.0[m] N2X=5.03[m] N2Y=0.0[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=0.0[m] N1Y=0.0[m] N1Z=0.0[m] N2X=0.0[m] N2Y=5.35[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=0.0[m] N1Y=5.35[m] N1Z=0.0[m] N2X=5.03[m] N2Y=5.35[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=5.03[m] N1Y=5.35[m] N1Z=0.0[m] N2X=5.03[m] N2Y=12.12[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=4.51[m] N1Y=12.12[m] N1Z=0.0[m] N2X=6.60[m] N2Y=12.12[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=4.51[m] N1Y=12.12[m] N1Z=0.0[m] N2X=4.51[m] N2Y=15.15[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=6.60[m] N1Y=11.83[m] N1Z=0.0[m] N2X=6.60[m] N2Y=15.15[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=6.60[m] N1Y=11.83[m] N1Z=0.0[m] N2X=7.61[m] N2Y=11.83[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=6.60[m] N1Y=15.15[m] N1Z=0.0[m] N2X=10.33[m] N2Y=15.15[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=7.21[m] N1Y=5.07[m] N1Z=0.0[m] N2X=7.21[m] N2Y=8.53[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=10.12[m] N1Y=5.07[m] N1Z=0.0[m] N2X=10.12[m] N2Y=8.53[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=7.21[m] N1Y=5.07[m] N1Z=0.0[m] N2X=10.12[m] N2Y=5.07[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=7.21[m] N1Y=8.53[m] N1Z=0.0[m] N2X=10.12[m] N2Y=8.53[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=13.26[m] N1Y=11.83[m] N1Z=0.0[m] N2X=18.40[m] N2Y=11.83[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=13.26[m] N1Y=10.01[m] N1Z=0.0[m] N2X=18.40[m] N2Y=10.01[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=13.26[m] N1Y=10.01[m] N1Z=0.0[m] N2X=13.26[m] N2Y=11.83[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=15.15[m] N1Y=10.01[m] N1Z=0.0[m] N2X=15.15[m] N2Y=11.83[m] N2Z=0.0[m]
2:CP	(EF) linéaire 2p (3D)		' FZ1=-3.00[kN/m] FZ2=-3.00[kN/m] N1X=18.40[m] N1Y=10.01[m] N1Z=0.0[m] N2X=18.40[m] N2Y=11.83[m] N2Z=0.0[m]

- Combinaisons d'actions considérées :

Combinaison/Comp.	Définition
EFF/ 1	1*1.33 + 2*1.33
EFF/ 2	1*1.00 + 2*1.00
EFF/ 3	1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.50
EFF/ 4	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50
DEP/1	1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
DEP/2	1*1.00 + 2*1.00

Charges permanentes G_1 : Poids propre du plancherCharges permanentes G_2 : cloisons de distribution, revêtement de sol, cloisons blindées et coffres

Surcharges d'exploitation Q_1 : bureaux

3- Moments maximaux avec relâchements des dalles sur appuis (sens porteurs et répartiteurs) et orthotropie dans sens porteur des prédalles

Afin de tenir compte d'une minoration de la rigidité des dalles compte tenu prédominance du sens porteurs des prédalles armées en conséquence, il est considéré en première approche, des relâchements des dalles sur leur 4 cotés permettant d'estimer pour chaque travée un moment maximal M_o :

- A l'ELU : $M_o = 28.94 \text{ kN.m}$,
- A l'ELS : $M_o = 21.08 \text{ kN.m}$,

En prenant sécuritairement le cas de 2 travées continues, pour vérifier l'inégalité $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1.25M_o$, on retient :

- Moment en travée $M_t = 0.85M_o$,
- Moment sur appui intermédiaire $M_w = 0.65M_o$,
- Moment sur appui de rive $M_e = 0.15M_o$,

Soit pour le sens porteur en travée :

