

La coupure horizontale au point 0 en base du voile permet d'obtenir le torseur résultant constitué par l'effort normal, le tranchant et le moment (dans le plan ou hors plan), par intégration des contraintes.

Le ferrailage peut alors être déterminé par un calcul type poutre, ce qui implique de s'assurer de rester dans le domaine de définition d'un élément poutre.

L'utilisation des coupures est avant tout très utile à l'ingénieur pour quantifier les cheminements des efforts dans une structure.

D.4.5 Domaine de validité des cartographies d'aciers

D.4.5.1 Cartographies et coupures

Les cartographies d'aciers résultent d'un calcul numérique effectué pour chaque élément indépendamment des autres, donc sans prendre en compte le comportement global en béton armé de la structure.

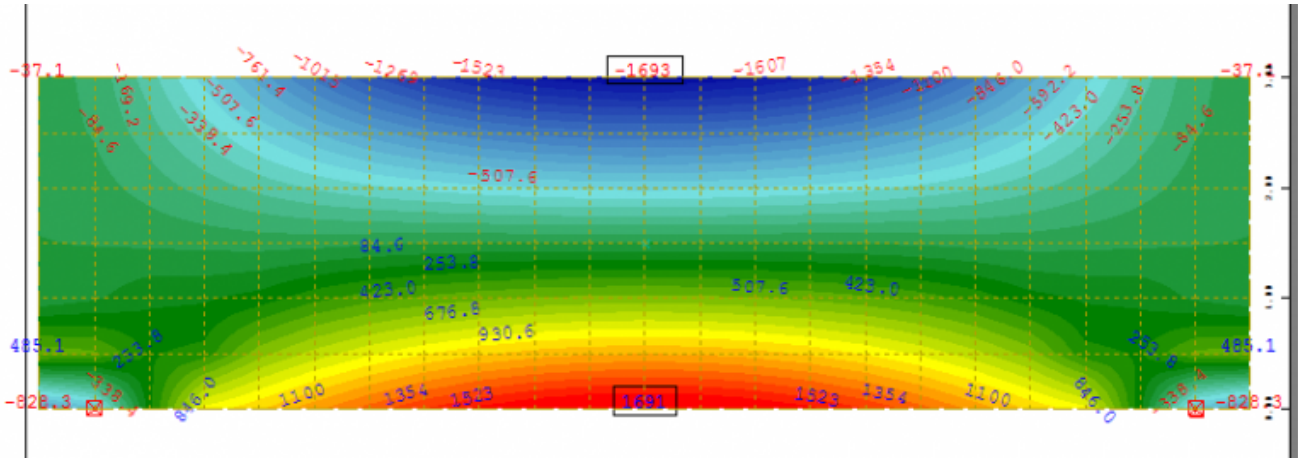
Nota : La méthode des coupures est la seule respectant le fonctionnement des voiles en béton armé et considérée comme réglementaire. Les compléments usuels sont à appliquer : décalage de la courbe des moments, vérifications des bielles, chaînages et ferrailage minimal ... restent à faire.

Il importe donc à l'ingénieur de valider par d'autres méthodes réglementaires les résultats obtenus.

Exemple d'une poutre voile calculé avec la cartographie :

