

A.1 Que fait le logiciel dans un calcul aux éléments finis? Exemple des structures à poutres.

Cette introduction a pour finalité de montrer, sur un exemple simple, ce qui se cache derrière un calcul statique conduit avec un logiciel EF à barres.

Dans le wiki, par abus de langage, le terme "barre" est souvent employé pour désigner des éléments de type "poutre" et non pas exclusivement des éléments de type "barre" au sens strict (*i.e.* travaillant uniquement en effort normal).

Quelques rappels :

Le calcul informatique est basé sur une représentation de la structure par un ensemble de **barres** dont les intersections sont des **nœuds**. Son but est de déterminer les déplacements des nœuds de la structure, c'est-à-dire les déplacements des abouts des barres, sous les charges appliquées.

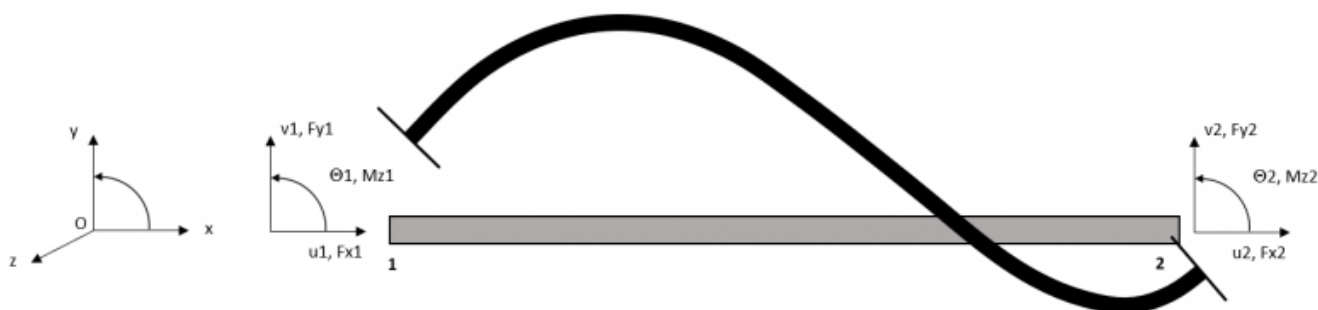


Figure 1 - Convention de signes - efforts et déplacements

Les forces aux extrémités de la barre dépendent linéairement des déplacements en ces points. On montre qu'il existe une relation matricielle efforts-déplacements pour une barre reliant deux nœuds *i* et *j*, telle que, pour un repère donné, $[K_{ij}][q_{ij}]=[F_{ij}]$ (figures 1 et 2), permettant d'exprimer les composantes des vecteurs $[F_{ij}]$ en fonction de celles des vecteurs $[q_{ij}]$. $[K_{ij}]$ est appelée la matrice de raideur de la barre, $[F_{ij}]$ le vecteur des efforts aux nœuds et $[q_{ij}]$ le vecteur des déplacements des nœuds.

$$\begin{bmatrix} \frac{ES}{L} & 0 & 0 & -\frac{ES}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3(1+\phi_y)} & \frac{6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & 0 & \frac{-12EI_z}{L^3(1+\phi_y)} & \frac{6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & \frac{(4+\phi_y)EI_z}{L(1+\phi_y)} & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & \frac{(2-\phi_y)EI_z}{L(1+\phi_y)} \\ -\frac{ES}{L} & 0 & 0 & \frac{ES}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI_z}{L^3(1+\phi_y)} & \frac{-6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3(1+\phi_y)} & \frac{-6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & \frac{(2-\phi_y)EI_z}{L(1+\phi_y)} & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & \frac{(4+\phi_y)EI_z}{L(1+\phi_y)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u1 \\ v1 \\ \Theta1 \\ u2 \\ v2 \\ \Theta2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Fx1 \\ Fy1 \\ Mz1 \\ Fx2 \\ Fy2 \\ Mz2 \end{bmatrix}$$

Figure 2 - Matrice de raideur d'une poutre bi-encastée

La matrice $[K_{ij}^*]$, associée au repère général, se déduit de la matrice $[K_{ij}]$ exprimée dans le repère local de la barre en lui appliquant une transformée $[\Lambda]^T[K_{ij}][\Lambda]$ (figure 3), permettant de rendre les déplacements compatibles avec ceux du repère général. $[K_{ij}^*]=[\Lambda]^T[K_{ij}][\Lambda]$ est alors la matrice de raideur de la barre dans le repère général.

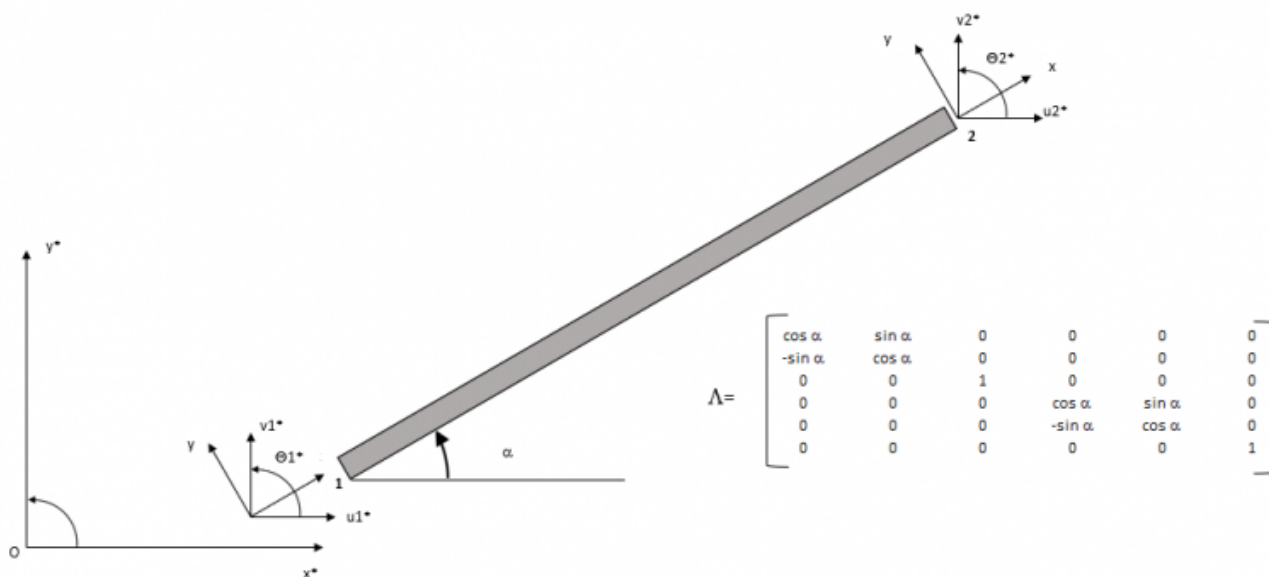


Figure 3 - Rotation des matrices

Pour calculer les déplacements de tous les nœuds, le logiciel :

- « assemble » les matrices $[K_{ij}^*]$ de chacune des barres pour former la matrice de raideur globale $[K]$ de la structure (figure 4),
- inverse $[K] \rightarrow [K]^{-1}$,
- multiplie la matrice $[K]^{-1}$ par celle $[F]$ des efforts extérieurs, préalablement ramenés aux nœuds (s'ils sont appliqués sur une barre ailleurs qu'aux extrémités), dans le repère global, pour calculer le vecteur des déplacements $[q]$.

$$K q = F$$

	i	j	k
i	K_{ii}^e	K_{ij}^e	
j	K_{ji}^e	$K_{jj}^e + K_{jj}^{e+1}$	K_{jk}^{e+1}
k		K_{kj}^{e+1}	K_{kk}^{e+1}

$$\begin{bmatrix} q_i \\ q_j \\ q_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_i \\ F_j \\ F_k \end{bmatrix}$$

Figure 4 - Principe de l'assemblage

Enfin, pour calculer les efforts internes de la structure, le logiciel multiplie la matrice de raideur $[K_{ij}]$ de chaque barre par le vecteur des déplacements $[q_{ij}]$, dans le repère local, aux nœuds i et j. Il obtient ainsi les efforts aux nœuds et les additionne, le cas échéant, aux réactions de la barre bi-encastree (i.e. les efforts introduits dans le modèle global, mais ici projetés dans le repère local de la barre) - voir le second exemple ci-dessous. Les efforts et déplacements le long des barres se déduisent

aisément de ceux des nœuds à l'aide des formules de la RDM.

Application à un exemple simple :

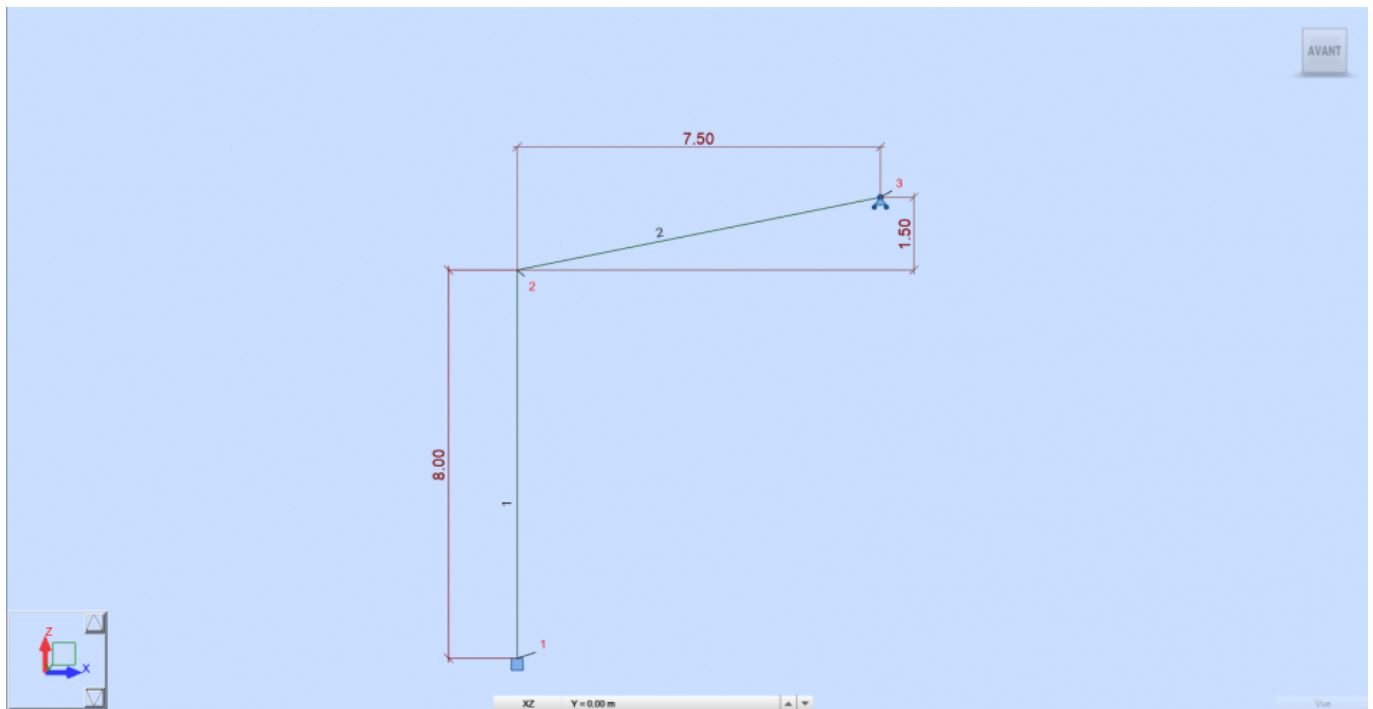


Figure 5 - Structure calculée

Cet exemple est traité à l'aide d'un tableur dont le fichier source est fourni dans la partie 3 du guide - il est téléchargeable en cliquant sur le lien ci-après. [Fichier source au format Excel de l'exemple ci-dessous.](#)

Ce tableur couvre deux exemples : l'exemple développé ci-après pour une structure à 2 barres (pour rester facilement lisible en format papier) et un second exemple avec 4 barres. Ces exemples permettent de visualiser et de comprendre l'enchaînement des tâches.

Les caractéristiques de barres nécessaires pour un problème plan sont : la section S , l'inertie I , le module d'Young E , la longueur L et l'orientation α , par exemple par rapport à l'horizontale.

Barre	1	Barre	2
Section =	1.000 m ²	Section =	1.500 m ²
Inertie =	0.083 m ⁴	Inertie =	0.281 m ⁴
α =	1.571 rad	α =	0.197 rad
L =	8.000 m	L =	7.649 m

$E = 36\,000$ MPa pour toutes les barres.

On détermine aisément pour chaque barre les valeurs numériques de la matrice de raideur à partir des valeurs littérales de la figure 2.

Barre 1 : matrice de raideur

$$\begin{pmatrix} 4500000 & 0 & 0 & -4500000 & 0 & 0 \\ 0 & 70313 & 281250 & 0 & -70313 & 281250 \\ 0 & 281250 & 1500000 & 0 & -281250 & 750000 \\ -4500000 & 0 & 0 & 4500000 & 0 & 0 \\ 0 & -70313 & -281250 & 0 & 70313 & -281250 \\ 0 & 281250 & 750000 & 0 & -281250 & 1500000 \end{pmatrix}$$

Barre 2 : matrice de raideur

$$\begin{pmatrix} 7060181 & 0 & 0 & -7060181 & 0 & 0 \\ 0 & 271545 & 1038462 & 0 & -271545 & 1038462 \\ 0 & 1038462 & 5295136 & 0 & -1038462 & 2647568 \\ -7060181 & 0 & 0 & 7060181 & 0 & 0 \\ 0 & -271545 & -1038462 & 0 & 271545 & -1038462 \\ 0 & 1038462 & 2647568 & 0 & -1038462 & 5295136 \end{pmatrix}$$

On applique à ces deux matrices, la transformée permettant de les rendre compatibles avec le repère général.

Matrice de rotation pour $\alpha = 1.571$ Rad :

$$\begin{pmatrix} 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ -1.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & -1.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{pmatrix}$$

Et sa transposée :

$$\begin{pmatrix} 0.0000 & -1.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & -1.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{pmatrix}$$

Matrice de rotation pour $\alpha = 0.197$ Rad :

$$\begin{pmatrix} 0.9806 & 0.1961 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ -0.1961 & 0.9806 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.9806 & 0.1961 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & -0.1961 & 0.9806 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{pmatrix}$$

Et sa transposée :

$$\begin{pmatrix} 0.9806 & -0.1961 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.1961 & 0.9806 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.9806 & -0.1961 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.1961 & 0.9806 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{pmatrix}$$

Barre 1 - Résultat de l'opération $[K^*]=[A]^T[K][A]$:

U1	V1	θ1	U2	V2	θ2	
70313	0	-281250	-70313	0	-281250	U1
0	4500000	0	0	-4500000	0	V1
-281250	0	1500000	281250	0	750000	θ1
-70313	0	281250	70313	0	281250	U2
0	-4500000	0	0	4500000	0	V2
-281250	0	750000	281250	0	1500000	θ2

Barre 2 - Résultat de l'opération $[K^*]=[A]^T[K][A]$:

6799080	1305507	-203659	-6799080	-1305507	-203659	U2
1305507	532647	1018295	-1305507	-532647	1018295	V2
-203659	1018295	5295136	203659	-1018295	2647568	θ2
-6799080	-1305507	203659	6799080	1305507	203659	U3
-1305507	-532647	-1018295	1305507	532647	-1018295	V3
-203659	1018295	2647568	203659	-1018295	5295136	θ3

Toutes ces matrices unitaires sont ensuite assemblées, c'est-à-dire que l'ensemble des valeurs matricielles relatives à un même déplacement nodal sont cumulées.

Pour notre exemple, cela revient à sommer les valeurs des deux matrices correspondant aux nœuds communs (dans le cas général, les barres ne relient pas toujours deux nœuds dont la numérotation se suit comme ici) :

U1	V1	θ1	U2	V2	θ2	U3	V3	θ3	
70313	0	-281250	-70313	0	-281250	0	0	0	U1
0	4500000	0	0	-4500000	0	0	0	0	V1
-281250	0	1500000	281250	0	750000	0	0	0	θ1
-70313	0	281250	6869392	1305507	77591	-6799080	-1305507	-203659	U2
0	-4500000	0	1305507	5032647	1018295	-1305507	-532647	1018295	V2
-281250	0	750000	77591	1018295	6795136	203659	-1018295	2647568	θ2
0	0	0	-6799080	-1305507	203659	6799080	1305507	203659	U3
0	0	0	-1305507	-532647	-1018295	1305507	532647	-1018295	V3
0	0	0	-203659	1018295	2647568	203659	-1018295	5295136	θ3

Les composantes des déplacements bloqués peuvent être supprimées de la matrice puisque nous connaissons déjà leur valeur, elle est nulle:

$$[K^*]= \begin{pmatrix} \mathbf{U2} & \mathbf{V2} & \mathbf{\theta2} & \mathbf{U3} & \mathbf{\theta3} \\ 6869392 & 1305507 & 77591 & -6799080 & -203659 \\ 1305507 & 5032647 & 1018295 & -1305507 & 1018295 \\ 77591 & 1018295 & 6795136 & 203659 & 2647568 \\ -6799080 & -1305507 & 203659 & 6799080 & 203659 \\ -203659 & 1018295 & 2647568 & 203659 & 5295136 \end{pmatrix} \begin{matrix} \mathbf{U2} \\ \mathbf{V2} \\ \mathbf{\theta2} \\ \mathbf{U3} \\ \mathbf{\theta3} \end{matrix}$$

Cette matrice s'inverse facilement avec le tableur :

$$[K^*]^{-1}= \begin{pmatrix} 0 & 1.0814E-07 & -9.34E-07 & 1.7993E-05 & 4.4475E-07 \\ 0 & 2.2192E-07 & -2.7E-08 & 1.5249E-07 & -3.0865E-08 \\ 0 & -2.7036E-08 & 2.33E-07 & -9.4266E-07 & -1.1119E-07 \\ 0 & 1.5249E-07 & -9.43E-07 & 1.8184E-05 & 4.3464E-07 \\ 0 & -3.0865E-08 & -1.11E-07 & 4.3464E-07 & 2.5077E-07 \end{pmatrix} \begin{matrix} \mathbf{U2} \\ \mathbf{V2} \\ \mathbf{\theta2} \\ \mathbf{U3} \\ \mathbf{\theta3} \end{matrix}$$

Chargement 1 : Forces extérieures appliquées sur un nœud

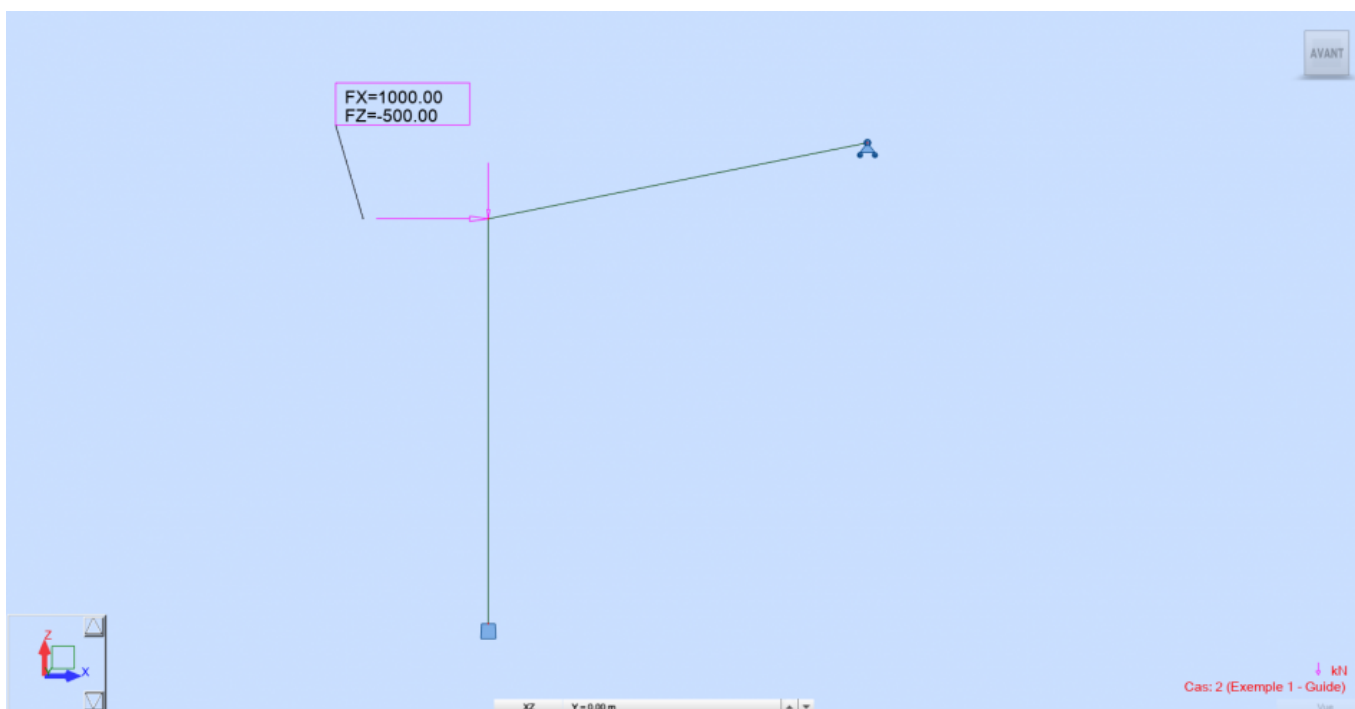


Figure 6 - Définition du chargement

On calcule les déplacements des noeuds (dans le repère général):

$$[K^*]^{-1} \mathbf{x} = \begin{pmatrix} 1000 \\ -500 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.017903 \\ -0.000003 \\ -0.000920 \\ 0.017917 \\ 0.000460 \end{pmatrix} \begin{matrix} \mathbf{U2} \\ \mathbf{V2} \\ \mathbf{\theta2} \\ \mathbf{U3} \\ \mathbf{\theta3} \end{matrix}$$

On peut déterminer les efforts dans le poteau (barre 1) après transformation préalable des déplacements dans le repère local de la barre :

$$\begin{pmatrix} 4500000 & 0 & 0 & -4500000 & 0 & 0 \\ 0 & 70313 & 281250 & 0 & -70313 & 281250 \\ 0 & 281250 & 1500000 & 0 & -281250 & 750000 \\ -4500000 & 0 & 0 & 4500000 & 0 & 0 \\ 0 & -70313 & -281250 & 0 & 70313 & -281250 \\ 0 & 281250 & 750000 & 0 & -281250 & 1500000 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 0.000000 \\ 0.000000 \\ 0.000000 \\ -0.000003 \\ -0.017903 \\ -0.000920 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 12.68 \\ 1000.00 \\ 4345.11 \\ -12.68 \\ -1000.00 \\ 3654.89 \end{pmatrix} \begin{matrix} Fx1 \\ Fy1 \\ Mz1 \\ Fx2 \\ Fy2 \\ Mz2 \end{matrix}$$

On a une compression de 12,68 kN, un tranchant de 1000 kN et un moment qui change de signe sur la barre (on vérifie bien que $1000 \text{ kN} \times 8 \text{ m} - 3654,89 = 4345,11 \text{ kN.m}$ en pied - ok).

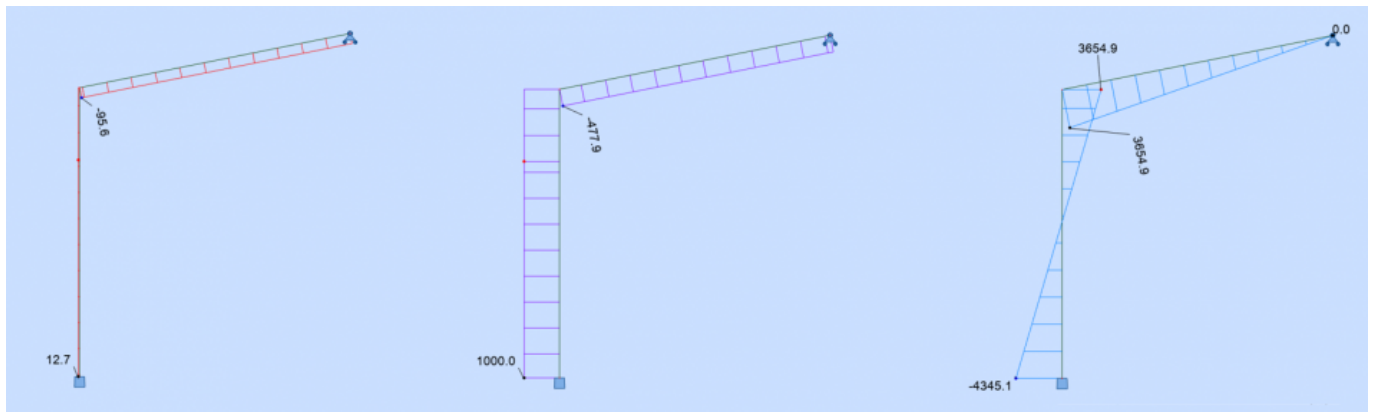


Figure 7 - Diagrammes N, V, M - exemple 1

Chargement 2 : Forces extérieures appliquées sur une barre (i.e. ailleurs qu'aux nœuds).

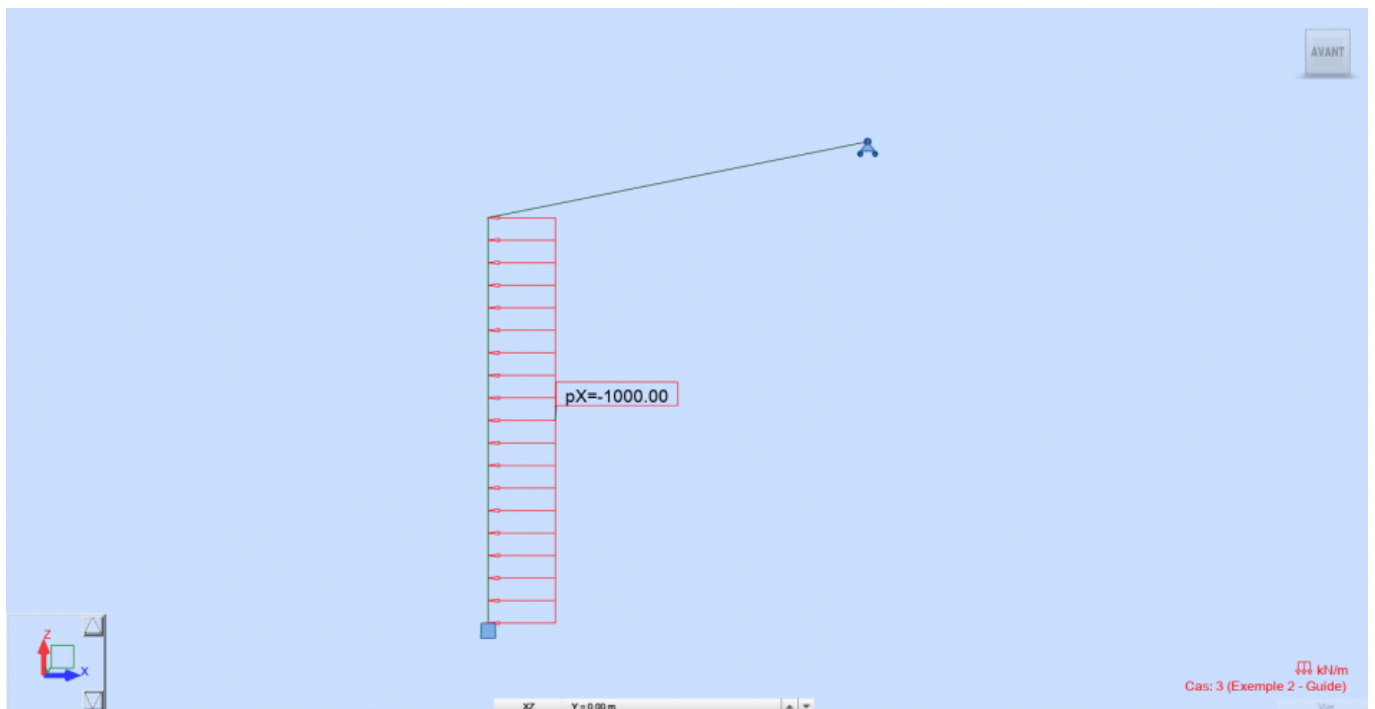


Figure 8 - Définition du chargement

Dans ce cas, il faut préalablement calculer les réactions d'appui de la barre bi-encastree sous ces

efforts, car ce sont elles qui doivent être injectées dans la matrice des charges extérieures (le logiciel ne connaît que les nœuds !). Un formulaire de poutre bi-encastree suffit. Il faut veiller, bien entendu, au respect des conventions de signes.

Application à la charge répartie horizontale $p=-1000$ kN/m sur le poteau (figure 8). On sait dans ce cas que les moments d'encastrement valent $-pL^2/12$ et les tranchants aux appuis $\pm pL/2$; donc, avec $L=8$ m et en tenant compte de la convention de signes:

M1=	5333.3	kN.m	V1=	-4000	KN
M2=	-5333.3	kN.m	V2=	-4000	KN

En multipliant $[K^*]^{-1}$ par ces efforts, on obtient les valeurs des déplacements de tous les ddl. Il suffit ensuite de multiplier la matrice de raideur de la barre 1 par ces déplacements pour récupérer les efforts aux nœuds.

$$[K^*]^{-1} \times \begin{pmatrix} -4000.0 \\ 0 \\ -5333.3 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0.066850 \\ -0.000288 \\ 2.490E-03 \\ -0.066944 \\ -0.001186 \end{pmatrix} \begin{matrix} U2 \\ V2 \\ \theta2 \\ U3 \\ \theta3 \end{matrix}$$

On peut calculer les efforts dans le poteau (barre 1) après conversion préalable des déplacements globaux dans le repère local de la barre...

$$\begin{pmatrix} 4500000 & 0 & 0 & -4500000 & 0 & 0 \\ 0 & 70313 & 281250 & 0 & -70313 & 281250 \\ 0 & 281250 & 1500000 & 0 & -281250 & 750000 \\ -4500000 & 0 & 0 & 4500000 & 0 & 0 \\ 0 & -70313 & -281250 & 0 & 70313 & -281250 \\ 0 & 281250 & 750000 & 0 & -281250 & 1500000 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 0.000000 \\ 0.000000 \\ 0.000000 \\ -0.000288 \\ 0.066850 \\ 0.002490 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1297.71 \\ -4000.00 \\ -16933.81 \\ -1297.71 \\ 4000.00 \\ -15066.19 \end{pmatrix}$$

... et les additionner avec les efforts d'encastrement parfait, avec la convention de signes adéquate:

$$\begin{pmatrix} 1297.71 \\ -4000.00 \\ -16933.81 \\ -1297.71 \\ 4000.00 \\ -15066.19 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0.00 \\ -4000.00 \\ -5333.33 \\ 0.00 \\ -4000.00 \\ 5333.33 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1297.71 \\ -8000.00 \\ -22267.14 \\ -1297.71 \\ 0.00 \\ -9732.86 \end{pmatrix} \begin{matrix} Fx1 \\ Fy1 \\ Mz1 \\ Fx2 \\ Fy2 \\ Mz2 \end{matrix}$$

On a une de compression de 1298 kN , un tranchant qui passe de 0 à 8000 kN ($pL=1000$ kN/m * 8 m = 8000 kN) et un moment en pied très fortement majoré par rapport au moment d'encastrement parfait.

La même méthodologie s'applique à la barre 2 pour obtenir les efforts aux nœuds.

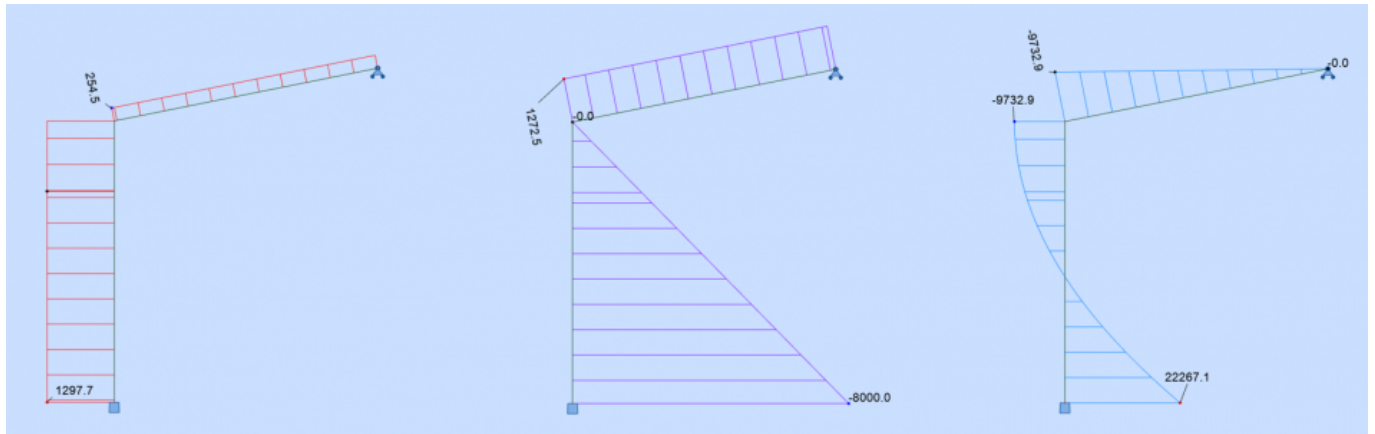


Figure 9 - Diagrammes N, V, M - exemple 2

Cas où les barres présentent des différences de raideur notable :

A titre d'exemple, on rigidifie très fortement la barre verticale. On décide, en gardant une longueur de 8 m, de passer sa section droite à $1 \text{ m} \times 10^{12} \text{ m}$ (b*ht). On montre ci-après la matrice [K*] ; on ne peut que constater l'écart entre la valeur plus grande et la plus petite ... ce qui peut aboutir dans certains cas à des instabilités numériques (la résolution conduit à diviser les termes de la matrice les uns par les autres).

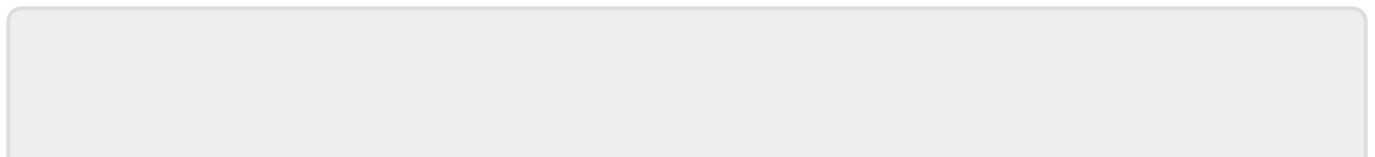
$$[K^*] = \begin{pmatrix} 7.03.E+40 & -4.31.E+24 & 2.81.E+41 & -6.80.E+06 & -2.04.E+05 \\ -4.31.E+24 & 4.50.E+18 & -1.72.E+25 & -1.31.E+06 & 1.02.E+06 \\ 2.81.E+41 & -1.72.E+25 & 1.50.E+42 & 2.04.E+05 & 2.65.E+06 \\ -6.80.E+06 & -1.31.E+06 & 2.04.E+05 & 6.80.E+06 & 2.04.E+05 \\ -2.04.E+05 & 1.02.E+06 & 2.65.E+06 & 2.04.E+05 & 5.30.E+06 \end{pmatrix} \begin{matrix} U2 \\ V2 \\ \theta2 \\ U3 \\ \theta3 \end{matrix}$$

Figure 10 - Matrice avec valeurs disparates

A suivre : A.2 Qu'est-ce qu'un élément fini ?

Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !

[Retour à l'accueil](#)



From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-a:a1>

Last update: **2020/06/30 07:39**

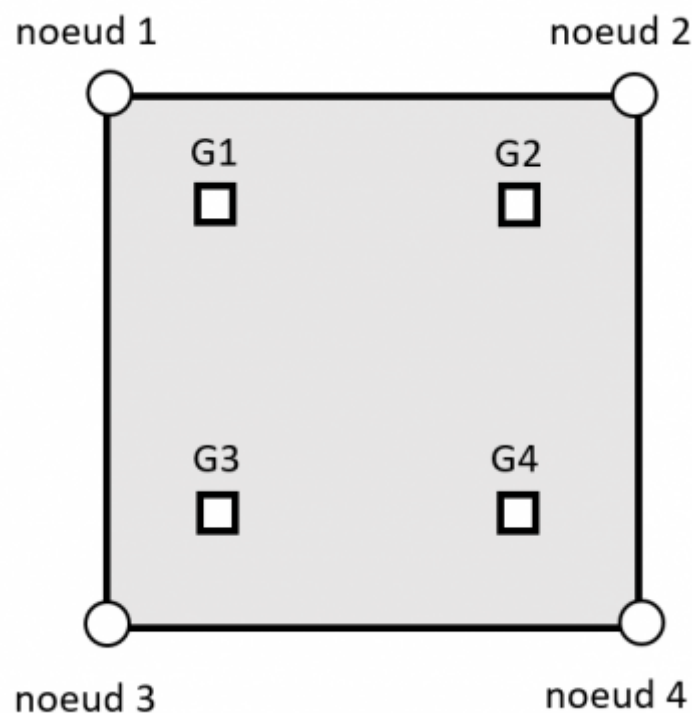


A.2 Qu'est-ce qu'un élément fini ?

La détermination des efforts dans les éléments est réalisée à la suite du calcul des déplacements des nœuds. La méthode est spécifique pour chaque type d'éléments et dépend du logiciel utilisé.

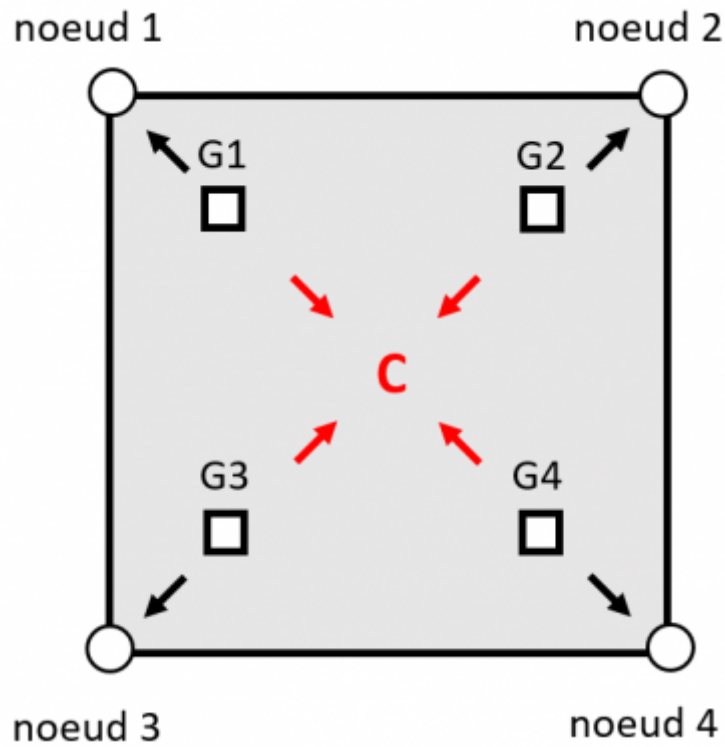
Le principe est néanmoins commun à tous les logiciels, il consiste à « isoler » un élément pour calculer les efforts aux points de Gauss à partir des déplacements des nœuds.

La position des points de Gauss est normalement précisée dans la documentation du logiciel; dans le cas d'un élément de coque à 4 nœuds comme ci-dessous, ils pourraient être situés à une distance du bord de l'élément égale à $1/5$ de sa largeur environ.



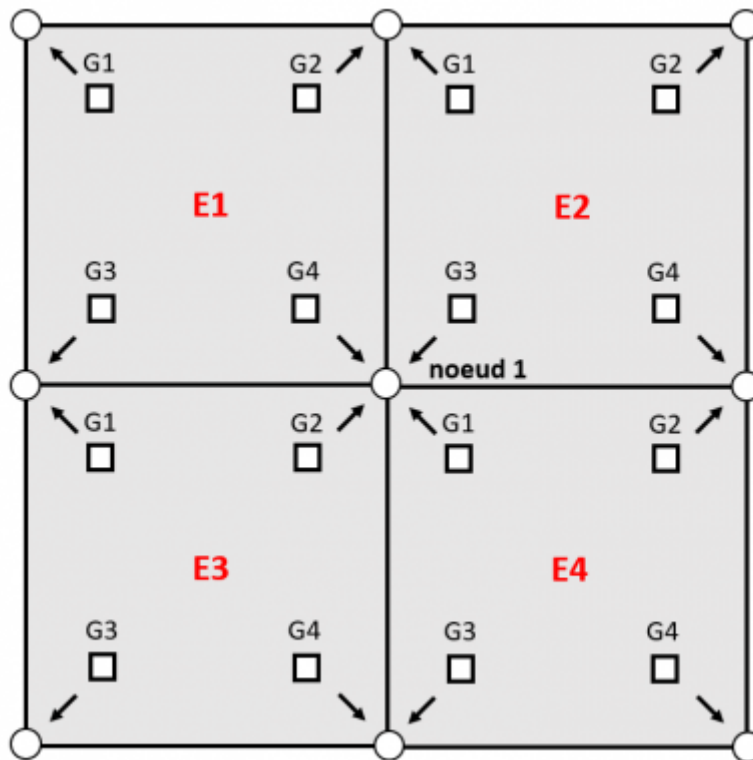
Exemple d'un élément à 4 nœuds

Les efforts au centre de l'élément sont calculés comme la moyenne des efforts aux points de Gauss, les efforts aux nœuds sont extrapolés à partir des points de Gauss.



Pour résumer, le logiciel calcule :

- les efforts aux points de Gauss G1 à G4 à partir des déplacements des nœuds n1 à n4 ;
- les efforts au centre C qui sont la moyenne des efforts aux points de Gauss G1 à G4 ;
- les efforts aux nœuds n1 à n4 qui sont extrapolés à partir des efforts en G1 à G4.



Ces calculs étant réalisés pour tous les éléments, au final il y a autant d'efforts aux nœuds qu'il y a d'éléments connectés sur ce nœud (ici 4 éléments E1 à E4 pour le nœud n1).

Il peut alors en déduire :

- soit l'effort maximal sur le nœud (maximum des efforts calculés à partir des éléments E1 à E4) ;
- soit l'effort moyen (moyenne des efforts calculés à partir de E1 à E4).

Principales remarques dans les utilisations courantes.

- En règle générale, les éléments quadrangulaires conduiront à une meilleure précision des résultats que des éléments triangulaires.
- Ce sont les résultats aux points de Gauss qui sont le plus précis, mais ils ne sont généralement pas accessibles aux utilisateurs.
- Les résultats aux centres des éléments sont plus fiables que les efforts aux nœuds, car ils ne sont pas extrapolés.
- C'est à l'ingénieur de choisir en fonction du comportement de la structure le type de résultat (maximal, moyen, lissé, etc..) ; il n'y a pas de règle prédéfinie.

Exemple d'une charge sur une dalle de pont illustrant les écarts de résultats lors d'un calcul EF.

A suivre : B. Objectifs de calcul et caractéristiques nécessaires de l'outil

Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !

[Retour à l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-a:a2>

Last update: **2020/06/12 21:12**



B. Objectifs du calcul et caractéristiques nécessaires de l'outil

La réalisation d'un modèle de calcul par éléments finis comprend plusieurs étapes. Le choix de l'outil est primordial et dépend de plusieurs critères.

B.1 En fonction de l'objet à modéliser

Tout d'abord, le logiciel de calcul doit être adapté à l'objet à modéliser.

a) Entre un pont (ouvrage courant à faible portée ou ouvrage complexe à plusieurs travées), un bâtiment ou un ouvrage géotechnique (soutènement, tunnel, barrages...), les problématiques sont différentes.

En fonction de la taille de l'objet, on peut définir une ou plusieurs échelles de modélisation, notamment:

- une **échelle géologique** (qui vise à traiter une structure dans son environnement en fonction des données géologiques) ;
- une **échelle globale** qui vise à traiter une structure dans son ensemble (calculs longitudinaux de flexion générale pour les ponts par exemple) ;
- une échelle **semi-locale** avec un maillage plus serré pour certains éléments de la structure (calculs transversaux sous les actions des essieux pour les ponts, par exemple) ;
- une échelle **locale**, avec une modélisation très raffinée et un post traitement des résultats (calculs de béton armé pour le poinçonnement ou des aciers de diffusion ou de frettage...).

b) Un objet peut donner lieu à plusieurs modélisations qui se complètent entre elles.

Echelle	GLOBALE	SEMI-LOCALE	LOCALE
Ouvrage d'Art	Flexion longitudinale	Flexion transversale	Concentrations de contraintes (zone d'ancrage ou de déviations des câbles, appui concentré)
Bâtiment	Descente de charge / Contreventement (vent, séisme) / Calcul dynamique	Flexion locale des éléments horizontaux (planchers, radiers)	Charges concentrées, accidentelles (zone d'ancrage, supports de machines)
Géotechnique	Remblais, soutènement	Arrachement tirant dans massif de sol, écoulement,...	

c) Dans le cas d'une structure dont la cinématique de construction a un impact sur l'état final, le logiciel doit pouvoir autoriser la simulation complète du phasage, en permettant entre autres une activation sélective des éléments (comme la mise en tension des câbles de précontrainte et des haubans par exemple), ce qui permet de travailler sur la partie de structure en cours de construction.

d) Si un calcul dynamique est nécessaire (par exemple un calcul sismique avec prise en compte des effets du sol ou un calcul vibratoire ou encore un problème de dynamique rapide comme une explosion), il ne peut pas être traité avec tous les logiciels.

e) Les calculs non-linéaires ne sont pas systématiquement possibles (calcul avec non-linéarités

matérielles, appuis élasto-plastiques, calcul des grands déplacements au second ordre pour la vérification au flambement, etc.)

f) Les modélisations de structure à câbles (dont la rigidité transversale à la flexion et à la torsion est peu importante par rapport à la rigidité longitudinale) sont aussi particulières et assurées seulement par certains logiciels.

g) La détermination d'un champ thermique (chargement volumique déterminé à partir d'une variation de la température et du coefficient de dilatation thermique du matériau) peut nécessiter l'utilisation d'un module complémentaire au logiciel.

h) La modélisation des fondations, comme le cas d'un radier présentant un soulèvement, est généralement liée à des calculs non-linéaires et rejoint donc le point d).