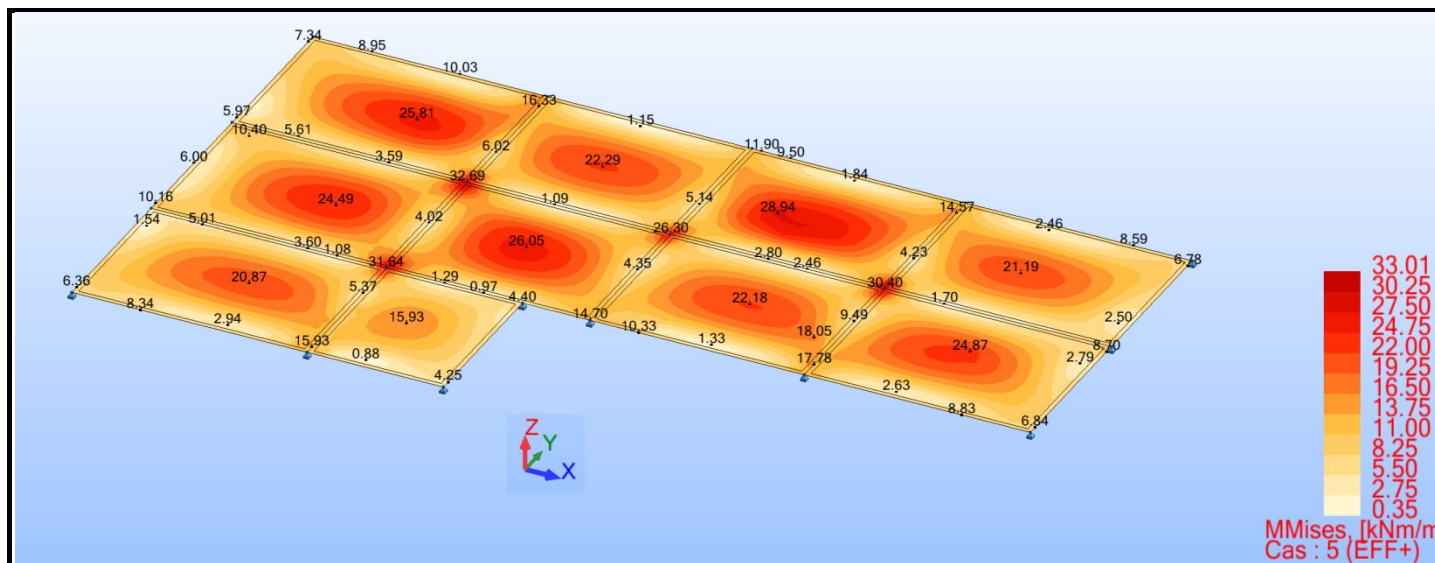
- ⇒ A l'ELU : $M_t = 0.85 \times 28.94 \text{ kN.m} = 24.60 \text{ kN.m}$
- ⇒ A l'ELS : $M_t = 0.85 \times 21.08 \text{ kN.m} = 17.92 \text{ kN.m}$

Et sur appuis pour le sens porteur:

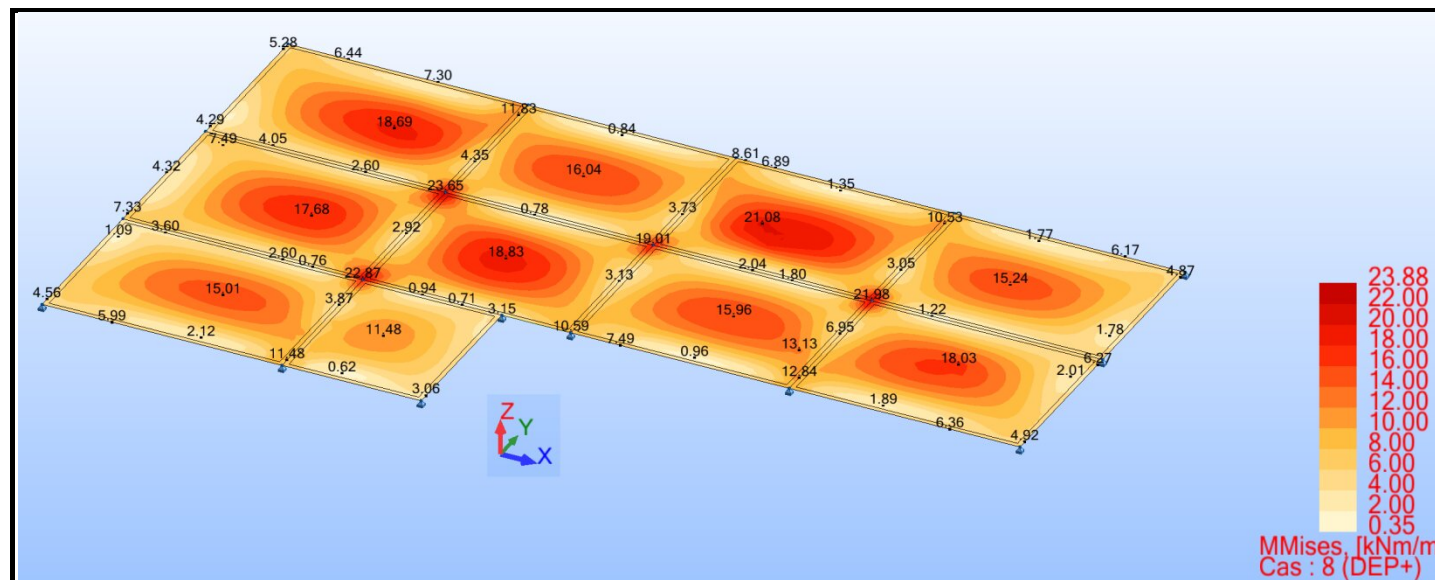
$$\Rightarrow \text{A l'ELU : } M_w = 0.65 \times 28.94 \text{ kN.m} = 18.81 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{A l'ELS : } M_w = 0.65 \times 21.08 \text{ kN.m} = 13.70 \text{ kN.m}$$