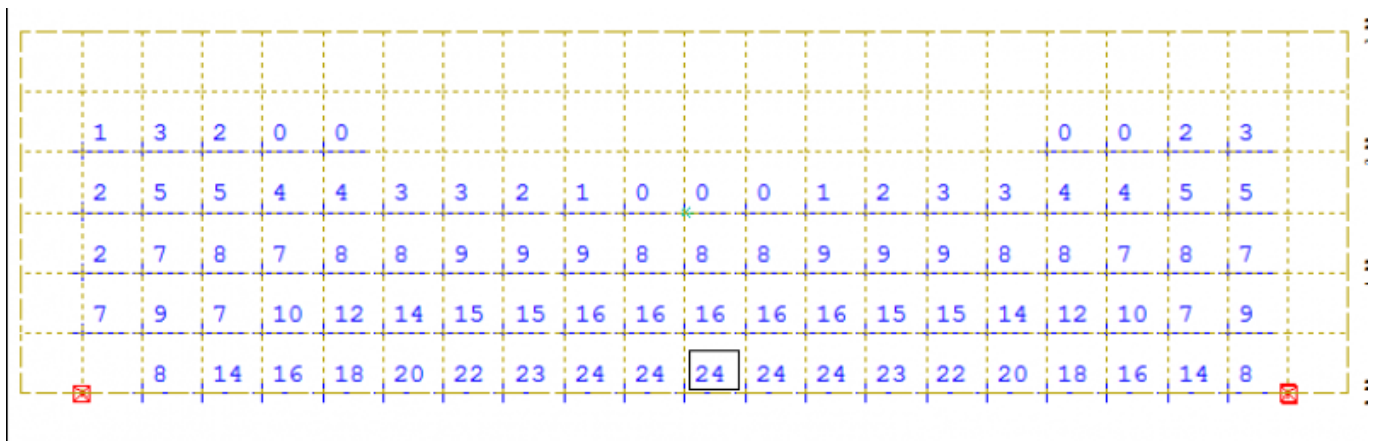
L'exemple d'une poutre sur deux appuis est étudié ici. La poutre est modélisée comme un voile de grande hauteur, pour montrer sur un cas simple les incohérences des cartographies d'aciers.

Soit la poutre isostatique de 10 m de portée, 3 m de hauteur et soumise à une charge uniforme de 200 kN/m². Cette poutre est modélisée en éléments de plaques travaillant dans leur plan avec un maillage 0.5 x 0.5 m².



Visualisation des efforts horizontaux Fxx

Calcul du ferrailage à partir des cartographies d'aciers :

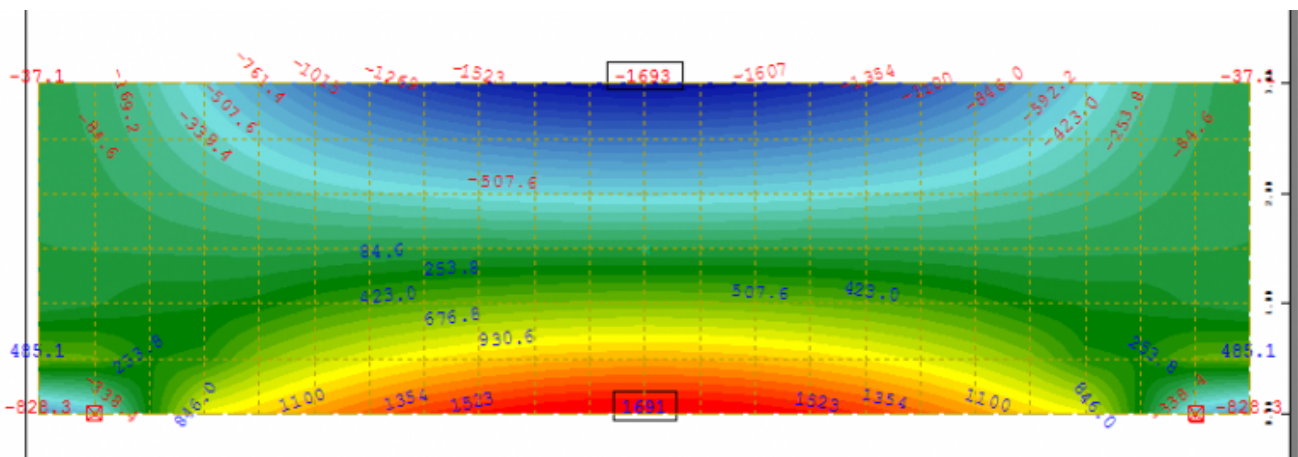


La capacité de flexion est égale à $F_0 \times d_0 = 2 \text{ nappes} \times 0.5 \text{ m} \times (24 \times 2.75 + 16 \times 2.25 + 8 \times 1.75) = 116 \text{ cm}^2 \cdot \text{m}$

Le ferrailage à disposer est égal à $A_x = 116 \text{ cm}^2 \cdot \text{m} / 2.9 \text{ m} = 40 \text{ cm}^2$

Calcul du ferrailage à partir des coupures :

Une deuxième méthode consiste à réaliser une coupure au milieu de la poutre (A-A).