B.2 En fonction de la phase d'étude

La phase d'étude d'un ouvrage a un impact sur le niveau de précision attendu des calculs.

- En phase d'Etudes Préliminaires, la modélisation doit rester pragmatique, ne jamais être complexe et donner des résultats majorés.
- En phase d'Avant-projet ou de Projet, il s'agit d'établir un prédimensionnement de l'ouvrage qui sert de base à la préparation d'un appel d'offres. Les calculs sont plus accomplis, voire complexes, mais rarement exhaustifs. Les modèles doivent être rapides, conserver une certaine souplesse et faciles à corriger, de telle sorte qu'ils ne brident pas le projet et permette de facilement tester des variantes.
- En phase d'Exécution, le projet étant arrêté, les calculs doivent être complets, peuvent être complexes, doivent donner des résultats concrètement exploitables et doivent garantir un dimensionnement à la fois sûr et optimisé.

A titre indicatif, le tableau ci-dessous présente le niveau de détail généralement attendu par phase. Selon les spécificités du projet et les souhaits du client, le contenu des phases peut néanmoins être amené à varier :

Objet \ Avancement	Etude préliminaire	AVP	PRO	EXE
Ouvrage d'Art, Bâtiment industriel, Ouvrage de GC	Ratios, Retour d'expérience, Modèle global simplifié (modèle 2D de préférence)	Modèle global	Modèle global + vérifications semi-locales, voire locales pour points critiques	Modèle global + semi-local + local généralisé

B.3 En fonction des objectifs de vérification

Pour un même objet et une même phase d'étude, on peut être amené à monter plusieurs modèles qui traiteront chacun de vérifications différentes.

Dans la mesure du possible, on cherche à ce qu'un même modèle réponde à un maximum de vérifications mais on doit souvent découpler les problématiques.

B.4 En fonction des résultats attendus

Les résultats exploitables par les différents logiciels peuvent influencer les choix.

a) Des modules intégrés de post-traitement rendent certains logiciels intéressants, notamment ceux qui permettent d'obtenir un ferrailage des sections de béton armé à partir des sollicitations, ou ceux qui incorporent la vérification de profilés métalliques au flambement/déversement ou la vérification d'assemblages classiques. Il est indispensable au préalable de vérifier la conformité du post-traitement avec les règlements de référence du projet.

b) Les types de résultats en sortie peuvent aussi être variés et plus ou moins adaptés (listings, diagrammes des efforts, cartographies, enveloppes des combinaisons avec ou sans conservation des concomitances).

B.5 En fonction des délais et des ressources

En termes de délais, et donc de budget, il faut bien distinguer le temps de modélisation (géométrie, chargements, combinaisons, ...), le temps de calcul, le temps de mise au point/réglage (débugage des erreurs, vérifications des conditions aux appuis, ...) et enfin le temps d'analyse. Ces durées peuvent varier de manière significative suivant les logiciels, car leur interface utilisateur est plus moins intuitive (interface de conception qui peut être soit graphique, soit programmable dans une fenêtre de commande ou par l'intermédiaire de tableurs). L'extraction des résultats n'est pas nécessairement immédiate, il peut être utile de repérer les points critiques.

Les ressources disponibles au sein du bureau d'études guident également le choix du type de calcul : le matériel informatique, sur lequel le logiciel est installé, doit être libre, tout comme la licence d'utilisation qui peut être accaparée par un autre utilisateur. Le planning de disponibilité des outils peut jouer sur les délais et, éventuellement, conduire à changer de logiciel.

Si le bureau d'étude possède un type de matériel à capacité réduite, le degré de complexité des calculs est diminuée d'autant. Et si le modèle de calcul compliqué est maintenu, le bureau d'étude ne doit pas « bricoler » un modèle adapté à la capacité de ses matériels, car les simplifications adoptées peuvent alors entraîner des problèmes de justesse des résultats. Le bureau d'étude a alors tout intérêt à sous-traiter le calcul.

Pour des ouvrages importants, il peut être préférable de mettre en œuvre deux niveaux de modélisation, en utilisant des sous-modèles, car un modèle unique peut vite devenir démesuré en taille, et être, de ce fait, difficile à structurer et à manipuler. Il faut cependant être capable de relier les modèles entre eux. Par ailleurs, le besoin de capacités de calcul spécifiques peut également conduire à la scission de modèles et à l'emploi de logiciels différents.

Une autre raison de scinder les modèles comme décrit ci-avant, peut être liée au calendrier des études (conséquence de l'organisation des projets) : le calcul de la totalité de l'ouvrage précède parfois de plusieurs mois, pour les projets importants, le calcul de certaines parties de l'ouvrage. Rien n'empêche, par post traitement, de pallier certaines lacunes du logiciel, en extrayant les résultats d'un sous-modèle et de les traiter manuellement ou par l'intermédiaire d'un autre logiciel.

Une ressource également importante est le personnel, c'est-à-dire l'ingénieur chargé de la modélisation. Celui-ci doit être formé à l'utilisation du logiciel. Dans le cas où ce dernier est novice en la matière, le temps d'apprentissage ne doit pas être sous-estimé, la durée de conception et de mise au point du modèle pouvant être amplifiée grandement. La mise en place d'un tutorat avec un ingénieur senior est fortement recommandée, malgré l'investissement en temps que cela représente.

B.6 En fonction du confort d'utilisation

Enfin, le confort dans l'utilisation du logiciel est primordial.

a) Un logiciel avec une notice complète (d'installation, de prise en main et d'exploitation) est toujours plus appréciable. La présence d'un catalogue d'exemples d'applications, de tutoriaux et de manipulations est un plus.

b) La possibilité de programmation (création puis lecture d'un code en texte dans un langage de programmation propre) permettant une entrée des données intuitive et rapide est un atout. Elle peut offrir de nombreuses possibilités à l'utilisateur, par exemple, automatiser la modélisation de structures-types simples et répétitives ou encore ajuster la mise en page des résultats, en fournissant des sorties textes ou Excel adaptées à la sous-structure étudiée.

c) La confiance dans le logiciel assure un gain de temps non négligeable, en évitant certaines vérifications superflues. Pour cela, la présence de mises à jour régulières est un indicateur, tout comme l'existence d'une hotline technique disponible et réactive, capable de fournir une assistance ponctuelle sur une modélisation spécifique. La confiance ne dispense bien sûr pas des vérifications de modèle explicitées dans ce guide.

d) La version du logiciel peut également jouer dans le choix, dans le cas où certaines fonctionnalités ont été ajoutées/enlevées ou lorsque la stabilité et/ou la rapidité d'une version n'est pas satisfaisante.

e) Certains logiciels possèdent des bibliothèques complètes (matériaux, profilés, boulons, assemblages...) qui génèrent un gain de temps. Des fonctionnalités spécifiques aux ouvrages de génie civil sont aussi possibles, comme l'application de chargements automatiques réglementaires (types A(I), Bc, LM1, LM2...).

f) Selon le règlement qui s'applique au projet, le logiciel peut proposer des charges, des combinaisons et des vérifications pré-programmées. C'est un élément de confort, mais qui doit toujours être vérifié sur des cas simples.

g) Un affichage de la structure en pseudo-volumique est un avantage, car cela permet de vérifier visuellement le type et l'orientation des profilés ou barres. En outre certains logiciels permettent un export 3D qui constitue un support de communication très utile en réunion avec les parties prenantes (voir en complément le [chapitre E.3](#) pour la partie BIM).

h) Un logiciel qui spécifie la ligne du fichier de données présentant une erreur ou la liste des objets mal modélisés (superpositions, ...) dans le modèle spatial offre un réel avantage. Les messages d'erreur doivent être clairs et précis (si possible dans la langue de travail de l'ingénieur).

Retour d'expérience:

Le REX (Retour d'expérience) est important : les réunions ou fiches REX doivent permettre de tirer les enseignements positifs et négatifs de projets en cours ou terminés. Elles portent sur les méthodes employées, mais aussi les moyens informatiques utilisés ou encore la production réalisée.

[A suivre B.7 Organisation du calcul](#)

Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !

[Retour à l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-b:b1-b6>

Last update: **2020/06/19 15:45**



B.7 Organisation du calcul

C'est une étape indispensable à réaliser au démarrage de l'étude.

a) Réflexion préliminaire sur la modélisation

Une étape primordiale s'impose au modélisateur : celle de l'analyse du fonctionnement d'ensemble de la structure. Il serait effectivement insensé de démarrer la modélisation d'un ouvrage avant même d'en comprendre le comportement global. Un premier croquis manuel de la structure révèle dans un premier temps la bonne compréhension du fonctionnement et servira de trame à la construction du modèle.

Cette analyse de fonctionnement permet avant tout de distinguer les éléments principaux traduisant le comportement global de l'ouvrage. Parmi ces éléments principaux, on distinguera par exemple :

- pour les ouvrages d'art : la structure porteuse du tablier, la structure des appuis, les contreventements ;
- pour les bâtiments en béton armé et en béton précontraint : les poteaux, voiles et dalles ;
- pour les charpentes de bâtiments : les poteaux, les poutres, les éléments de contreventement.

La modélisation s'appuie nécessairement sur des données d'entrée, *a minima* :

- une note d'hypothèses générales, qui contient une description de l'objet, les règlements appliqués et les charges appliquées ;
- des croquis ou des plans généraux de l'objet à modéliser ;
- un principe général de construction ;
- une ébauche de fonctionnement statique et éventuellement dynamique.

La modélisation ne se substitue pas à ces éléments de réflexion préliminaire.

BIM et modélisation : Le modélisateur peut être tenté d'employer les données d'entrée de façon automatisée pour construire son modèle. C'est un argument fréquent des éditeurs de logiciels. Dans ce cas, il devra être particulièrement vigilant à la qualité des entrants fournis (il n'est en effet pas rare de trouver des modèles 3D avec des non-sens géométriques) et au niveau de détail des données d'entrée (quantité de trémies par exemple). Dans le cas d'un traitement automatisé, il faudra être attentif à la procédure de construction de la géométrie, notamment au niveau des connexions. L'étape d'analyse du fonctionnement d'ensemble précédemment évoquée est ainsi le moyen de prévenir toute anomalie.

b) Validation des données d'entrée / Synthèse des entrants

Tous les documents définissant les hypothèses de la géométrie, des matériaux, des chargements doivent être référencés avec leur provenance, leur indice et la date d'émission.

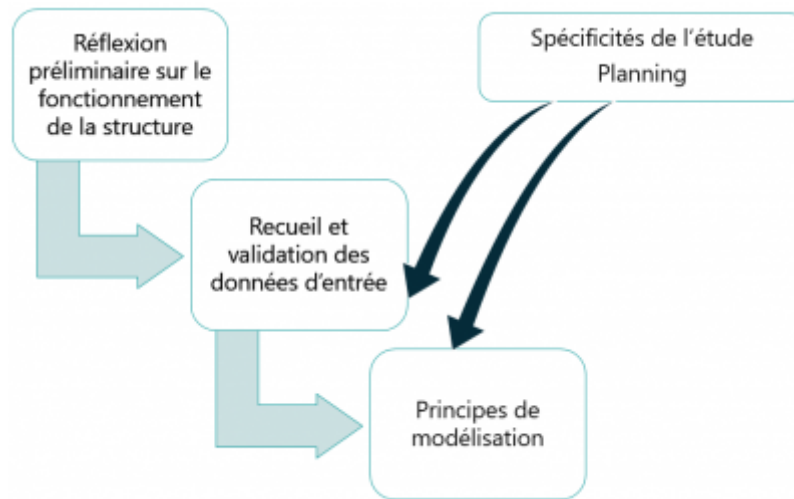
Il convient de valider la cohérence de ces différents documents. Par exemple, les plans architecturaux et les plans du gros œuvre sont-ils cohérents entre eux ? Y a-t-il des décalages géométriques entre les différents fichiers de plans ? Les données sont-elles exhaustives ? Observe-t-on d'ores et déjà des infaisabilités (descente de charge au cheminement complexe, absence de contreventement...) ?

Ce travail de synthèse permet de mettre en évidence les données d'entrées manquantes et/ou

susceptibles d'être modifiées et de définir les mesures conservatoires prises en compte pour pallier les données manquantes.

En fonction de cette analyse préliminaire, certaines décisions s'imposeront immédiatement au modélisateur : échanges avec le donneur d'ordre, révision de la géométrie de l'ouvrage (révision de la conception), entrée de données paramétrables...

Cette phase de synthèse prendra idéalement la forme d'une « Note de Modélisation » qui évoluera au cours de l'avancement du modèle. L'objet est de faire valider par tous les participants de l'étude les hypothèses très rapidement, afin d'éviter les modifications qui sont souvent longues et complexes.



c) Spécificités de l'étude

Toutes les spécificités de l'étude doivent être listées au démarrage :

- les contraintes physiques du projet (soutènements importants, zone urbaine, phasage de construction, ...)
- les contraintes de l'étude (planning serré, nombreuses interfaces, données manquantes, ...)
- les particularités de la modélisation (taille du modèle, non linéaire, séisme, ...)
- les exigences et les points sensibles du projet (structure très élancée, très dissymétrique, vents importants, etc.).

Il est nécessaire de montrer que la modélisation va prendre en compte tous ces points.

d) Planning de l'étude

Il doit faire apparaître clairement :

- les dates des principales étapes de la modélisation (géométrie, matériaux, chargements, interface ou interaction sol-structure, combinaisons, etc..)
- les dates jalons pour la réception des données d'entrées manquantes ou susceptibles d'être modifiées ;
- les dates de diffusion des livrables servant de données d'entrées aux autres intervenants de l'étude (interface), et des autres livrables ;
- la cohérence de l'étude avec les dates des travaux.

e) Principes de modélisation

Le but est d'expliquer les méthodes de calcul. On veillera à :

- clarifier les principes de modélisation de la structure, les modalités de prise en compte des chargements, des combinaisons, ... ;
- justifier toutes les hypothèses simplificatrices ;
- présenter si nécessaire des petits modèles tests validant les hypothèses ;
- présenter l'enchaînement des calculs.

[A suivre : C. Bonnes pratiques pour monter un modèle](#)

[Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !](#)

[Retour à l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-b:b7>

Last update: **2020/06/10 19:57**



C. Bonnes pratiques pour monter un modèle

Les différents niveaux d'études et la complexité associée du modèle ont déjà été définis avant l'étape de modélisation dans le contenu du chapitre B.

Ce chapitre C présente, en outre, les simplifications pouvant être adoptées pour créer un modèle structurellement représentatif de la conception de l'ouvrage réel, de son fonctionnement et des sollicitations qu'il subit.

C.1 Données d'entrée et unités

Les données d'entrée doivent être cohérentes les unes par rapport aux autres, que ces valeurs soient définies dans le modèle lui-même ou bien qu'elles proviennent d'autres fichiers telle qu'une bibliothèque de profilés ou de données sortant d'un autre logiciel (*). Des éléments de méthodologie sont fournis précédemment au paragraphe [B.7 Organisation du calcul](#).

(*) En particulier, une attention forte est à apporter aux unités et signes lors de l'introduction de matrices de raideurs modélisant les fondations ou une autre partie de la structure, surtout si elle provient de bureaux tiers n'utilisant pas le même logiciel. En plus, pour le sol, on vérifiera si ce sont des caractéristiques à long ou court terme.

Les caractéristiques des matériaux, en particulier pour le béton, doivent être cohérentes avec l'analyse menée (voir détails au paragraphe [C.9](#)).

Le système d'unités dans lequel les données sont exprimées doit être connu car celui-ci va également conditionner les unités des résultats de calculs. Mieux vaut privilégier l'utilisation des unités SI.

Il convient de veiller à la cohérence d'unités en efforts, longueurs, modules et raideurs.

[A suivre : C.2 Modélisation des éléments principaux](#)

[Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !](#)

[Retour à l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c1>

Last update: **2020/06/18 11:37**



C.2 Modélisation des éléments principaux

C.2.1 Construction de la géométrie

La première étape de modélisation consiste à construire la géométrie du modèle par la définition des *points*, *lignes*, *contours*, *aires* et *volumes*. Les notions de *nœuds*, d'*éléments* et de *mailles* sont associées, quant à elles, aux éléments finis.

Dans certains logiciels, on peut faire une construction géométrique avant de créer les nœuds, éléments et mailles. Dans d'autres, on établit la construction géométrique en dehors du logiciel, au moyen de schémas ou de tableurs Excel, et on définit ensuite directement les nœuds, éléments et mailles dans le logiciel.

Dans tous les cas, les conventions de signes utilisées par le logiciel doivent être connues dès le démarrage de la modélisation (direction de la pesanteur dans le repère général, convention sur le signe des moments, efforts et contraintes).

Quelques notions générales :

- **Nœuds** : leur présence est indispensable au niveau des appuis, à l'emplacement des joints et aux lieux de rupture de géométrie. Selon le logiciel, leur présence peut être nécessaire également aux emplacements choisis pour l'extraction des données. On se référera au § D.3.2 sur ce sujet. Selon le logiciel, il faut également prévoir un nœud aux emplacements d'introduction des charges. Enfin, selon le phénomène que l'on veut quantifier, par exemple pour des calculs en grands déplacements ou dynamiques, on est amené à devoir définir des nœuds intermédiaires sur les poutres pour bien le représenter. La définition des points de la géométrie intègre tous ces besoins de nœuds. Le nombre de nœuds doit toutefois être limité autant que possible de façon à ne pas alourdir le modèle ;
- **Éléments structurels** : dans la plupart des modélisations hors volumique (barres, plaques, coques ...), les éléments seront modélisés au niveau de leur fibre moyenne. C'est la méthode la plus sûre pour la bonne transmission des efforts entre les éléments et la prise en compte d'effets secondaires. Dans le cas de poutres pour lesquelles les charges sont localisées sur une face en particulier (hourdis de pont par exemple), il est loisible de définir l'élément au niveau de cette face et de procéder à un excentrement, si le logiciel ne le fait pas automatiquement. Le positionnement de la fibre moyenne des éléments désaxés est abordé au § C.7 Excentrements. Dans le cas des <note important>important</note>poutres de hauteur variable, la fibre moyenne n'est plus rectiligne et conduit à des repères locaux d'inclinaisons différentes, ce qui peut compliquer l'exploitation des résultats. Si l'on ne cherche pas à prendre en compte l'effet de voûte, on peut simplifier le modèle en conservant une fibre neutre rectiligne.
- Voir également les exemples de calcul de grillages de poutres pour lesquels des simplifications peuvent également être admises ([Lien vers les exemples](#)).

C.2.2 Degré de simplification : trémies et évidements

Suivant la phase d'étude et le type de calcul mené (par exemple une stabilité ou une descente de charge), on ne modélisera pas forcément toutes les ouvertures.

Cas du bâtiment.

Pour les bâtiments, dès lors qu'elles sont prises en compte, il est conseillé, autant que possible, d'intégrer à la géométrie les trémies de taille non négligeable et pouvant remettre en cause le comportement de la structure (a minima dans les éléments de contreventement). Cette dernière sera découpée en fonction des intersections voiles/voiles, voiles/planchers, trémies, de façon à avoir un maillage le plus régulier possible.

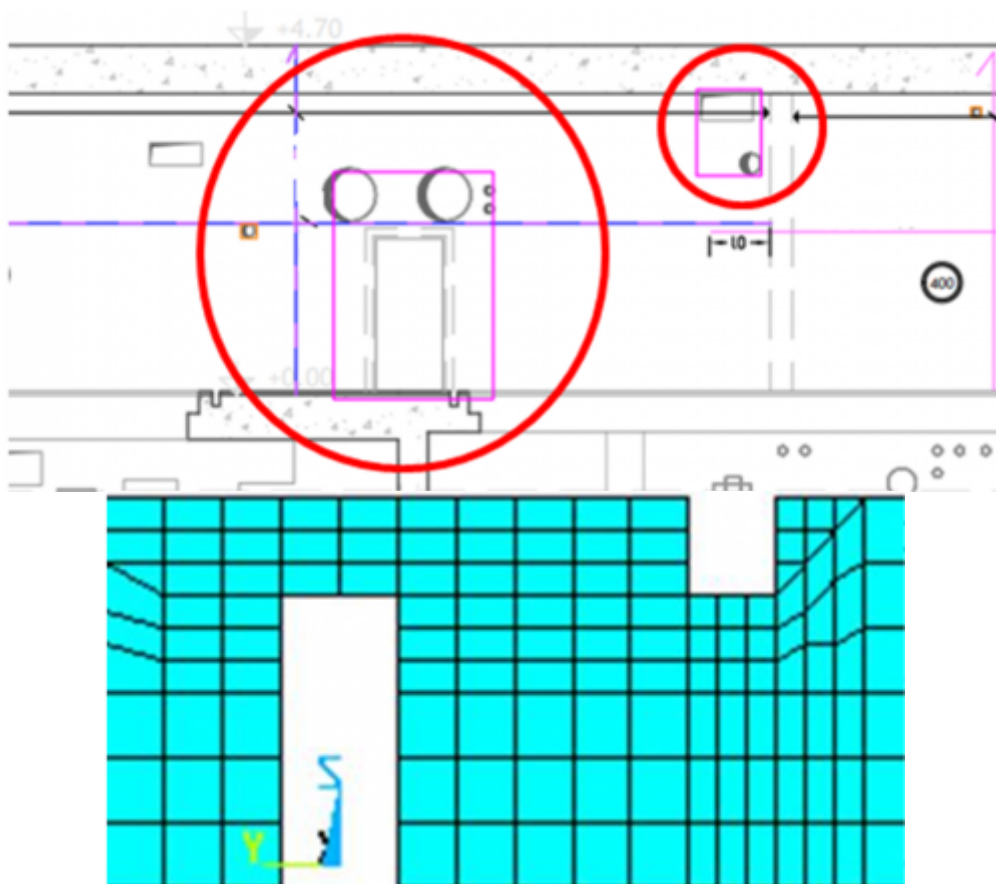
Dans le cas de la modélisation d'un bâtiment, la définition des trémies est effectuée en fonction :

- de leur taille (toute trémie dans un voile ou une dalle dont la plus grande dimension est inférieure à 1 m est couramment négligée) ;
- de leur groupement spatial - des ouvertures de petites dimensions mais très rapprochées peuvent être considérées comme une seule ouverture dont les dimensions correspondent au périmètre de l'enveloppe ;
- de leur influence sur le transfert d'efforts.

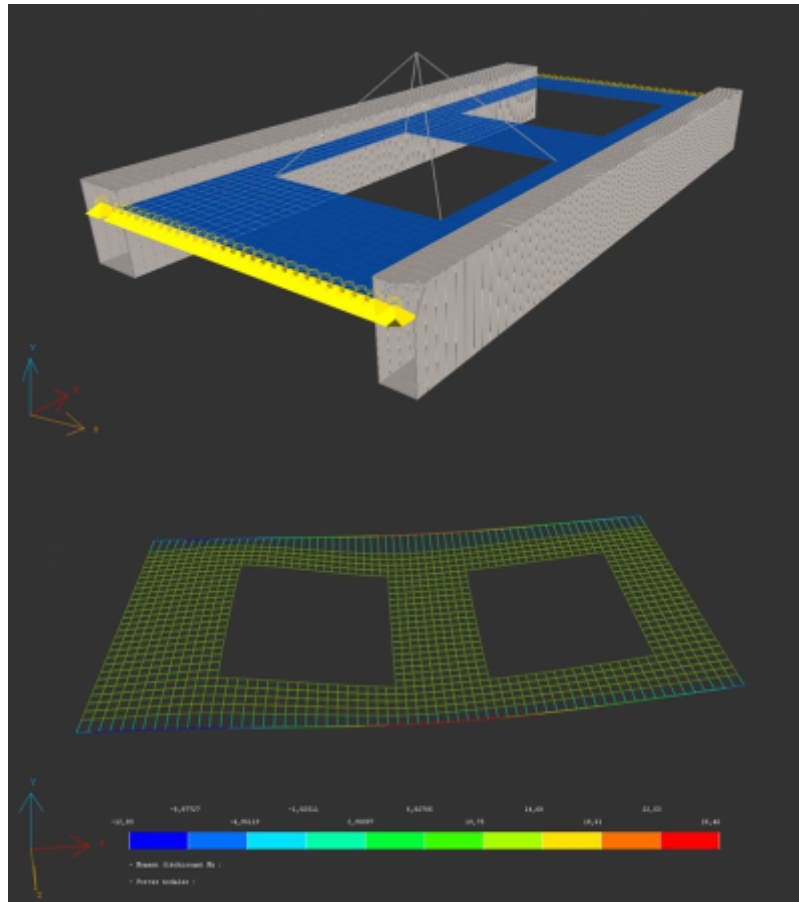
Une attention particulière doit être portée sur les linteaux des portes des voiles porteurs (et de contreventement), en effet ces linteaux sont généralement percés par de nombreuses réservations, ils peuvent alors ne plus être capables d'assurer leur rôle structurel, ce qui nécessite une modélisation adaptée.

Lorsque les réservations ne sont pas connues, les modélisations des bâtiments soumis à des efforts horizontaux (vent, séisme) doivent prendre en considération des mesures conservatoires concernant les grosses trémies (de ventilation généralement). il est souvent nécessaire de réduire fictivement le épaisseurs des linteaux ou voire de les supprimer des modélisations.

Exemple de regroupement d'ouvertures :



Exemple de structure avec des trémies conséquentes... qui ne peuvent clairement pas être négligées.



Cas de la construction métallique. Les recommandations de la CNC2M pour le dimensionnement des poutres en acier avec ouvertures dans l'âme selon la NF EN 1993 précise qu'une ouverture isolée présentant une dimension maximale inférieure à 10% de la hauteur de l'âme de la poutre n'est pas considérée comme significative. D'un point de vue modélisation de ces ouvertures, la même règle peut être appliquée. Néanmoins, cette ouverture doit être prise en compte lors de la vérification de la section selon les règles habituelles de la NF EN 1993.

Dans le cas d'un dimensionnement avec collaboration de paroi, avec des diaphragmes constitués de plaques nervurées, conformément à l'EN 1993-1-3 § 10.3.4, des ouvertures de petites dimensions, régulièrement réparties, dont la surface cumulée représente jusqu'à 3% de la surface totale peuvent être disposées sans calcul particulier du diaphragme sous réserve que le nombre total de fixations des panneaux constituant le diaphragme soit respecté. D'un point de vue modélisation, de telles ouvertures peuvent donc ne pas être prises en compte.

C.2.3 Degré de simplification : courbure, dévers, ...

Au stade de la modélisation de la géométrie, à l'échelle d'un élément structurel, les éléments courbes devront être représentés de façon aussi précise que possible, sachant que l'étape du maillage discrétisera ces courbures par une succession de segments droits, en fonction de la taille de maille choisie et des nœuds déjà définis. La partie des Eurocodes NF EN 1993-1-6 traitant de la résistance et de la stabilité des structures en coque donne quelques indications sur la prise en compte de la courbure.

Pour les **ouvrages d'art** il convient de s'interroger sur les effets du dévers, de la courbure et du biais et leur non-prise en compte doit être dûment justifiée. Pour les ouvrages rectilignes courants, le dévers étant normalement limité lors de la conception, il est généralement possible de le négliger. En revanche pour les ouvrages d'art courbes :

- en fonction du niveau des appuis et du degré hyperstatique de l'ouvrage, le dévers ne peut être négligé ;
- que l'ouvrage soit courbe sur toute ou partie de sa longueur, la force centrifuge et le dévers doivent être pris en compte. Il est à noter que pour la force centrifuge, la norme NF EN 1991-2 indique que la force centrifuge, effets dynamique inclus, peut être négligé si le rayon de courbure en plan de la chaussée est supérieur à 1500 m ;
- la courbure et le biais créent des moments de torsion non négligeable dans la structure même lorsque le chargement routier est centré transversalement sur l'ouvrage.

Pour fixer un ordre de grandeur, on peut considérer qu'un ouvrage est peu sensible:

- au biais, lorsque celui-ci reste supérieur ou égal à 70 grades ;
- à la courbure, quand l'angle entre deux appuis adjacents est inférieur à 0.3 rad.

Il est cependant difficile d'édicter des règles générales et le lecteur est invité à consulter les guides de conception propres à chaque typologie d'ouvrage (PRAD, PIPO, PICF, ...).

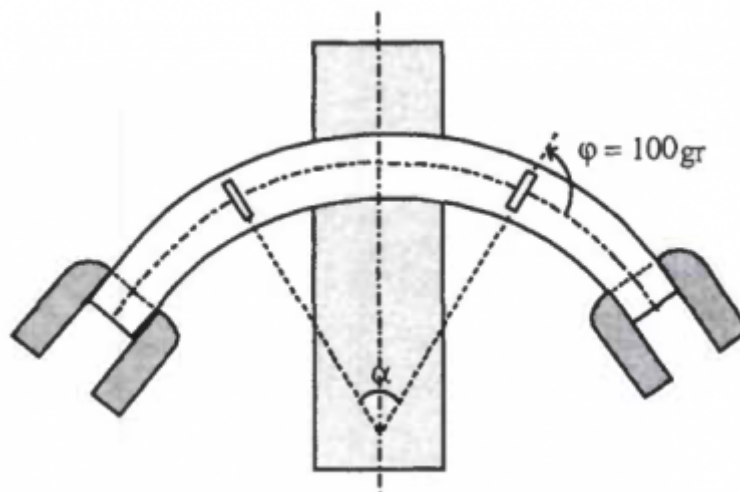


Illustration de l'ouverture angulaire entre deux appuis

L'exemple de grillage de poutres "[Modélisation d'un même ouvrage suivant différentes approches](#)" (en Partie 3) illustre les effets du biais et du dévers sur un exemple de ponts à poutres.

C.2.4 Degré de simplification : alignement des voiles d'épaisseur variable

Dans le cas d'un bâtiment, les règles de l'art préconisent un alignement des éléments verticaux de façon à assurer une descente de charges simple. Toutefois, des exigences diverses (équipements abrités, espace disponible...) peuvent amener à certains décalages d'un niveau à l'autre. Une simplification de la géométrie lors de la modélisation peut cependant être faite (notamment afin d'éviter un maillage trop hétérogène) par alignement des éléments verticaux et même des éléments horizontaux.

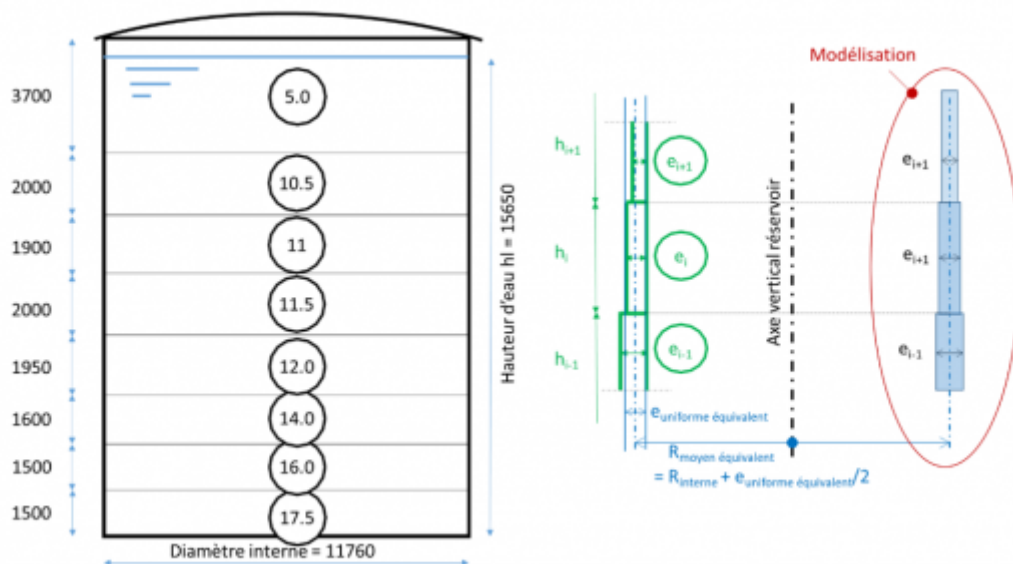
Cette simplification aboutit à une bonne représentation du fonctionnement global de la structure, sous réserve du respect des dispositions constructives recommandées. Il faut toutefois faire une vérification locale du bon fonctionnement du transfert des efforts et réintégrer les excentremets réels dans cette vérification locale.

De même, pour les structures métalliques, en présence de semelles ou de tubes d'épaisseur variable (viroles par exemple), il est d'usage d'utiliser un plan moyen unique.

Par exemple, un réservoir composé de viroles ayant des hauteurs et des épaisseurs différentes sera modélisé par des surfaces cylindriques présentant :

- un rayon identique égal à un rayon moyen équivalent ;
- les épaisseurs appropriées selon la hauteur (épaisseur des viroles).

La valeur du rayon moyen équivalent peut être définie d'après le Guide Séisme Réservoirs de stockage DT108 qui donne des exemples de détermination d'une épaisseur uniforme équivalente, ce qui permet de définir la valeur du rayon moyen équivalent = Rayon interne de la virole + Demi-épaisseur uniforme équivalente (voir exemple ci-après) :



H =	15.65	m - Hauteur d'eau					
D =	11.76	m - Diametre interne					
R =	5.88	m - Rayon interne					
Virole	e_i (mm)	h_i (mm)	$\sum h_i$	h_i	$h_g l_i$	$e_i \cdot h_i \cdot h_g l_i$	$h_i \cdot h_g l_i$
Supérieure	5	3700	16200	3150	1575	24806250	4961250
	10.5	2000	12500	2000	4150	87150000	8300000
	11	1950	10500	1950	6125	131381250	11943750
	11.5	2000	8550	2000	8100	186300000	16200000
	12	1950	6550	1950	10075	235755000	19646250
	14	1600	4600	1600	11850	265440000	18960000
	16	1500	3000	1500	13400	321600000	20100000
Inférieure	17.5	1500	1500	1500	14900	391125000	22350000
Somme					Somme A =	1643557500	
					Somme B =		122461250
$s = A/B$	13.4210		mm - Epaisseur uniforme équivalente				
R_{moyen}	5886.7105		mm - Rayon Surface moyenne				

C.2.5 Utilisation de la symétrie

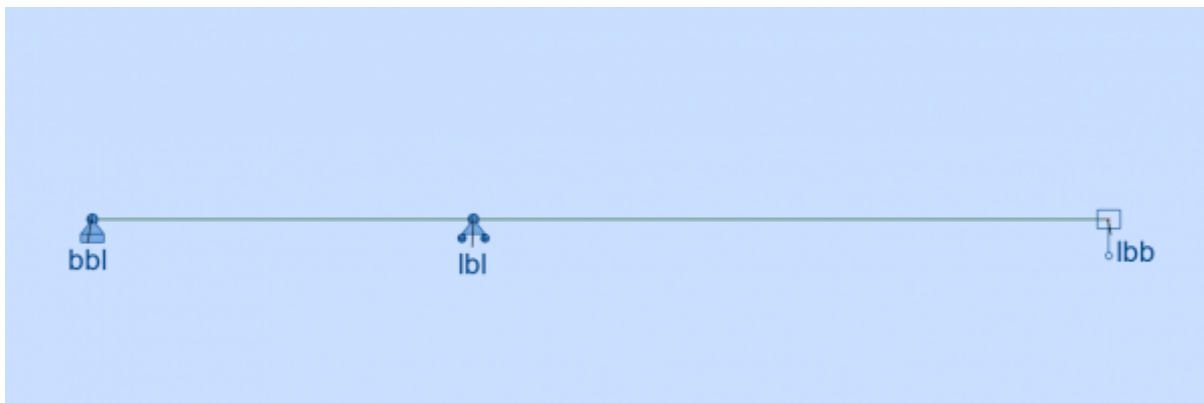
Comme évoqué dans [la Partie 1 A2. Dimensionnalité de la modélisation](#), dans le cas où la structure présente, dans sa géométrie, un plan ou des plans de symétrie, il peut être très intéressant, pour limiter les temps de calcul et la taille des modèles, d'utiliser cette symétrie, en ne modélisant qu'une partie de la structure et en définissant des conditions appropriées aux limites sur le plan de symétrie.

On prêterait cependant une attention au fait que le chargement doit aussi être symétrique et que la solution obtenue sera symétrique (par exemple, les modes propres antisymétriques n'apparaîtront pas).

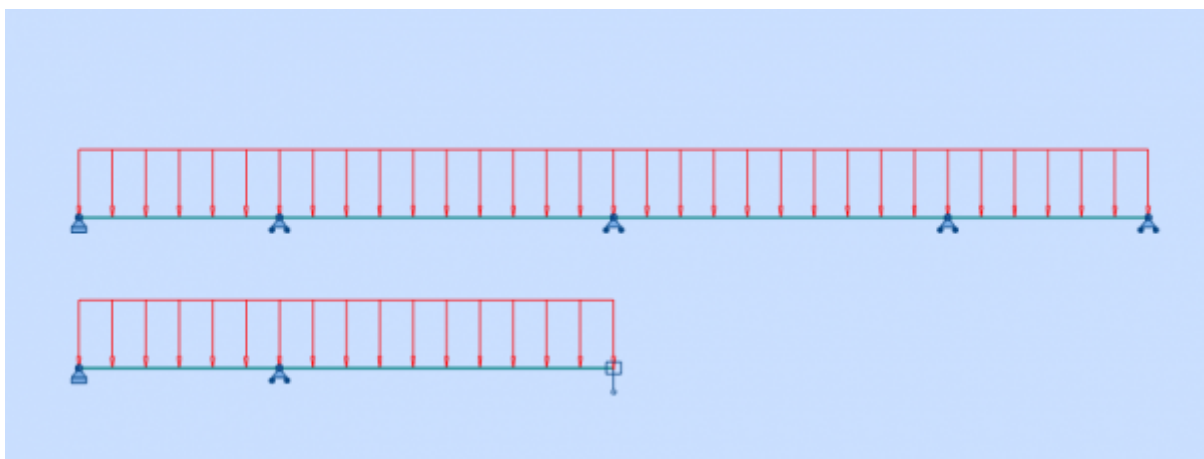
Exemple 1 : Pont à 4 travées, symétrique

Les travées font 60/100/100/60 m. Le pont est symétrique par rapport à son point médian.

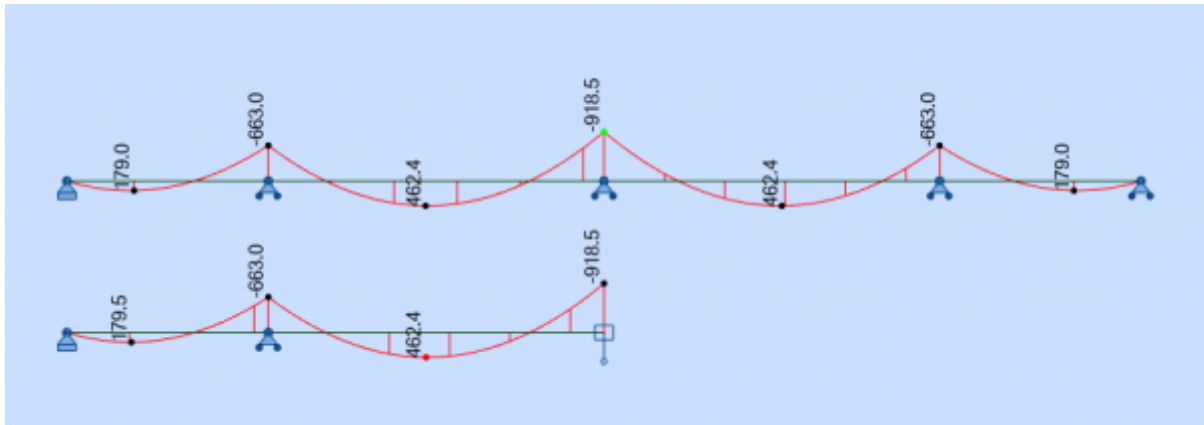
On pourrait être tenté de modéliser la moitié du pont, en plaçant une condition d'appui de symétrie en ce point (à droite sur la figure, translation verticale bloquée, rotation bloquée) :



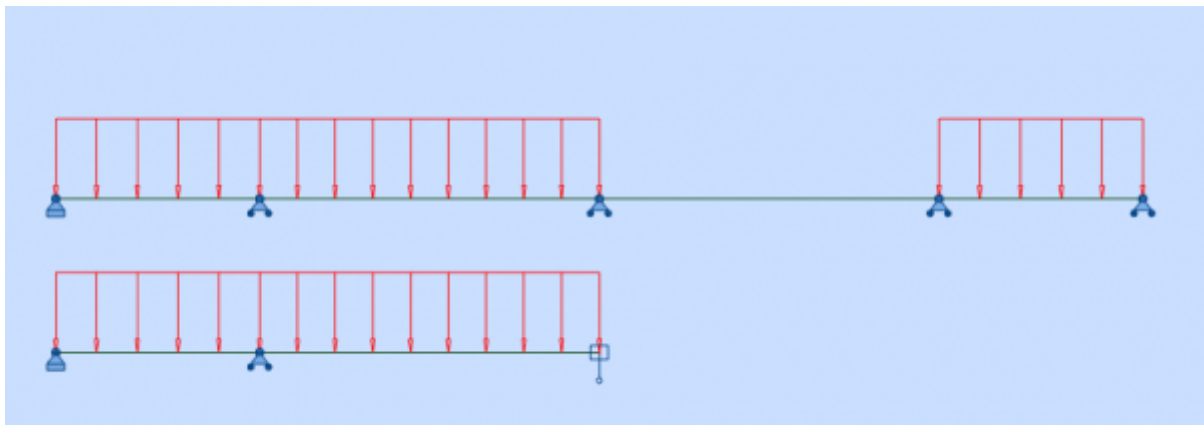
Cas de charge symétrique :



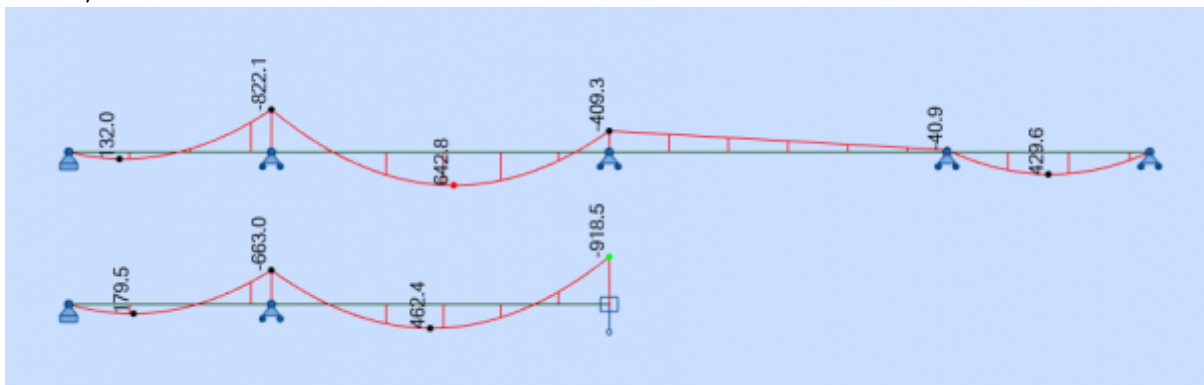
Dans ce cas, les résultats sont identiques pour les deux structures.