- Sous combinaison d'actions ELU



- Sous combinaison d'actions ELS

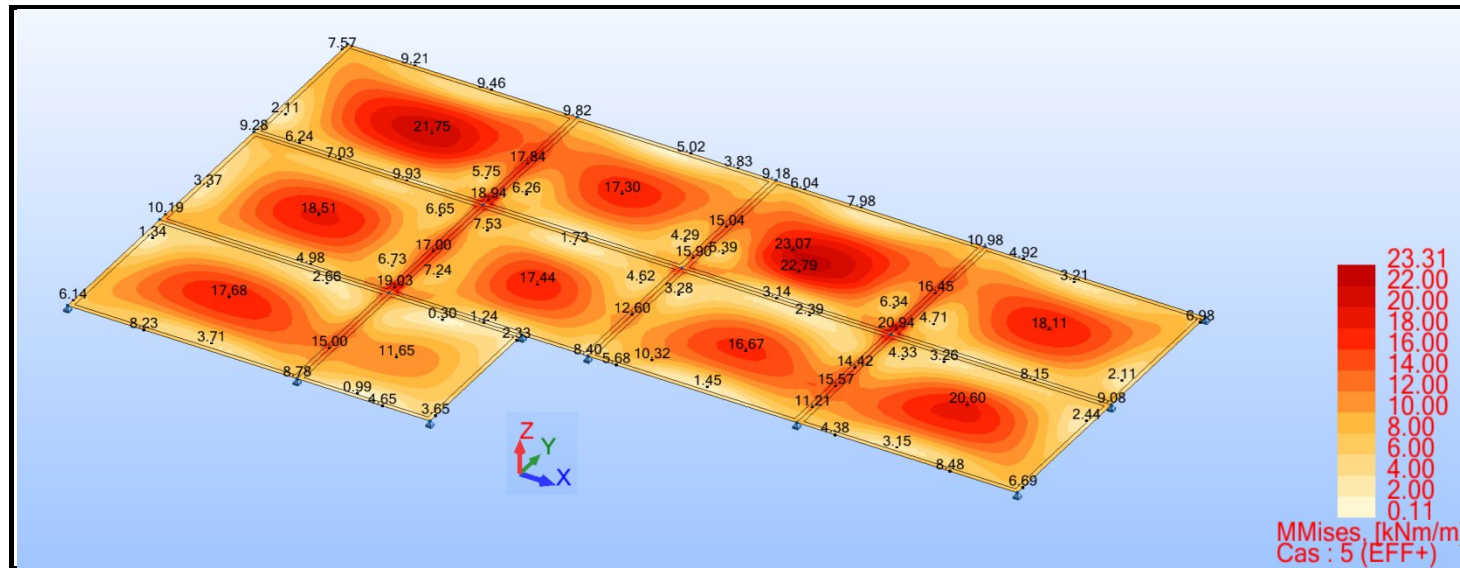


4- Moments maximaux avec relâchements des dalles sur appuis (sens porteurs uniquement) et orthotropie dans sens porteur des prédalles

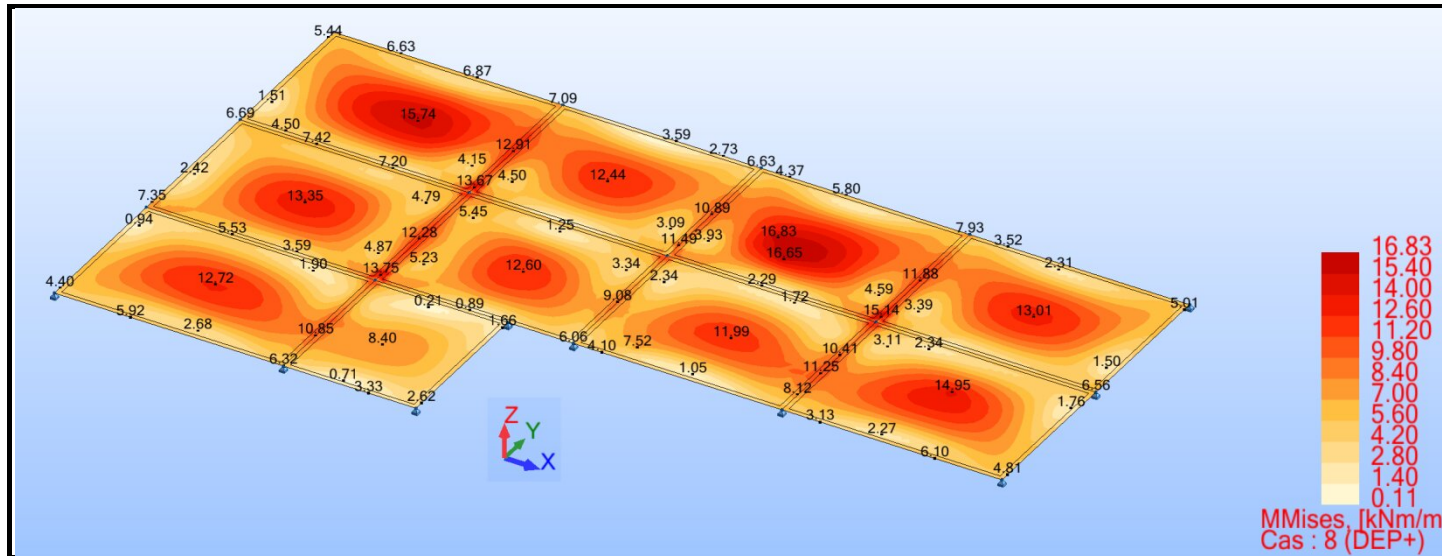
Afin de tenir de déterminer les moments maximaux M_a sur appuis dans le sens répartiteur, il est modéliser des relâchements des dalles sur leurs appuis porteurs permettant de définir :

- A l'ELU : $M_a = 17.84 \text{ kN.m} < M_w$,
- A l'ELS : $M_a = 12.91 \text{ kN.m} < M_w$,

- Sous combinaison d'actions ELU



- Sous combinaison d'actions ELS



5- Justification des armatures selon EC2 annexe nationale

Sur la base des résultats précédents, il est retenu, pour le calcul des armatures, les moments maximaux suivants:

- **A l'ELU : $M_t = 24.60 \text{ kN.m}$ dans les sens porteurs et $M_w = 18.81 \text{ kN.m}$ dans les 2 sens (porteurs et répartiteurs),**
- **A l'ELS : $M_t = 17.92 \text{ kN.m}$ dans les sens porteurs et $M_w = 13.70 \text{ kN.m}$ dans les 2 sens (porteurs et répartiteurs),**

Calcul selon NF-EN 1992-1-1

Annexe Nationale: française

Section: Forme rectangulaire

Classe du béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$

$\gamma_c = 1.5;$

$f_{cd} = 16.667 \text{ MPa};$

Acier d'armature principale B 500 B

$f_{yk} = 500 \text{ MPa};$

$\gamma_s = 1.15;$

$f_{yd} = 434.783 \text{ MPa};$

Dimensions: $b = 100 \text{ cm}$ $h = 15 \text{ cm}$ $d_1 = 3 \text{ cm}$ $d_2 = 3 \text{ cm}$ **Armatures:**Section d'armatures inférieurs $A_{s1} = 7.46 \text{ cm}^2/\text{m}$ Section d'armatures supérieures $A_{s2} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}$

Restriction de fissuration 0.3 mm

Résultats de calcul à l'ELU: $M_{\max} = 35.599 \text{ kNm} > M_t = 24.60 \text{ kNm}$ **OK**

moment fléchissant maxi

 $M_{\min} = 19.158 \text{ kNm} > M_t = 17.92 \text{ kNm}$ **OK**

moment fléchissant mini

 $\rho = 0.759 \%$

pourcentage d'armatures

 $\rho_{\min} = 0.12 \%(1.8 \text{ cm}^2)$

pourcentage mini d'armatures

 $\rho_{\max} = 4 \%(60 \text{ cm}^2)$

pourcentage maxi d'armatures

Résultats de calcul à l'ELS:

Calcul d'ouverture de fissures selon EN 1992-1-1 pour armatures en travées dans sens porteur

$$w_{\max} = 0.3 \text{ mm}$$

largeur maxi des fissures

$$M_{k \max} = 26.062 \text{ kNm} > M_w = 18.81 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

moment caractéristique maxi

$$x_{II} = 4.608 \text{ cm}$$

hauteur de la zone comprimée dans la section fissurée

$$I_{II} = 11109.032 \text{ cm}^4$$

moment d'inertie dans la section fissurée

$$\alpha_e = 19.25$$

béton équivalent

$$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 333.862 \text{ MPa}$$

contrainte dans l'acier 1 de la section fissurée

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -72.621 \text{ MPa}$$

contrainte dans l'acier 2 de la section fissurée

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -10.81 \text{ MPa}$$

contrainte dans le béton de la section fissurée

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 6.018 \text{ MPa}$$

contrainte de traction dans le béton de la section fissurée

Calcul d'ouverture de fissures selon EN 1992-1-1 pour armatures sur appuis dans sens porteur et répartiteur