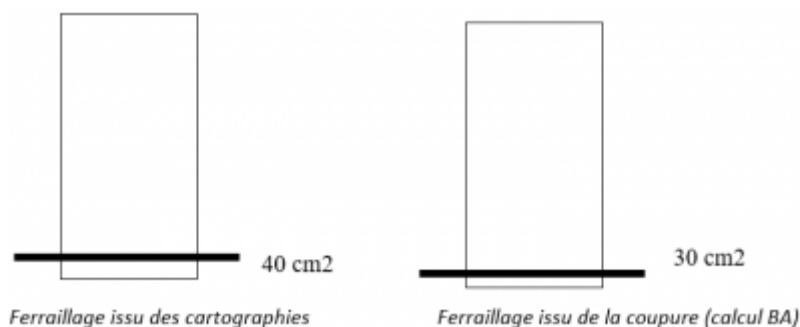
Le logiciel intègre les efforts F_{xx} sur la hauteur de la coupure pour en déduire le torseur résultant au milieu de la coupure.

Forces and moments

LC	Type	Number	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
3001	Sum		0.0	67.49	0.00	0.00	0.00	-3358.09

Le moment au centre est égal à 3358 kN.m, (on retrouve alors le moment classique RDM $M_u = 1.35ql^2/8 = 3375$ kN.m), d'où le ferrailage calculé selon les règles du béton armé : $A = 3358 / (0.9 \times 2.9 \times 43) = 30$ cm²

Conclusion et comparaison des deux méthodes :



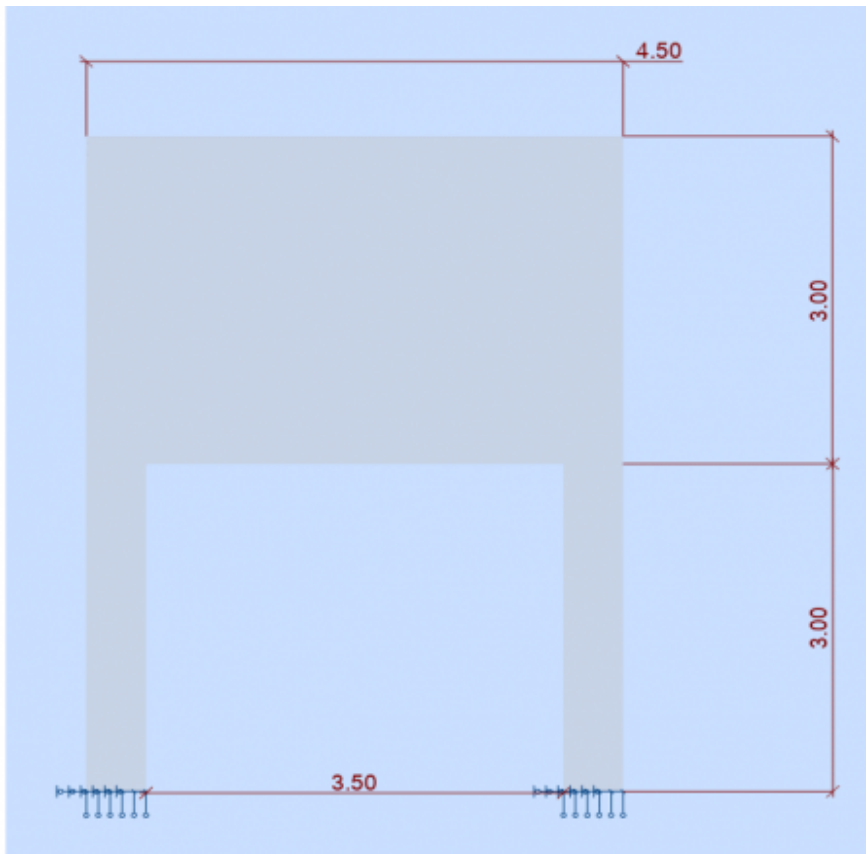
Ferrailage issu des cartographies / Ferrailage issu de la coupure (calcul BA)

Conclusion : Cet exemple montre les limites des cartographies d'acier, car la méthode ne respecte pas la règle des déformations du béton armé. La méthode des coupures permet d'optimiser les ferrailages.