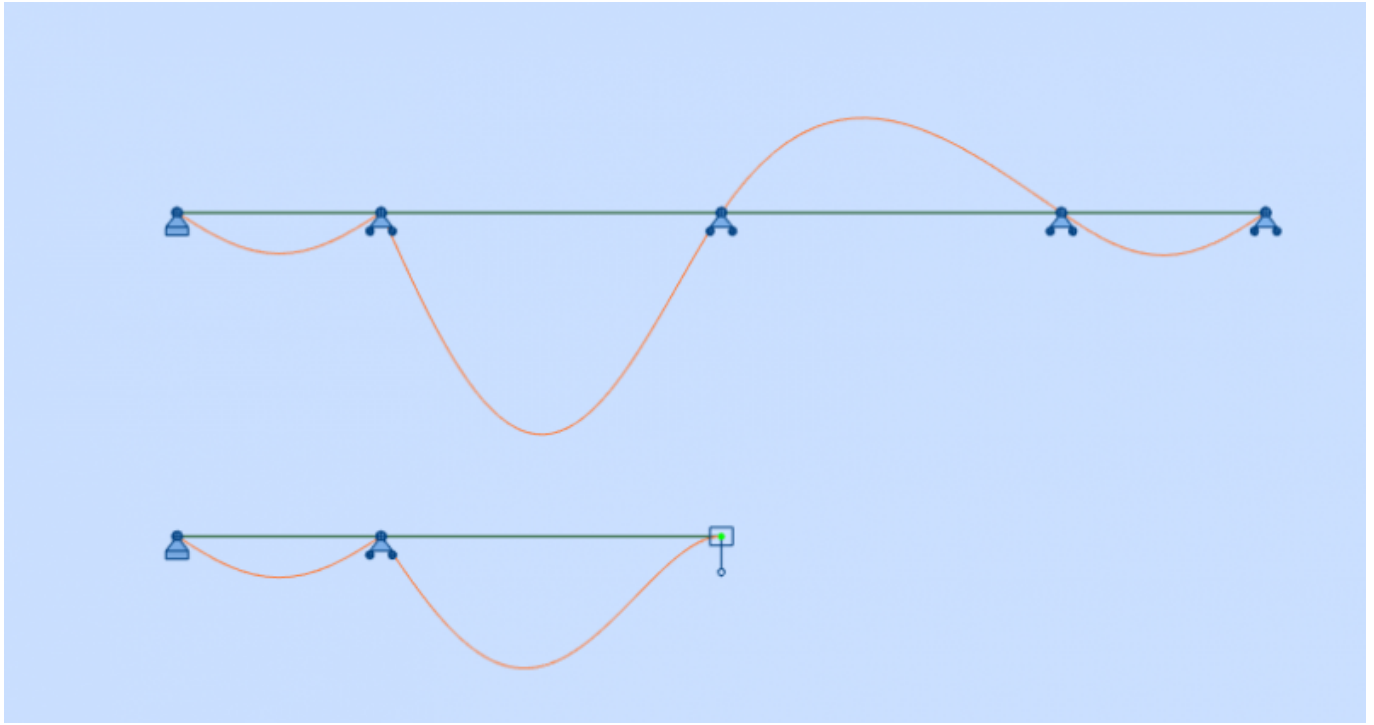
Cas de charge dissymétrique :



Dans ce cas, on note un écart notable dans les résultats :



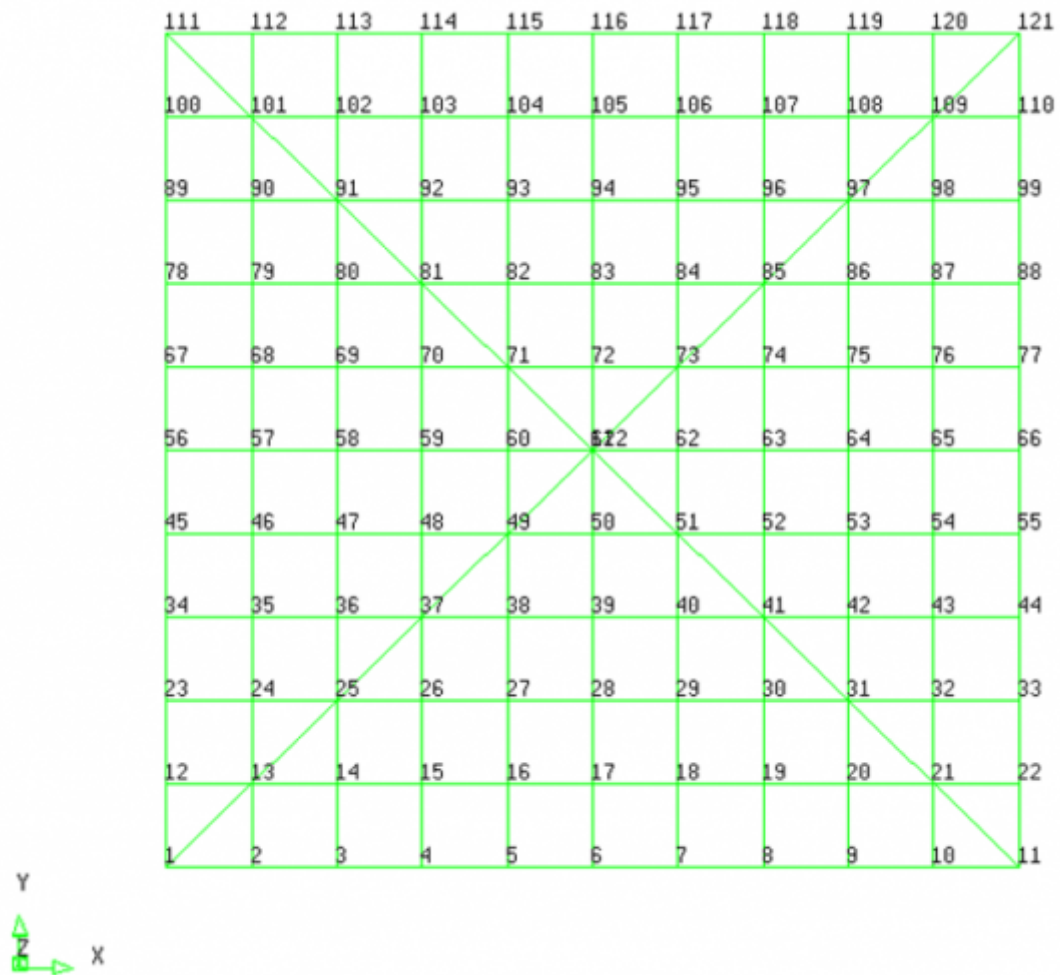
L'examen des lignes d'influence du moment sur le second appui dans les deux configurations fournit une explication immédiate :



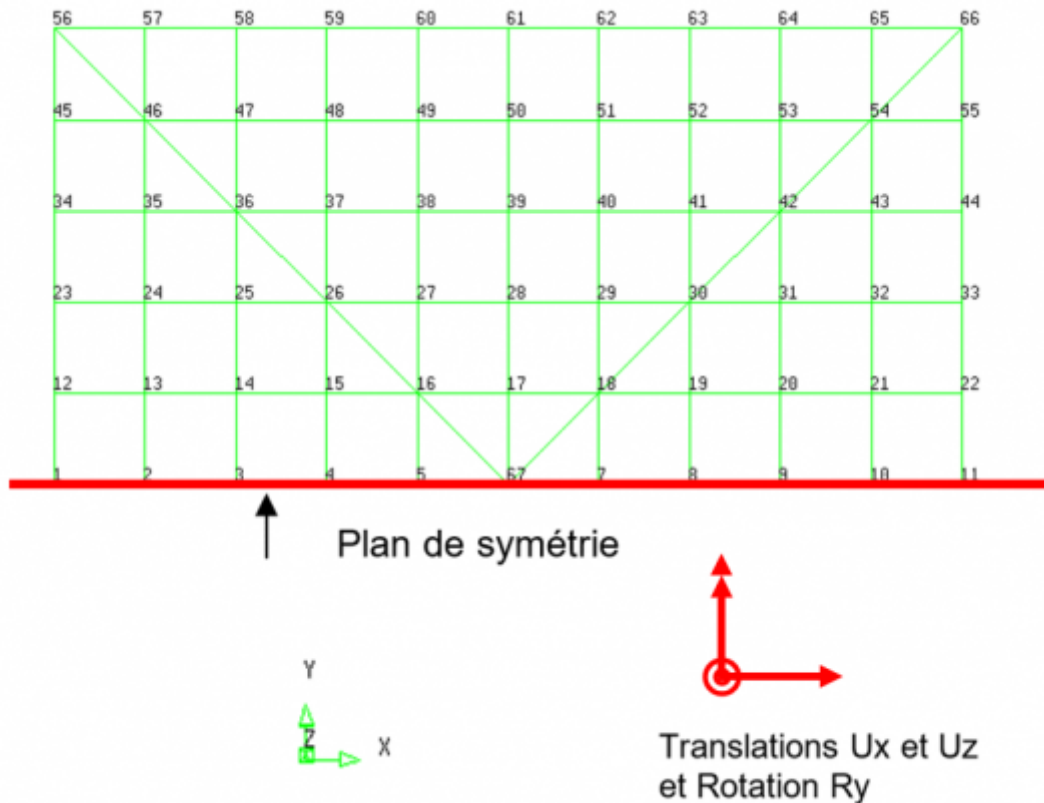
Exemple 2 : Radier

Radier de forme carrée, modélisé par des éléments coque.

Les nœuds possèdent 6 degrés de liberté ($u_x, u_y, u_z, r_x, r_y, r_z$).



Par sa forme, il présente des plans de symétrie. Nous proposons de faire passer un plan de symétrie comme indiqué sur la figure ci-après :



Le radier peut alors être soumis à un chargement qui est soit symétrique, soit antisymétrique.

Par exemple :

- si l'on applique un moment autour de l'axe Y, le chargement est symétrique ;
- par contre, si l'on applique un moment autour de X dans le sens direct, le radier bascule en montant du côté des nœuds $Y > 0$ et en descendant du côté des nœuds $Y < 0$. Le chargement est alors antisymétrique.

Les conditions à appliquer aux nœuds situés sur le plan diffèrent.

Dans le premier cas, les nœuds situés sur le plan de symétrie seront :

- libres suivant les translations u_x , u_z et la rotation autour de y ;
- bloqués suivant la translation u_y et les rotations autour de x et de z.

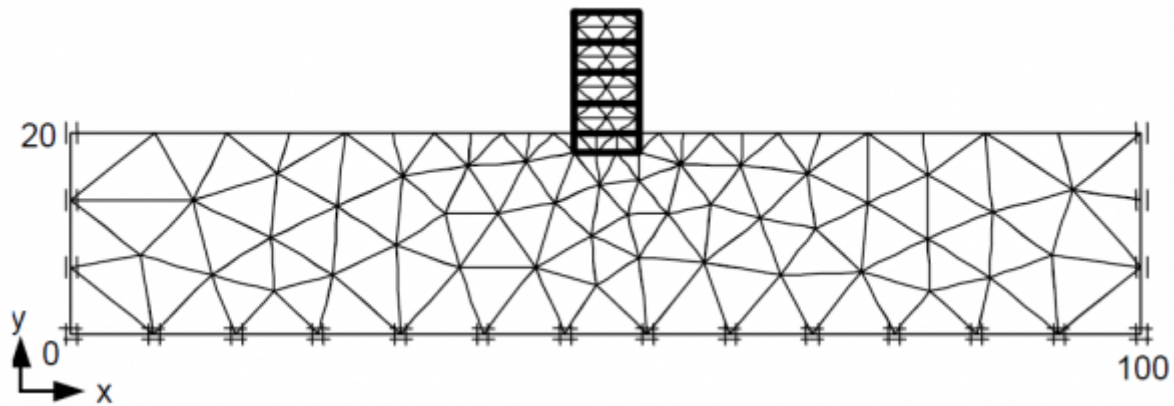
Dans le deuxième cas (chargement anti-symétrique), les nœuds situés sur le plan de seront :

- bloqués suivant les translations u_x , u_z et la rotation autour de y ;
- libres suivant la translation u_y et les rotations autour de x et de z.

Il est important de noter que la prise en compte des différents types de chargements conduit, dans le cas présent, à réaliser deux modèles se différenciant uniquement par les conditions aux limites associées aux chargement, ce qui n'est pas rédhibitoire.

Dans le cas de calculs dynamiques représentant un bloc de sol, on prêtera une attention particulière aux conditions aux frontières latérales du bloc pour traduire correctement les conditions de non-

réflexions des ondes (voir [Partie 1, chapitre F.8](#)). La définition de ces éléments couplant un ressort et un amortisseur sortent du cadre de ce guide.



© doc Plaxis

Même si les moyens de calculs sont aujourd'hui très puissants, l'utilisation de la symétrie reste une approche qui peut s'avérer très utile dans le cadre de calculs complexes et/ou pour les modèles de taille importante. Elle présente plusieurs aspects délicats qu'il convient d'appréhender.

C.2.6 Modélisation des fondations

La plupart du temps, le sol est représenté dans les modèles par des conditions d'appui (appuis simples ou encastremements).

Avant de modéliser les fondations et le sol en détail, il faut évaluer la sensibilité de la structure vis-à-vis de la souplesse de ses fondations.

Si la structure y est sensible, on doit prendre en compte le sol :

- soit indirectement par des appuis élastiques ou des matrices de raideur, dont les paramètres auront été calibrés par ailleurs.
- soit directement en modélisant un certain volume de sol (blocs de sol + éléments frontière). A noter que ce type de calcul nécessite des logiciels particuliers.

Dans le cas où la fiabilité des paramètres de sol est faible et/ou leur variabilité forte, il est recommandé d'effectuer un calcul en fourchette.

Dans certains cas, le fait de devoir modéliser la structure avec ses fondations relève d'une obligation réglementaire. Se référer à la norme NF-EN-1998-5 §6.

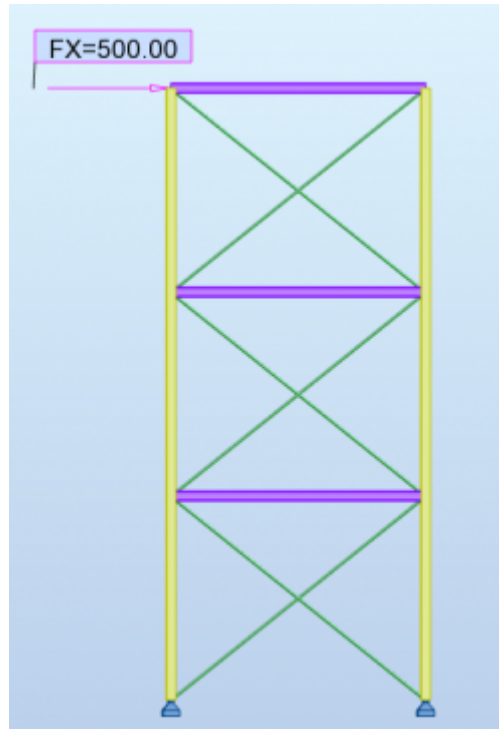
Pour plus de détail sur les conditions aux limites, on se référera au [§ C.5 Conditions aux limites](#).

C.2.7 Modélisation des contreventements par barres

Piège! Dans le cas des structures métalliques, certains éléments très élancés (contreventements ou câbles) ne peuvent travailler qu'en traction. Si la modélisation n'en tient pas compte, la résistance et la raideur du contreventement sont surestimées, aussi bien pour les calculs statiques que modaux.

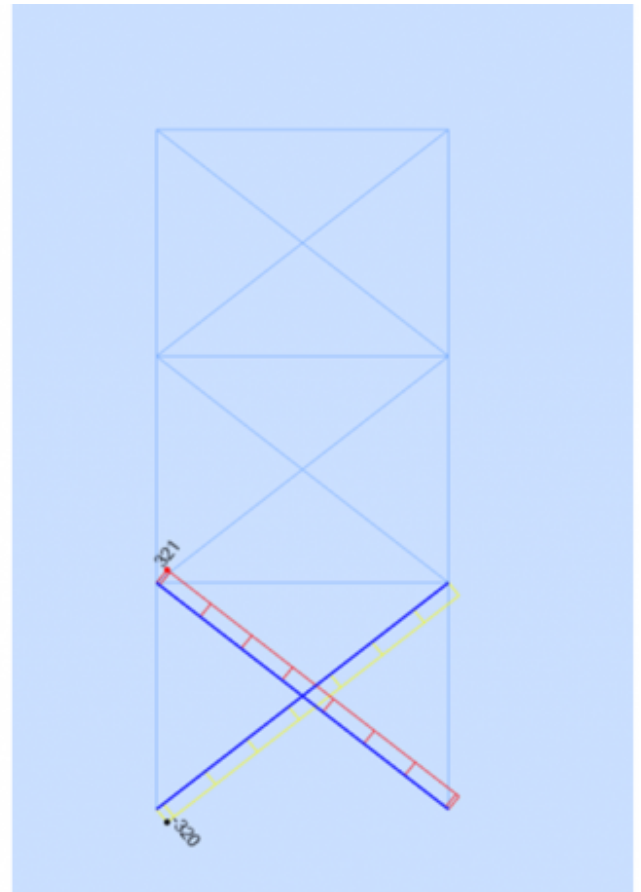
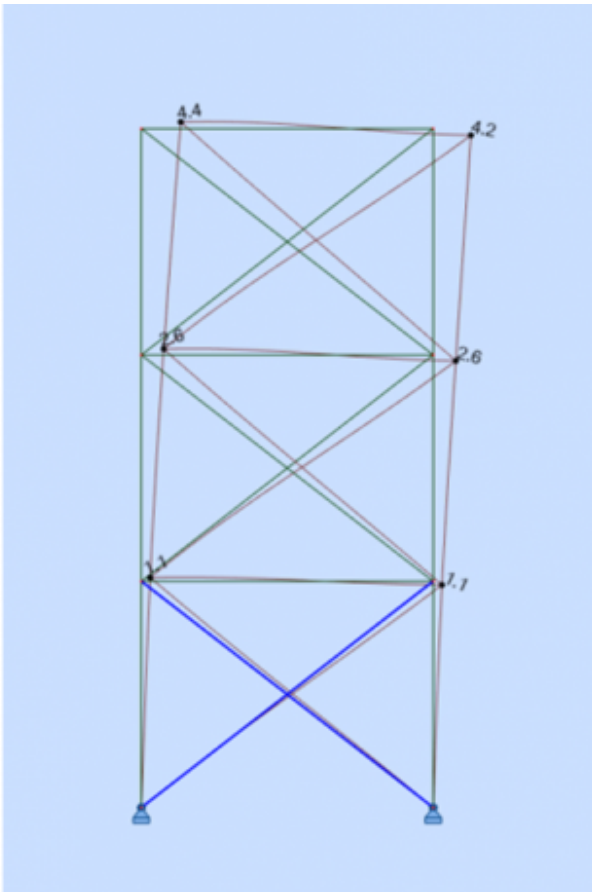
Illustration par l'exemple sur une structure simple contreventée

Modélisation « tel que construit », avec des barres croisées, mais sans tenir compte du fait que les barres de contreventement vont flamber dès qu'elles vont être mises en compression :

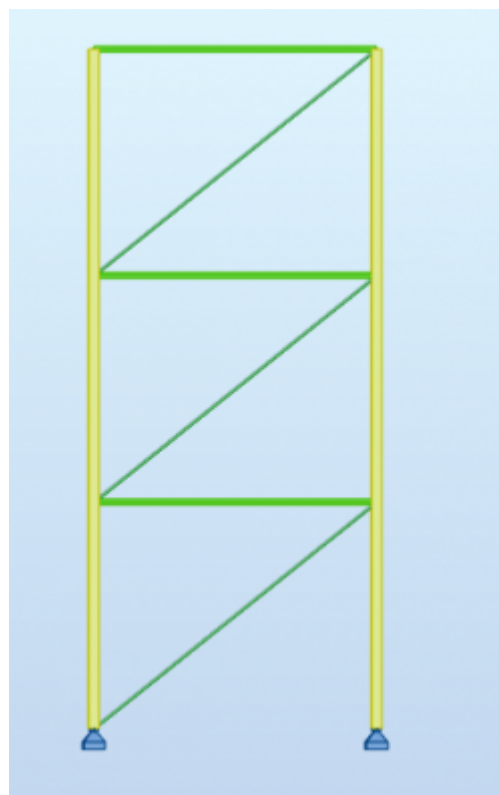


Dans ce cas :

- la flèche horizontale vaut 4.4 cm ;
- l'effort dans les diagonales maximal vaut 321 kN.

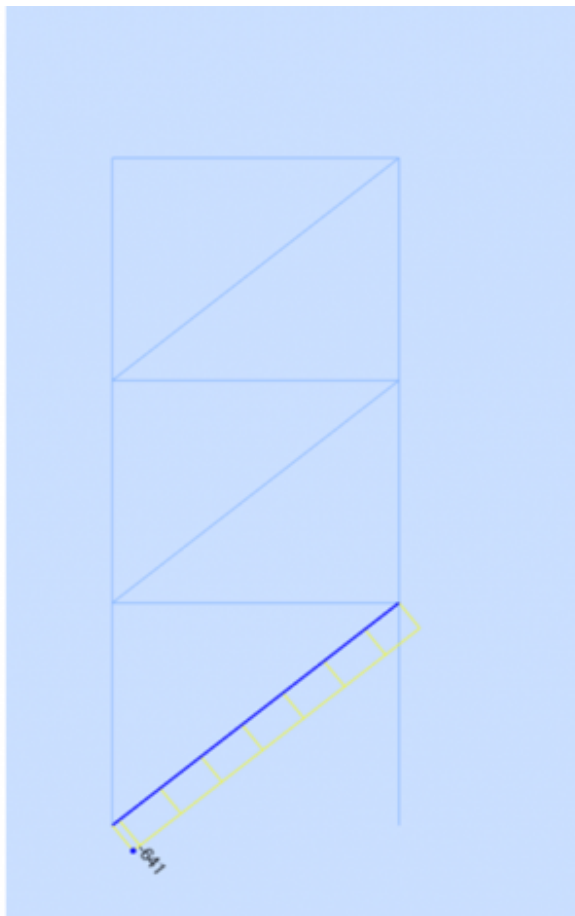
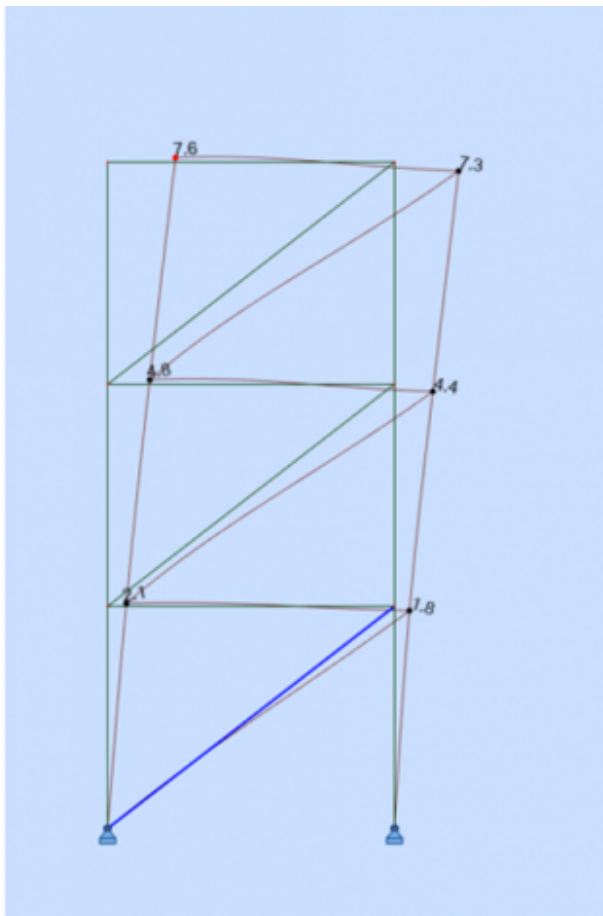


Du fait du flambement des diagonales comprimées, pour le comportement global, il faut supprimer une diagonale sur deux, idéalement celles qui sont comprimées mais ce n'est pas une obligation :



Dans ce cas le déplacement passe de 4.4 à 7.6 cm. La raideur de cette palée est donc divisée par $7.6/4.4=1.73$, avec toutes les conséquences que cela peut avoir sur la vérification des déformations

et les calculs de périodes propres pour le calcul sismique (Erreur de l'ordre de $1.73^{0.5}=1.31$).



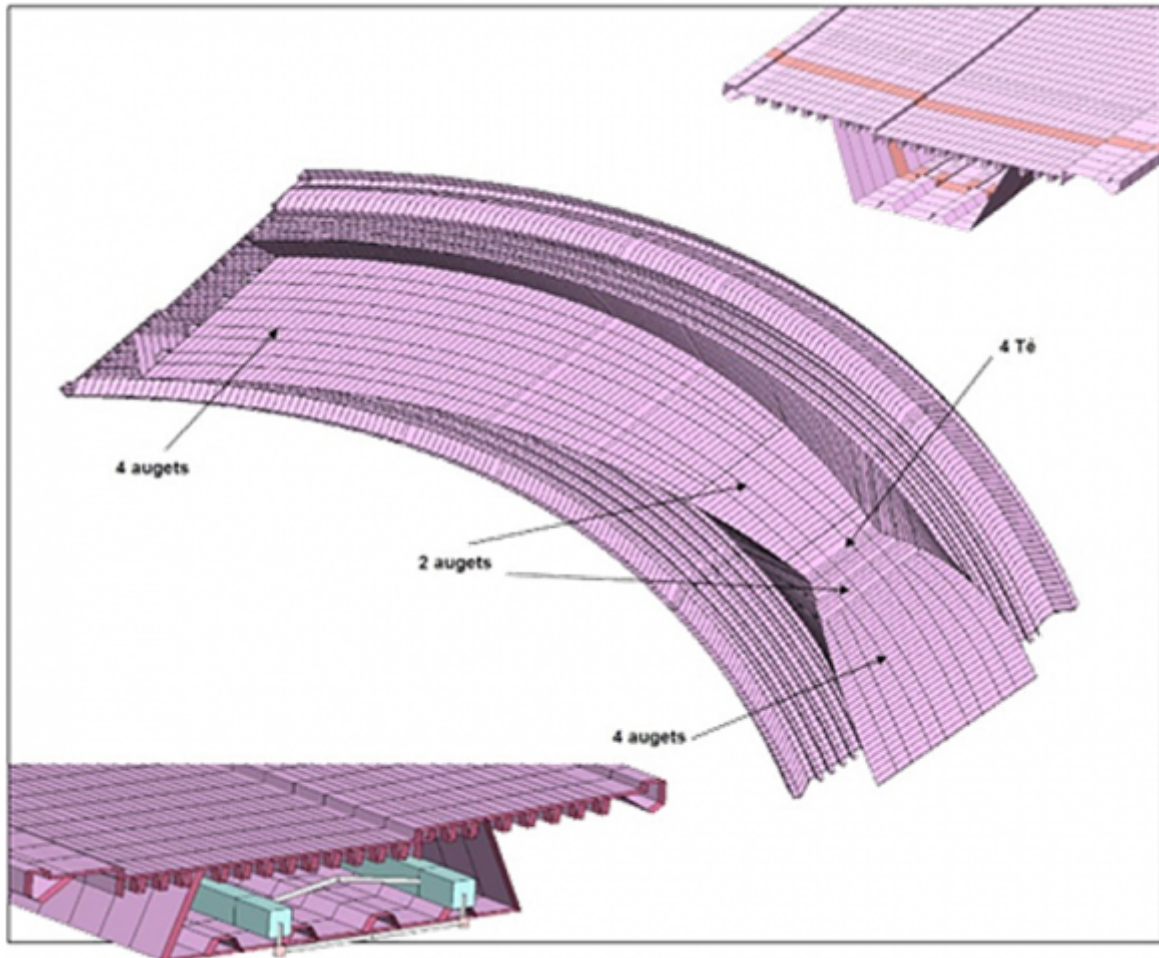
De manière corollaire, les efforts dans les diagonales passent de 321 à 641 kN, soit également de l'ordre du double, en toute logique.

C.2.8 Zoom structurel - Modèle local

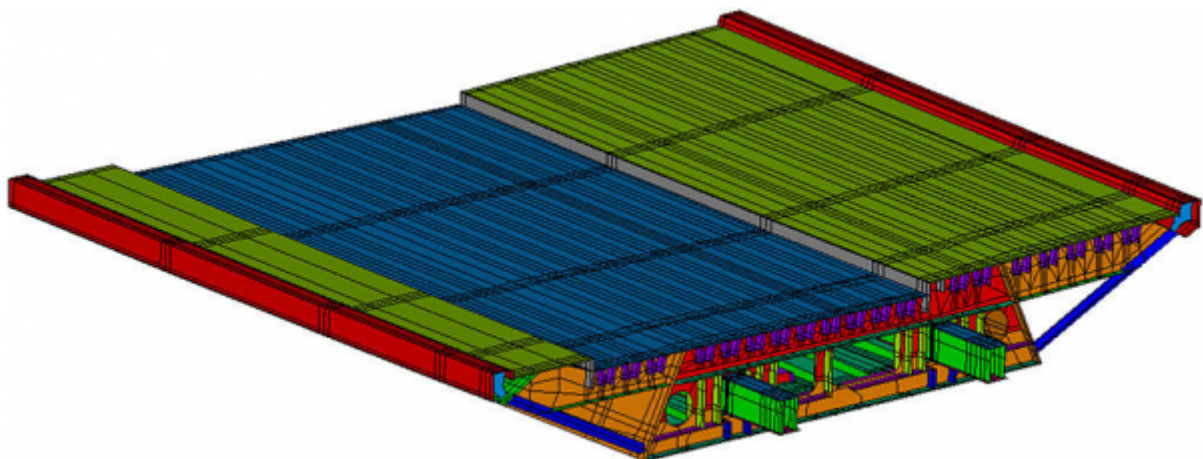
Pour des problématiques de fonctionnement local d'un élément ou d'un assemblage d'une structure, il peut être intéressant de bâtir un modèle très local, en lui imposant des conditions aux limites qui reproduisent l'interaction avec le reste de la structure.

C'est par exemple le cas des entretoises de tabliers mixtes, des zones d'appuis des ouvrages complexes ou des encastremets arc/tablier dans un bow-string.

Il arrive parfois que l'ouvrage soit modélisé dans sa globalité à l'aide d'éléments poutres sauf une partie modélisée à l'aide d'éléments plaques. Dans ce modèle intégrant des éléments de type poutre et plaque, il convient de vérifier attentivement que la transmission des efforts de l'un à l'autre s'effectue convenablement (par exemple en s'assurant de la rigidité suffisante d'éléments fictifs de liaison). Voir C.6.7.



Modélisation globale en éléments poutres (vue pseudo-volumique)



Modélisation locale en éléments plaques (vue des surfaces moyennes)

[A suivre : C.3 EF et maillage](#)

[Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !](#)

[Retour à l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c2>

Last update: **2020/06/19 15:28**



C.3 EF et maillage

C.3.1 Types d'éléments finis

Avant toute chose, l'utilisateur d'un programme EF doit veiller à la bonne compréhension du vocabulaire utilisé par le logiciel : barre/poutre, plaque/coque, surface/panneau, etc...

Une partie théorique est consacrée aux éléments finis en [Partie 1 § A.3](#). En particulier, les différents types d'éléments y sont décrits.

L'utilisateur est invité à consulter la notice de son logiciel concernant chacun des éléments finis pour vérifier ses degrés de liberté, et les efforts et déformations qu'il prend en compte, éventuellement avec des options à activer ou désactiver.

Les questions à se poser sont les suivantes. En fonction du problème à résoudre, veut-on :

- que l'élément travaille en efforts normaux, en flexion ou les deux ?
- qu'il prenne en compte le cisaillement et la déformation associée ?
- qu'il se déforme hors de son plan ou dans son plan ?

C.3.2 Forme du maillage

La première partie du présent guide ([Partie 1 § A.3](#)) a détaillé les différentes formes possibles de maillage pour les éléments surfaciques (triangles, quadrilatères) et pour les éléments volumiques, ainsi que les conditions d'utilisation de ces différentes formes.

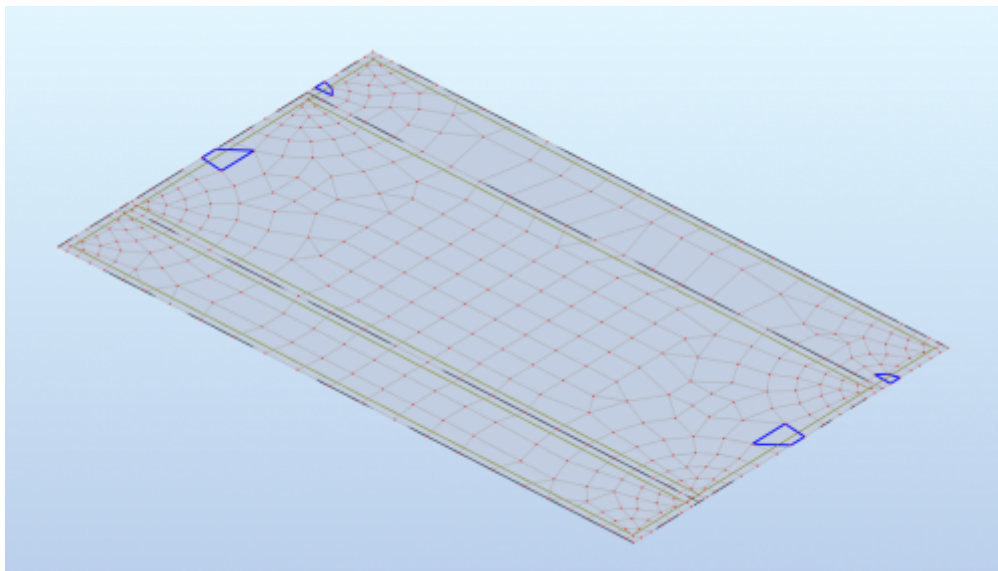
On ne décrit ici que les règles à suivre, une fois que le type de maillage a été choisi.

La plupart des logiciels ont des mailleurs automatiques, avec parfois de nombreuses options pour améliorer et personnaliser le maillage.

Le conseil principal est de rechercher le maillage le plus régulier possible, mais de raffiner néanmoins là où cela est nécessaire.

Dans certains cas et en fonction du logiciel utilisé, il est plus intéressant de mailler manuellement. On obtient ainsi des mailles régulières, dont on peut maîtriser la numérotation, ce qui facilite l'application des charges et l'exploitation des résultats.

Il y a des règles sur **l'élancement** des éléments (le rapport entre la plus petite et la plus grande dimension doit être supérieur à 1/3) et **sur la distorsion** (respect de la planéité des éléments). Les éléments distordus peuvent nuire à la pertinence des résultats. Pour un calcul non linéaire, par exemple, si un élément très distordu au départ se trouve dans une zone à forte déformation, la distorsion de cet élément peut s'accroître entraînant une interruption du calcul, du fait d'un dépassement des critères limites. Certains logiciels le signalent. Il y a également des règles à respecter sur les angles ou **ratio d'aspect** des éléments. Certains logiciels peuvent tester l'ensemble des mailles vis à vis de ce critère, le cas échéant, en le pondérant par la surface relative de l'élément fini.



Exemple de détection d'EF ne répondant pas à un critère de ratio donné

Le ratio d'aspect d'un triangle est la valeur $2R_i/R_o$, où R_i est le rayon du cercle inscrit au triangle et R_o le rayon du cercle circonscrit. Cette valeur est comprise entre 0 et 1. Plus la valeur est proche de 1, meilleure est la qualité du triangle ; c'est le cas pour les triangles équilatéraux. *A contrario*, lorsque l'aire du triangle est nulle, le ratio d'aspect vaut 0.

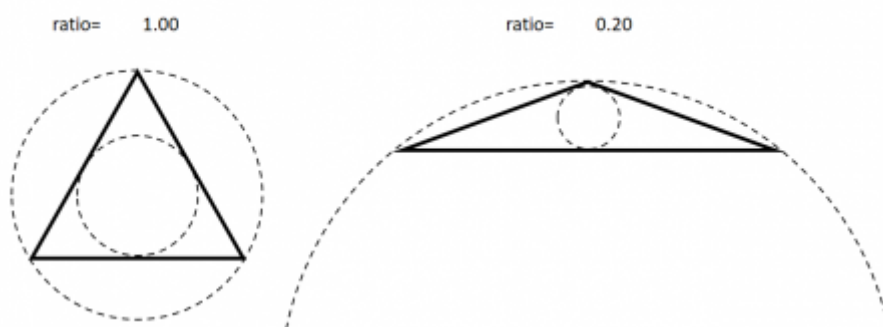


Illustration de la définition du ratio d'aspect

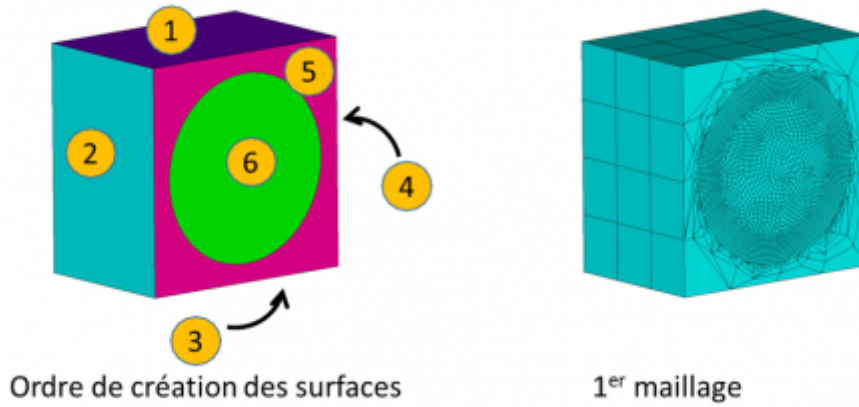
On peut retenir qu'un triangle est dégénéré quand son aire tend vers 0.

Dans tous les cas, il faut regarder la forme et l'allure du maillage.

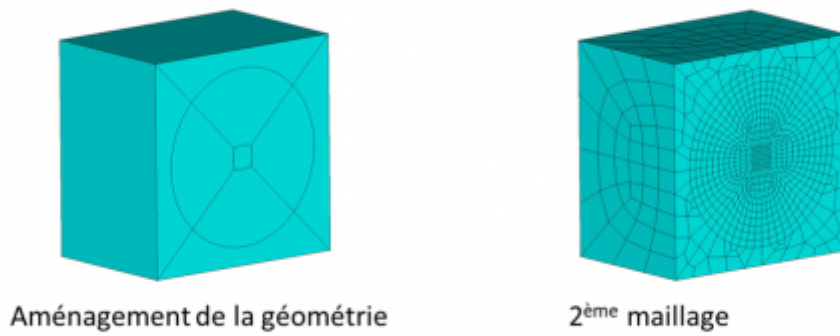
Si l'allure n'est pas bonne, il est toujours possible de tester une autre option de maillage, de créer des nœuds ou de redécouper les plaques pour que le maillage s'améliore.

Le rapport entre la plus petite et la plus grande dimension d'un élément doit être supérieur à 1/3 et le ratio d'aspect doit tendre vers 1.

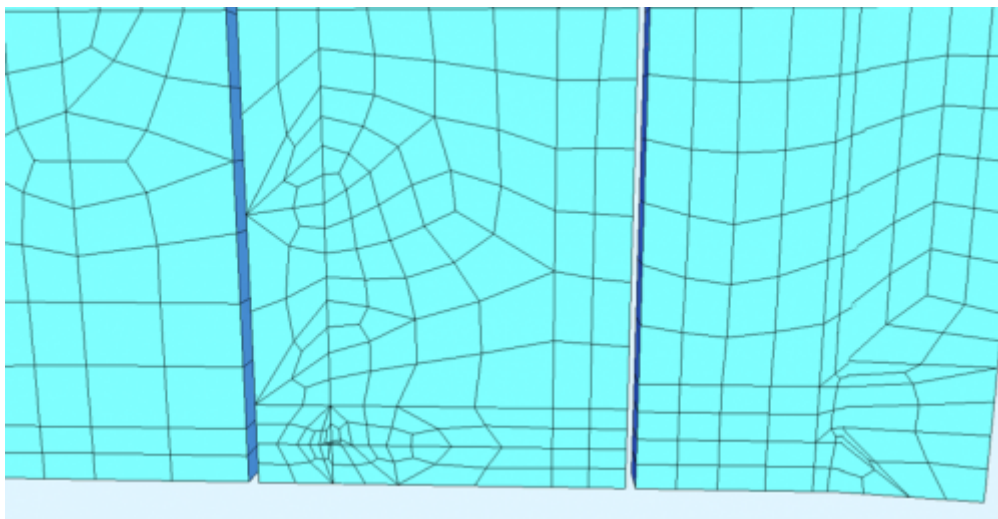
Exemple: soit un parallélépipède de $160 \times 160 \times 160 \text{ mm}^3$ avec une face présentant un cercle. On souhaite avoir une taille moyenne de maille d'environ 40 mm sauf au centre du cercle où on désire avoir une taille moyenne de 2 mm. 1er maillage : la modélisation des surfaces est réalisée de manière élémentaire. Dans un premier, le maillage de la surface circulaire est effectué avec une taille de maillage de 2 mm. On procède ensuite au maillage des surfaces restantes avec une taille moyenne de maille de 40 mm (en général, le maillage des surfaces va s'effectuer en suivant l'ordre de création des surfaces). 2ème maillage : la modélisation des surfaces est améliorée. Le maillage est piloté en partant de la surface centrale.



Modélisation surfacique élémentaire = Maillage non régulier + éléments dégénérés



Modélisation surfacique améliorée + Maillage piloté = Maillage et éléments satisfaisants



Exemple de maillage dégénéré

Un bon maillage est toujours « esthétique », il ne doit pas choquer visuellement.

C.3.3 Taille du maillage

Les objectifs des calculs doivent rester présents à l'esprit pour fixer la taille du maillage.

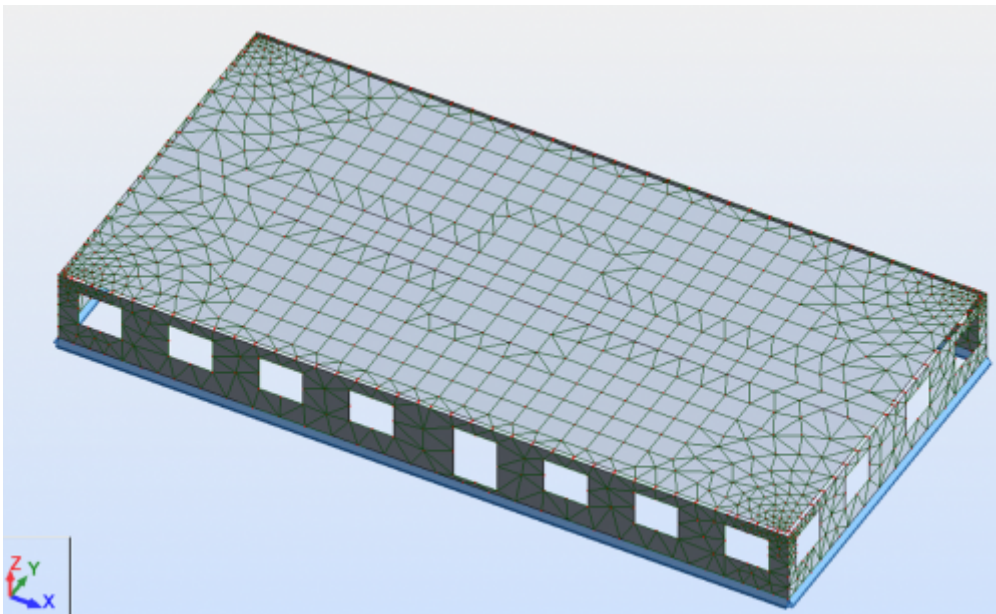
Tout d'abord, dans un modèle, il faut distinguer les éléments pour lesquels on veut des résultats des éléments qui sont là pour reproduire la rigidité et la masse de la structure.

Pour des éléments surfaciques et pour les éléments où l'on veut des résultats, il est d'usage de respecter une taille de maillage comprise entre 1 fois et 2,5 fois l'épaisseur de l'élément.

Pour les éléments pour lesquels on n'attend pas de résultats, on peut adopter des tailles plus grandes.

Les zones présentant un intérêt particulier dans l'analyse des résultats et susceptibles de présenter un fort gradient de contraintes et de déformations doivent donc présenter un raffinement de maillage suffisant et le moins possible d'éléments dégénérés.

Exemple d'un maillage raffiné dans les coins du bâtiment via un raffinement à partir d'un point émetteur (raffinage du maillage sur une approche concentrique) afin d'appréhender les problèmes de gradient thermique dans les planchers:



Il convient de veiller à ce que l'évolution du maillage d'un point à l'autre du modèle soit progressive. Lors du passage d'une zone à l'autre, le maillage ne doit pas présenter de variation trop brutale.

La taille du maillage doit aussi être adaptée aux capacités du logiciel et au temps de calcul disponible. Il peut s'avérer utile, avant de se lancer dans le modèle réel, de produire un modèle à la géométrie très simplifiée (voiles parallèles ou orthogonaux, absence des poutres et trémies...) et de lancer les calculs, pour vérifier que le logiciel arrive au bout - et si c'est le cas, dans un délai raisonnable - puis qu'il est capable de traiter les résultats de manière fluide, en particulier si l'on a des calculs multimodaux à produire.

Une analyse de sensibilité (en divisant ou multipliant par deux la taille de la maille et en comparant les résultats - voir paragraphe suivant sur les tests de finesse) permet de caler la taille optimale sans mobiliser des ressources superflues.

Pour les éléments filaires en calcul linéaire, le problème est moindre, car les résultats des éléments finis découlent de la théorie des poutres et ne dépendent pas du maillage. En revanche, l'affichage des résultats peut être trompeur et une règle classique est d'avoir une discrétisation de l'ordre du

1/10ème de la portée.

Pour les calculs non-linéaires, il est d'usage de raffiner le maillage à proximité des zones de plastification.

Pour la modélisation du sol, en calcul sismique, on respectera une taille de maille inférieure ou égale au 1/10ème de la longueur d'onde excitatrice (voir [Partie 1 § F.8](#)).

C.3.4 Test de finesse du maillage

Un test souvent réalisé consiste à procéder à deux calculs identiques sur le même modèle, à la différence près que pour l'un d'entre eux, la finesse du maillage est améliorée dans un rapport d'un à deux. Les résultats principaux donnés par ces deux calculs sont comparés sur les zones d'intérêts.

Cet exercice permet d'ajuster la finesse du maillage aux objectifs de l'analyse. Le temps de calcul variant exponentiellement avec le nombre de degrés de liberté du modèle, la réduction du nombre d'éléments, si elle n'induit pas de perte sur la qualité des résultats, peut être appréciable en termes de temps d'immobilisation de l'ordinateur et en termes d'espace disque nécessaire au stockage des résultats.