$$w_{\max} = 0.3 \text{ mm}$$

largeur maxi des fissures

$$M_{k \max} = 10.376 \text{ kNm} < M_w = 13.70 \text{ kNm} \quad \text{NON}$$

moment caractéristique maxi

$$x_{II} = 3.571 \text{ cm}$$

hauteur de la zone comprimée dans la section fissurée

$$I_{II} = 6893.377 \text{ cm}^4$$

moment d'inertie dans la section fissurée

$$\alpha_e = 19.25$$

béton équivalent

$$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 244.243 \text{ MPa}$$

contrainte dans l'acier 1 de la section fissurée

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -16.555 \text{ MPa}$$

contrainte dans l'acier 2 de la section fissurée

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -5.375 \text{ MPa}$$

contrainte dans le béton de la section fissurée

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 2.555 \text{ MPa}$$

contrainte de traction dans le béton de la section fissurée

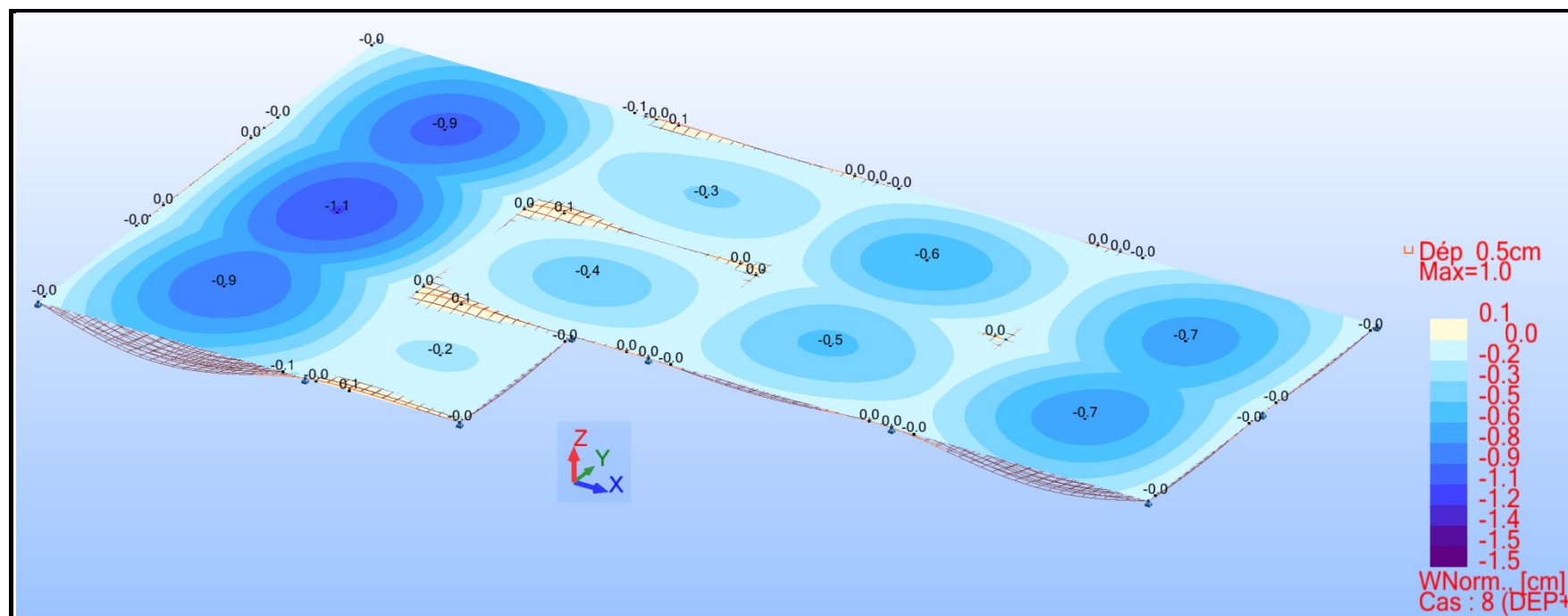
En conformité avec la réglementation en vigueur sur le territoire, en tenant compte d'une maîtrise de la fissuration de 0.3mm maxi,

- En travées, dans le sens porteurs des prédalles, les armatures en place justifient la reprise des moments ELU et ELS,
- Sur appuis, dans les sens porteurs et répartiteurs, les armatures en place justifient la reprise des moments ELU mais pas celle des moments ELS.

Néanmoins, en considérant une ouverture maxi des fissures de 0.4mm, sur appuis, le moment caractéristique maxi $M_{k, \max} = 13.83 \text{ kNm} > M_w = 13.70 \text{ kNm}$ permettant de vérifier la capacité portante du plancher sous les combinaisons de charges considérées.