D.4.5.2 Méthode des bielles: apport des éléments finis

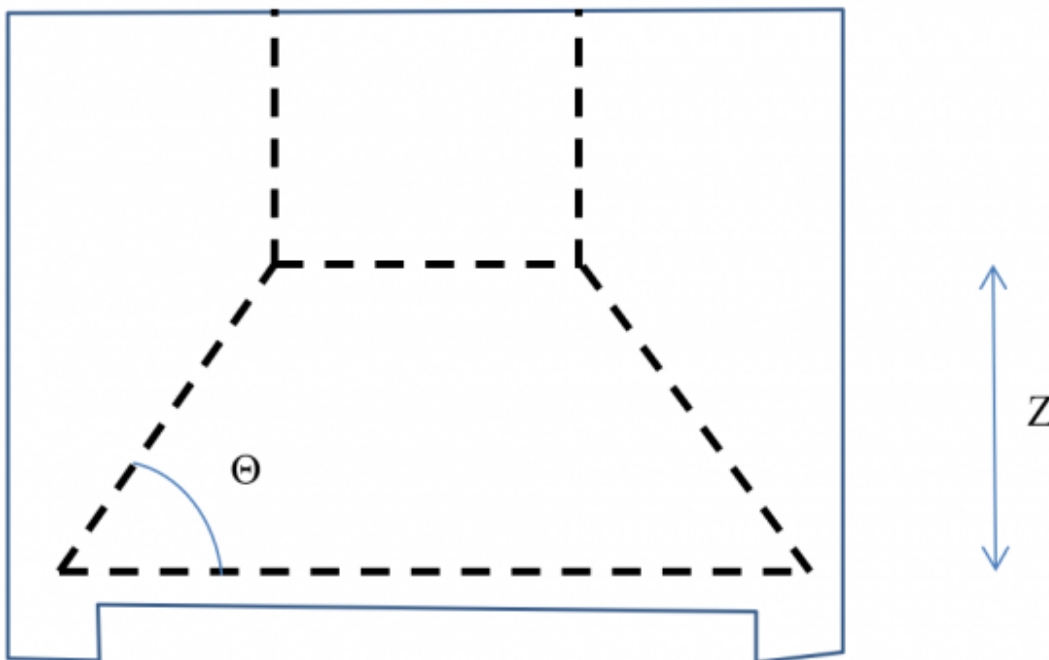
Cas d'une poutre-voile (ou poutre cloison)

L'Eurocode 2 encourage fortement l'utilisation de la méthode des bielles, dans ce cas les éléments finis peuvent aider l'ingénieur à définir le schéma de fonctionnement des bielles ainsi que les inclinaisons des bielles. Considérons l'exemple de la poutre-voile suivante :



La portée de 3m50 étant inférieure à 3 fois la hauteur de la poutre, les règles classiques des poutres ne s'appliquent pas (EC2-5.3.1), ce voile se calcule par la méthode des bielles.

Cet exemple étant assez simple, nous pouvons définir manuellement le fonctionnement en bielle :