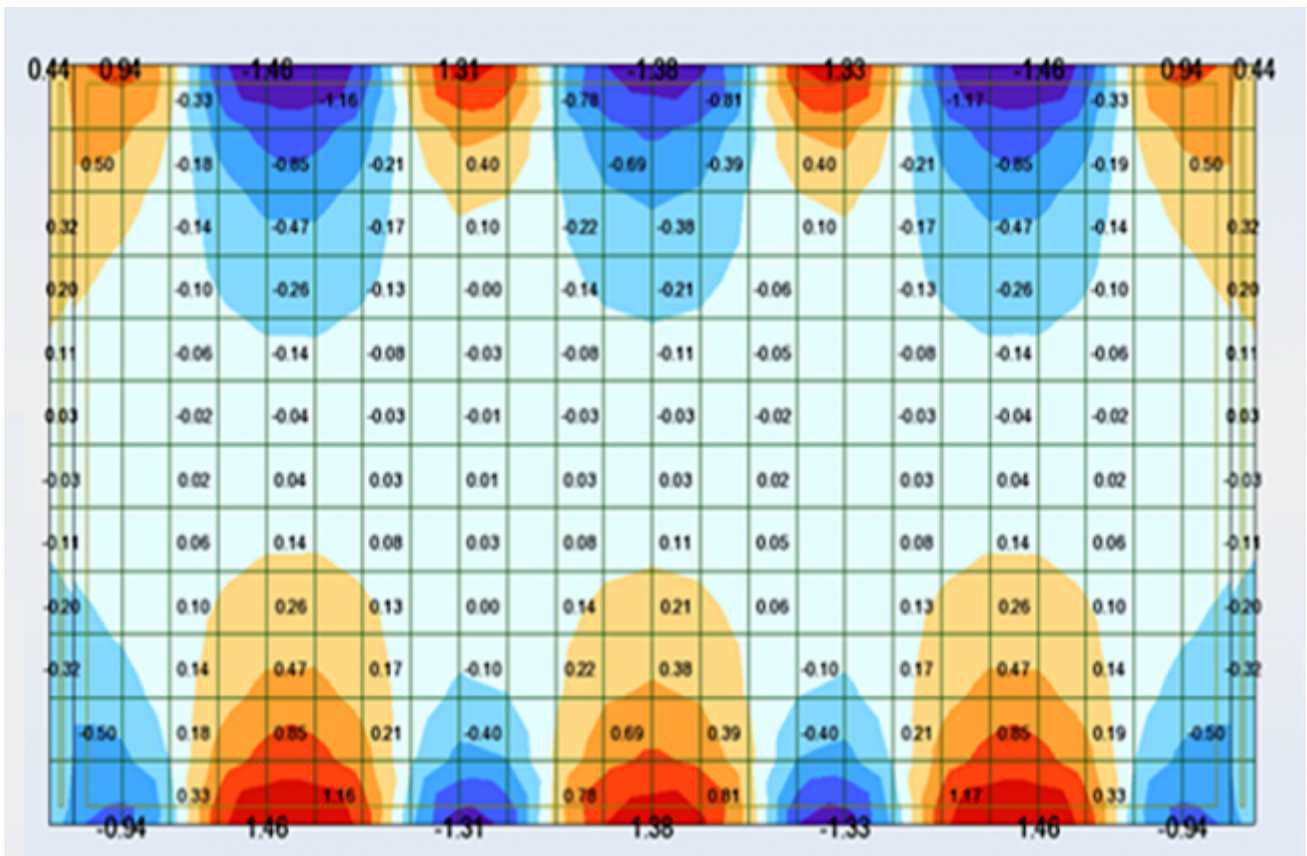
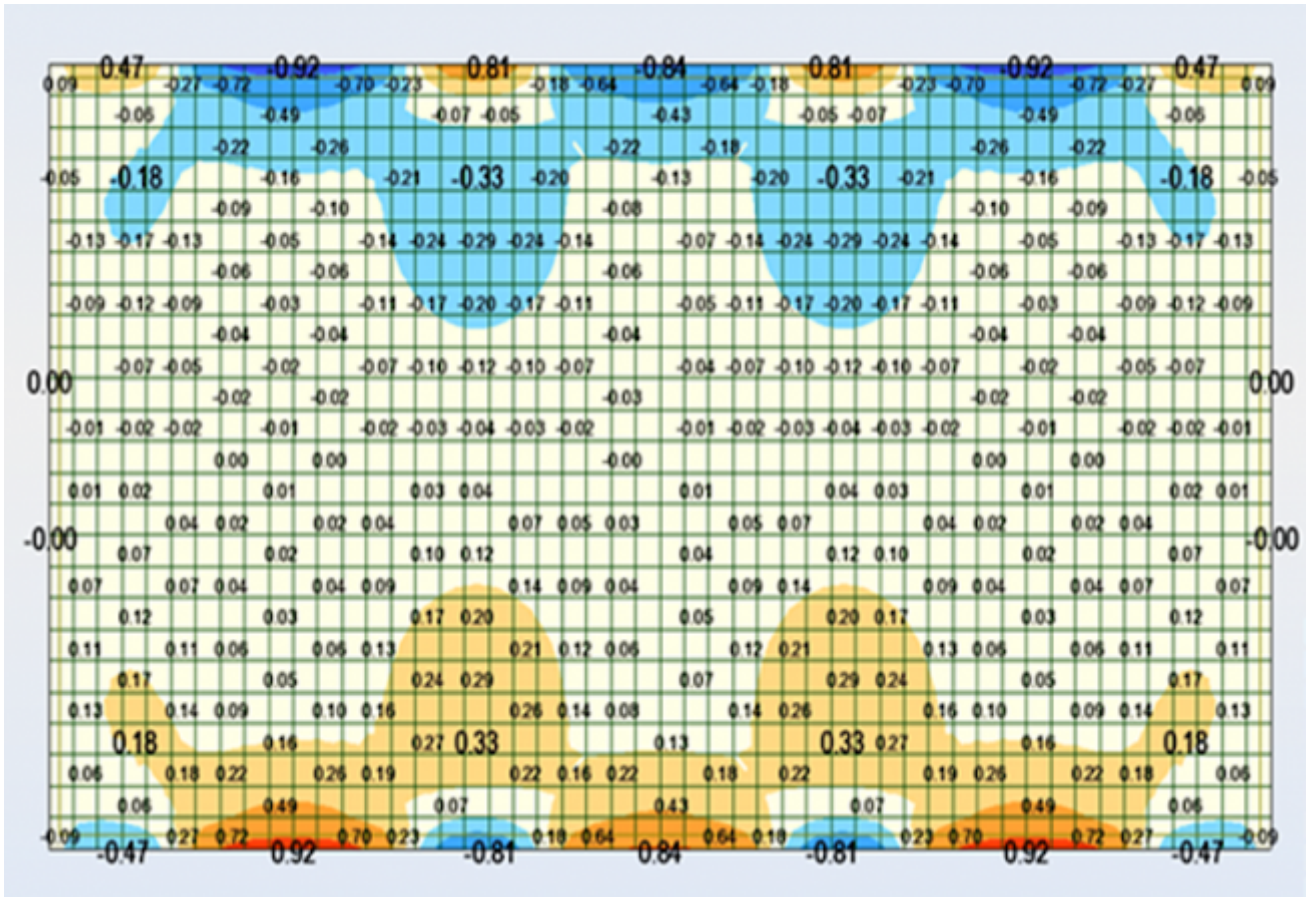
Inversement, il peut s'avérer nécessaire d'affiner le maillage afin que les résultats soient valides mais généralement ce raffinement ne sera réalisé que sur les zones d'intérêts.

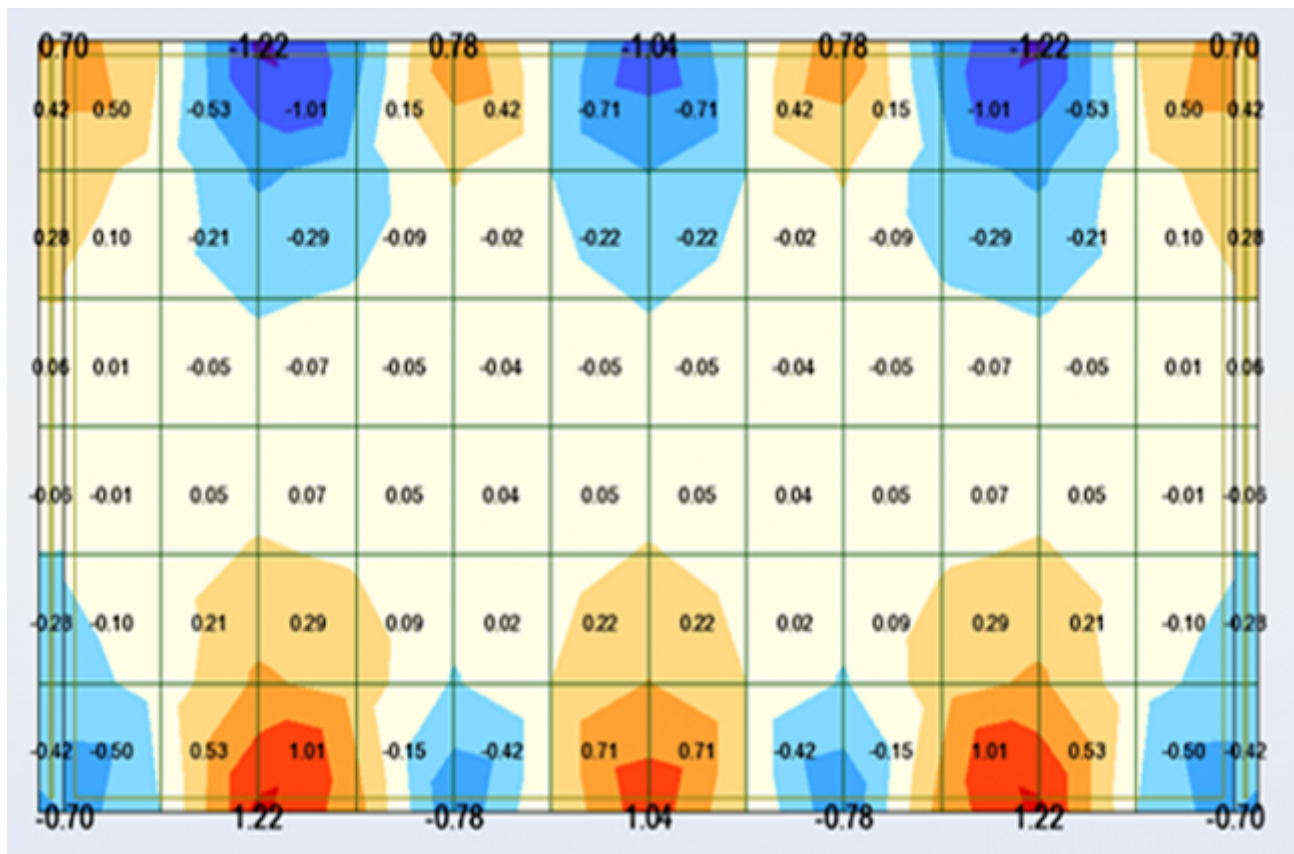
Les indicateurs de qualité de maillage fournis par les logiciels portent sur la forme et la distorsion des éléments, et non pas sur la pertinence de la taille du maillage. Le test de finesse est donc toujours utile, notamment pour les gros modèles.

A noter l'existence de quelques rares logiciels qui disposent d'une capacité de maillage adaptatifs en fonction des chargements et des déformations (cette option est plutôt utilisée pour des calculs non-linéaires).

Illustration

Exemple de l'impact de la taille du maillage sur les résultats dans un plancher - de haut en bas, maillage de 20, 40 et 80 cm, respectivement. Le cisaillement maximal qui est égal à 0.92 MPa avec un maillage de 20 cm passe à 1.49 MPa avec un maillage de 40 cm et à 1.22 MPa pour un maillage de 80 cm.





C.3.5 Orientation des repères locaux

L'orientation des éléments a une répercussion importante lors du post-traitement des résultats.

La vérification des repères locaux doit se faire de préférence **avant** l'introduction des chargements du modèle, ces derniers pouvant être subordonnés aux axes locaux des plaques.

Pour les éléments filaires, l'axe X des éléments de poutres est usuellement dirigé du point « origine » au point « extrémité », les axes Y et Z étant en théorie positionnés de manière quelconque par rapport à cet axe X. Or la position de ces axes Y et Z doit être homogène pour les éléments d'une même famille, d'une part pour faciliter l'application des charges transversales (par exemple une charge de vent) et d'autre part pour la lecture des contraintes en fibres extrêmes qui sont définies par translation selon Y et Z de la fibre neutre.

Dans la plupart des logiciels, les axes locaux des éléments sont orientés par défaut soit par rapport au repère global du modèle (alignement du Z local avec le Z global), soit par rapport à l'ordre de création des entités. On peut toujours forcer une orientation homogène sur un ensemble d'éléments.

Pour les éléments 2D, de la même manière :

- la normale sortante doit être connue lors de la définition des cas de charge (pression des terres, fluides ou champs de température) ;
- il peut être judicieux de suivre une logique de détermination de la normale sortante, à la fois pour l'entrée en donnée des enrobages dans le cas d'un calcul de ferrailage, mais aussi pour orienter au préalable l'élément en fonction de la direction supposée du ferrailage à mettre en place (ou à vérifier). On essaiera de suivre la même logique pour tout le modèle (par exemple normale ascendante pour tous les planchers) pour ne pas induire d'erreurs dans l'exploitation

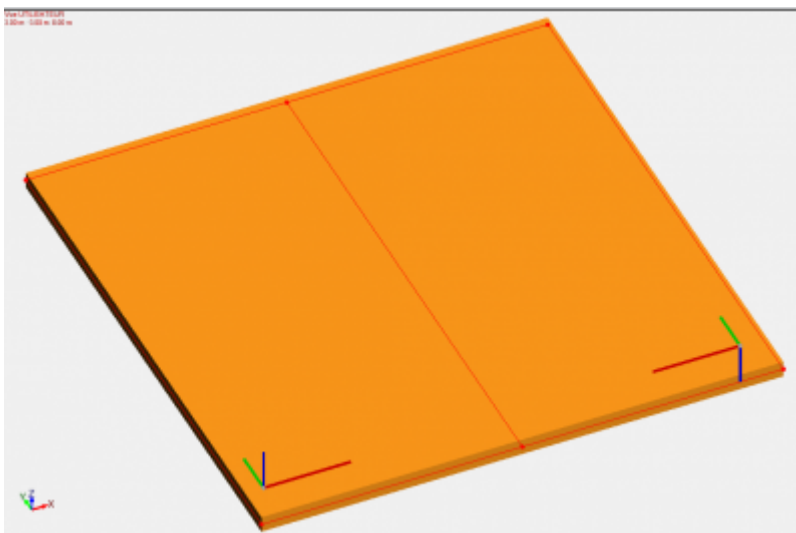
des résultats ;

- une orientation uniforme permet en outre d'éviter des discontinuités dans l'affichage des contraintes pour une fibre donnée de deux tôles adjacentes par exemple.

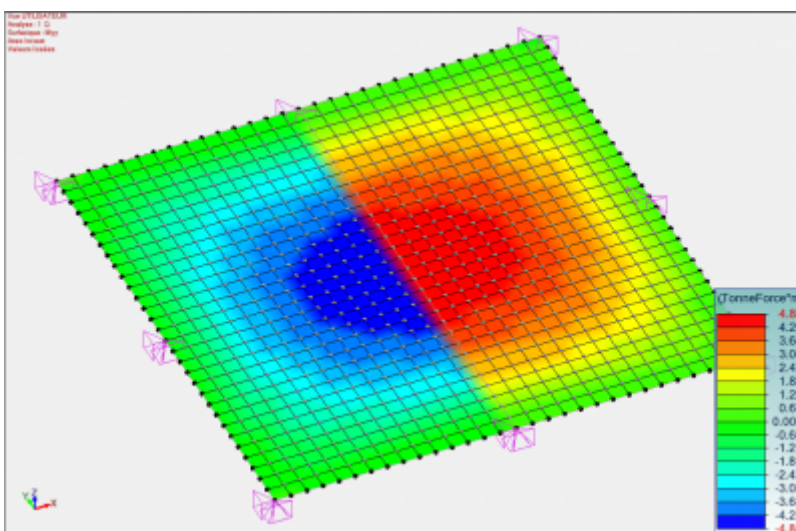
Exemple: Plaque et repères locaux des éléments

Sujet : le sens de définition des plaques peut, pour certains logiciels, générer l'orientation des repères locaux des éléments.

Exemple : Plaque 6x6 m² (modélisée avec 2 plaques de 3x6 m²), appuyée sur 4 côtés, charge de 3 T/m²



Vue des repères locaux des éléments



Vue des moments de flexion

On note alors une brusque discontinuité des moments sur la ligne de liaison entre les deux plaques. Cette discontinuité, qui n'a aucune origine réelle, est uniquement due à la modification d'orientation des repères locaux.

En particulier, le changement d'orientation de repères comme ci-dessus, posera problème si l'on

demande au logiciel de calculer des efforts moyens dans une coupure donnée...

Vérifier que tous les repères locaux ont la même orientation.

C.3.6 Taille de modèle

Le temps de calcul est souvent déterminant dans l'économie du projet. Il est donc toujours intéressant de chercher à optimiser ce temps de calcul.

Le temps de calcul d'un modèle dépend de nombreux paramètres :

- le nombre de degrés de liberté (nombre de nœuds x ddl) ;
- la performance de la machine ;
- la performance du logiciel (algorithme, parallélisation ...) ;
- la quantité de données sauvegardées (calcul temporaire non linéaire) ;
- le type de calcul (linéaire - non linéaire).

En fonction du logiciel, on peut souvent optimiser la quantité de données à sauvegarder et le nombre de degrés de liberté.

Sur un projet courant, un modèle va tourner au moins une vingtaine de fois. Tout gain sur le temps de calcul est très vite appréciable.

Il est inutile de sauvegarder systématiquement les fichiers de résultats, en particulier si le modèle tourne en moins de deux à trois minutes. Ces fichiers ne font qu'encombrer des clouds gros générateurs de CO2.

C.3.7 Option « Merge » ou « Fusionner »

La plupart des logiciels ont des fonctions permettant de fusionner les nœuds ou les points de construction géométriques qui sont très proches en fonction d'une tolérance définie par défaut ou par l'utilisateur. Cela permet d'éviter les discontinuités de maillage.

Cette opération présente certains risques, notamment en présence de joints de dilatation ou d'absence de soudure que le modèle pourrait ignorer.

En cas de présence de joints, l'utilisateur a le choix entre :

- représenter le joint avec sa largeur (distance modélisée entre les 2 lignes définissant les 2 bords des joints). Celui-ci est alors visible facilement lors de la manipulation du modèle et risque moins d'être « mergé » par erreur ensuite, mais cela pourra conduire à des éléments de taille hétérogène (associés à la taille du joint) si les extrémités des lignes ne se rejoignent pas ;
- placer les points et lignes à la même position dans le modèle mais en les modélisant de façon disjointe; il est alors délicat de vérifier que le joint est bien représenté (sauf à afficher les numéros de nœuds ultérieurement) et les opérations de « merge » de nœuds doivent être effectuées avec précaution ;
- utiliser les fonctionnalités de relâchements linéaires offertes par certains logiciels.

L'opération de fusion peut aussi impacter les asservissements entre les nœuds. C'est pourquoi les

asservissements et les liens mécaniques entre nœuds doivent être définis après le « merging ».

C.3.8 Groupe d'éléments (pour la visualisation et l'exploitation ultérieure)

La plupart des logiciels offrent la possibilité de définir des groupes des nœuds ou des groupes d'éléments.

Cette fonctionnalité est très pratique et facilite l'affectation des matériaux et des masses, l'application des charges ou le post-traitement des résultats par éléments de la même famille.

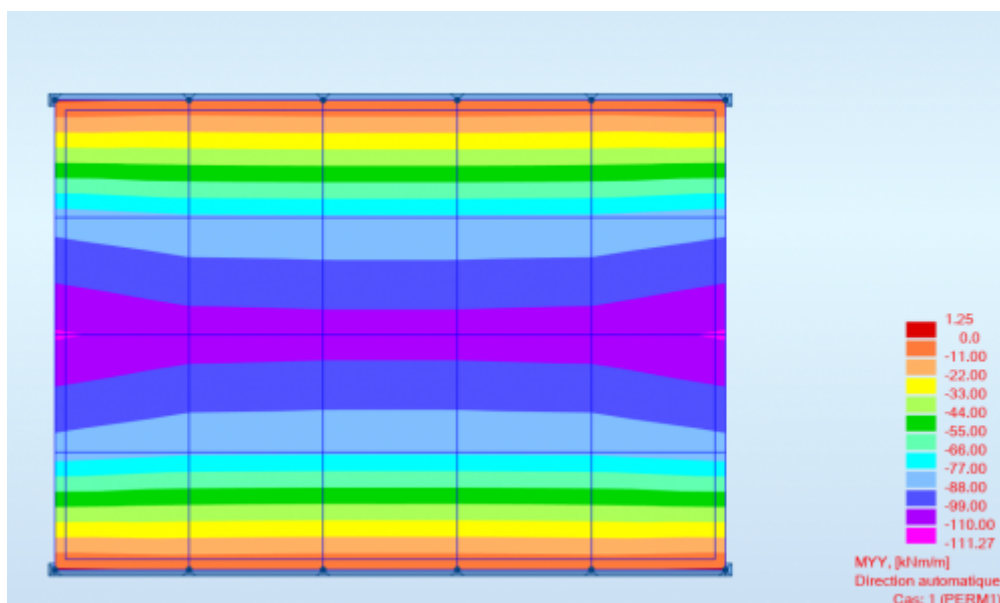
C.3.9 Points de lecture des résultats et maillage

Les points de lecture des résultats découlent des vérifications à faire sur la structure. Les besoins de l'étude peuvent nécessiter plusieurs points de calcul des contraintes sur une même section (par exemple pour les contraintes normales et tangentielles).

Il ne faut pas confondre le maillage de calcul (c'est-à-dire l'ensemble des nœuds) et les points de lecture des résultats (parfois différents des nœuds).

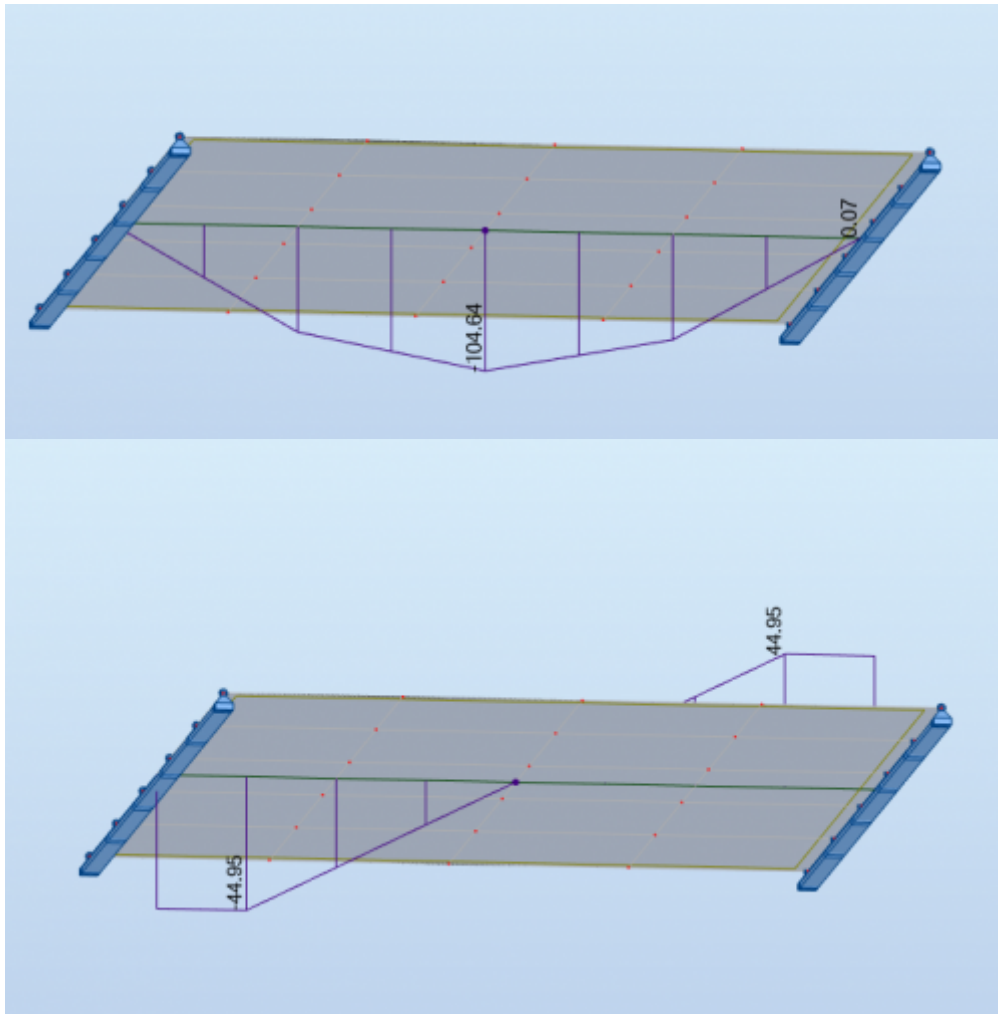
Ce n'est pas parce qu'il y a beaucoup de points de lecture que le maillage est suffisamment précis.

Dans l'exemple ci-dessous, les multiples isolignes de moments transversaux, en particulier à proximité des appuis pourraient faire croire à une grande précision de calcul, alors que le maillage est trop large pour obtenir des résultats fiables.

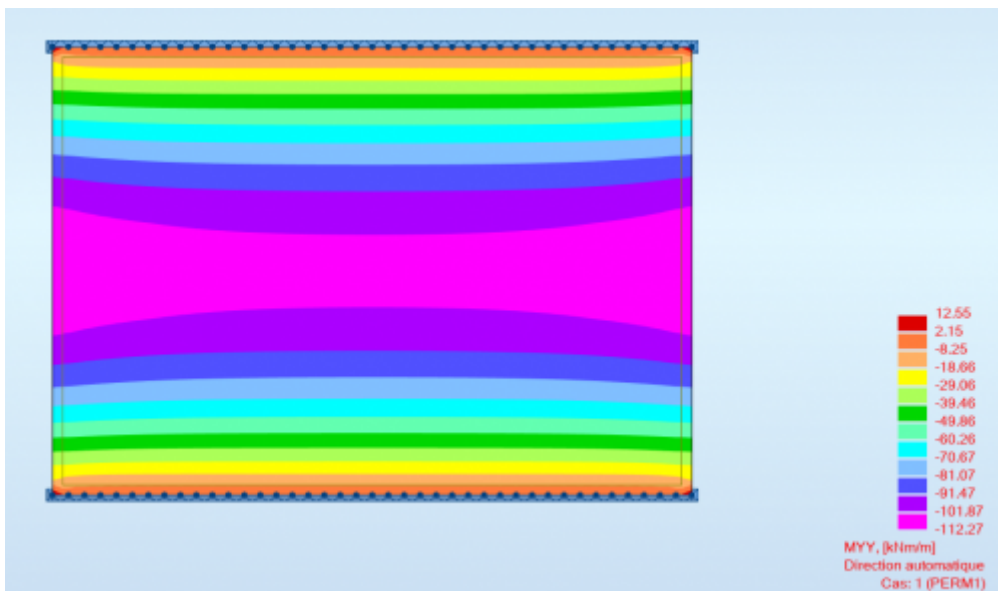


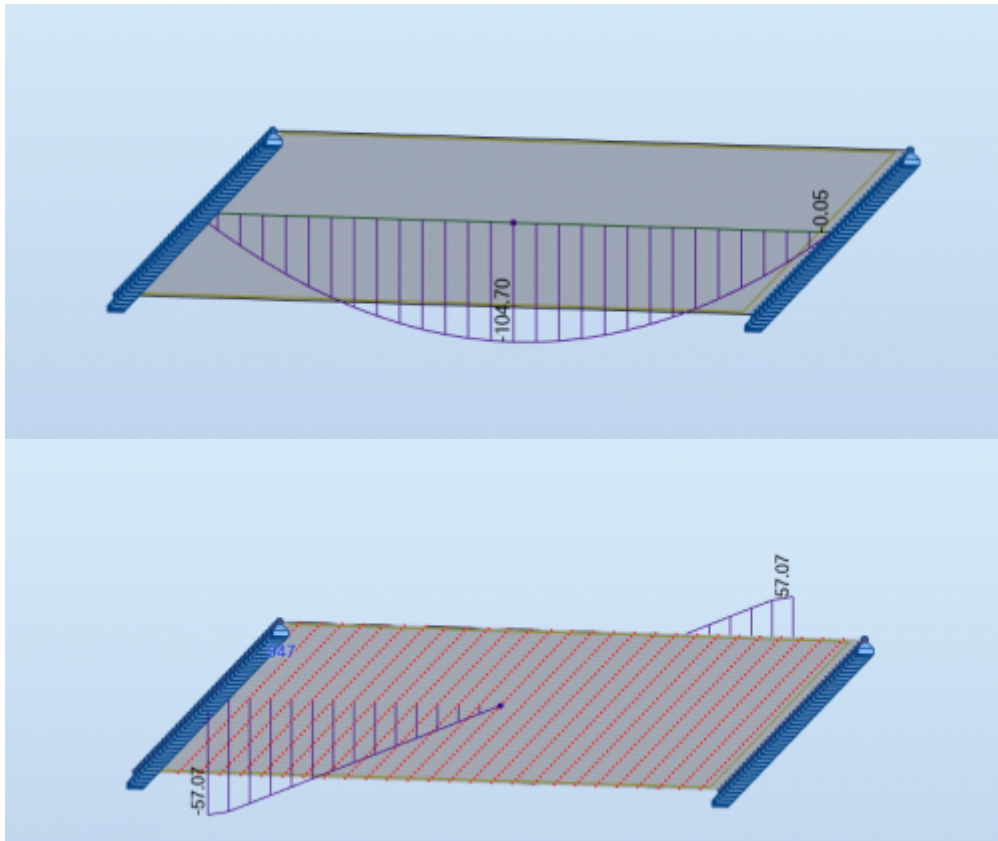
En effet, les points de lecture peuvent donner l'illusion d'un maillage raffiné alors que ce n'est pas le cas. Les résultats sur ces points de lecture étant interpolés des résultats aux nœuds.

En traçant les diagrammes de moment et de tranchant dans une coupe transversale, ceci apparaît clairement (la dalle est vue par le dessous):

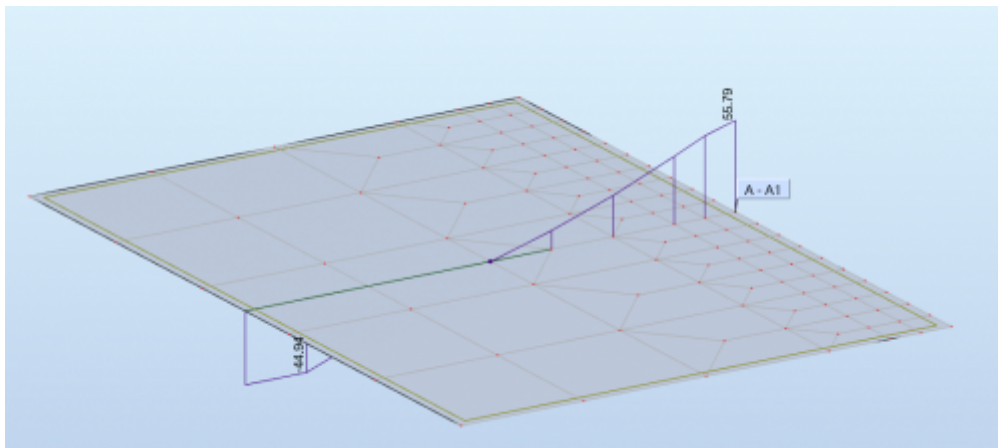


En raffinant le maillage, les graphes deviennent:

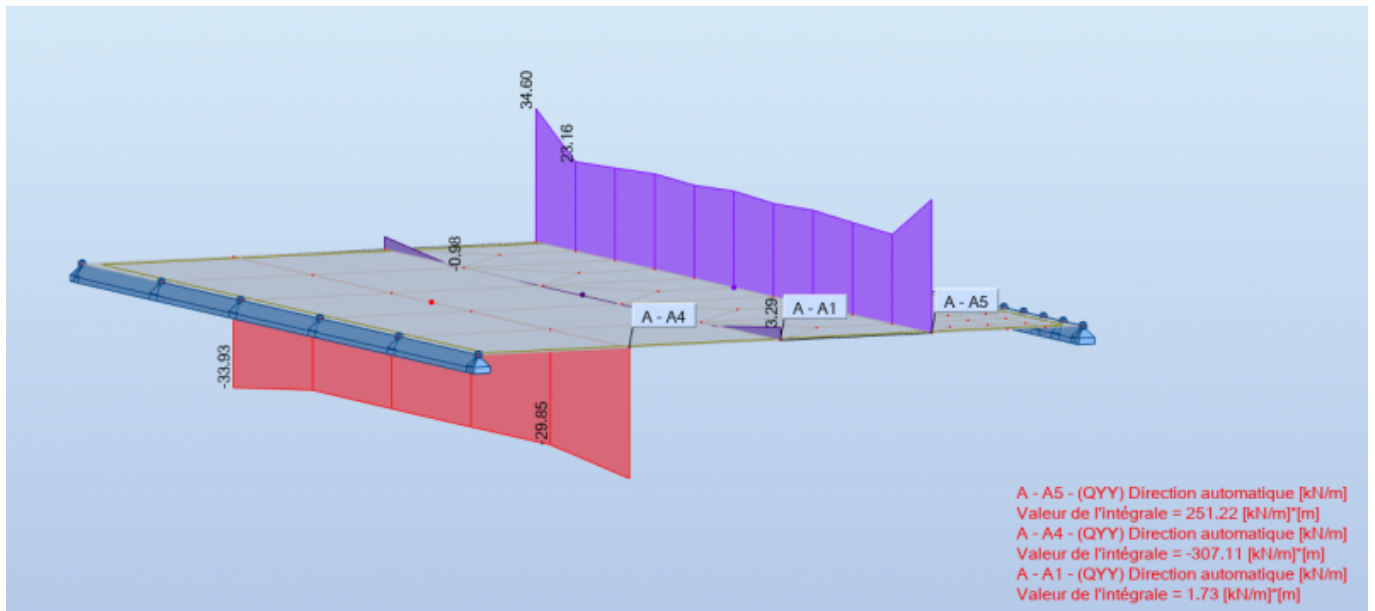




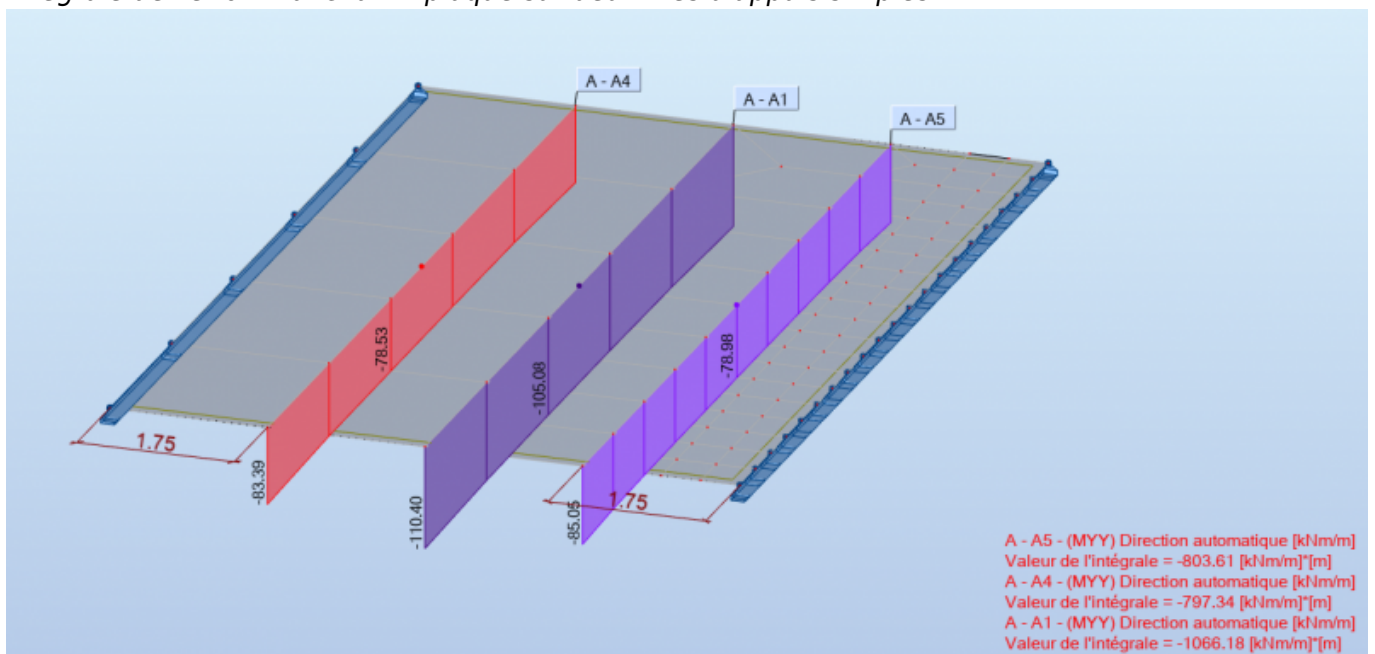
Dès lors qu'on a une singularité, ici la ligne d'appui, la taille du maillage intervient fortement dans la précision des résultats. Il suffit de raffiner le maillage pour s'en rendre compte:



Le calcul de l'intégrale des efforts montre un impact (sur cet exemple) fort sur le tranchant (écart de 22%) et très faible sur le moment, entre la zone de maillage grossier et la zone de maillage raffiné.

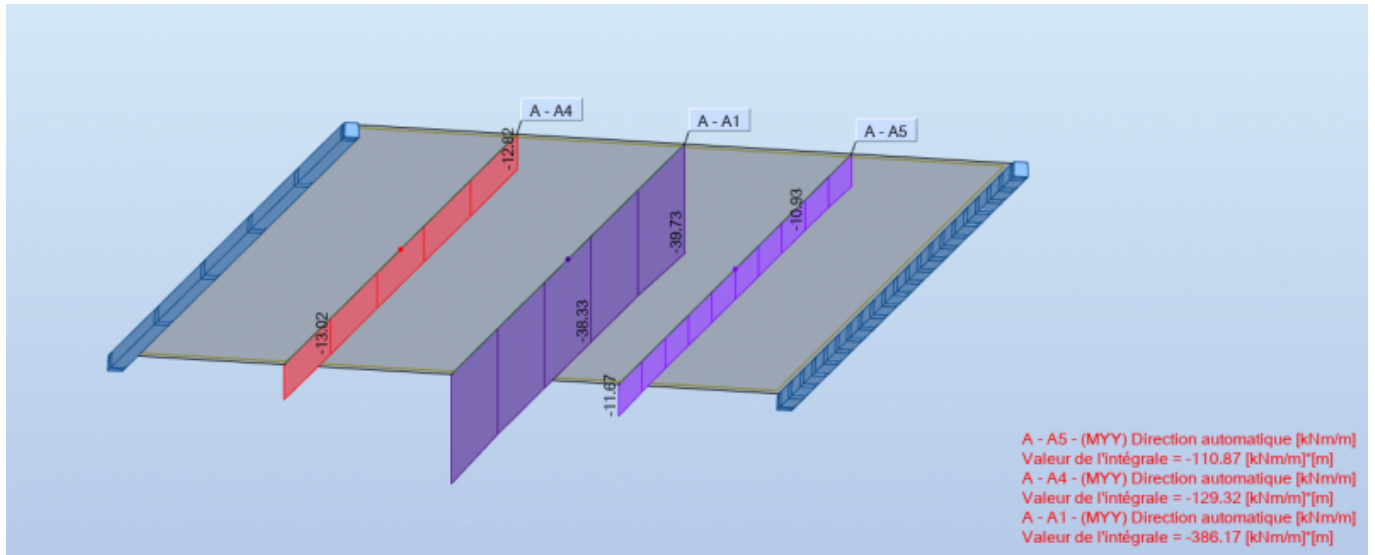


Intégrale de l'effort tranchant - plaque sur deux files d'appuis simples



Intégrale du moment - plaque sur deux files d'appuis simples

Il suffit de créer une singularité pour le moment, en encastrant les rives, pour qu'un écart sur le moment se produise (de l'ordre de 17%)



Intégrale du moment - plaque bi-encastée

A suivre : C.4 Modélisation des éléments non structuraux ou équipements

Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !

[Retour vers l'accueil](#)

From: <https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link: <https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c3>

Last update: **2020/06/23 16:47**



C.4 Modélisation des éléments non structuraux ou des équipements

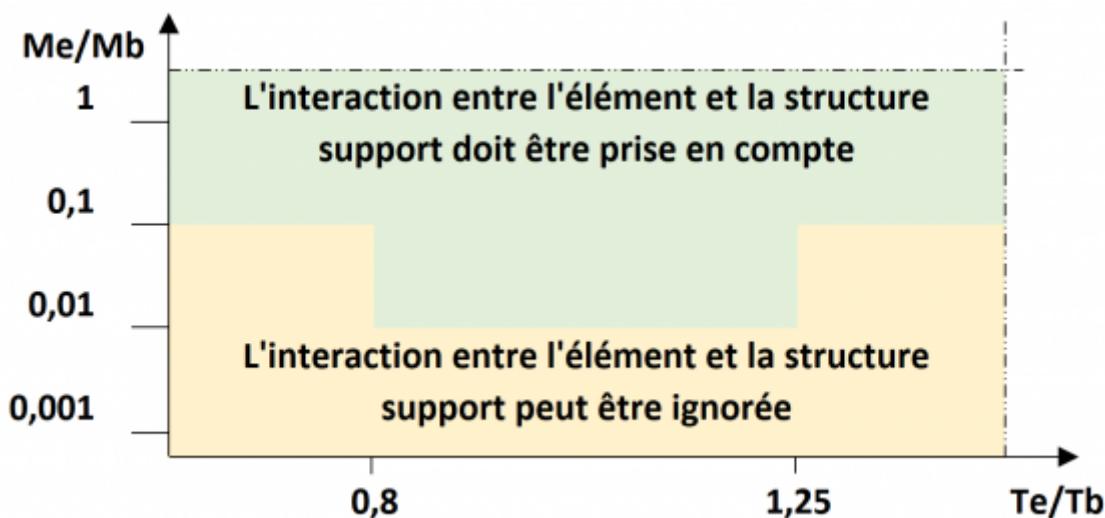
Les éléments non structuraux et les équipements sont des éléments qui n’assurent aucun fonctionnement structural dans le comportement de l’ouvrage. Trois cas sont à distinguer :

- L’élément en question a une faible masse et une faible rigidité par rapport à la structure porteuse ; dans ce cas, il peut être négligé dans le cadre de la modélisation ;
- L’élément en question a une faible masse mais sa raideur ne peut pas être considérée comme négligeable (par exemple certains panneaux de façade bridant les mouvements de la structure support). Dans ce cas, sa présence peut modifier le comportement de l’ouvrage et il est donc nécessaire de le modéliser (a minima par une rigidité fictive) ;
- L’élément en question a une masse non négligeable mais sa raideur peut être considérée comme négligeable. Dans ce cas, une masse équivalente doit être intégrée dans le modèle.

Équipement / Élément non structural	Masse négligeable	Masse non négligeable
Raideur faible	Non pris en compte	Masse à intégrer
Raideur non négligeable	Raideur à modéliser	Masse et raideur à modéliser

Dans le cadre des analyses sismiques, il est important de s’assurer que l’élément ne rentrera pas en résonance avec la structure porteuse. On peut se référer aux publications suivantes pour identifier les cas pour lesquels il sera nécessaire de modéliser l’interaction élément / structure.

- J. Betbeder-Matibet - Génie parasismique - volume 3 - Hermes Science Publications (2003).
- FD P06-029 - Règles de construction parasismiques - Dimensionnement des ancrages en zone sismique (décembre 2017)



Proposition de l'AFPS sur la nécessité ou non de prise en compte de l'interaction dynamique entre élément non structural/équipement et la structure (Recommandations AFPS90, 1993).

Légende :

- Me =masse des équipements ou éléments non structuraux
- Mb =Masse de la structure support
- Te = Période de l’élément non structurel
- Tb =Période de la structure support

Nota : suivant la direction étudiée, la masse de la structure support peut se limiter au seul plancher support (pour plus de détails, se reporter aux références citées ci-avant).

Dans le calcul sismique des bâtiments, les éléments non structuraux (de type cloisons, par exemple) doivent être pris en compte dans la modélisation de la structure lorsqu'ils sont susceptibles de modifier sa raideur transversale. Ces éléments peuvent faire l'objet de justifications inspirées de celles de l'article 4.3.6 de l'EC8-1 applicable aux ossatures avec remplissage en maçonnerie.

On peut aussi être amené à supprimer des petits éléments dans un modèle destiné à une analyse modale.

[A suivre : C.5 Conditions aux limites](#)

[Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !](#)

[Retour vers l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c4>

Last update: **2020/06/05 21:11**



C.5 Conditions aux limites

C.5.1 Cas général

Les conditions aux limites sont déterminées par les degrés de liberté bloqués ou non des nœuds situés aux frontières de la structure (supports de la structure, coupures ...).

Les notions de repères et de conditions aux limites sont étroitement liées ici. L'orientation d'une condition aux limites (forces, moments, déplacements imposés, accélération...) va dépendre de celle du repère actif au moment de sa mise en place et/ou de celle de l'entité (nœud, élément) sur laquelle elle vient s'appliquer.