6- Déformations du plancher à ELS

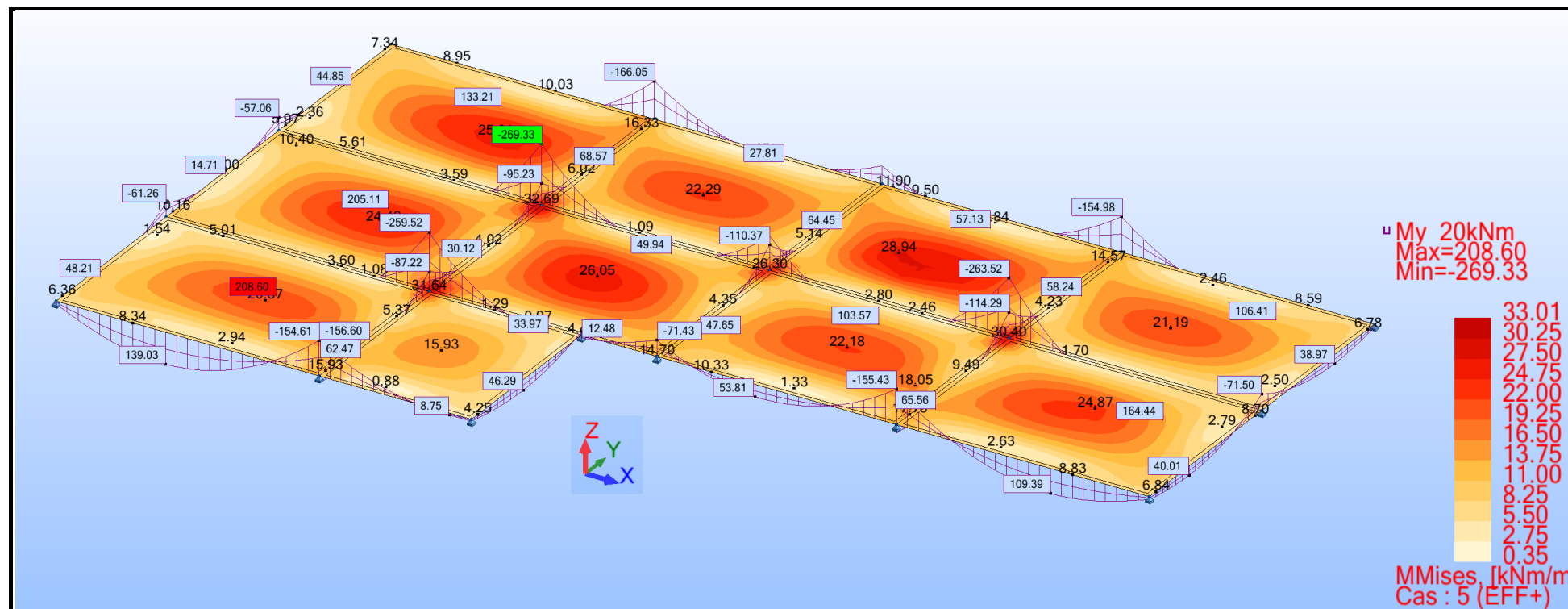
Les déformations calculées sous combinaisons ELS sont acceptables en regard de l'exploitation future du plateau et du revêtement par sol souple envisagé.



Déformations modèle EF sous combinaisons ELS avec prise en compte des déformations des poutres BA 20x50

7- Estimation des efforts appliquées aux poutres porteuses existantes BA 20x50

D'après la modélisation du plancher avec relâchement sur appuis, les moments internes aux poutres BA20x50 font apparaitre des valeurs de moments en travées et sur appuis, selon configurations de travées avec position intermédiaire ou en rive, après redistribution, de l'ordre de 200kNm à 250kN.m aux ELU.



Moments poutres BA 20x50 selon modèle EF sous combinaisons ELU

Pour des poutres d'équarrissage 20x50, la section minimale d'aciers nécessaire pour équilibrer les sollicitations déterminées précédemment devraient alors être de 12 à 16cm² soit des armatures Fe500 au nombre de 4 à 5 HA20 à confirmer. Il conviendra au Maître d'ouvrage de vérifier l'aptitude des poutres BA en place à la reprise des charges envisagées.