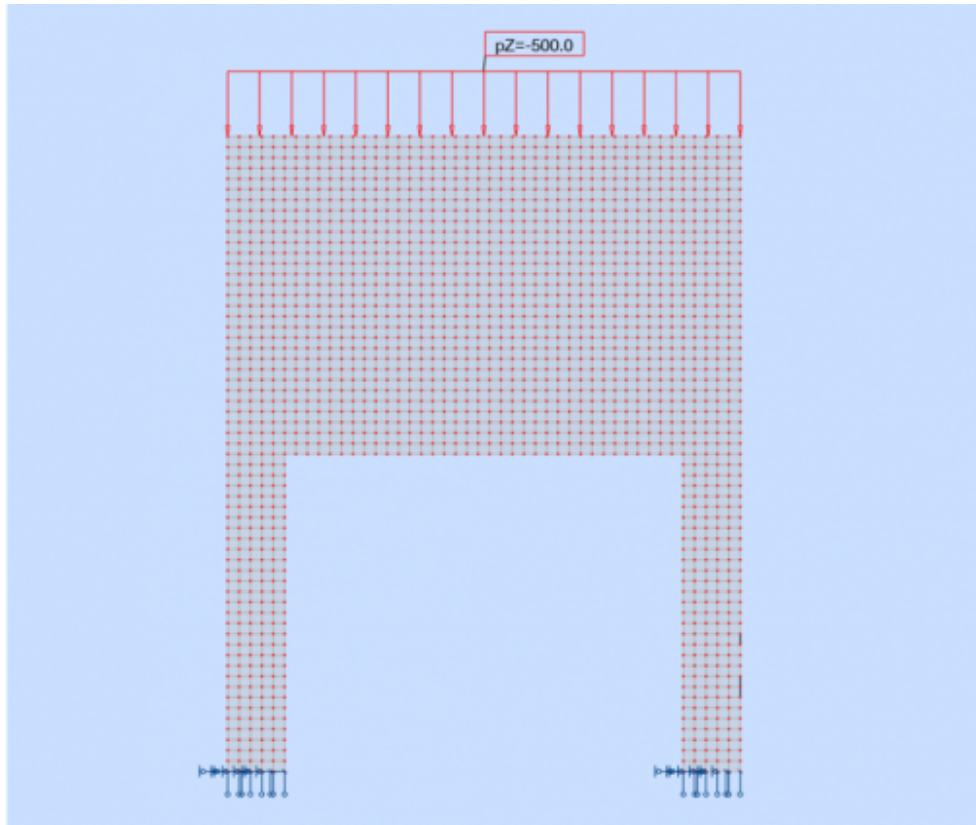
Les règles usuelles estiment la hauteur de la bielle Z à 1.90 m , nous obtenons $\text{tgt}(\theta) = 2.18$, soit un tirant inférieur $H=515 \text{ KN}$, soit une section d'acier théorique $A=11.8 \text{ cm}^2$ (calcul ELU).

Dans les cas plus complexes, l'ingénieur devra définir un fonctionnement en bielles qui pourra

s'avérer difficile. Les éléments finis apportent alors une aide précieuse pour l'ingénieur, nous proposons à l'ingénieur de suivre la méthode suivante:

Modèle isolé représentatif :

Le principe consiste à réaliser un modèle isolé représentatif du problème.