Pour les repères, il a lieu de distinguer les repères liés aux éléments et les repères liés aux nœuds.

Généralement, par défaut, les repères liés aux nœuds sont identiques au repère global. On peut cependant attribuer à un ou plusieurs nœuds un repère d'orientation différent afin de pouvoir appliquer en ce(s) nœud(s) une condition aux limites suivant une orientation particulière. De simples contrôles graphiques de l'orientation de charges nodales (forces, moments, déplacements imposés) permettent de visualiser la bonne définition de ces repères nodaux.

Pour les éléments, les repères locaux sont liés généralement aux orientations principales définies lors de la création de l'élément. De simples contrôles graphiques de l'orientation des charges appliquées sur les éléments (pression par exemple) permettent de visualiser la bonne définition de ces repères éléments.

Les conditions aux limites doivent assurer la stabilité de la structure vis-à-vis des chargements qui lui sont appliqués et être représentatives de son fonctionnement global. Cette stabilité doit être effective systématiquement dans les 6 composantes globales X, Y, Z, RX, RY et RZ, même si les chargements ne concernent que quelques directions.

La stabilité suivant une translation s'effectue toujours par le blocage d'au moins un nœud suivant la direction de cette translation.

La stabilité autour d'un axe s'effectue soit par le blocage en rotation d'un nœud (suivant l'axe de rotation) soit par le blocage en translation de deux nœuds disposés dans un plan perpendiculaire à la rotation.

Il est important de vérifier que les réactions dans les directions bloquées uniquement pour des questions de stabilité numérique sont nulles.

Illustration :

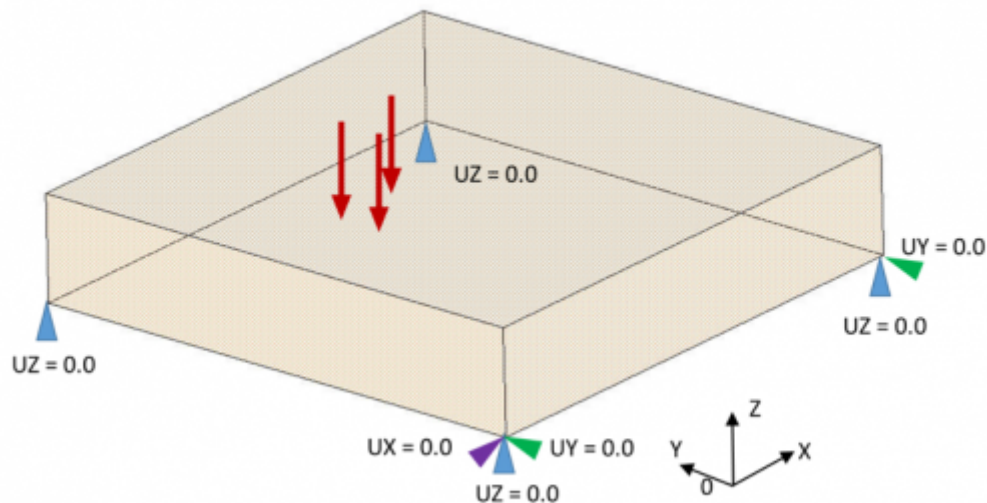
Objectif : descente de charge d'une dalle appuyée sur 4 poteaux ;

- La dalle est modélisée en éléments volumiques (éléments avec nœuds à 3 degrés de liberté UX, UY et UZ);
- Conditions aux limites : blocage des nœuds aux appuis suivant la direction verticale $UZ = 0.0$;
- Problème : certains logiciels n'effectueront pas le calcul pour des raisons d'instabilité ;
- Conditions aux limites supplémentaires : 2 nœuds bloqués suivant la direction transversale OY + 1 nœud bloqué suivant la direction transversale OX.

Bilan :

- 4 nœuds bloqués suivant OZ - blocage vertical aux 4 appuis ce qui occasionne également la stabilisation en rotation/OX et en rotation/OY de la dalle ;
- 2 nœuds bloqués suivant OY - stabilité en translation/OY et en rotation/OZ de la dalle ;
- 1 nœud bloqué suivant OX - stabilité en translation/OX de la dalle.

On vérifiera qu'aux nœuds bloqués suivant UX et UY, les réactions RX et RY sont nulles.



Exemple pour la stabilité minimale d'une dalle chargée en Z

Piège : la dalle n'est chargée qu'en Z, mais pour assurer la stabilité du calcul, il faut empêcher ses déplacements en translation en X et Y et en rotation autour de Z. Dans le cas présent, cela a été effectué en bloquant 2 points en Y et 1 point en X. (NB : la stabilité en Z nécessite un minimum de 3 points non alignés bloqués en Z).

Dans un modèle en 3 dimensions, un encastrement signifie que les 3 rotations et les 3 translations sont bloquées.

Dans la pratique, le logiciel peut procéder de deux façons pour le blocage des déplacements, sans laisser le choix à l'utilisateur :

- Une méthode toujours stable numériquement, qui consiste à supprimer le ddl dans la résolution du problème, sa valeur étant nulle (voir [Partie 2 - A.1](#) - on raisonne dans ce cas sur une matrice 5×5).
- Une seconde méthode consistant à placer numériquement un ressort de très grande raideur dans la direction bloquée pour que le déplacement soit numériquement presque nul. (voir [Partie 2 - A.1](#) - on raisonne dans ce cas sur une matrice 9×9 en rajoutant des termes de valeur relative très différente).

Il est important de comprendre comment le logiciel procède pour pouvoir détecter d'éventuelles instabilités numériques qui peuvent conduire à un arrêt des calculs ou des résultats non équilibrés.

C.5.2 Modélisation de différents types d'appuis

Les appuis peuvent souvent être considérés comme fixes sauf lorsque le sol intervient dans le comportement de la structure c'est-à-dire lorsqu'il existe une interaction, statique ou dynamique, entre le sol et la structure (ISS) : par exemple un sol mou générant des tassements différentiels d'appuis ou pour cerner le comportement sismique.

Les structures sont fondées sur trois types de fondations : superficielles (semelles isolées ou filantes), radiers ou fondations profondes (pieux, puits, barrettes, inclusions rigides, ...).

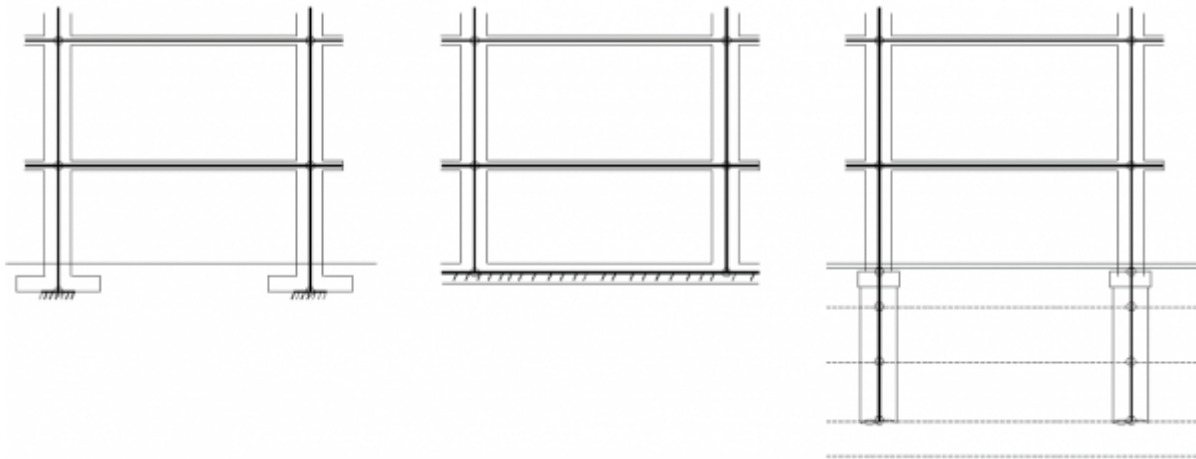


Illustration des fondations superficielles, fondations sur radier et fondations profondes.

C.5.2.1 Fondations superficielles - cas des appuis sous poteaux

Les semelles superficielles sont modélisées par des appuis ponctuels selon 3 possibilités :

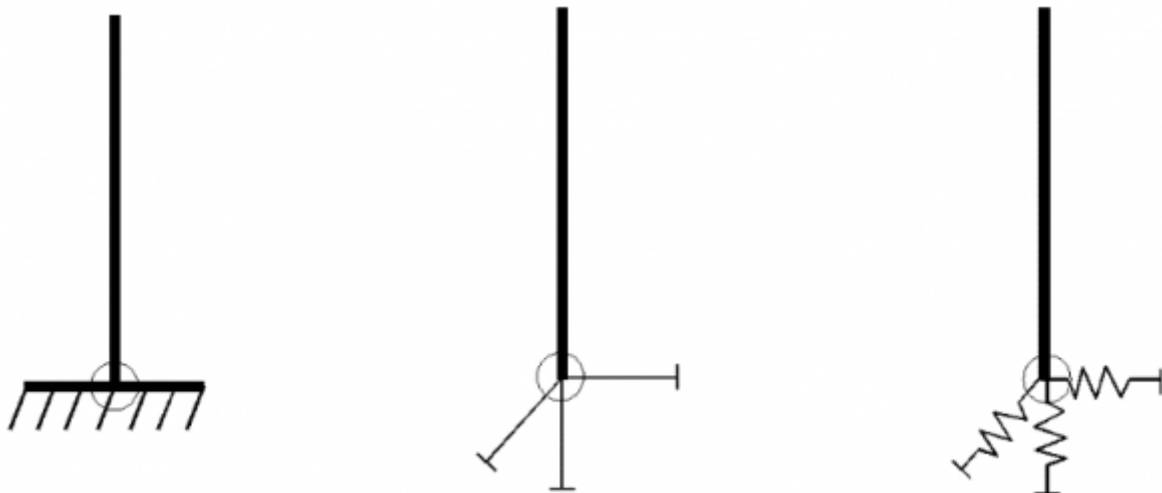


Illustration: appui encastré, appui articulé et appui élastique

Appui encastré : les 6 degrés de liberté sont bloqués.

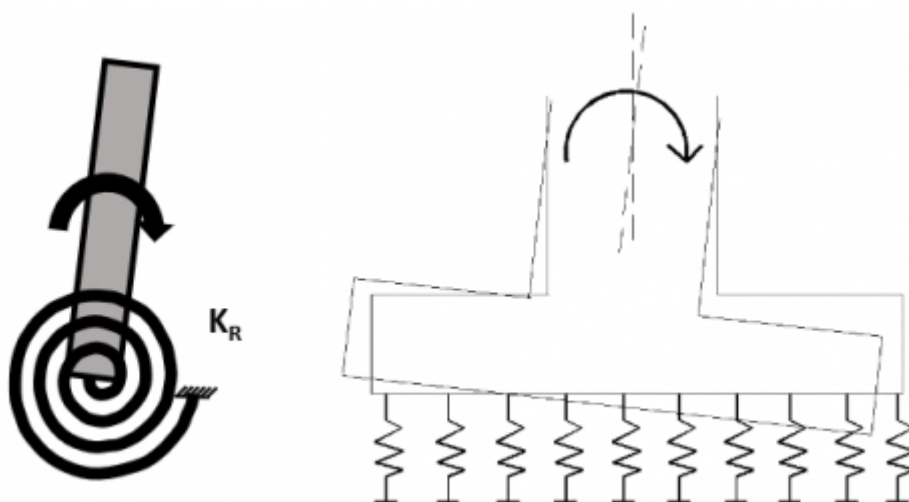
Appui articulé : les déplacements sont bloqués et les rotations sont libres.

Appui élastique : l'appui est défini par 6 ressorts élastiques (un par degré de liberté) ou une matrice de raideur ou d'impédance.

Raideurs des appuis élastiques

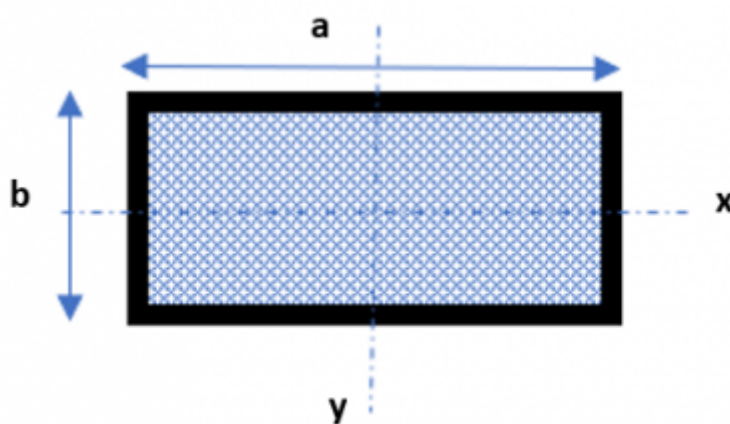
Pour calibrer la raideur des appuis élastiques, il faut disposer de la raideur à l'interface entre la semelle et le sol. Cette raideur à l'interface (notée usuellement k_v) est issue du rapport géotechnique.

Le terme K_z (raideur statique du ressort vis-à-vis d'un effort vertical) s'obtient par la formule $K_z = k_v \times S$ où S est la surface de la semelle.



Les termes K_r s'obtiennent par la formule K_{ri} (en N.m/rad) = $I_i \times k_v$, où I_i est l'inertie (en plan) autour de l'axe i de rotation de la semelle concernée.

Pour un rectangle, on va retrouver les termes $I_y = b \cdot a^3 / 12$ et $I_x = a \cdot b^3 / 12$, a et b étant les dimensions en plan.



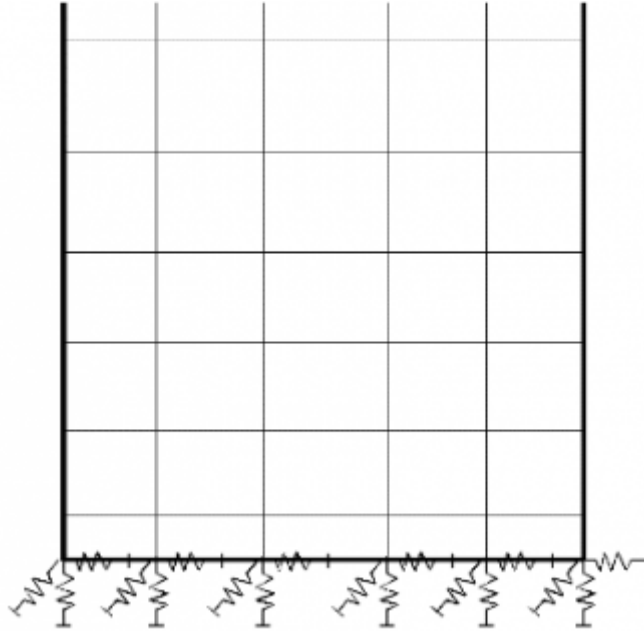
vue en plan de la semelle

On sera vigilant à la notion de raideurs à long terme, à court terme et sismique fournies par le géotechnicien, qui diffèrent notablement.

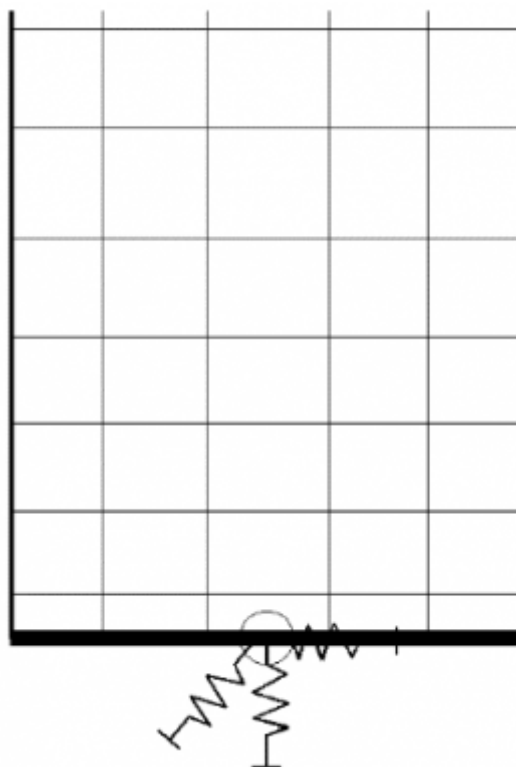
C.5.2.2 Fondations superficielles - cas des appuis sous voiles

Les voiles sont généralement modélisés par des éléments de plaques ou coques. Deux modes de modélisation sont possibles pour l'appui.

Méthode 1 : En définissant des appuis linéiques répartis sous le voile. Ce cas se rapproche soit de celui des poteaux (voir ci-avant) en répartissant les raideurs ponctuelles linéairement sur le voile, soit de celui des radiers (voir §5.2.3 ci-après), mais en considérant une seule direction de calcul.



Méthode 2 : En modélisant un appui central unique pour récupérer un torseur global en pied de voile pour le dimensionnement des fondations. Une barre rigide à la base du voile est alors nécessaire pour répartir les efforts dans le voile. Les conditions d'appuis sont identiques à celles des poteaux (encastrés ou élastiques ou avec raideurs).

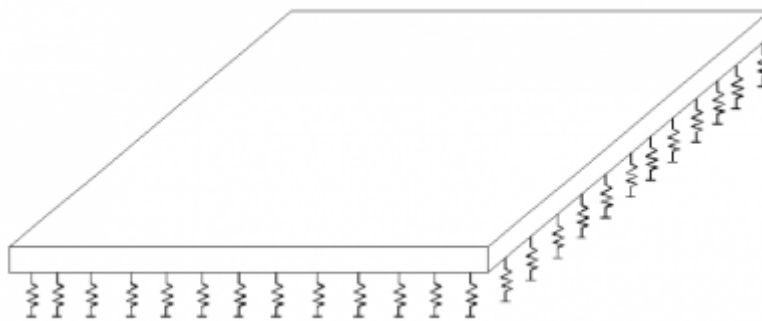


Dans les deux cas, il convient de vérifier les unités pour la raideur introduite, en cohérence avec les unités physiques fournies par le géotechnicien : s'agit-il de N/m , N/m^2 , N/m^3 ? De même de $N.m/rad$ ou $N.m/deg$? (ou unités dérivées : kN , $MN...$)

C.5.2.3 Fondations sur radier

L'appui du radier sur le sol est modélisé par la mise en place de ressorts sous les différents nœuds du radier. Les raideurs des ressorts sont alors calculées selon le même principe que pour les semelles isolées. Elles peuvent être différenciées en fonction des zones de chargement. Attention à ce que la raideur soit bien proportionnelle à la surface afférente au nœud (difficulté possible en cas de maillage irrégulier, si cette affectation n'est pas automatisée dans le logiciel).

Certains logiciels proposent aussi des ressorts « surfaciques » sur plaque. Dans tous ces cas, vérifier sur un cas unitaire la bonne concordance entre effort et déplacement.



Modélisation du sol par un système de ressorts

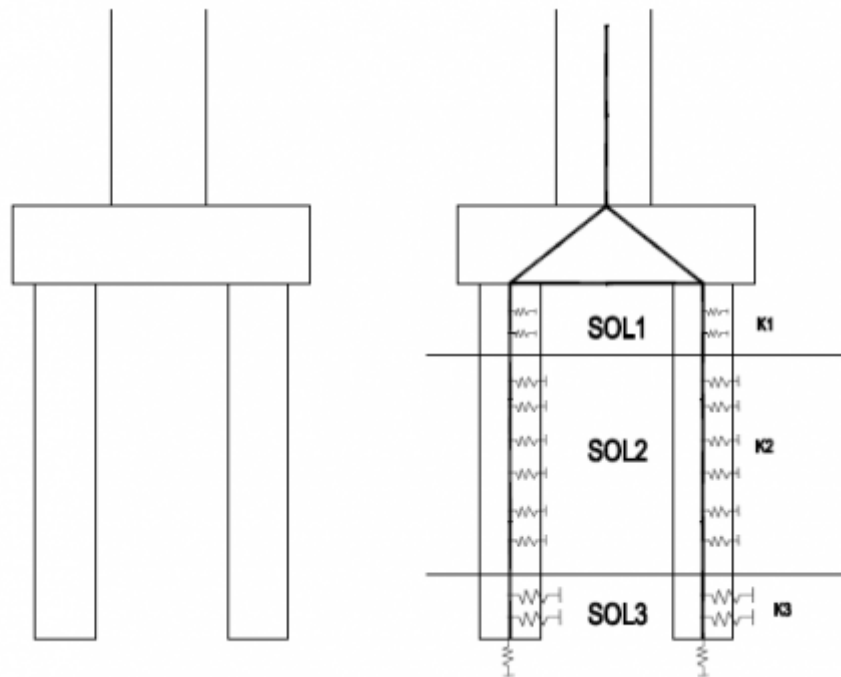
Dans la réalité, la stabilité horizontale du radier est assurée par le frottement sous le radier et une éventuelle butée latérale. Dans la modélisation, on choisira soit des ressorts horizontaux surfaciques sous le radier, soit des ressorts sur le pourtour (ponctuels ou répartis), en fonction des vérifications internes à mener.

Attention: pour les modélisations avec ressorts surfaciques horizontaux, la raideur horizontale est en fait liée au frottement radier/sol avec des glissements éventuels. Dans le cas d'une étude de retrait, une surestimation sur cette raideur horizontale vient brider artificiellement le radier et peut générer des contraintes de traction importantes et non réalistes.

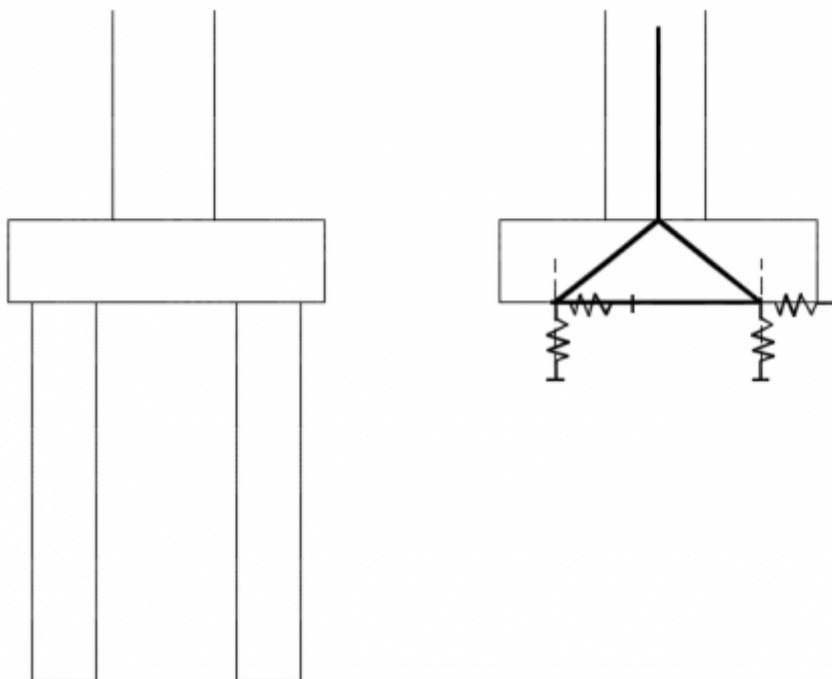
C.5.2.4 Fondations sur pieux

Les fondations sur pieux peuvent être modélisées selon 3 méthodes.

Méthode 1 : chaque pieu est modélisé au moyen d'une poutre sur sol élastique (ou appuis linéiques élastiques). les raideurs horizontales du sol dépendant des caractéristiques des couches de sol (K_x et K_y) sont généralement déterminées par le géotechnicien (attention au maillage et à la concordance des unités). Un appui vertical est positionné à la base du pieu pour représenter la raideur en pointe.

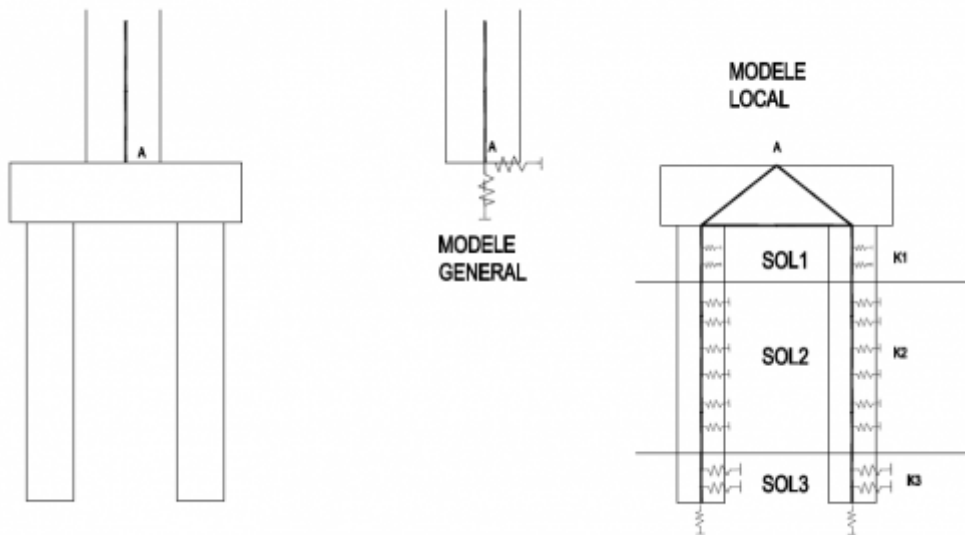


Méthode 2 (intermédiaire mais peu usitée) : chaque pieu est modélisé par un appui (ou matrice) élastique caractérisé par 6 raideurs qui sont généralement calculées par le géotechnicien.



Méthode 3 : Il est possible de remplacer une fondation complexe par sa matrice de raideur ou de souplesse, qui intègre la configuration globale de la semelle avec l'ensemble des pieux.

La fondation sera modélisée dans le modèle général par un appui élastique au nœud A, dont les 6 raideurs auront été calculées au préalable à partir d'un modèle local des fondations. Voir l'exemple de calcul ci-dessous.



Du fait du couplage entre les déplacements horizontaux et les rotations dans les systèmes de fondations profondes, rien ne permet a priori de négliger les termes croisés (non diagonaux) de la matrice de raideur. Or très peu de logiciels permettent la prise en compte de la totalité de la matrice ; ce qui est un problème. Il convient de démontrer au cas par cas que la « diagonalisation » de la matrice n’a pas d’impact notable sur les efforts et déplacements de la structure.

Les méthodes 2 et 3 permettent de limiter la taille du modèle, surtout dans le cas de nombreux pieux. En revanche la première méthode donne directement les efforts dans les pieux.

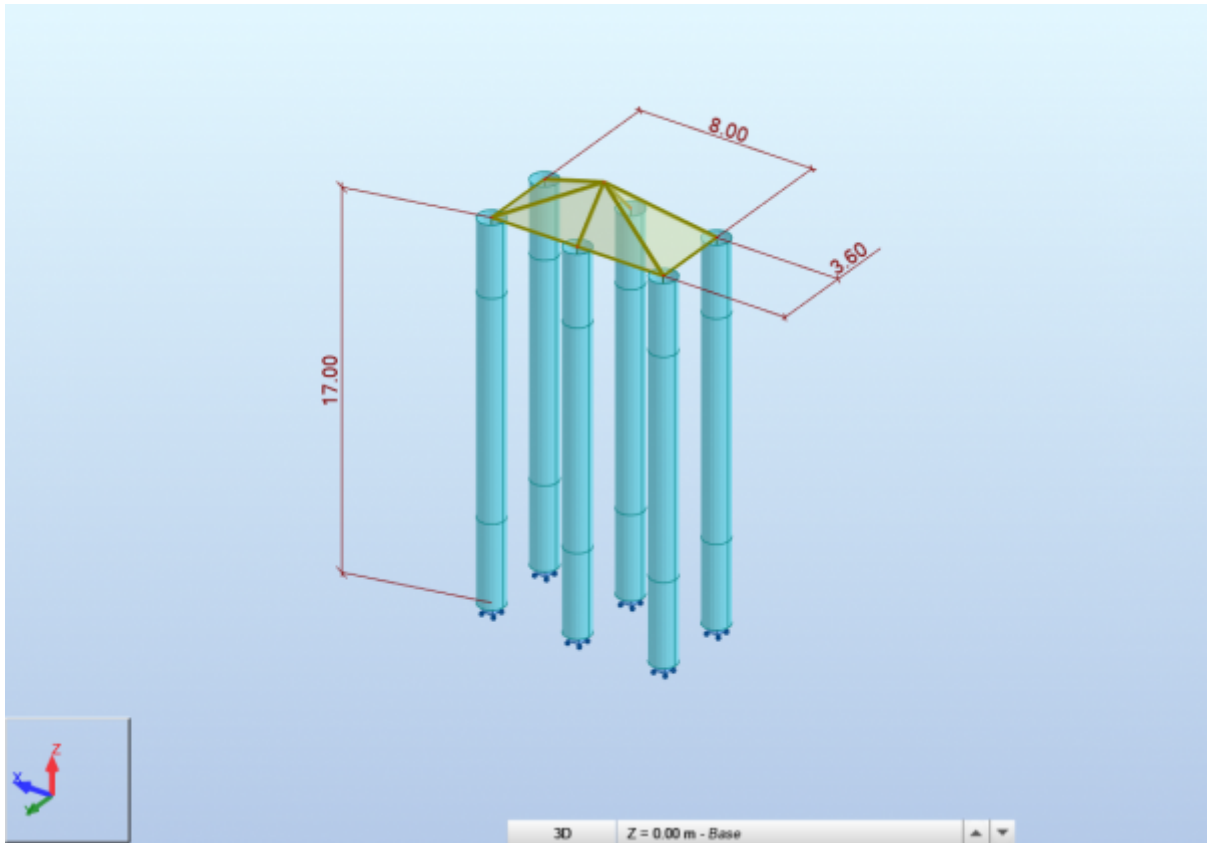
Plus généralement, dans les modèles globaux, on modélise les pieux ou groupes de pieux par des ressorts (méthode 3). Ce n’est que pour le dimensionnement des pieux eux-mêmes qu’on peut être amenés à les modéliser par des poutres verticales avec ressorts (méthode 1). On peut également utiliser des logiciels spécifiques.

Dans tous les cas, il ne faut pas oublier d’intégrer dans les coefficients K_x ou K_y l’ensemble des exigences réglementaires comme l’effet de groupe.

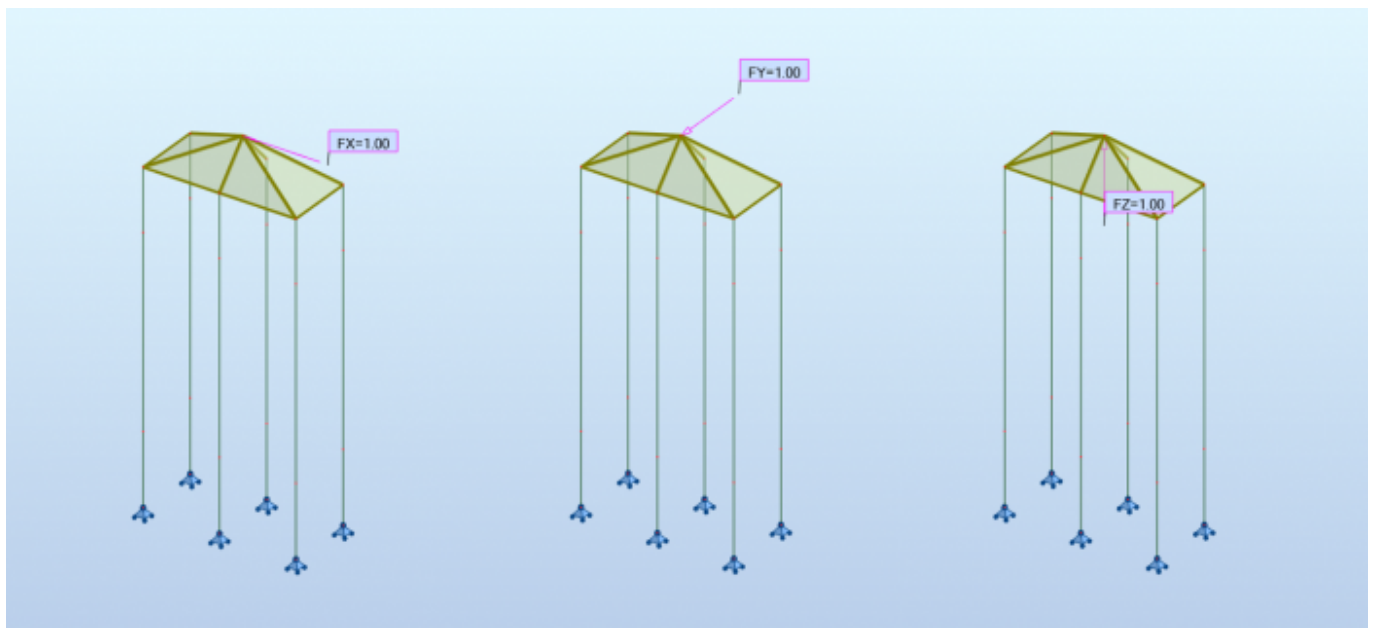
Enfin, dans le cas où les pieux sont calculés par une autre entité que celle en charge du modèle de la superstructure, des itérations peuvent être nécessaires pour arriver à une convergence des efforts.

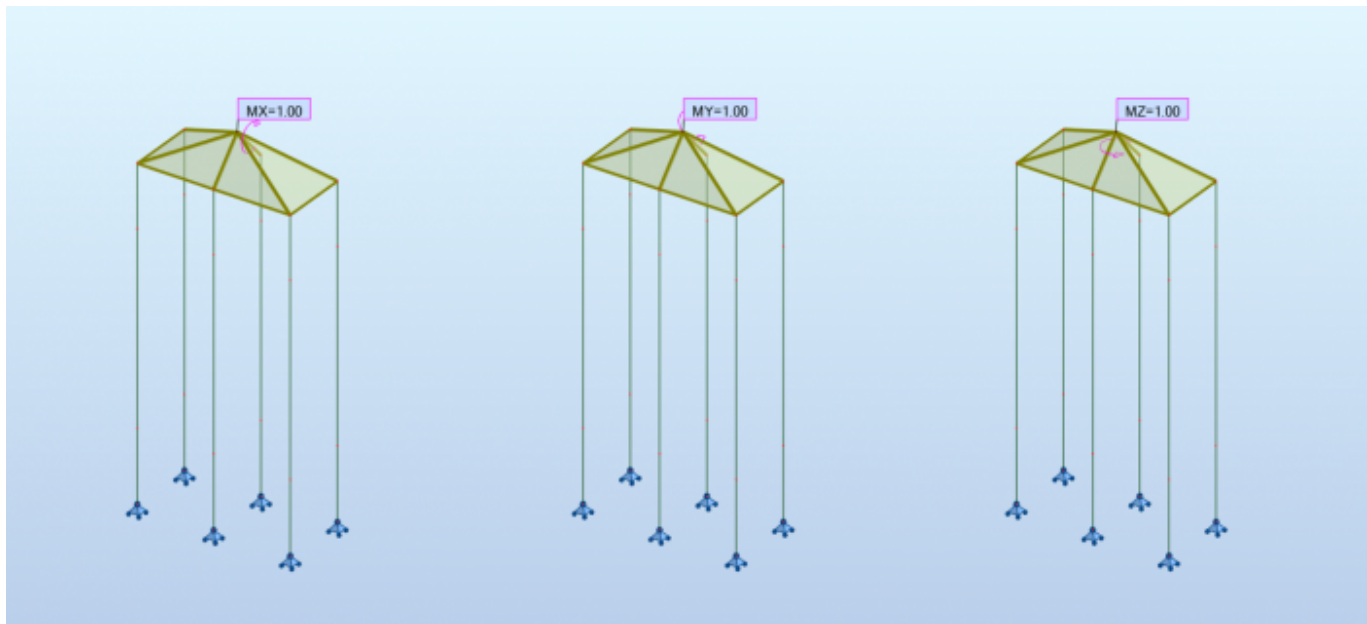
Exemple de calcul d'une matrice de raideur.

Données : pieux de diamètre 1.20 m, $E_{\text{béton}} = 30000 \text{ MPa}$, $K_{\text{sol}} = 6495 \text{ (kN/m)/m}$, hauteur de semelle 2.00 m.



Géométrie





Efforts unitaires (1 kN ou 1 kN.m) introduits

Résultats:

Cas:	UX [m]	UY [m]	UZ [m]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]	= [S]
FX=1.00	4.30E-06	-3.40E-21	-2.70E-23	-9.93E-24	4.07E-08	-1.85E-22	
FY=1.00	-3.60E-21	4.70E-06	-4.00E-23	-1.28E-07	1.42E-23	2.49E-21	
FZ=1.00	-1.20E-23	-8.40E-23	8.40E-08	1.69E-23	-8.27E-25	-3.10E-25	
MX=1.00	1.90E-24	-1.30E-07	7.40E-24	2.41E-08	-3.68E-24	-2.86E-23	
MY=1.00	4.10E-08	1.10E-23	2.20E-25	-3.72E-24	7.66E-09	-5.07E-24	
MZ=1.00	3.50E-23	2.50E-21	3.50E-26	-2.83E-23	-5.07E-24	2.91E-07	

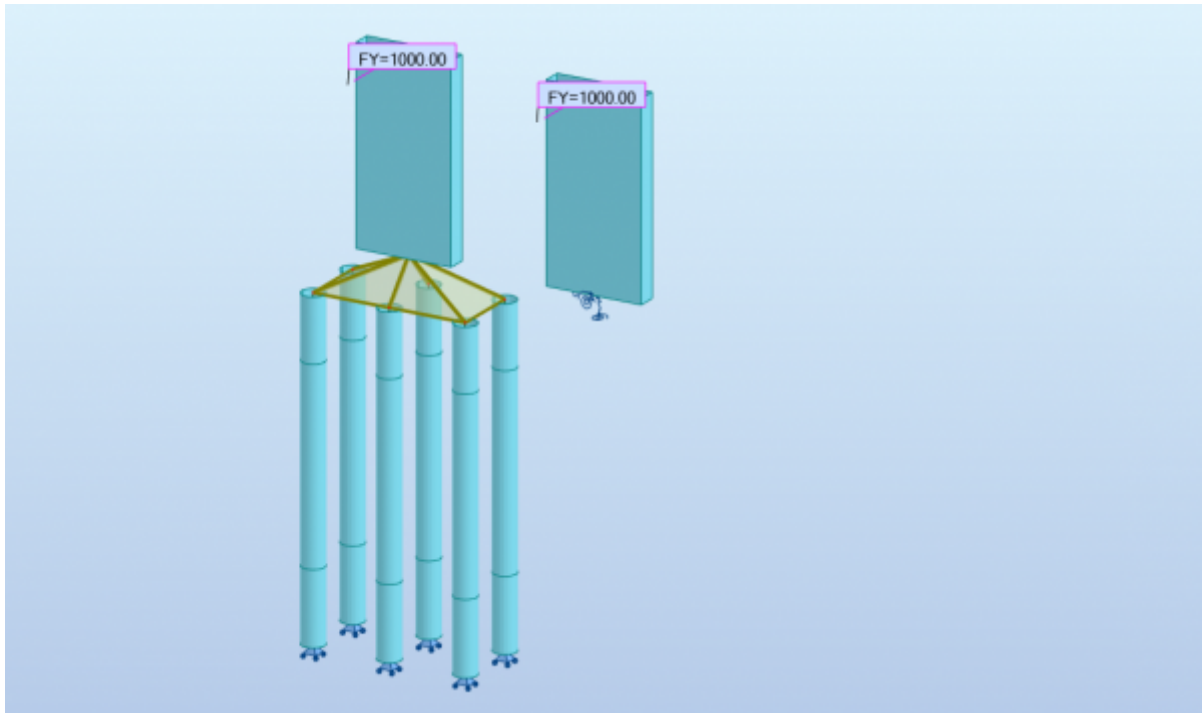
Déplacements sous ces efforts = la matrice de souplesse [S]

$$[K] = \begin{pmatrix} 244964 & 0 & 0 & 0 & -1301059 & 0 \\ 0 & 249409 & 0 & 1324792 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 11904762 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1347597 & 0 & 48720819 & 0 & 0 \\ -1310650 & 0 & 0 & 0 & 137458363 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3436426 \end{pmatrix}$$

Matrice de raideur $[K]=[S]^{-1}$ - (unités : KN, KN.m, m et rad)

(Les matrices s'inversent très simplement à l'aide d'un tableur).

Incidence de la non prise en compte des termes croisés : on ajoute une pile de hauteur 10 m et de section 5.00×1.00 m², E=32000 MPa au modèle précédent. La même pile est modélisée avec un encastrement élastique à 6 composantes qui sont les termes de la diagonale de la matrice ci-dessus. On applique un effort de 1000 kN longitudinal (respectivement transversal) en tête:



Dans ce cas de figure, on obtient un écart de l'ordre de 13% sur le déplacement longitudinal (respectivement 17% sur le déplacement transversal) - la souplesse de la pile intervient mais elle est identique dans les deux cas. Il appartient à l'ingénieur de juger de l'incidence de cette simplification éventuelle.

Une des sujets qui doit être traité dans la note d'hypothèse générales est relative aux simplifications que l'on va accepter ou non pour le calcul d'ISS. Elle sont liées à la prise en compte, d'une part, des modules à court et long terme du sol (ratio de 2 sur K) et du béton constitutif de la structure (ratio de 3 sur E) et, d'autre part, aux lois de comportements introduites pour le sol (linéaires, à plusieurs pentes, avec un palier de plastification possible). Suivant le logiciel utilisé, vouloir intégrer tous ces facteurs peut s'avérer très complexe, conduire à monter plusieurs modèles différenciés et à effectuer certaines vérifications manuellement (remplacement de ressorts plastifiés par un effort équivalent, par exemple). Effectuer un calcul en fourchette peut s'avérer intéressant dans certains cas, en distinguant les vérifications de résistance de celles de déformations.

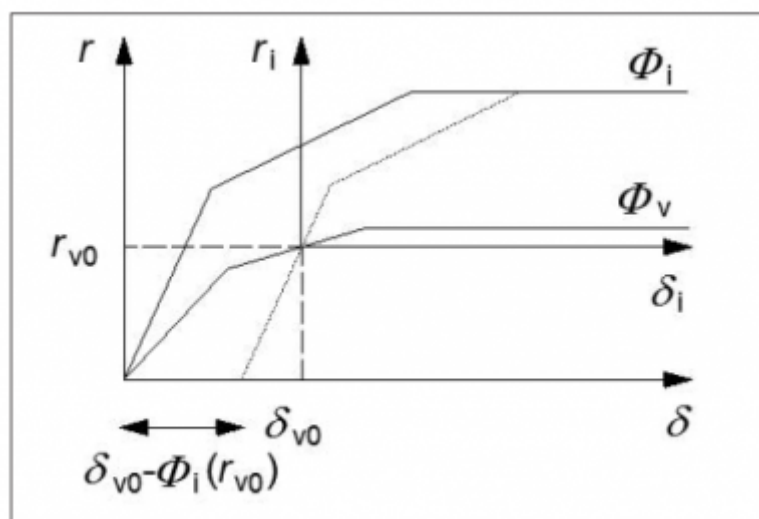


Illustration de la complexité de la loi de comportement des ressorts de sol

C.5.3 Modélisation des appareils d'appui



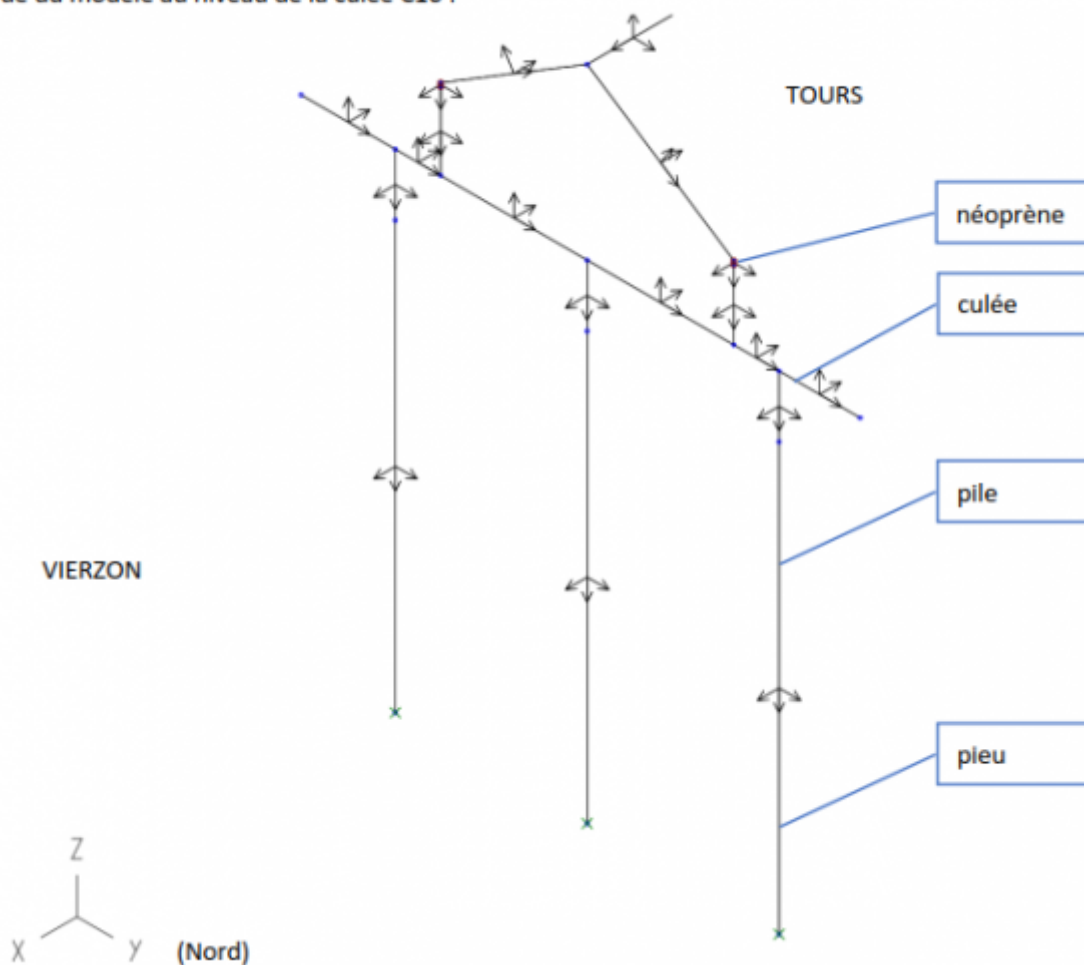
Les appareils d'appui d'une structure peuvent être modélisés de deux manières :

- soit sous forme d'un appui, avec les degrés de liberté et paramètres de souplesse de l'appareil. Dans ce cas on récupère des réactions d'appui ;
- soit sous forme d'un élément barre avec plusieurs possibilités de modélisation (décrites ci-après).

Dans tous les cas, **les appareils d'appui doivent être placés à la position réelle** (excentrement transversal et vertical) sous peine de grosses erreurs.

Il est à noter que le comportement des appareils d'appui peut être une source de non-linéarité (appareils d'appui glissants, par exemple) et nécessiter *de facto* un calcul non-linéaire.

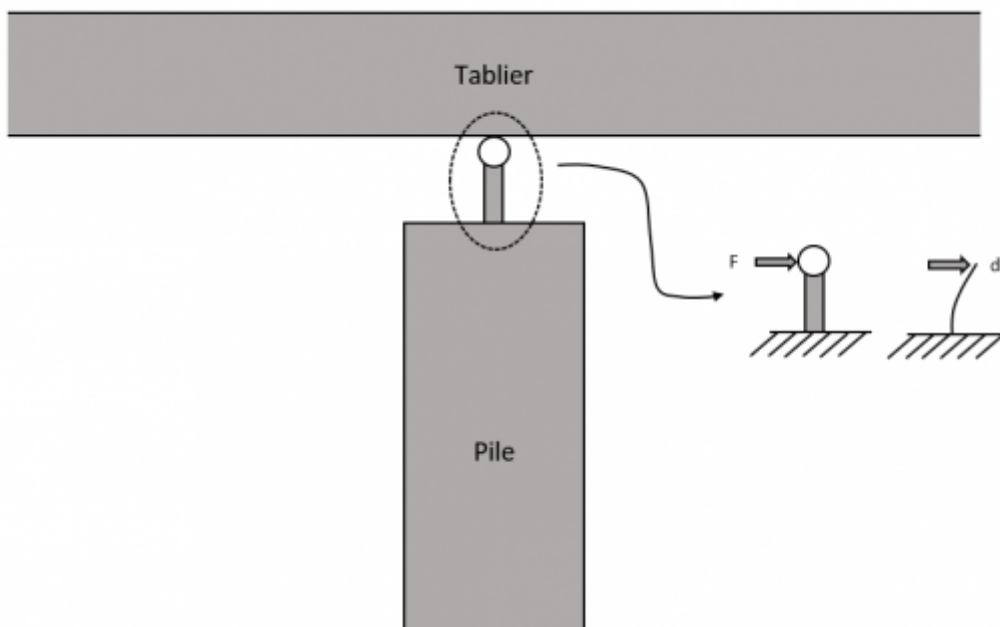
Vue du modèle au niveau de la culée C16 :



Exemple d'une modélisation d'une pile de pont incluant les appareils d'appui en élastomère fretté.

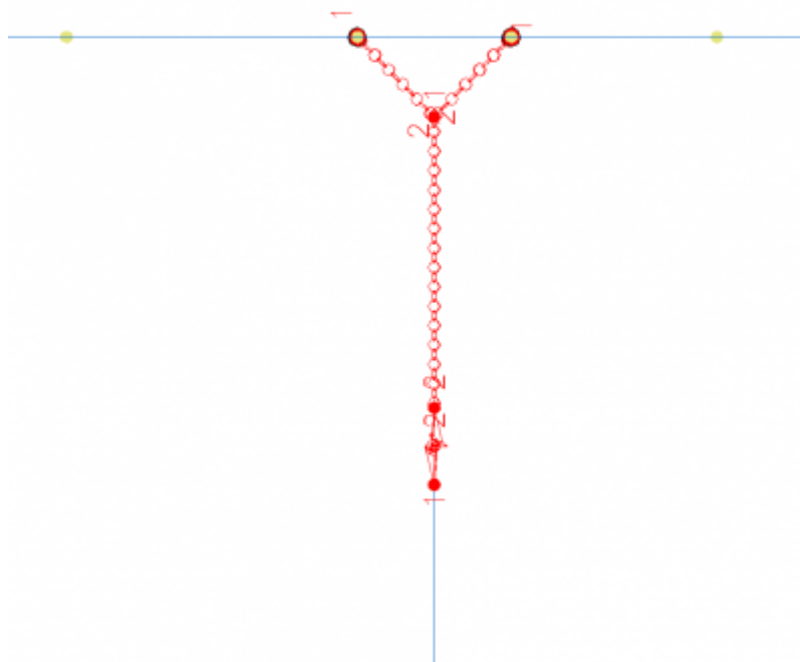
Si on recourt à des éléments barres, il y a plusieurs choix possibles :

- certains logiciels proposent des éléments de type pièces de liaison qui reproduisent les caractéristiques des appareils d'appui (il ne s'agit donc pas à proprement parler d'une barre) ;
- on peut également utiliser des éléments "ressorts" entre deux barres, si le logiciel le permet ;
- on peut définir une « poutre de cisaillement », c'est-à-dire une barre très rigide en flexion mais ayant une déformabilité calibrée à l'effort tranchant. Il faut forcément que le logiciel prenne en compte la déformation d'effort tranchant (option non activée par défaut dans certains logiciels). On définira alors, pour cette barre, une section non pesante, une inertie et une section droite fortes, et bien sûr une section réduite à l'effort tranchant permettant de retrouver une équivalence de l'appareil d'appui (pour la barre $GS/h \Leftrightarrow G'S'/T$ pour l'appareil d'appui) ;
- on peut enfin utiliser une barre classique, fonctionnant en flexion, encastree en pied et libre en tête. On définira alors, pour cette barre, une section non pesante, une section réduite à l'effort tranchant forte et une inertie calibrée pour avoir une déformation globale équivalente à celle de l'appareil (pour la barre $3EI/h^3 \Leftrightarrow G'S'/T$ pour l'appareil d'appui).



Quelle que soit la méthode, il faut que **l'élément ait un comportement global équivalent aux caractéristiques des appareils d'appui**, telles que définies par les normes des appareils d'appuis (série NF EN 1337) et **il ne doit pas introduire de moment ni dans le tablier, ni dans la pile (autre que celui lié à l'épaisseur de l'appareil)**.

L'illustration ci-dessous montre des extensions rigides permettant de modéliser une tête de pile supportant deux travées isostatiques, simplement reliées par une dalle.



Détail de modélisation d'une pile supportant deux travées isostatiques

A suivre : C.6 Connections – liaisons – assemblage

Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !

[Retour vers l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c5>

Last update: **2020/06/27 22:11**



C.6 Connexions - liaisons - assemblage

C.6.1 Relâchement des barres / ressorts / degrés de liberté

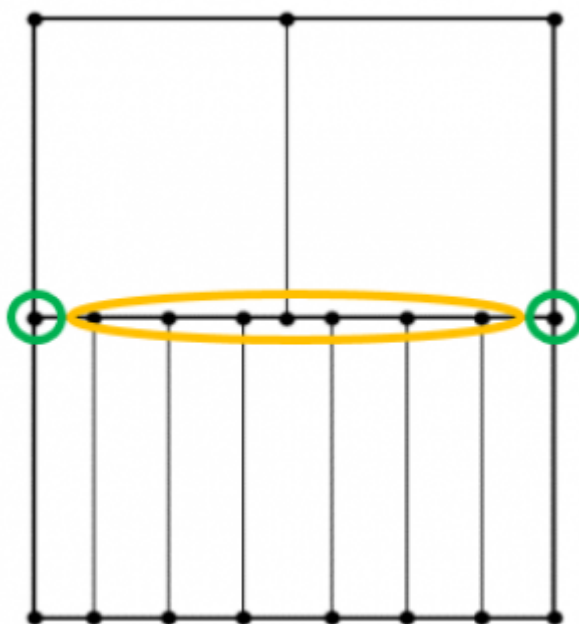
Dans tous les modèles, la connexion par défaut entre deux éléments poutre est un encastrement parfait. Il faut pourtant pouvoir libérer des degrés de liberté sur certains nœuds de connexion entre éléments (poutre-poteau, plaque de glissement). Chaque logiciel a des fonctionnalités différentes sur ce point.

Il est important de s'appuyer sur la notice du logiciel et surtout de vérifier, avec des cas de charge simples et avec les déformées statiques ou modales, que le comportement de la connexion est conforme à ce que l'on recherche.

On veillera à garder la stabilité de chaque nœud, en évitant de libérer en rotation ou en déplacement toutes les barres arrivant sur un nœud.

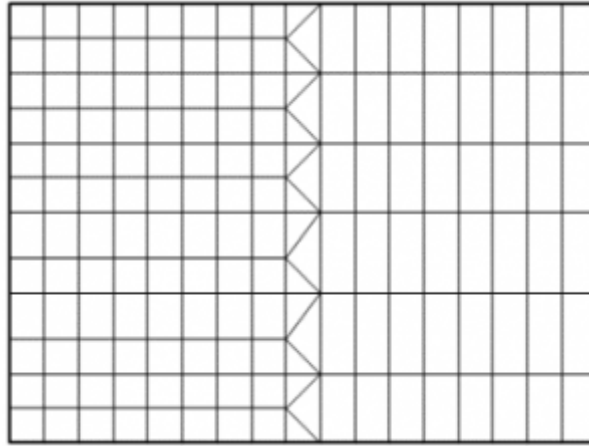
C.6.2 Continuité de maillage

Il arrive qu'au niveau de la ligne ou de la surface de raccord, le nombre d'éléments ne soit pas le même de part et d'autre de la ligne (ou de la surface). Le risque est alors que seuls les nœuds communs (en vert) soient pris en compte comme connexion. (figure ci-dessous).



Mauvais raccord d'éléments finis de même type et ddl

Plus communément, on peut aussi créer une zone de transition en utilisant des éléments ayant les mêmes ddl par nœud mais de forme géométrique adaptée (figure ci-dessous).



Maillage de la zone de transition

C.6.3 Connexion d'éléments de différentes natures

Le fait d'utiliser dans un même modèle des éléments de nature différente introduit de la complexité et il convient toujours de s'interroger sur l'utilité réelle de mélanger les éléments. La complexité est localisée au droit des liaisons entre des éléments de différentes natures. Ces liaisons peuvent être une liaison poutre/coque, une liaison coque/volume ou une liaison poutre/volume.

On veillera particulièrement à la liaison éventuelle de types d'éléments structuraux différents : élément à 6 degrés de liberté (UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ) / élément à 3 degrés de liberté (UX, UY, UZ). Ce type de liaison peut occasionner l'apparition d'instabilités ou de rotules non attendues.

Un certain nombre de logiciels compensent ces difficultés avec des éléments spécifiques capables de traiter ces liaisons et les problèmes de degré de liberté. Il convient de s'en assurer et de vérifier la pertinence du comportement local du modèle.

C.6.4 Connexion entre une barre et une plaque

Trois cas se présentent :

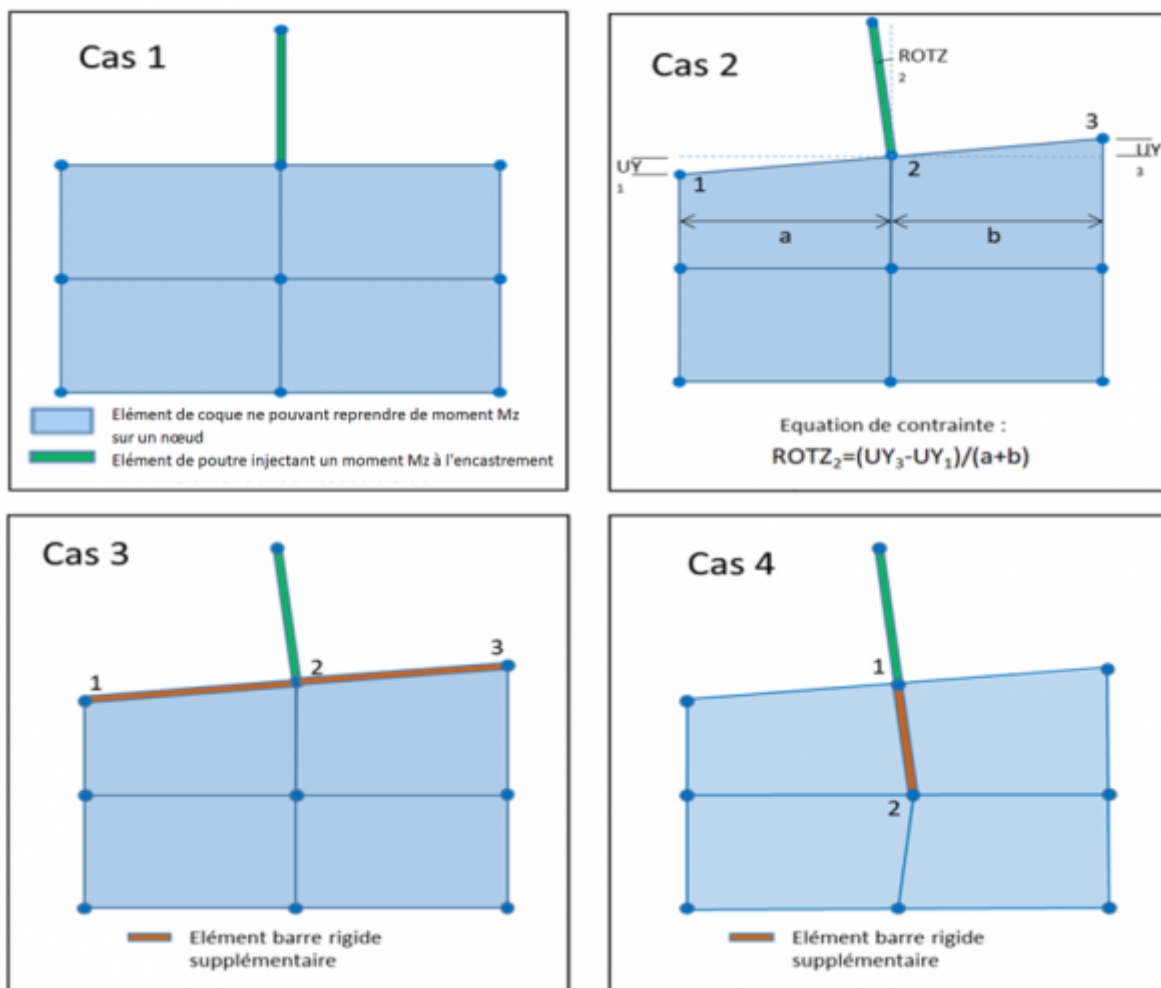
- soit les éléments poutre et plaque sont dans le même plan ;
- soit la poutre constitue une nervure de la plaque ;
- soit la poutre et la plaque sont perpendiculaires.

C.6.4.1 Barre et plaque coplanaires

Ainsi pour un élément barre relié à deux éléments de plaques, il convient que le transfert des moments soit assuré par l'intermédiaire d'éléments supplémentaires, ou par l'introduction d'équations de contraintes liant les degrés de liberté.

Dans les illustrations ci-dessous, dans le cas 1, il risque de ne pas y avoir un transfert correct de moment et rien n'oblige la barre à rester perpendiculaire à la plaque (intrinsèquement les nœuds des coques ne peuvent pas bloquer de moment d'axe perpendiculaire au plan des EF). Le cas 2 consiste à imposer une équation qui lie les déplacements du bord de la plaque avec la barre. C'est une méthode fiable mais qui n'est pas proposée par tous les logiciels. Les cas 3 et 4 consistent à ajouter des barres

rigides pour reproduire l'asservissement en déplacement. Il faut notamment prêter attention à la définition de la rigidité de ces barres qui peut être source d'instabilité du logiciel.



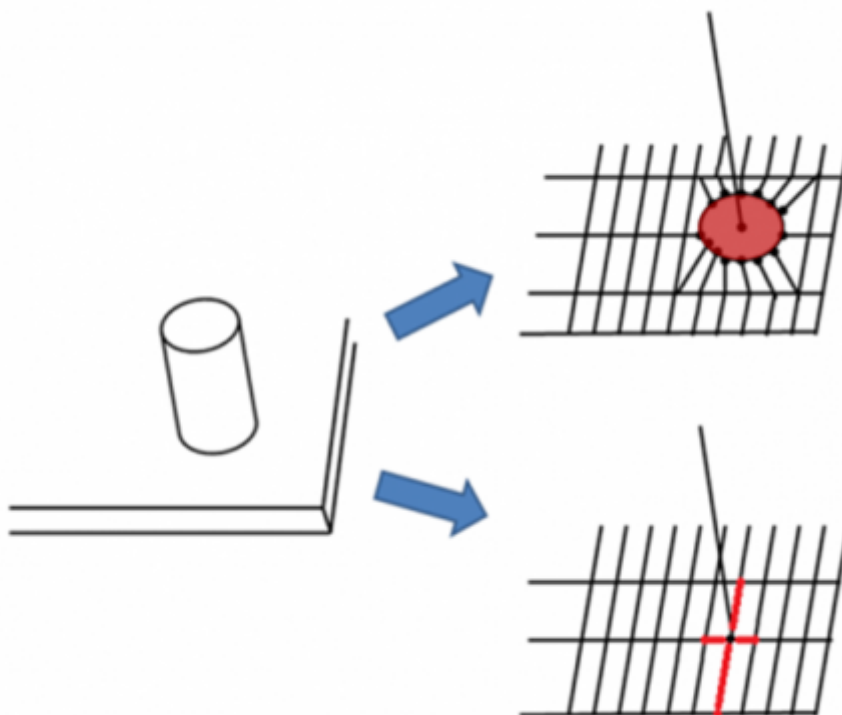
Liaison d'éléments de nature différente - Transfert de moment

C.6.4.2 Connexion entre une barre et une plaque hors plan

Le cas où la poutre joue le rôle d'un raidisseur associé à la plaque comme pour les dalles nervurées est traité de manière détaillée en [C.8 Sections composées \(poutres/dalles\)](#).

C.6.4.3 Connexion d'une barre perpendiculaire à une plaque

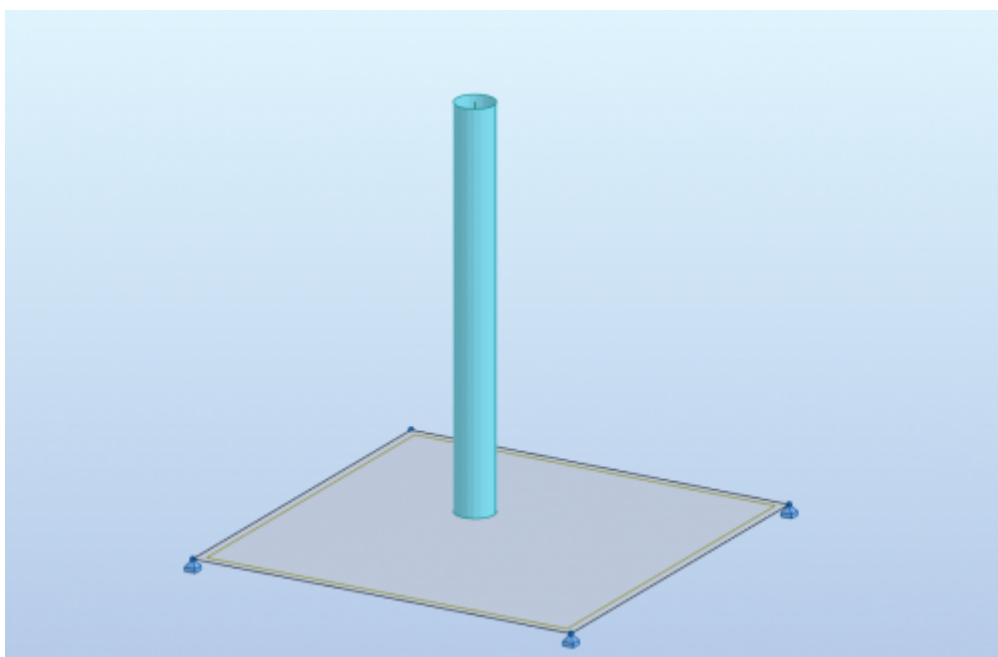
Le dernier cas est celui de la connexion poteau-plaque. La grosse difficulté, en plus de la transmission de la flexion de la barre à la plaque, est la transmission de la torsion de la barre à la plaque. Par défaut, la plaque n'ayant pas de d_{II} de rotation autour de l'axe perpendiculaire à son plan, elle ne peut pas reprendre de moment de torsion amené par le poteau. Il faut donc retrouver les bonnes conditions de liaison cinématique. Pour assurer la reprise des efforts de flexion et de torsion de la barre par la plaque, il est nécessaire de disposer des liaisons rigides à la jonction (en rouge sur les schémas ci-dessous)



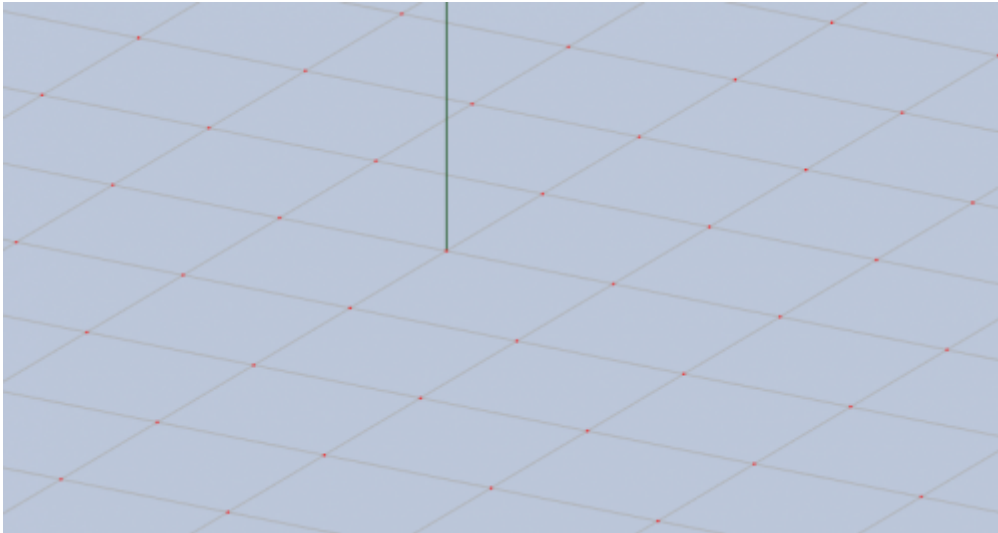
Modélisation du raccord barre-plaque (tablier supporté par un poteau, vu par le dessous)

Exemple du poteau (élément filaire) encastré dans une plaque et soumis à de la torsion.

Illustration de la prise en compte du nombre de degrés de liberté différents entre éléments de nature différente.

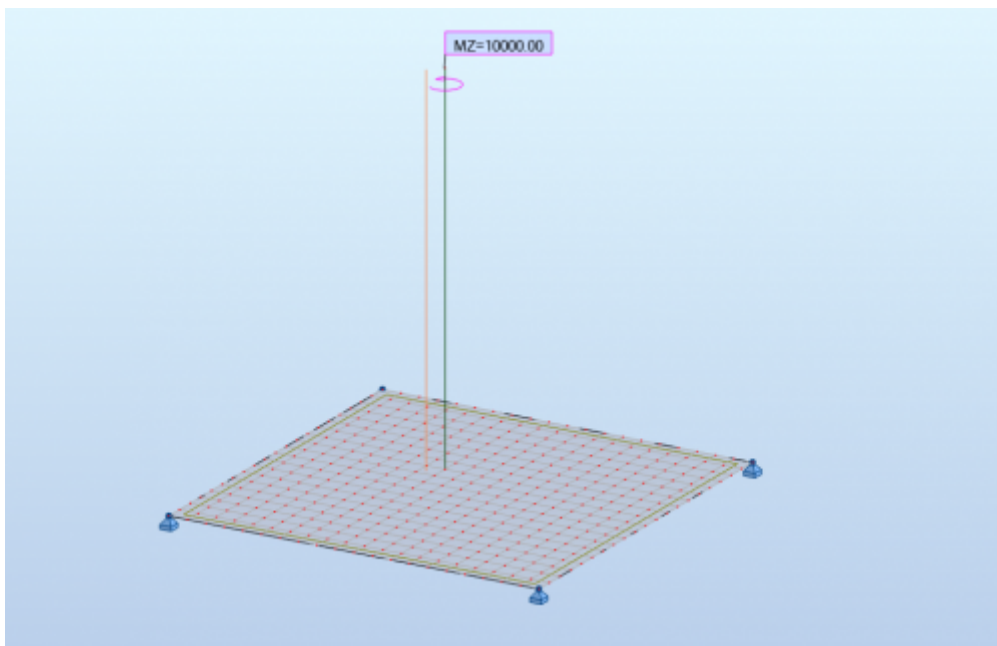


On modélise une plaque de 20 cm d'épaisseur en béton sur laquelle est « encastré » un poteau en béton de 1 m de diamètre, en reliant simplement l'about inférieur du poteau à un nœud de la plaque :



Les translations horizontales sont bloquées aux coins de la plaque de manière à bloquer cette torsion. Le couple introduit vaut 10 MN.m.

Résultats :



Le calcul informatique converge, malheureusement, mais ... plusieurs points peuvent et doivent attirer l'attention du modélisateur dans les résultats :

- la valeur de la rotation, à la fois en tête et en pied de poteaux (54.2 radians!) ;

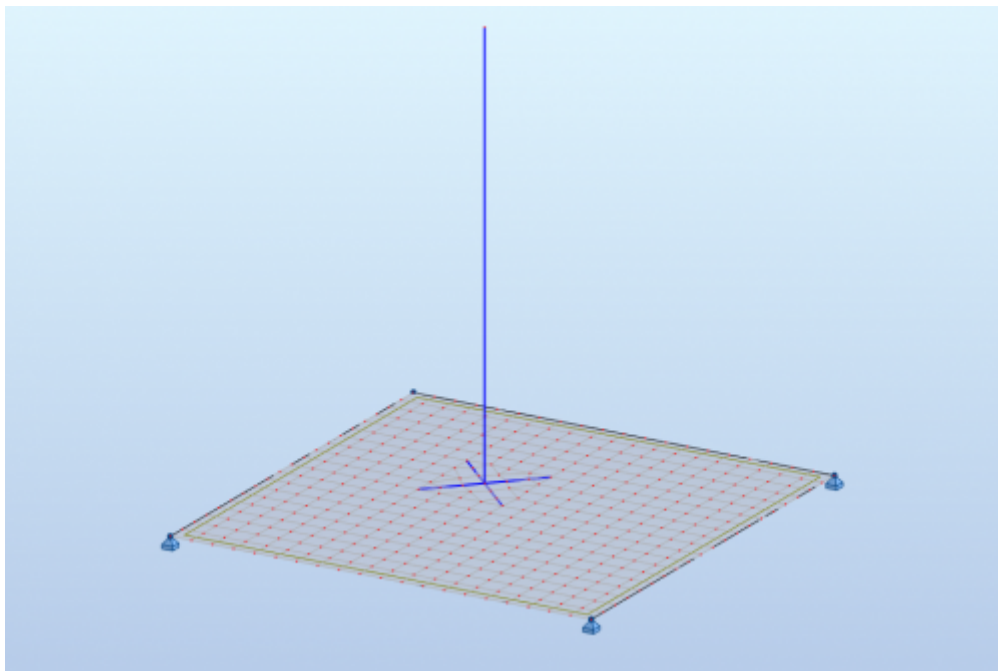
Noeud/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
1/ 1	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0	54.182
2/ 1	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0	54.106

- la présence de moments Mz dans les angles alors que les appuis sont relâchés en Rz ;
- la somme des réactions n'est pas nulle ;

- enfin, la valeur des réactions Fx et Fy paraît faible (ordre de grandeur à trouver 10000 kN.m/7 m (bras de levier)/4 points= 360 kN).

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
395/ 1	17.94	17.94	0.0	0.0	0.0	-6.25
418/ 1	22.93	22.93	0.0	0.0	0.0	-6.25
444/ 1	-22.93	-17.94	0.0	0.0	0.0	-6.25
447/ 1	-17.94	-22.93	0.0	0.0	0.0	-6.25
Cas 1						
PERM1						
Somme totale	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	-25.00
Somme réactions	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.00
Somme efforts	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10000.00
Vérification	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	10000.00
Précision	2.50489e-03	2.16742e+20				

Il suffit de créer un encastrement à l'aide de barres (fictives) en pied de poteau, dans la dalle ...



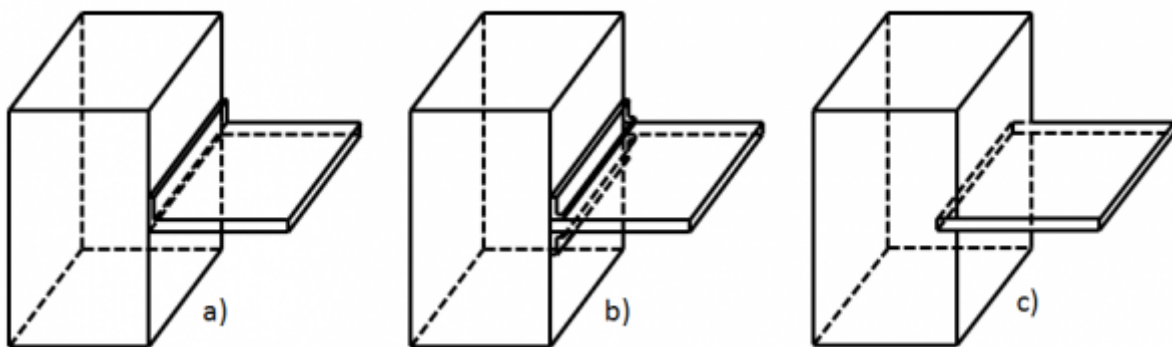
... pour obtenir des résultats globaux justes. (Les efforts locaux en pied de poteau sont bien sûr perturbés par ces barres fictives).

Noeud/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
1/ 1	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.077
2/ 1	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.001

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
395/ 1	-227.67	-227.64	0.0	0.0	0.0	0.00
418/ 1	286.54	286.49	0.0	0.0	0.0	0.00
444/ 1	213.46	-272.35	0.0	0.0	0.0	0.00
447/ 1	-272.33	213.50	0.0	0.0	0.0	0.00
Cas 1	PERM1					
Somme totale	-0.00	-0.00	0.0	0.0	0.0	0.00
Somme réactions	-0.00	-0.00	0.0	0.0	0.0	-9999.97
Somme efforts	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10000.00
Vérification	-0.00	-0.00	0.0	0.0	0.0	0.03
Précision	3.69628e-08	6.91789e-12				

C.6.5 Connexions plaque/volume et poutre/volume

Dans le cas d'un raccord Plaque-Volume, il est nécessaire de mettre en place une liaison permettant d'équilibrer le moment d'encastrement. Comme en C.6.4, on peut soit créer une plaque de liaison à la surface du volume (d'un seul côté ou des 2 côtés), soit prolonger la coque à l'intérieur du volume.



Modélisation du raccord Coque-Volume

On applique le même raisonnement dans le cas d'un raccord Poutre-Volume.

C.6.6 Valeurs de rigidité / écarts de rigidité / « infiniment rigide »

De nombreux logiciels proposent un élément « barre rigide » ou « liaison rigide ».

Cet élément est tantôt un asservissement cinématique (relation mathématique) entre deux éléments et tantôt une barre fictive dont la rigidité est très grande.

Or la présence, dans la matrice globale du système, d'éléments avec de grands écarts de rigidité peut poser des problèmes de convergence. Voir l'exemple final sur le calcul matriciel présenté au [paragraphe A.1](#).

Ces instabilités ou erreurs numériques n'apparaissent pas forcément avec un message d'erreur.

Dans la plupart des cas, il est conseillé d'utiliser des éléments dont on définit soi-même la raideur et

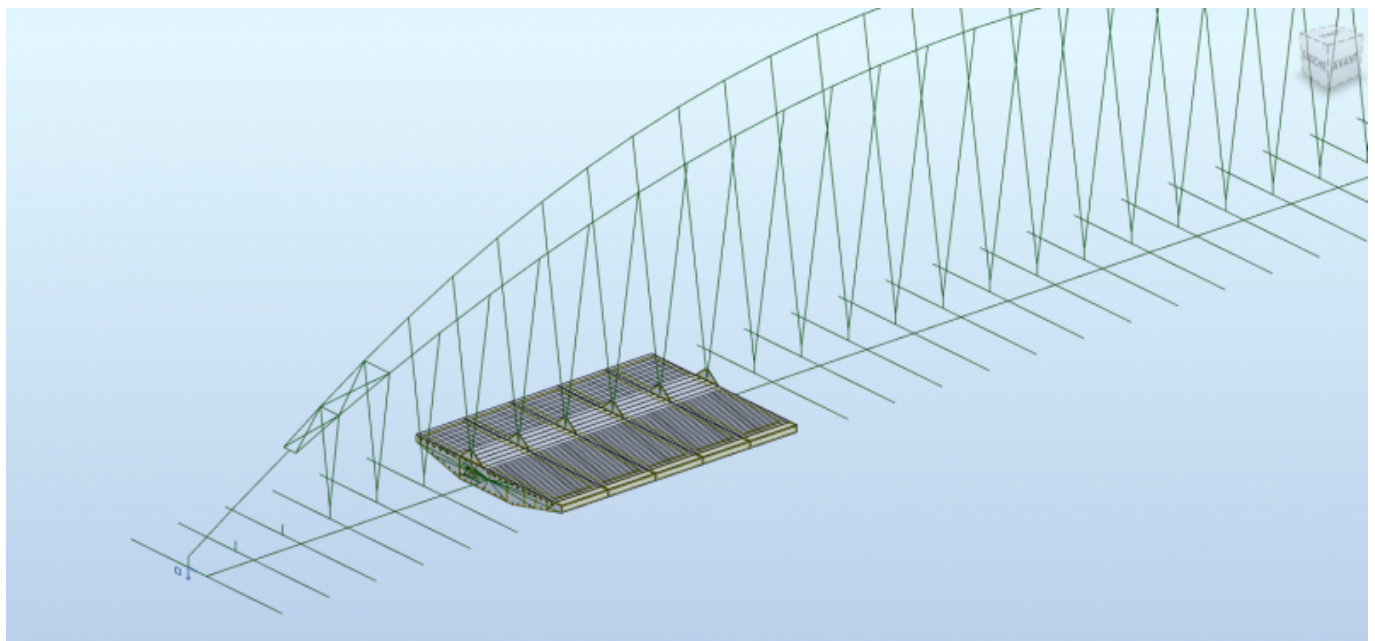
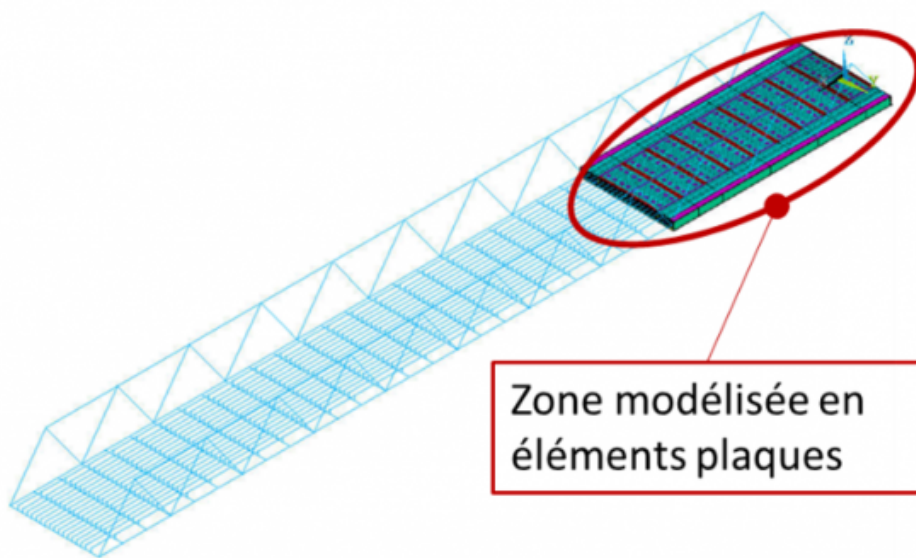
de tester l'influence de cette raideur sur le comportement global.

C.6.7 Liaisons d'éléments de natures différentes : Zoom structurel - Exemples

- **Insertion d'éléments finis de type plaques dans un modèle global**

Pour appréhender le comportement spécifique d'une zone particulière d'un ouvrage modélisé à l'aide d'éléments filaires, et pour ne pas avoir à gérer un modèle trop lourd, on peut être amené à y insérer des éléments plaques, en lieu et place des éléments filaires initiaux. La liaison entre ces deux parties de nature différente se fait via des liaisons ou barres rigides en "toiles d'araignées".

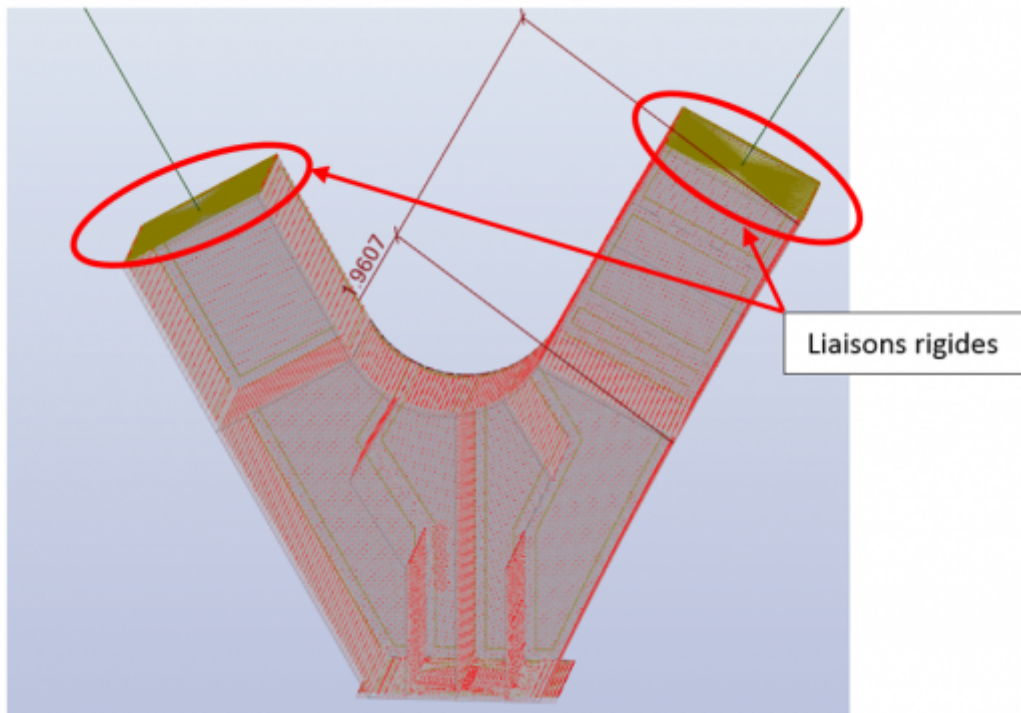
Exemples de liaisons d'un modèle filaire global avec des parties modélisées en plaques :



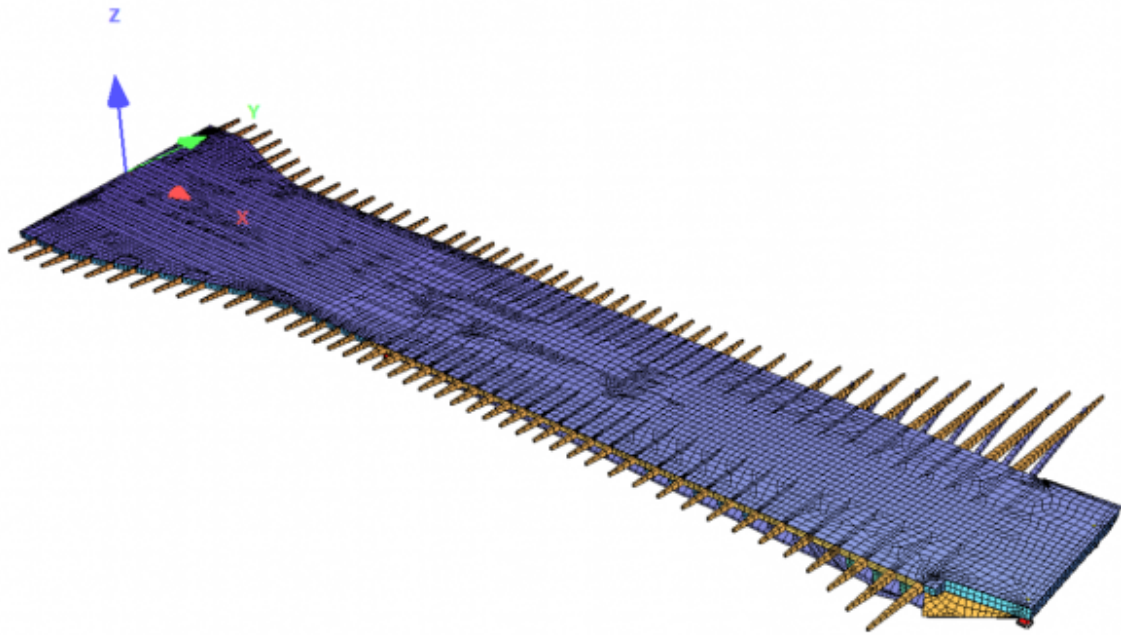
- **Zoom structurel**

On peut aussi souhaiter modéliser uniquement une partie de l'ouvrage en éléments plaques et venir placer aux frontières de cette partie les **déplacements** ou **les efforts** aux nœuds issus du modèle global filaire (principe du zoom structurel). Ces déplacements ou ces efforts sont alors transmis aux éléments de plaques par l'intermédiaire de liaisons rigides constituées d'éléments de type poutres. Ces zones de liaisons entre poutres et plaques doivent être modélisées suffisamment loin de la zone à étudier pour s'assurer que les efforts introduits par les liaisons rigides soient diffusés correctement jusqu'à la zone d'étude.

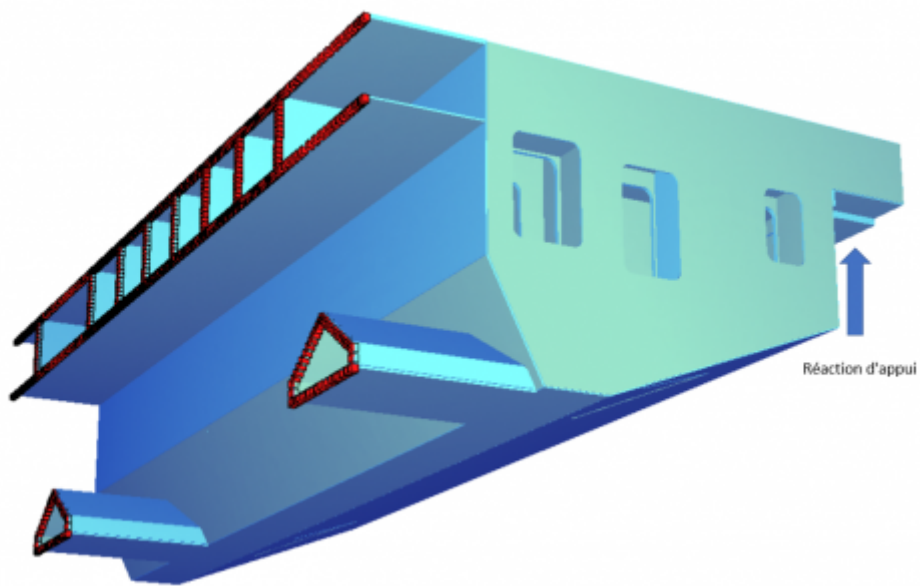
Par exemple, dans le cadre de l'analyse d'une zone de raccordement de deux PRS (Poutres Reconstituées Soudées), la zone a été modélisée en éléments plaques et coques (voir figure ci-après). Aux extrémités des PRS modélisés sur une certaine longueur, on introduit des torseurs par l'intermédiaire de liaisons rigides, la structure étant appuyée au niveau de la platine inférieure. La vue ci-après montre que ces liaisons rigides sont situées suffisamment loin (à près de 2 m) de la zone à étudier. Il est à noter que la platine est suffisamment rigide pour ne pas avoir à créer de liaisons rigides.



L'exemple ci-après représente la structure singulière du caisson d'about d'un ouvrage d'art relativement large. Les deux réactions d'appuis sont introduites (à droite) sous ce caisson qui est réputé parfaitement encasté dans le tablier (à gauche). Elles sont issues d'un modèle filaire/plaques global. Le poids propre et les charges sur le caisson en lui-même sont modélisées, le cas échéant. Cette approche simplifie l'introduction des données, puisqu'elle ne nécessite que quelques réactions d'appui plutôt que des torseurs complexes à obtenir à la coupure avec le tablier de par la nature du modèle global.