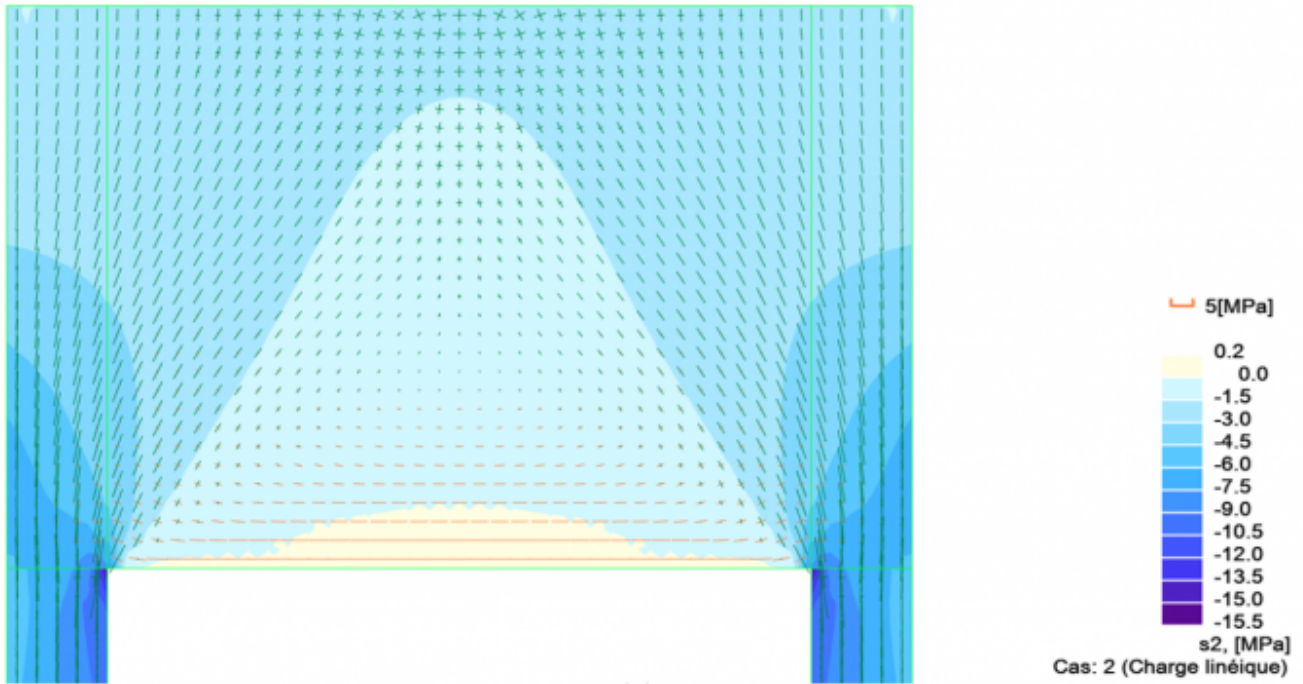


Modèle isolé représentatif

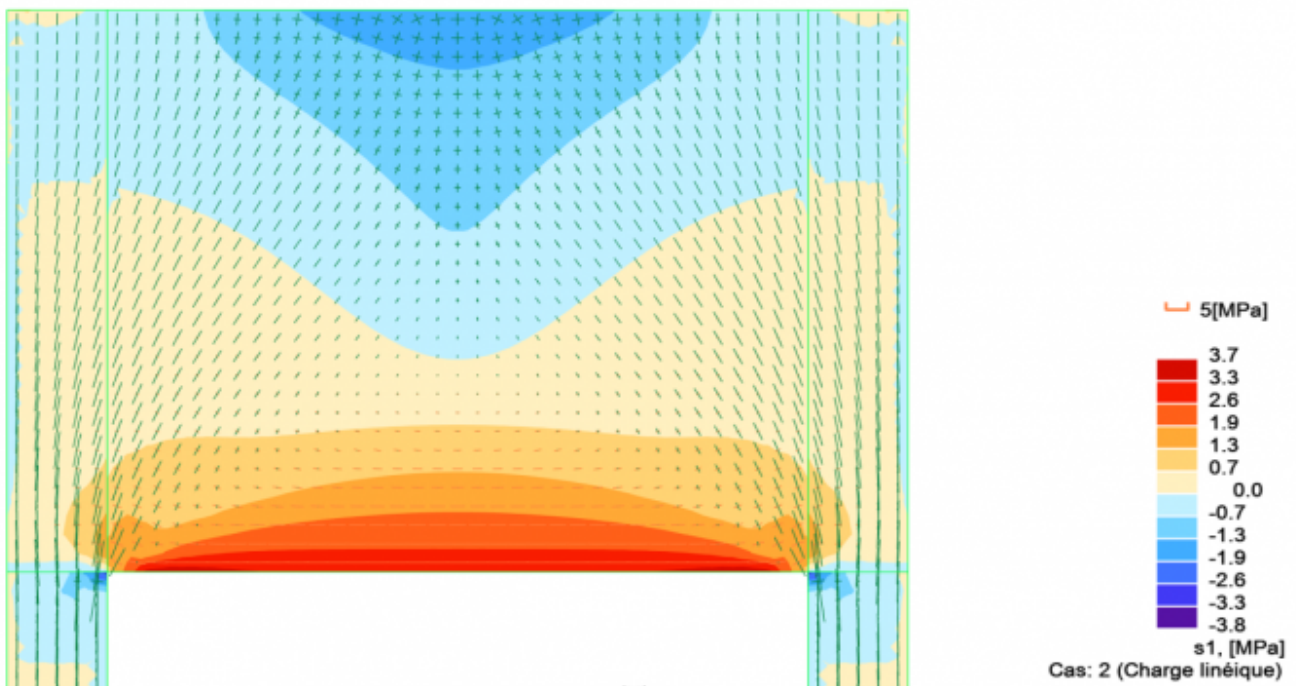
Les contraintes principales :

On se référera aussi à la partie 1 chapitre E.3.3.

Ce qu'il faut retenir : Il y a 2 contraintes principales, la mini S1, la maxi S2, elles sont représentées sous forme de flèches perpendiculaires, la longueur de chaque flèche dépendant de l'intensité de la contrainte. La contrainte S1 visualise les compressions négatives et S2 les tractions positives.



Contraintes principales S2 (compressions)

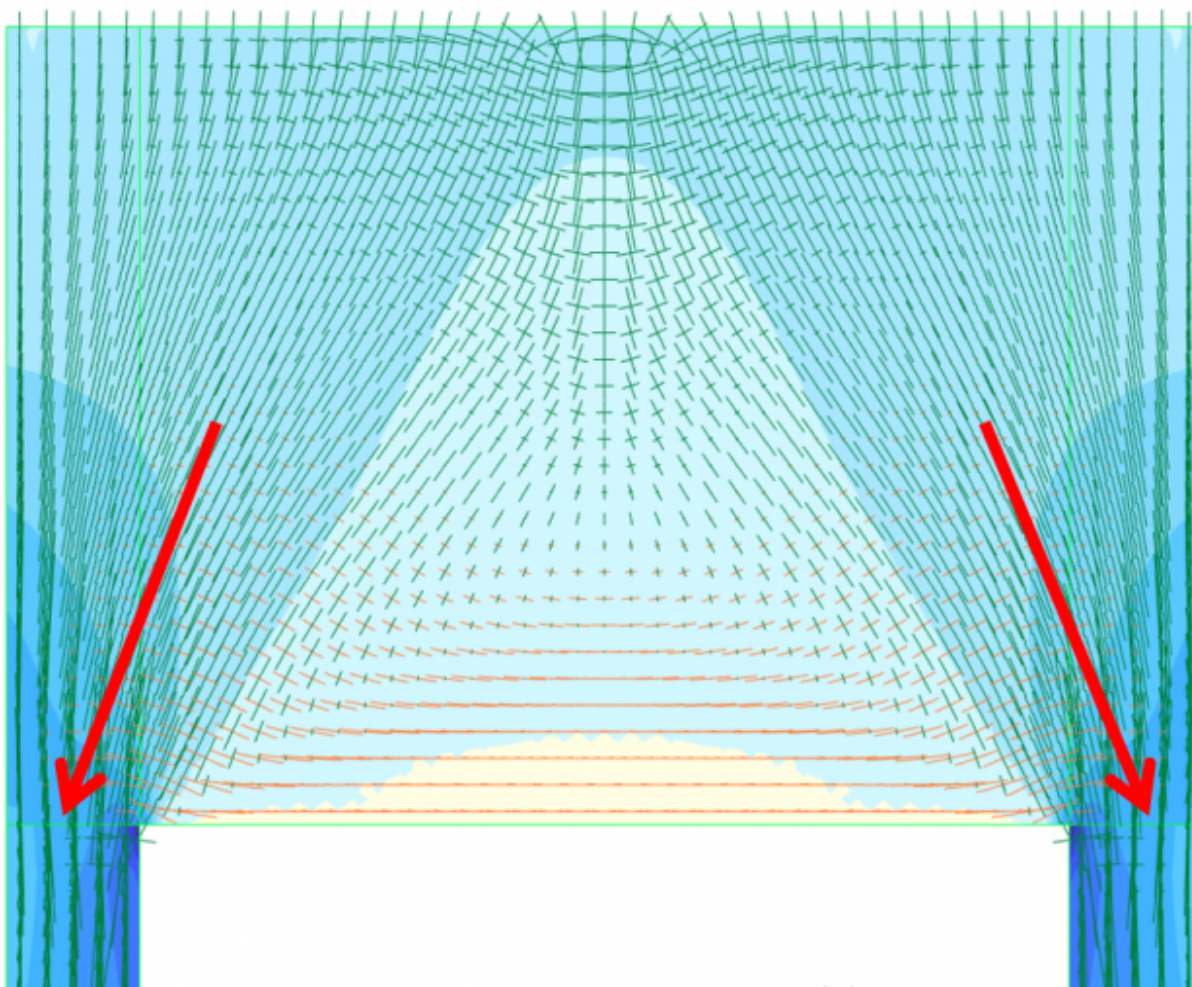


Contraintes principales S1 (tractions)

Dans notre cas, les longues flèches bleues montrent des zones de compression, les rouges montrent les zones de traction.