Modèle global avec modélisation simplifiée du caisson d'about.



Modèle local détaillé du caisson d'about

[A suivre : C.7 Excentrements](#)

[Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !](#)

[Retour à l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c6>

Last update: **2020/06/30 20:10**



C.7 Excentrements

La plupart des logiciels aux éléments finis proposent des options permettant de définir une poutre sur une fibre autre que sa fibre neutre.

Cette option est très utile, notamment :

- pour créer facilement des liaisons entre éléments de hauteurs (ou d'épaisseurs) différentes ou variables, mais qui ont une face alignée (voir ci-dessous);
- pour définir la géométrie d'un tablier de hauteur variable (il est plus simple d'introduire une géométrie d'extrados figée et de gérer par ailleurs un décalage vertical extrados/CDG susceptible de varier, lui, pendant la conception) ;
- pour l'application des charges sur une face (par exemple sur l'extrados d'un pont, pour la création de "routes" de chargement).

Il convient par contre de définir le décalage entre cette fibre de définition et la fibre neutre, ce décalage étant **l'excentrement** qui peut varier le long de la barre.

En cas de doute sur le fonctionnement de cette option, on pourra vérifier le bon fonctionnement avec un autre modèle où chaque poutre est définie à sa fibre neutre en créant soi-même l'excentrement avec des liaisons rigides.

Le sujet des excentrements est partiellement illustré dans le document [Exemple de précontrainte et excentrement](#).

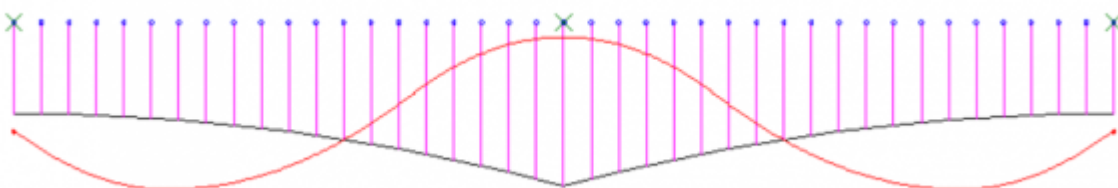


Illustration de l'excentrement d'une série de barres par rapport à un extrados horizontal

[A suivre : C.8 Sections composées](#)

[Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !](#)

[Retour à l'accueil](#)

From:
<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:
<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c7>

Last update: **2020/07/02 16:30**



C.8 Sections composées (poutres/dalles)

Les sections composées sont constituées par l'assemblage, rigide ou élastique, d'éléments de nature différente (bois, acier, béton, ...) et/ou à des dates différentes.

Nous étudions ici les cas les plus courants rencontrés dans les modélisations :

- planchers de bâtiments (dalles+poutres) ;
- poutres d'ouvrages d'art (type PRAD) ;
- poutres de ponts mixtes acier/béton ;
- planchers mixtes de bâtiment (profilés métal + dalle BA).

Ces éléments complexifient le calcul avec des approches très différentes selon le cas étudié.

C.8.1 Poutre plancher de bâtiments

Ce chapitre concerne les planchers de bâtiments calculés à partir d'une modélisation globale du bâtiment.

C.8.1.1 Principe du calcul

La difficulté sur ce type d'analyse est de concilier les calculs aux éléments finis avec les règlements de calcul du béton armé.

En effet, les règlements de béton armé (BAEL et EC2-1-1 §5.3.2.1) sont fondés sur des règles précises sur les largeurs participantes, sur le décalage des courbes de moment (qui correspondent à la formation des bielles) et sur le diagramme de déformations des sections (cohérences entre les déformations de la dalle et de la poutre).

Or les modèles éléments finis sont fondés sur la RdM et pas sur ces règlements.

Dans tous les cas, le calcul du ferrailage doit être fait :

- en tenant compte du sens de portée de la dalle (notamment des éléments préfabriqués) ;
- en récupérant des efforts du modèle ;
- en les corrigeant pour tenir compte des largeurs participantes (les bandes non participantes pèsent mais ne portent pas) ;
- en les corrigeant pour tenir compte des excentremets additionnels non modélisés (verticaux ou horizontaux - effet $P-\Delta$) ;
- en les corrigeant du décalage des moments ;
- en refaisant un calcul réglementaire avec ces efforts post-traités.

C.8.1.2 Comment modéliser le plancher poutre/dalle

Le premier point concerne la méthode de modélisation du plancher, en effet plusieurs options se présentent :

- ne modéliser que les poutres, les charges étant directement appliquées aux poutres ;
- modéliser les poutres et les dalles sur la même fibre moyenne ;
- modéliser les poutres excentrées par rapport aux dalles.

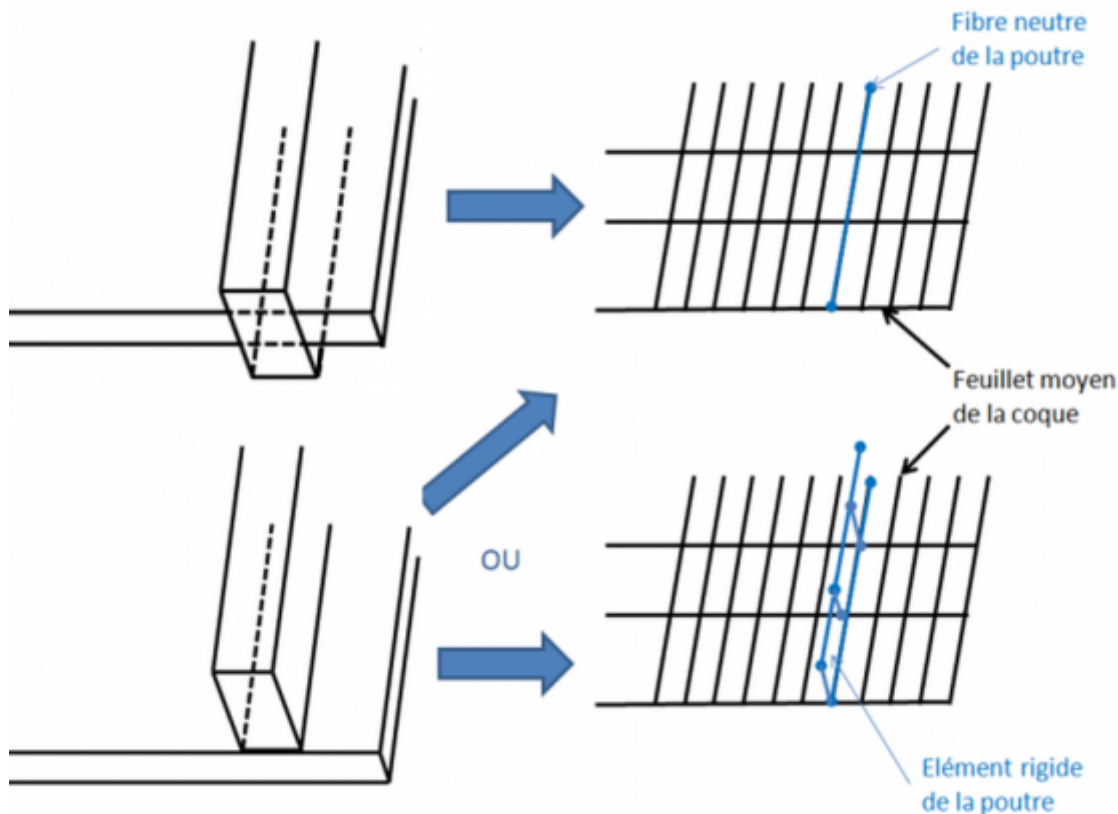
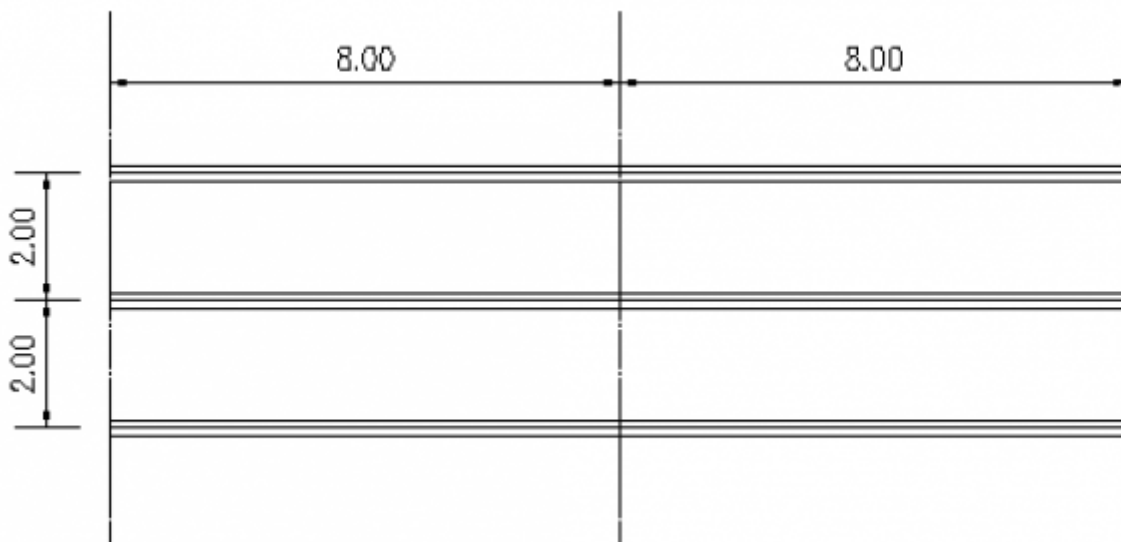


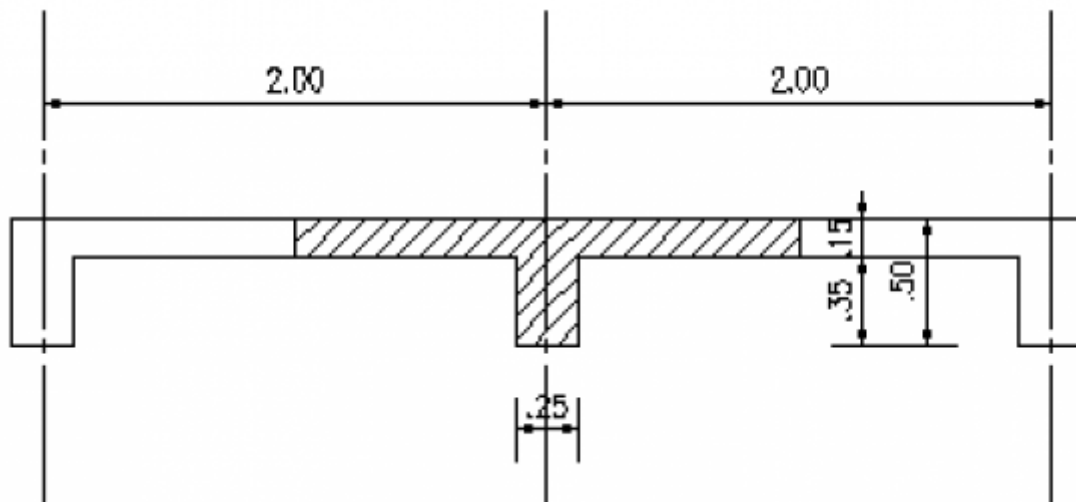
Illustration des deux dernières approches

La comparaison entre ces cas est réalisée à partir de l'exemple suivant :

Soit une structure à 2 travées de 8 m chacune, les poutres 25 cm x 50 cm ht sont espacées de 2 m, la dalle a une épaisseur de 15 cm.



Vue en plan de la dalle



Coupe transversale

On étudiera la poutre centrale :

Chargement = poids propre + charge permanente additionnelle (revêtement) de 3 kN/m^2 + surcharges de 5 kN/m^2 .

Nous étudions le cas ELU ($1.35 \text{ CP} + 1.5 \text{ Q}$).

Il y a 3 types de modélisation :

- Cas 1 : la dalle n'est pas modélisée, ce qui revient à calculer la poutre selon les méthodes usuelles du béton armé ;
- Cas 2 : la dalle est modélisée sur la même fibre moyenne que celle de la poutre ;
- Cas 3 : la dalle est modélisée excentrée par rapport à la poutre.

Etude du cas 1 : modélisation de la poutre seule - la dalle n'est pas modélisée

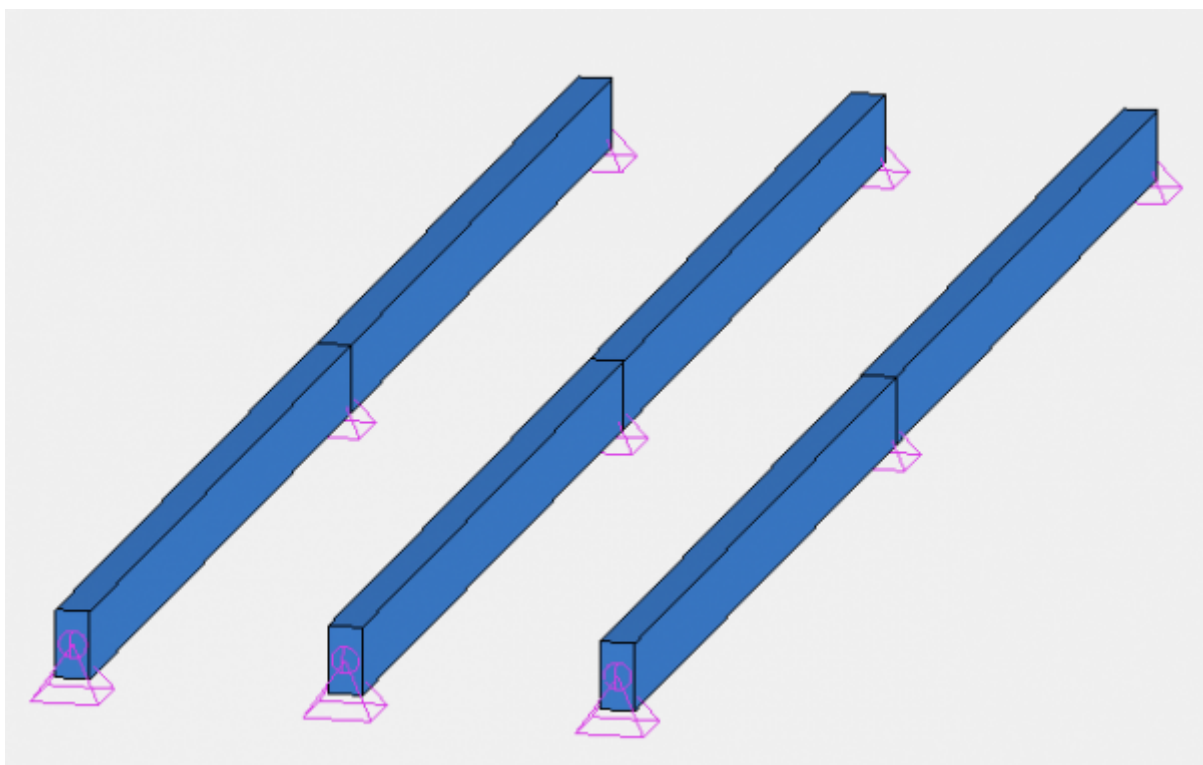
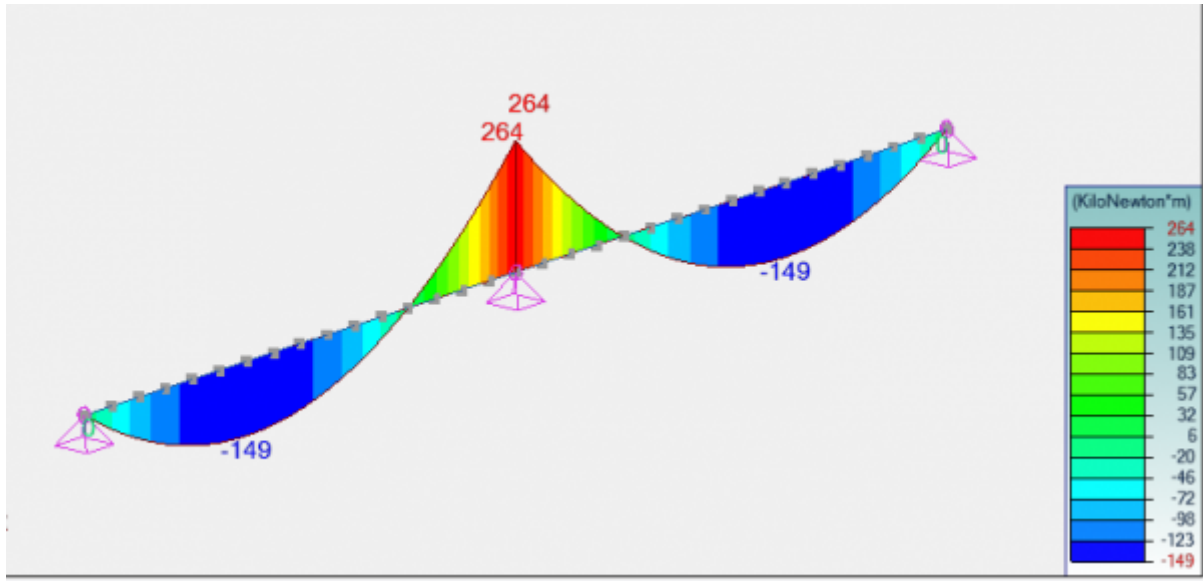


Schéma de la modélisation



Courbe des moments fléchissants (kN.m) poutre

Les moments fléchissants sont égaux à -264 kN.m sur appuis et 149 kN.m en travée ; ils sont cohérents avec les méthodes classiques de calcul, cela nécessite un ferrailage de 19 cm² sur appuis et de 10 cm² en travée

Etude du cas 2 : la dalle et la poutre sont modélisées sur la même fibre moyenne

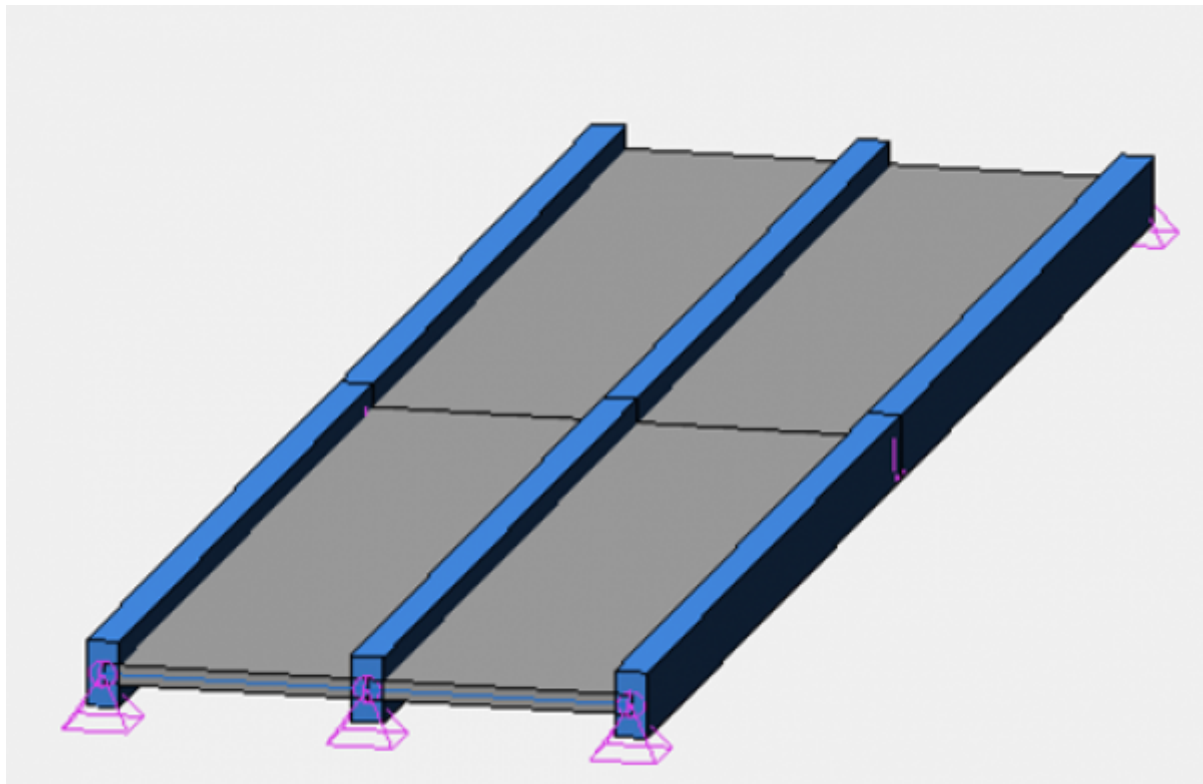
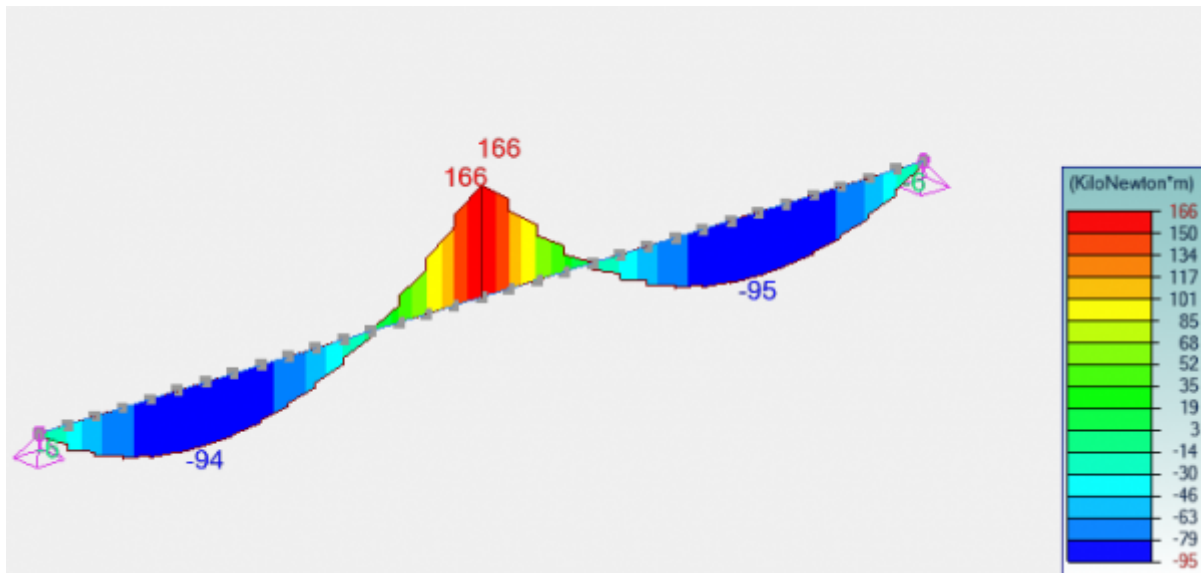
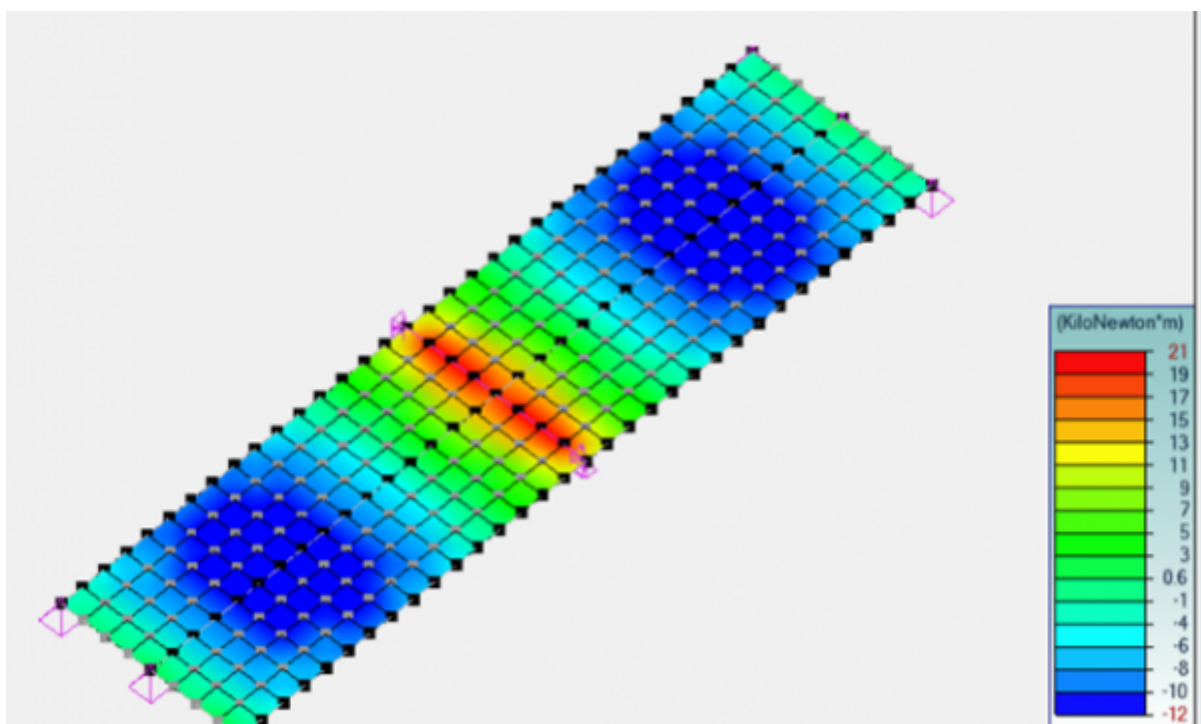


Schéma de la modélisation



Courbe des moments fléchissants (KN.m) poutre

Les moments fléchissants dans la poutre sont égaux à -166 kN.m sur appuis et 94 kN.m en travée ; ces efforts sont beaucoup plus faibles (-37% !!) que ceux calculés dans le Cas 1 : le ferrailage calculé n'est plus que de 11 cm² sur appuis et 6 cm² en travée.



Moments longitudinaux dans la dalle

Les moments fléchissants dans la dalle sont égaux à -21 kN.m/ml sur appuis et 12 kN.m/ml en travée, ce qui se traduit par un ferrailage sur appui $A_s = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $A_i = 0$ et en travée $A_s = 0$, $A_i = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Etude du cas 3 : la poutre est excentrée par rapport à la dalle

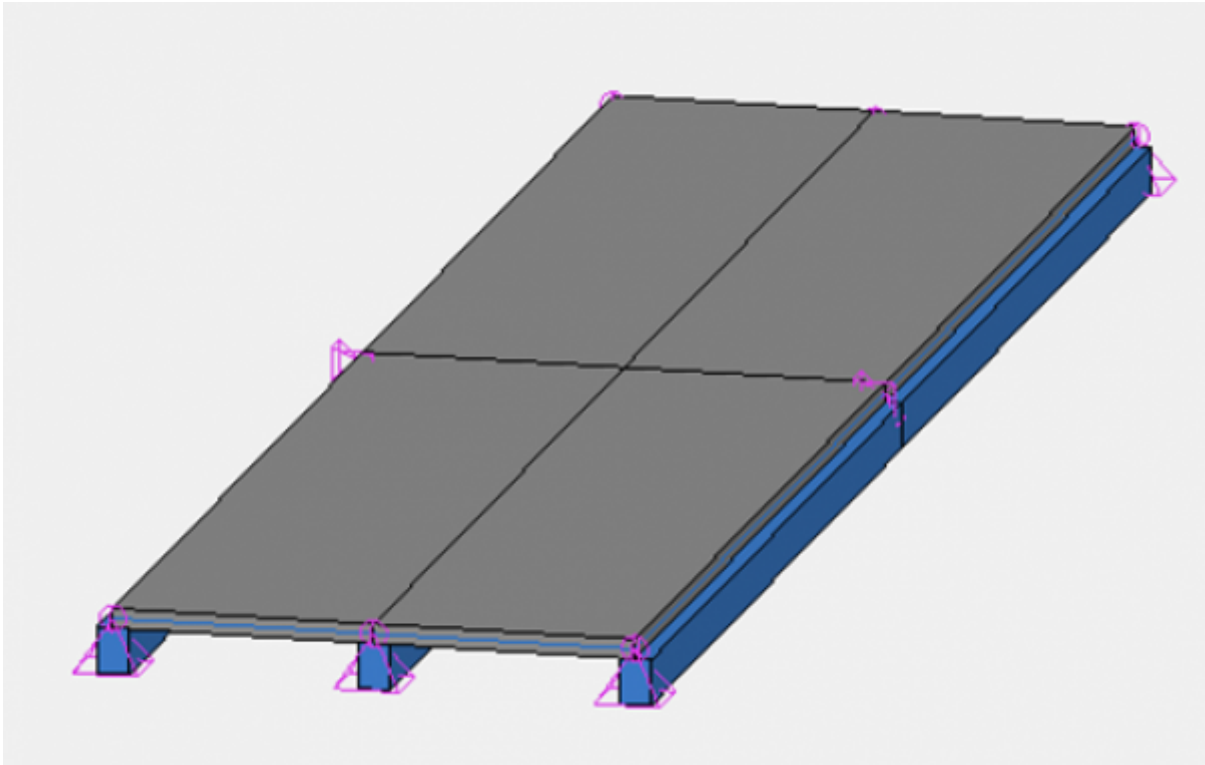
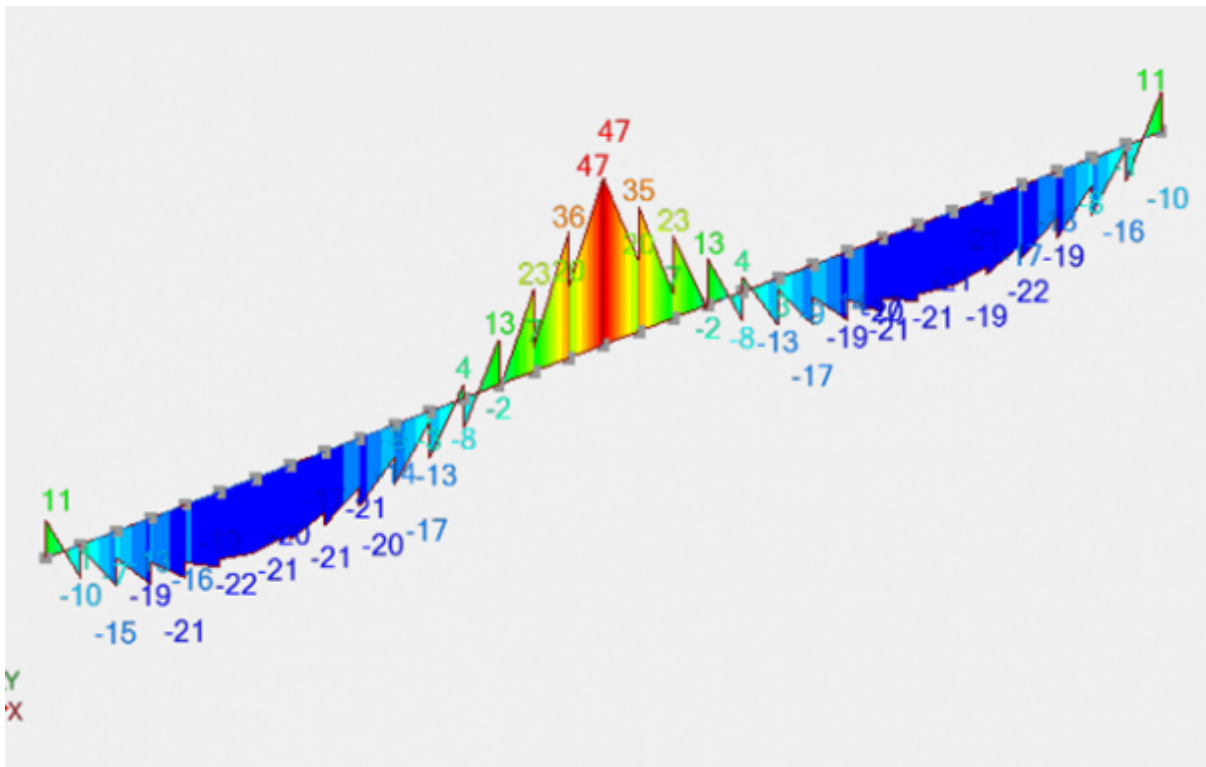
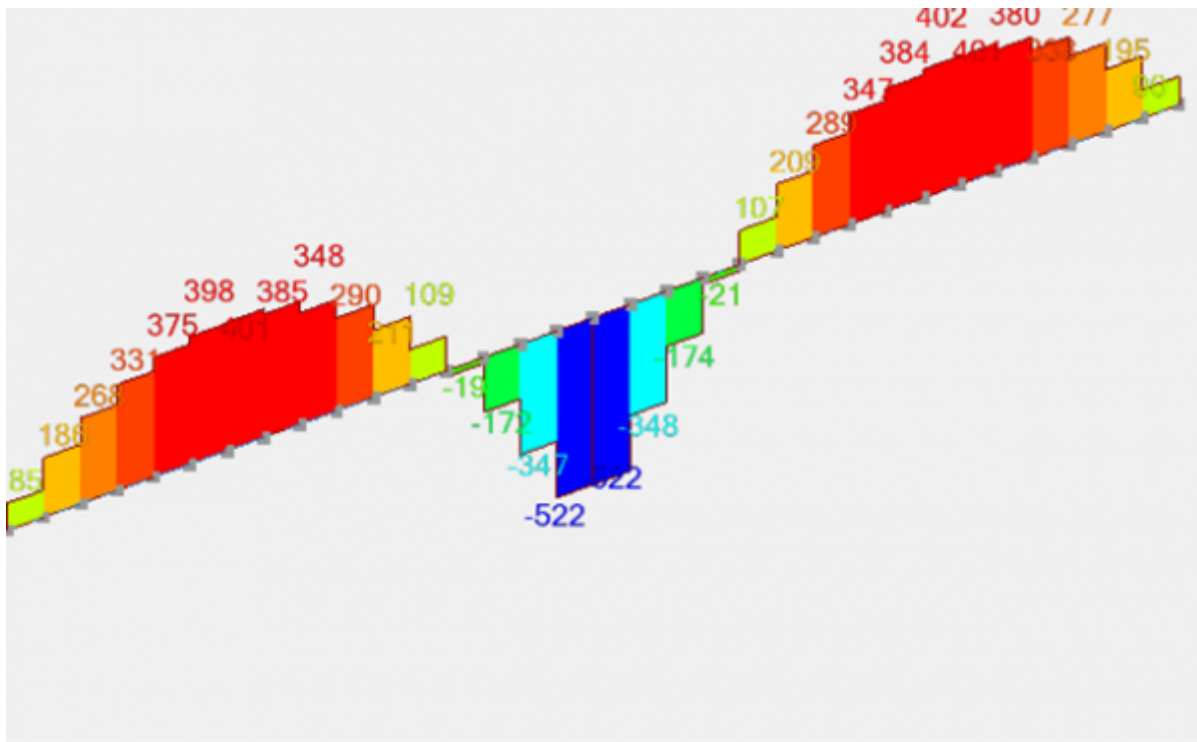


Schéma de la modélisation

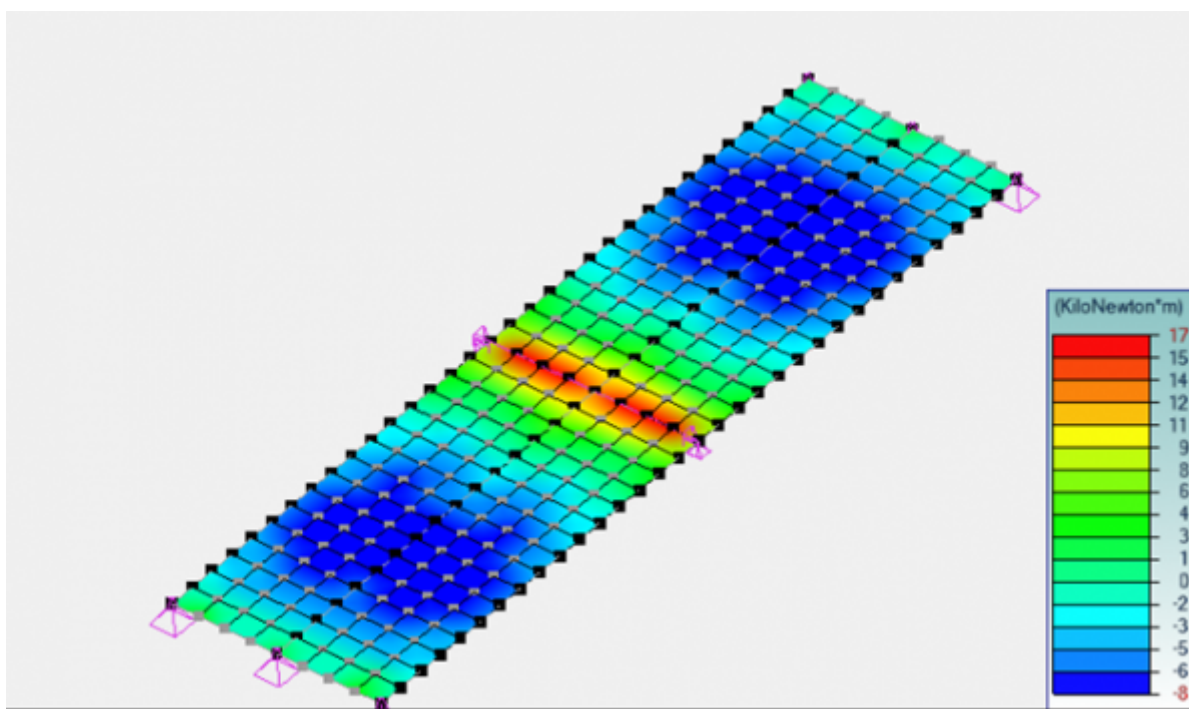


Courbe des moments fléchissants (kN.m) poutre

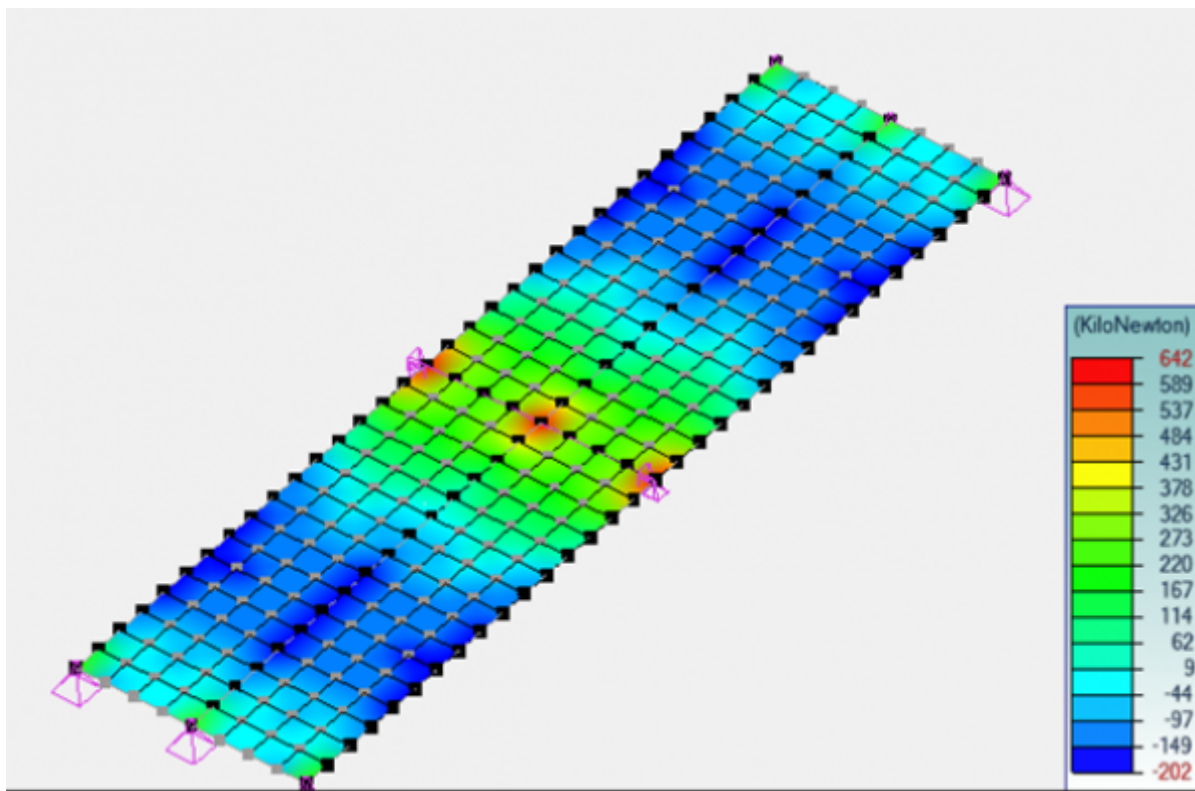


Courbe des efforts normaux (kN) dans la poutre

Les moments fléchissants dans la poutre sont égaux à -47 kN.m sur appuis et 21 kN.m en travée, mais ils sont accompagnés d'efforts normaux (traction sur appuis et compression en travée) ; le ferrailage calculé est alors de 10 cm² en nappe supérieure et 2 cm² en nappe inférieure sur appuis, tandis qu'il n'y a pas d'aciers en travée !!!



Moments longitudinaux dans la dalle



Efforts normaux longitudinaux

Les moments fléchissants dans la dalle sont égaux à -17 kN.m/ml sur appuis et 9 kN.m/ml en travée, ils sont accompagnés d'efforts normaux avec pics sur appuis.

L'analyse montre que le cas 3 avec la prise en compte des excentremets est inexploitable et incompatible avec les calculs réglementaires, car il apparaît des efforts normaux et des pics d'efforts dans la dalle. En effet, comment prendre en compte le décalage des courbes des moments en tenant compte des efforts normaux ?

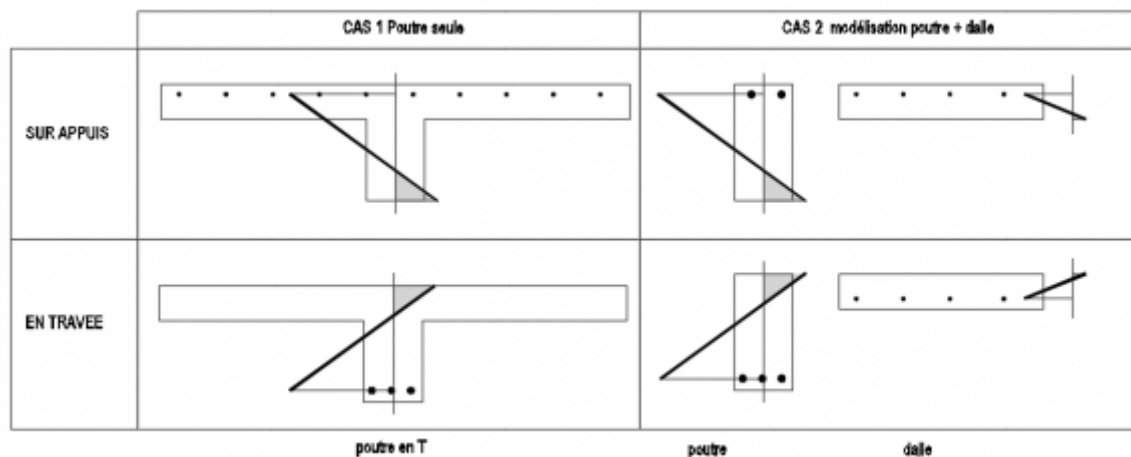
Les tableaux ci-après résument les principaux résultats.

		Appuis	Travée
CAS 1	poutre	19 cm ²	10 cm ²
	dalle	0 cm ² /ml	0 cm ² /ml
	total	19 cm²	10 cm²
CAS 2	poutre	11 cm ²	6 cm ²
	dalle	5 cm ² /ml	3 cm ² /ml
	total	20 cm²	12 cm²
CAS 3	poutre	10 cm ²	0 cm ²
	dalle	inexploitable	inexploitable
	total		

Sections d'aciers sur appuis et en travée pour les 3 méthodes de calcul

Les cas 1 et 2 donnent des sections d'aciers proches, ce qui semble valider la modélisation de la poutre et la dalle sur la même fibre moyenne, mais il ne faut pas généraliser les conclusions de cet exemple car, comme le montrent les diagrammes de déformations des sections ci-dessous, il apparaît une incohérence en travée avec des aciers tendus dans la dalle, situés au niveau de la zone

comprimée de la poutre.



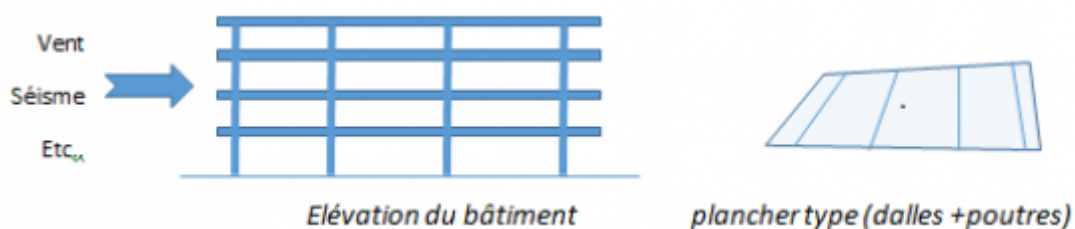
Cet exemple montre que :

- ne modéliser que les poutres seules donne de bons résultats , mais cette option est difficilement applicable dans une modélisation globale (comment transmettre les efforts horizontaux par exemple ?) ;
- modéliser un excentrement entre les poutres et les dalles permet une bonne modélisation de la raideur du plancher, mais ce n'est pas compatible avec les vérifications réglementaires (comment décaler la courbe de moments lors qu'une partie des moments apparaît sous forme d'efforts normaux dans les poutres ?) ;
- il ne faut pas calculer les ferrailages des poutres et dalles directement à partir des résultats de la modélisation générale.

C.8.1.3 Méthode générale de calcul d'un plancher poutre/dalle

Les calculs des dalles et des poutres doivent d'une part prendre en compte tous les efforts calculés dans la modélisation globale et d'autre part respecter les règles de calcul réglementaires.

Soit l'exemple d'un bâtiment soumis à des efforts horizontaux (vent, séisme, thermique, etc..) :

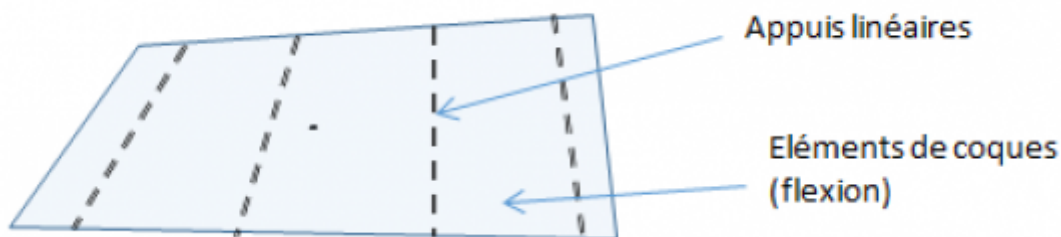


Etape 1 : Réaliser un modèle global du bâtiment. Cette modélisation globale permet de calculer les efforts dans les diaphragmes formés par les planchers, ce qui se traduit par l'apparition d'efforts de membranes (efforts normaux et cisaillements) dans les éléments horizontaux. Ce sont ces efforts que nous retiendrons pour la suite du calcul : N_{xx}, N_{yy}, N_{xy} dans les dalles et N_x dans les poutres.

Etape 2 : Réaliser un modèle local de la dalle. En effet, sauf cas très particulier, il n'est pas possible d'utiliser le modèle global d'un bâtiment pour justifier les dalles car, par exemple :

- le phasage n'est généralement pas modélisé ;
- les prédalles ne sont généralement pas modélisées ;
- le positionnement des charges dans un modèle global ne respecte pas forcément les zones d'influence des poutres et dalles à l'échelle locale ;
- du point de vue réglementaire, les poinçonnements, les redistributions d'efforts, les majorations forfaitaires des efforts, etc., ne sont pas pris en compte.

Dans le modèle local de la dalle, sa géométrie est extraite de la géométrie du modèle global. Dans un souci de simplification, les poutres sont généralement remplacées par des appuis linéaires, tandis que les dalles sont modélisées par des éléments de coques (flexion) soumises aux chargements pondéraux. C'est ce modèle plan et de petite taille qui va être étudié de manière réglementaire en tenant compte éventuellement du phasage, des prédalles, etc..

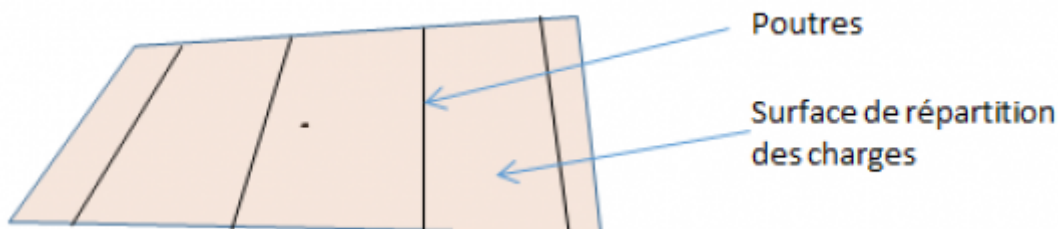


Les efforts de flexion (M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}) dans les dalles, résultants de ce modèle local doivent être cumulés aux efforts normaux (N_{xx}, N_{yy}, N_{xy}) de la modélisation globale pour calculer les ferrailages et procéder aux vérifications réglementaires (attention aux combinaisons).

Etape 3 : Réaliser un modèle local pour le calcul des poutres. En effet, pour des raisons identiques à celles évoquées pour les dalles, il n'est pas possible d'exploiter le modèle global pour déterminer l'intégralité des sollicitations dans les poutres.

La géométrie est identique à celle du modèle local de la dalle, si ce n'est que les poutres sont bien sûr conservées.

Dans ce modèle, les dalles ne doivent pas reprendre des efforts de flexion, elles doivent simplement jouer le rôle de transmission des charges sur les poutres, elles sont donc modélisées par des surfaces de répartition (se référer à la documentation du logiciel utilisé).



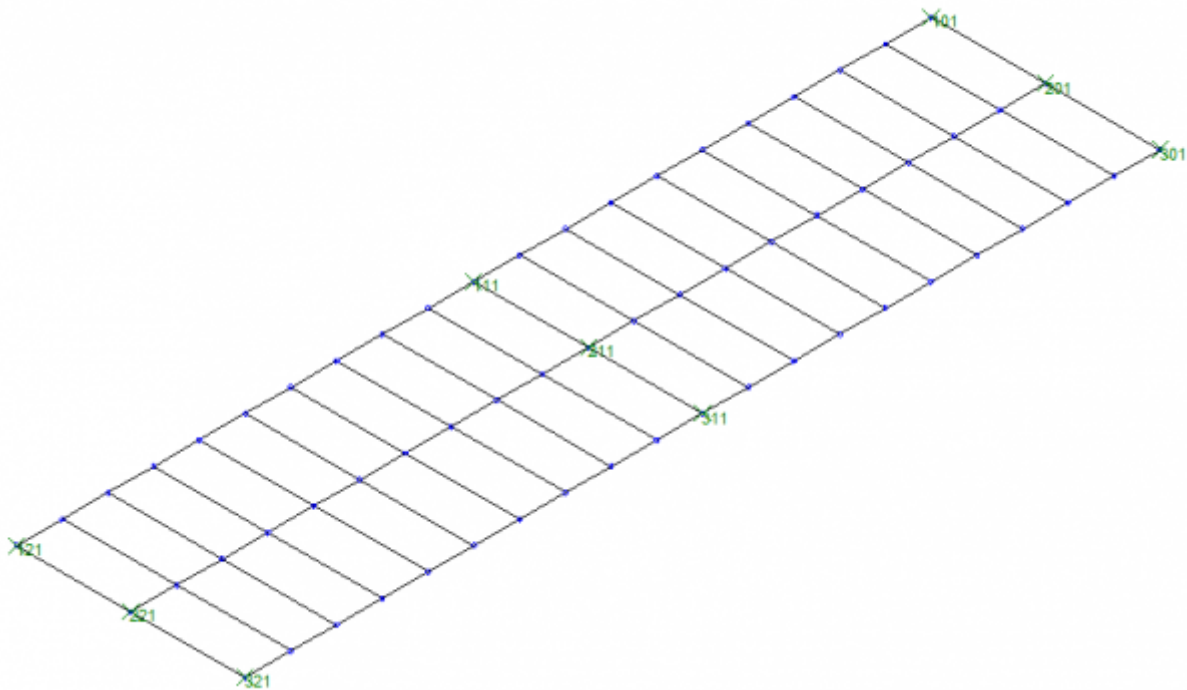
Les efforts résultants dans les poutres sont à cumuler aux efforts normaux de la modélisation générale, ce qui permet de procéder ensuite aux calculs réglementaires des poutres (soit manuellement, soit par logiciel dédié).

C.8.2 Cas des ouvrages d'art (dalles nervurées)

Cette approche s'applique aux ponts de type PRAD, VIPP, ...

Pour le calcul des ouvrages d'art, si l'on omet la méthode de Guyon-Massonnet, la pratique consiste à calculer les structures:

- **en grillages de poutres**, c'est à dire un croisement de barres longitudinales, représentant la section des nervures + le hourdis participant, et de barres transversales, modélisant le hourdis : l'avantage est que l'on a directement des torseurs exploitables en calcul de béton armé ou précontraint, l'inconvénient peut être le placement des charges, surtout les charges mobiles ;

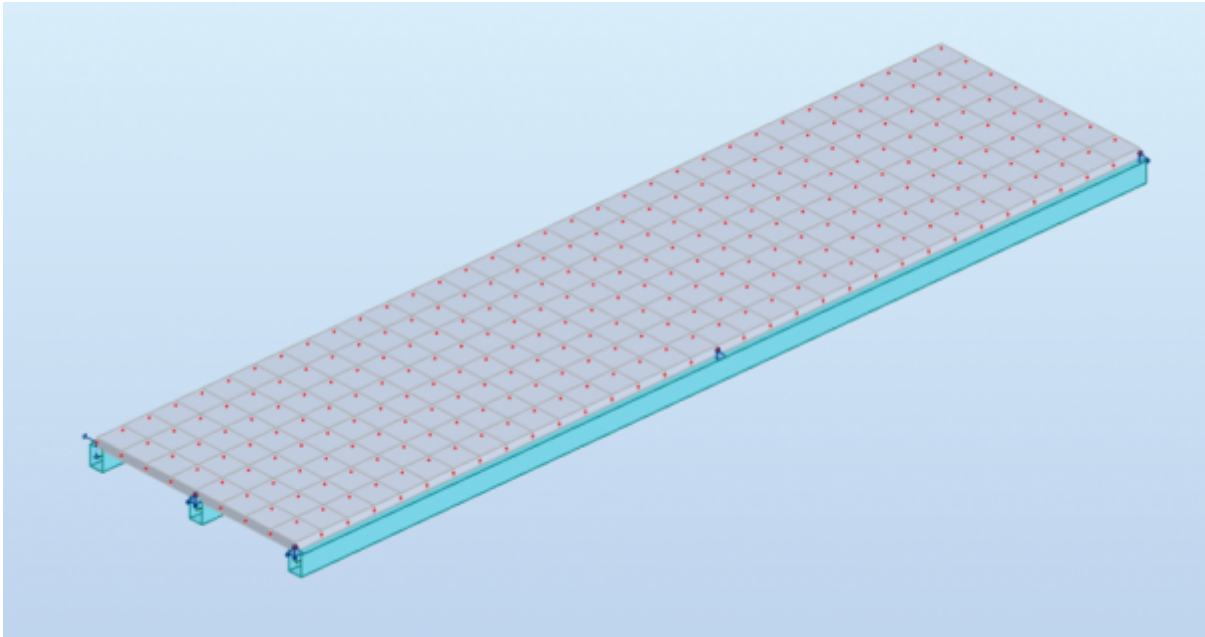


Modèle en grillage de poutres

- **en grillages de poutres** utilisant des **poutres échelles** - peut être avantageux pour un calcul phasé, surtout si l'on veut modéliser finement des effets liés au fluage ou au retrait ;
- comme dans la troisième approche ci-dessus (C.8.1.2), en modélisant les nervures via **des barres** et le hourdis excentré sous forme d'**une coque EF** : l'avantage réside dans le placement facilité des charges, l'inconvénient est que l'on n'obtient pas directement des torseurs exploitables en calcul de béton armé.

Il est à noter que les barres modélisant le hourdis doivent être perpendiculaires (ou quasi-perpendiculaires) entre elles pour que le modèle soit valide.

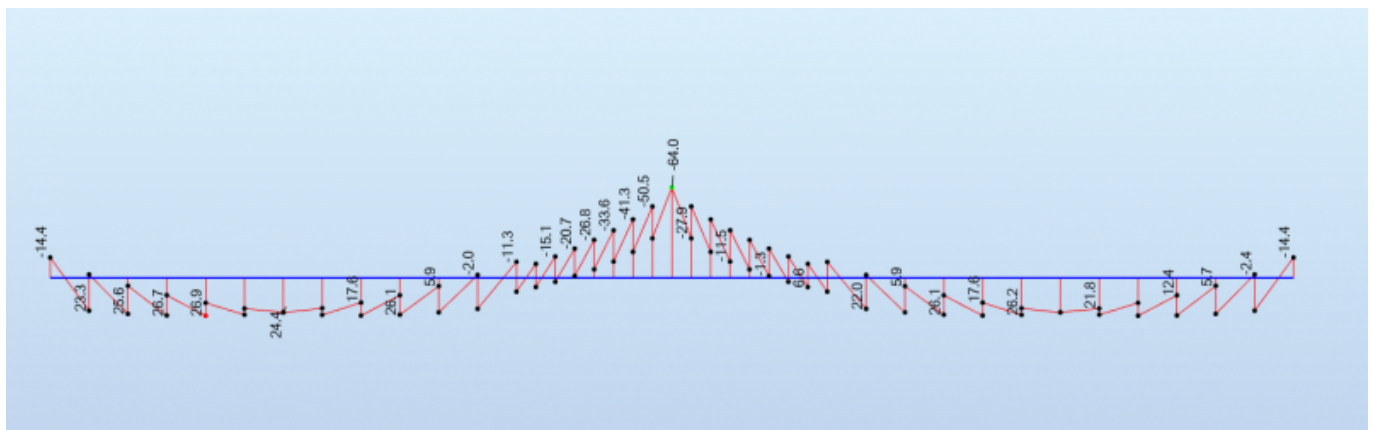
Pour illustrer cette approche, en particulier le ferrailage du hourdis et des nervures, nous repartons de l'exemple traité en C.8.1.



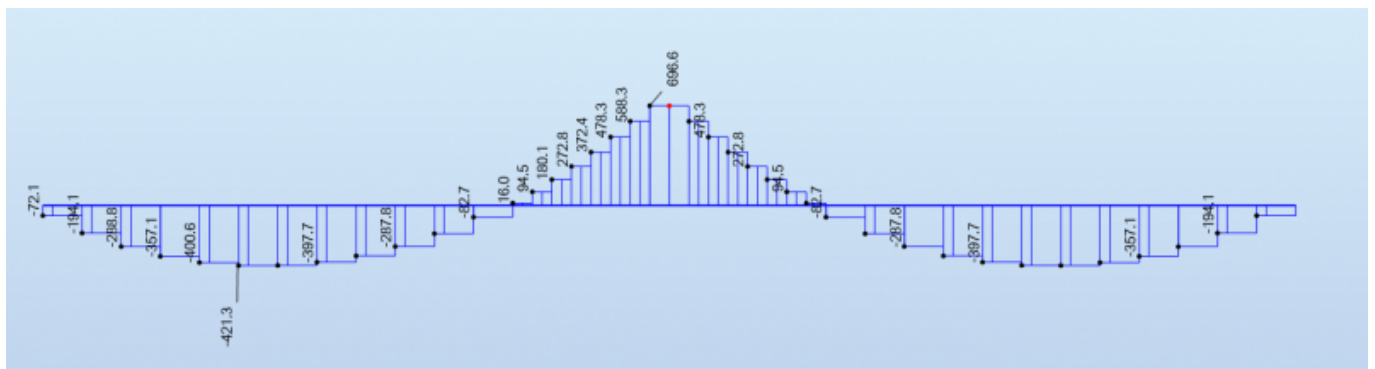
Vue du modèle - retombées 25 cm x 35 cm ht et hourdis de 15 cm d'épaisseur. Portées 2 x 8 m - entreaxe des poutres 2 m.

Le calcul des armatures directement à partir d'un module de ferrailage n'est pas recommandé si l'on veut tenir compte des hypothèses en usage pour le calcul du béton armé. Un petit post processeur (un tableur) suffit à calculer le moment et la largeur de table affectée à la nervure, comme nous le verrons ci-après.

Application à la poutre centrale du modèle - section sur appui et section en travée (nota: les deux travées sont chargées par la charge d'exploitation en totalité, sans considération de ligne d'influence):



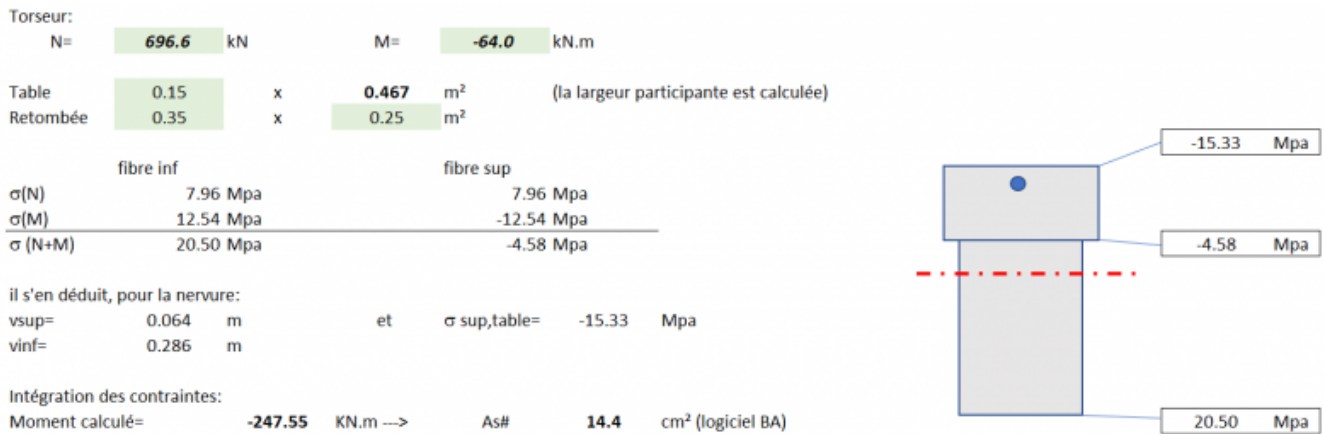
Moments de flexion (retombée seule) - kN.m



Effort normal (retombée seule) - kN

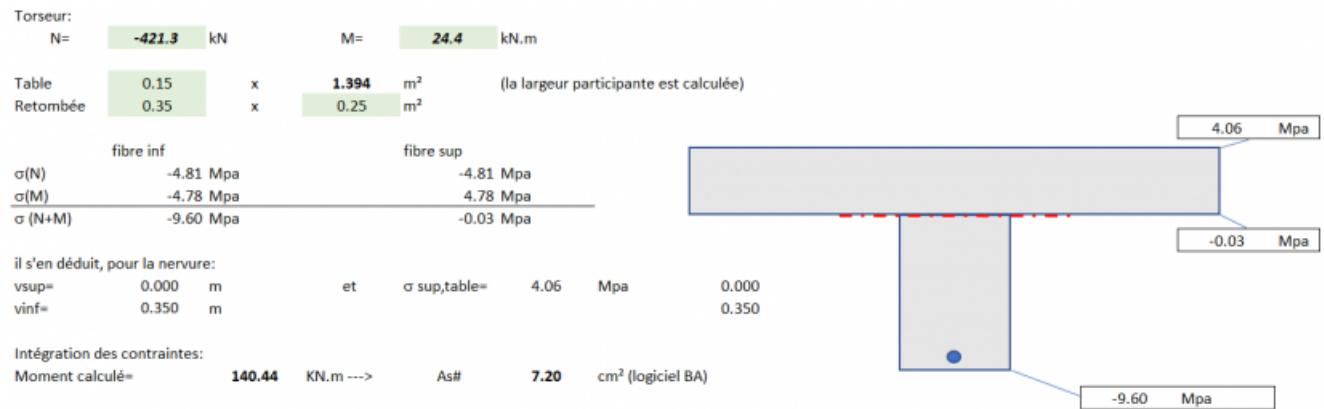
La méthodologie consiste à appliquer le principe courant de la conservation des sections planes et à calculer l'équilibre (élastique) des efforts internes. 1. Le diagramme des contraintes est prolongé pour obtenir la contrainte sur la fibre supérieure (dessus de dalle) 2. L'effort normal sur la section composée est nul : l'intégration des contraintes normales doit donner une résultante nulle, la largeur participante de hourdis s'en déduit 3. Tous les paramètres géométriques et de contraintes sont déterminés, il ne reste alors plus qu'à calculer le moment résultant du diagramme des contraintes.

Application au cas de la section sur appui :



On note une largeur de table réduite (47 cm), ce qui est logique compte tenu de l'effet de traînage de cisaillement. **As=14.4 cm²** (calcul aux ELU).

Application au cas de la section en travée :



On note une largeur de table plus conséquente (139 cm), valeur logiquement plus importante que sur appui. **As=7.20 cm²** (calcul aux ELU).

Si on effectue **un calcul automatisé** dans la nervure et dans la dalle :

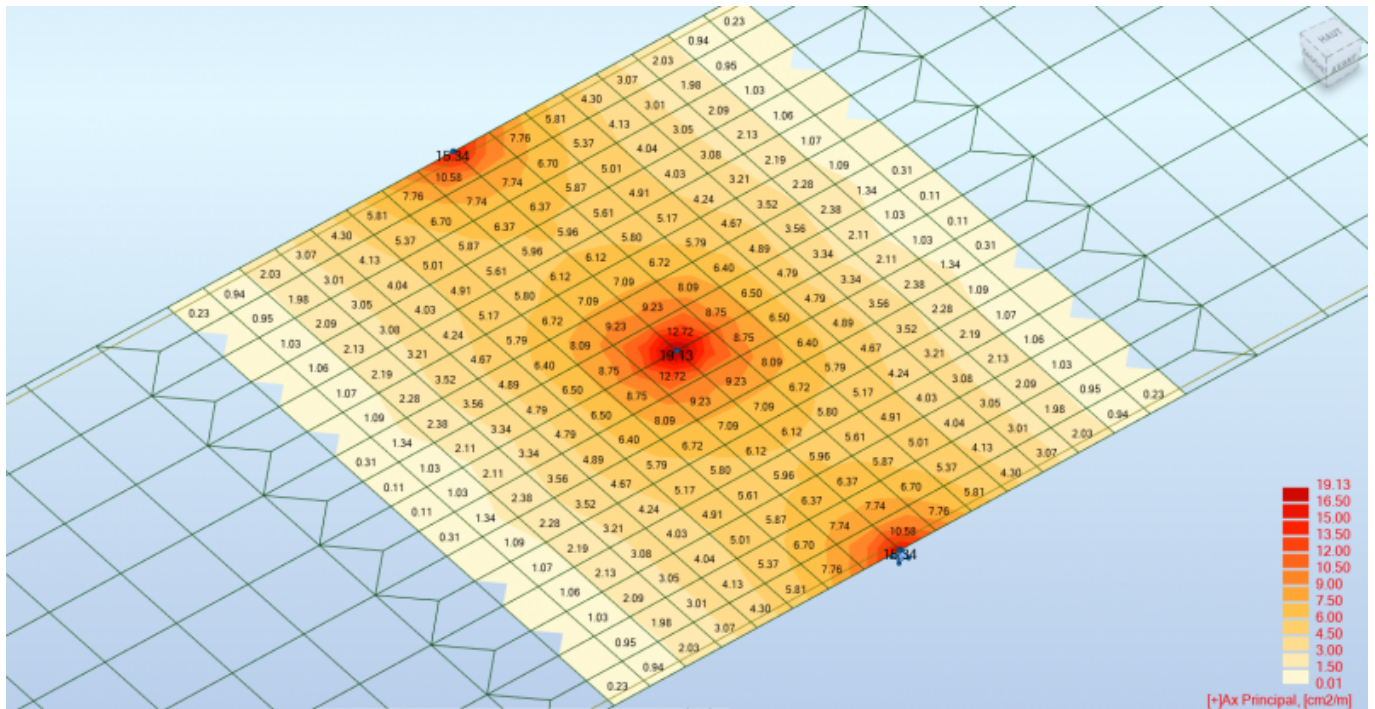
Nervure (poutre)	Fibre sup	Fibre inf
Travée	2.8 cm ²	6.9 cm²
Appui	0.0 cm ²	0.0 cm ²

Hourdis (coque)	Fibre sup	Fibre inf
Appui	18.4 cm² (somme sur 2 m)	2.3 cm ² /m
Travée	0.0 cm ² /m	0.5 cm ² /m

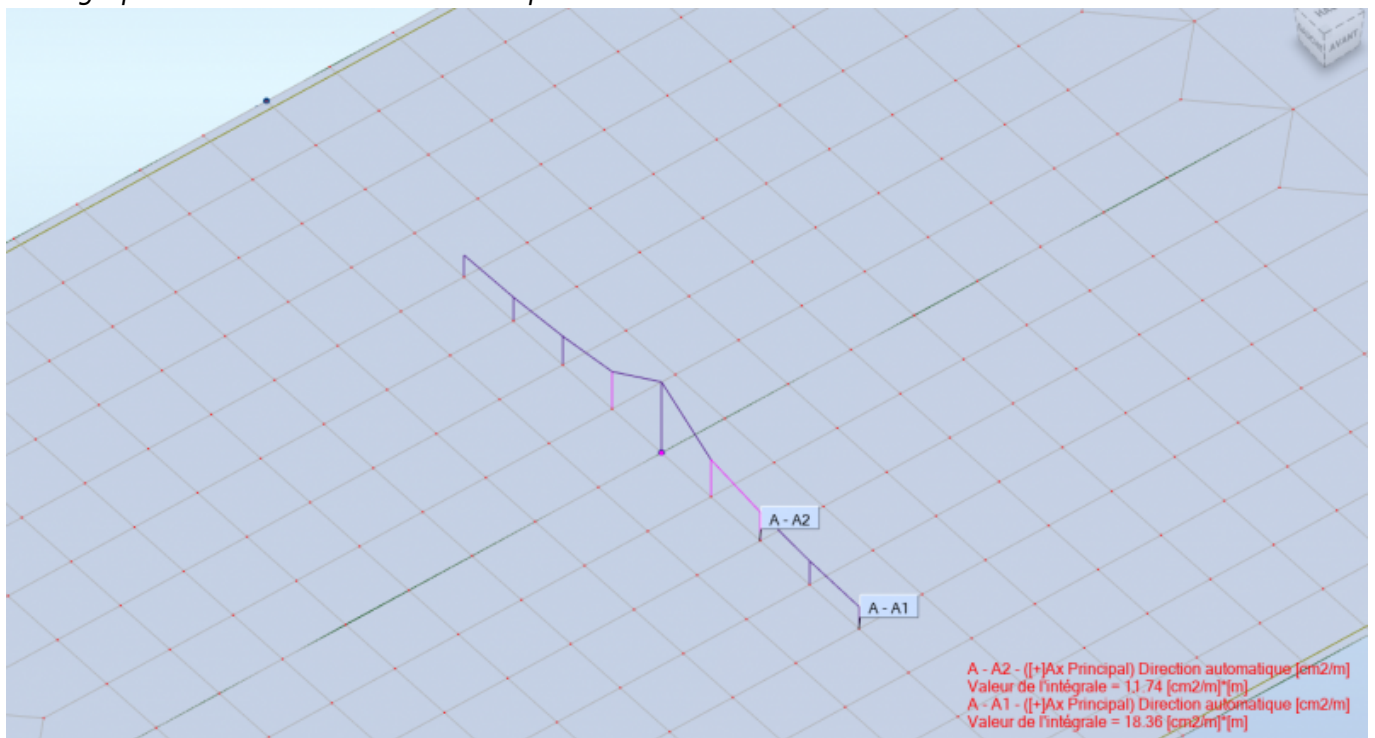
→ Le logiciel propose des sections d'armatures à des localisations qui, de fait, n'en nécessitent pas

lorsque l'on effectue un calcul de béton armé «manuel» (il a bien été vérifié en parallèle qu'aucune section d'acier comprimée n'était nécessaire).

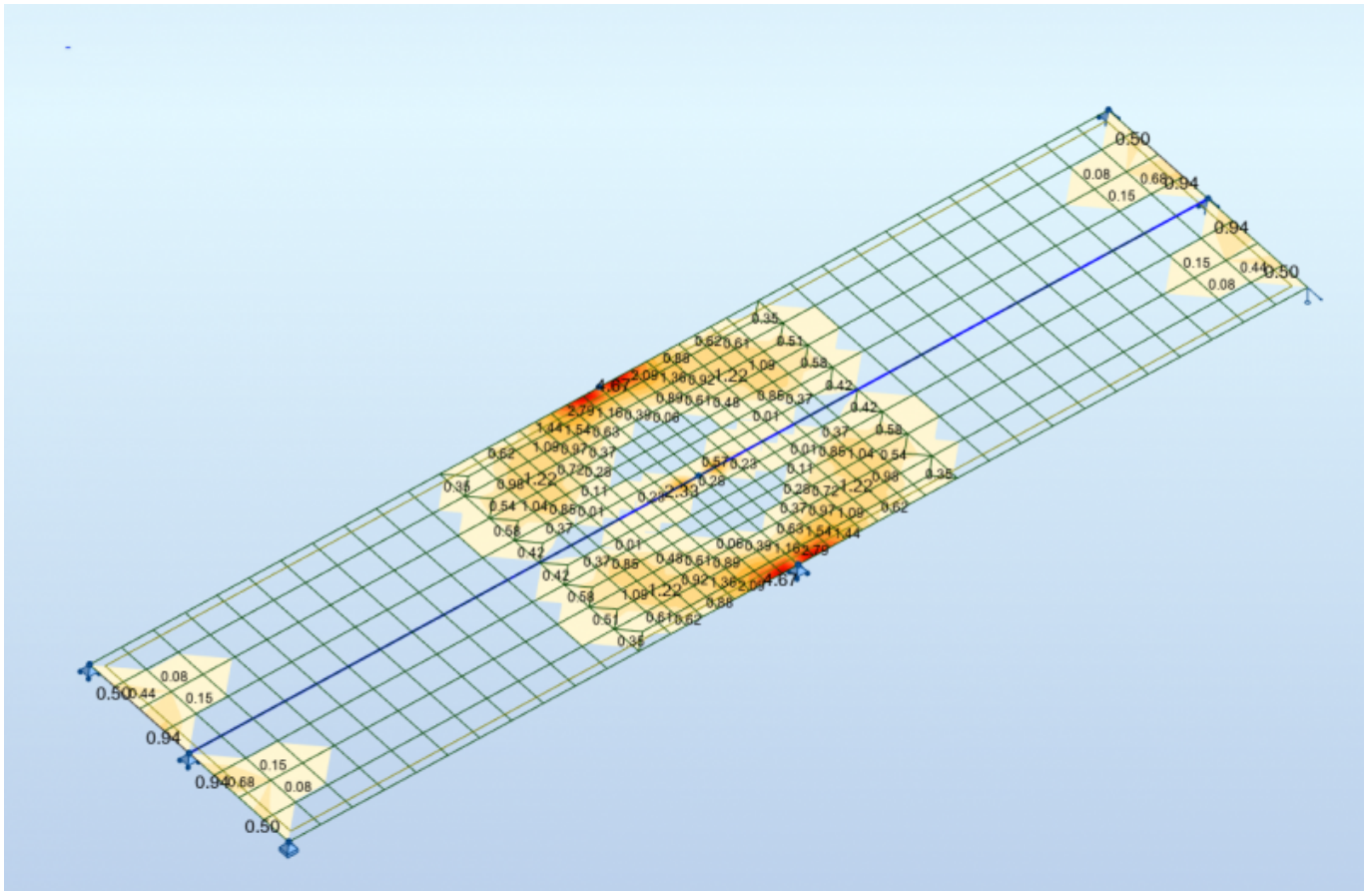
→ Dans le cas présent, l'approche automatisée conduit à un très léger déficit d'armature inférieure en travée et un surplus d'armature en fibre supérieure.



Cartographie des armatures en fibre supérieure du hourdis

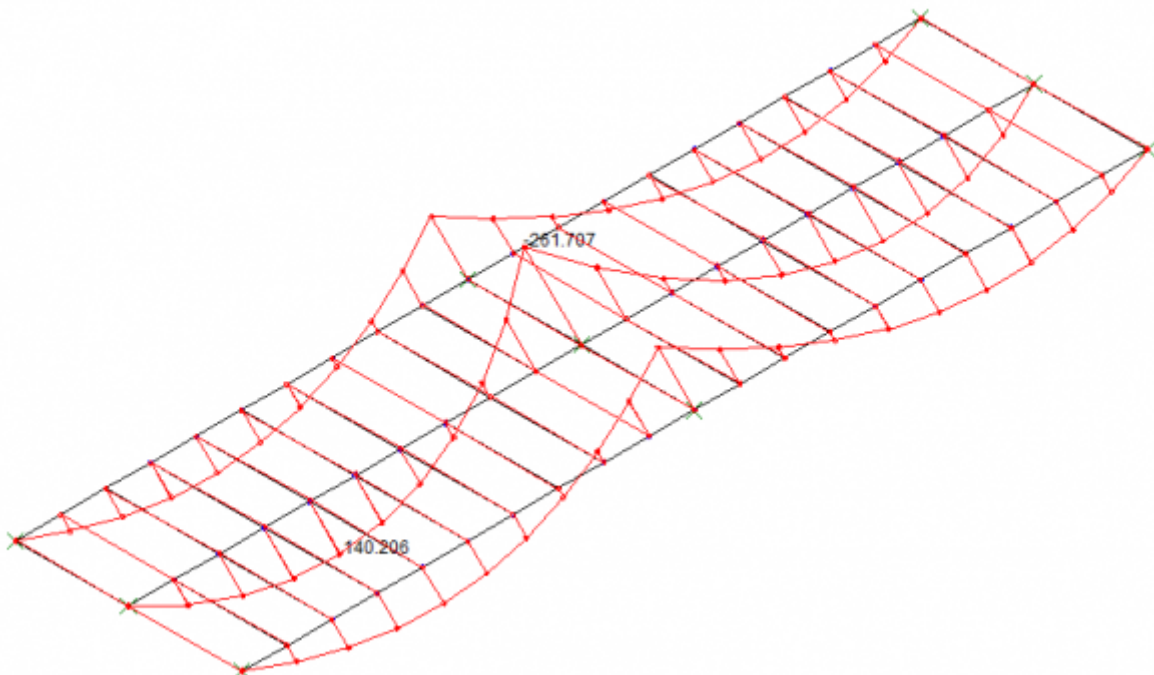


Armatures en fibre supérieure du hourdis sur l'appui central, poutre centrale (18.36 cm² sur 2 m)



Armatures en fibre inférieure du hourdis

Les efforts calculés via le modèle en grillage de poutres sont les suivants et conduiraient à 7.2 cm^2 en travée et 15.4 cm^2 sur appui:



Modèle grillage de poutres ($M_t = 140 \text{ kN.m}$, $M_a = -262 \text{ kN.m}$) - sans prise en compte des largeurs participantes

En conclusion, sur l'exemple ci-dessus, on se rend compte que le calcul automatisé du ferrailage

n'est pas satisfaisant. Sans considération de % mini, il conduit à placer des armatures dans des zones où un calcul réglementaire n'en demanderait pas et à sous et sur-arter certaines zones. En sus, rappelons encore un fois que le calcul automatisé ne tient compte ni d'un décalage de la courbes des moments, ni du poinçonnement, ni des bielles d'about... Il appartient, encore une fois, à l'ingénieur d'analyser les résultats et de tenir compte ou non de certains d'entre eux. Notons que la problématique de lissage des efforts ou des armatures se pose à nouveau en cas d'utilisation d'EF de type dalle ou coque.

Pour un calcul en grillage de poutre, on se référera au Guide du SETRA "Conseil pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres" - PRP 75 - un point d'attention particulier est la façon de prendre en compte les inerties de torsion.

D'autres exemples sont donnés en [Exemple C - Modélisation de grillages de poutres](#).

C.8.3 Poutres et dalles mixtes acier-béton

En règle générale, on modélise le caractère composé des sections. Dans certains cas, toutefois, la modélisation peut se limiter à la poutre principale seule, sans tenir compte du phasage, par exemple, pour un prédimensionnement. Après calculs, les sollicitations de la poutre métallique sont alors utilisées pour venir dimensionner et vérifier le comportement de la poutre mixte selon le référentiel réglementaire approprié. Le modèle ne détecte pas que c'est une poutre mixte et il y a une petite erreur sur la raideur dont il faut évaluer l'acceptabilité.

Lors de la justification réglementaire de la poutre, il conviendra de tenir compte du caractère mixte et du phasage de construction.

Approches de modélisation :

Pour un calcul plus rigoureux, il est possible de modéliser la poutre mixte :

- soit sous forme d'une poutre dont les caractéristiques mécaniques tiennent compte de la connexion de l'acier et du béton. Pour cela, on appréhende la différence des modules d'Young des deux matériaux via un coefficient d'équivalence - on dit dans cas qu'on homogénéise les matériaux, généralement en ramenant le béton à une équivalence métal. (a)
- soit par deux poutres superposées, l'une, inférieure, métallique, l'autre, supérieure, en béton, à l'altimétrie de leur centre de gravité respectif. Ces barres sont reliées à leurs extrémités par des liaisons rigides. Ceci peut faciliter la prise en compte d'un retrait et d'un fluage différentiel. Si l'ouvrage est modélisé dans sa globalité, les barres longitudinales en béton décrites ci-dessus sont, en complément, reliées par des barres transversales de manière à former un "grillage" de poutre. (b)
- on peut également choisir de remplacer les éléments de barres du hourdis par des éléments finis de type coques (c). Dans ce cas, le calcul des torseurs nécessite un post-traitement, idéalement automatisé, suivant la méthode décrite en C.8.2.

Les approches (b) et (c) sont à réserver à des cas particuliers, car, si dans un premier temps elles peuvent paraître plus simples, les pré- et post-traitements sont toujours beaucoup plus longs qu'avec un modèle de type (a), surtout si l'on utilise un logiciel dédié aux calculs mixtes.

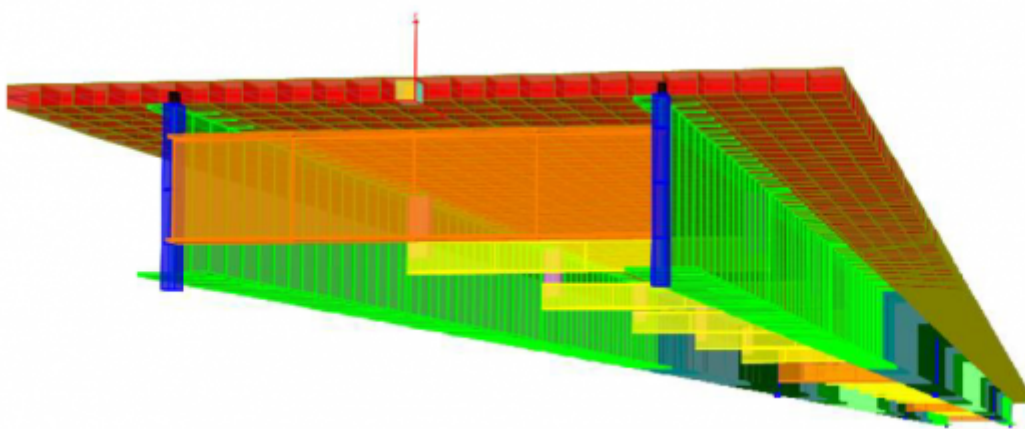
Pour tenir compte du phasage, on doit, à chaque modification d'état, soit modifier l'inertie de la poutre homogénéisée (a), soit activer les poutres du hourdis (b) ou les coques (c), par exemple dès

lors que le béton a fait prise et est décoffré. Il faut bien sûr tenir compte du fluage du béton, soit à l'aide d'un coefficient d'équivalence, soit via une loi de fluage et des zones dites fissurées.

Exemple d'un ouvrage mixte modélisé suivant l'approche (a) :



Exemple d'un ouvrage mixte dont la dalle est modélisée par des éléments de coque excentrés - approche (c). Les poutres métalliques sont dans ce cas modélisées strictement suivant la répartition matière (métal seul):



L'emploi d'un logiciel spécifiquement développé pour les calculs mixtes est toujours recommandé lorsque cela est possible.

Voir en Partie 3, l'[exemple B - Bipoutres mixtes et métalliques](#).

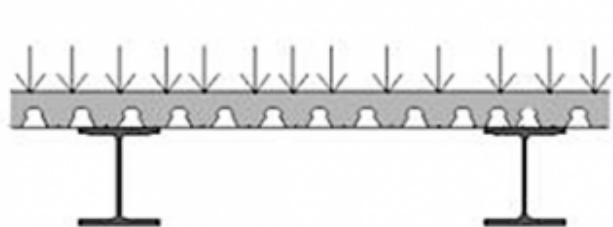
C.8.4 Plancher mixte (bâtiment)

Un plancher mixte est composé de poutres métalliques supportant des dalles en béton armé (prédalles ou non) ou en bac acier métallique.

C.8.4.1 Charges pondérales et verticales : sens de portée des dalles

Les calculs des efforts dans un plancher mixte sont réalisés en considérant la résistance des poutres métalliques seules. Le béton est alors considéré comme un poids mort non résistant. De plus généralement ces planchers sont constitués de bacs aciers collaborants qui ne portent que dans un seul sens. Ces particularités nécessitent des dispositions spécifiques dans les modélisations.

Dans le cas de géométrie simple, la dalle en béton n'est pas modélisée et les charges sont appliquées directement sur les profilés métalliques.

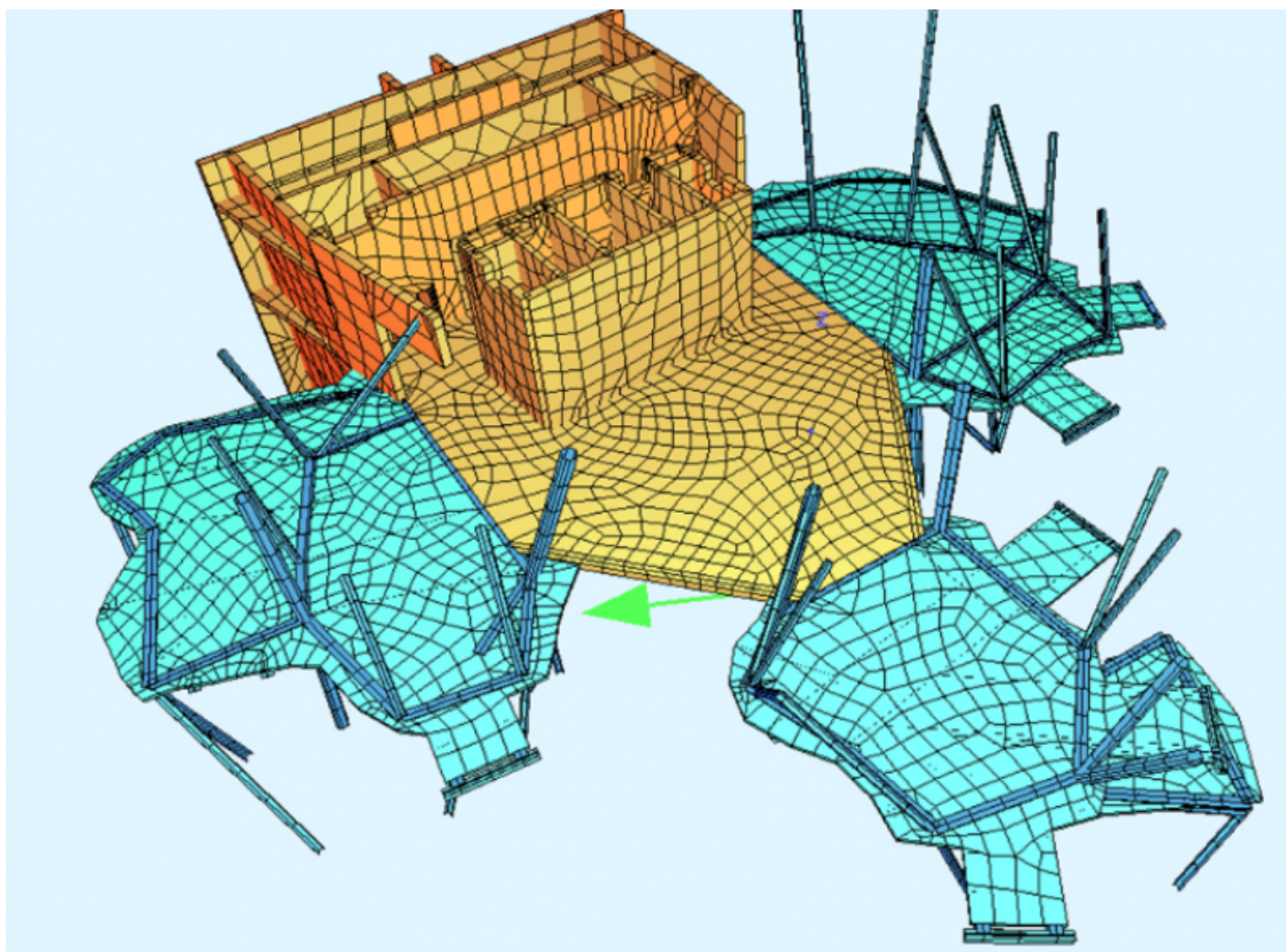


Plancher mixte avec bac acier



Les charges sont appliquées sur les profilés

Lorsque la géométrie est complexe, la répartition manuelle des charges sur les profilés devient trop délicate, il faut alors faire appel aux calculs des répartitions des charges par le logiciel en utilisant les surfaces de répartition. Les logiciels les plus courants possèdent ce type d'élément qui se comporte comme une plaque d'épaisseur très faible, sans rôle résistant mais répartissant les charges sur les poutres porteuses. Des options permettent de prendre en compte les sens de répartition des bacs aciers, mais cela demande une grande attention afin de bien respecter les sens porteurs, les vérifications sont indispensables. Prenons l'exemple des pétales de la fondation LUMA à Arles constituées de plancher mixte avec bac acier, elles sont représentées en bleu dans le schéma ci-après ...



Les surfaces de répartition en bleu sont maillées comme des dalles, mais ne participent pas à la résistance de la structure.