A savoir aussi : lorsque les 2 flèches S1 et S2 sont quasiment égales, c'est-à-dire lorsque la représentation est une croix, alors la zone est en cisaillement pur.

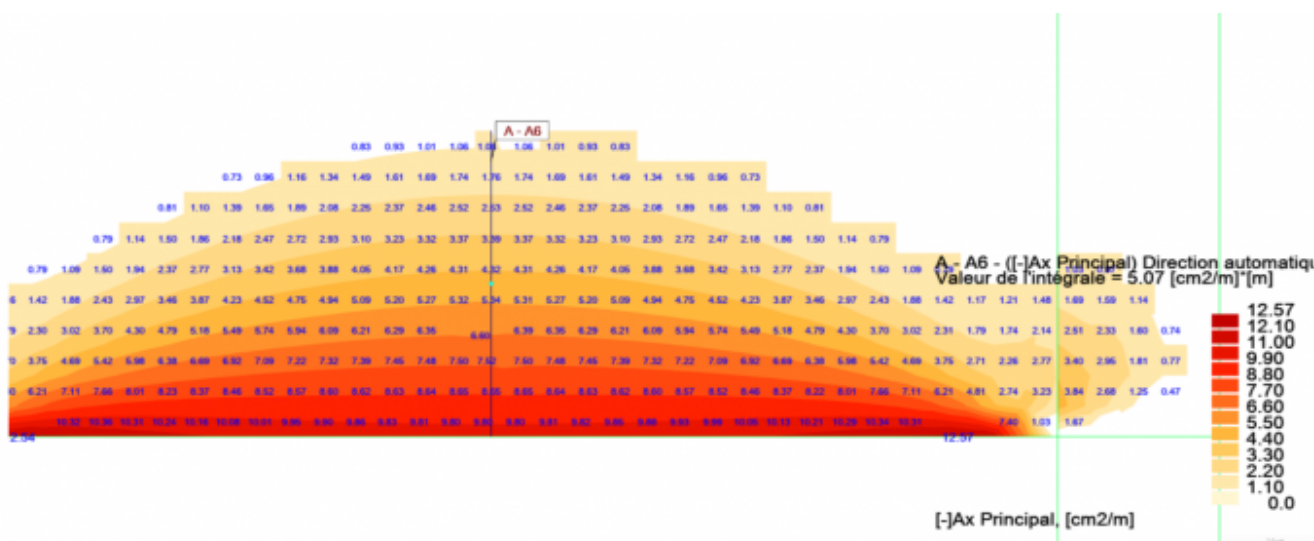
Définition du fonctionnement en bielles :



La visualisation des contraintes de compression à la base permet de visualiser la direction de la bielle, sont angle est de l'ordre $\text{tg}(\theta) = 2$. Soit un tirant de 562 KN d'où une section d'acier $A = 13 \text{ cm}^2$ avec quand même une incertitude due à la méthode graphique.

Cartographies d'aciers :

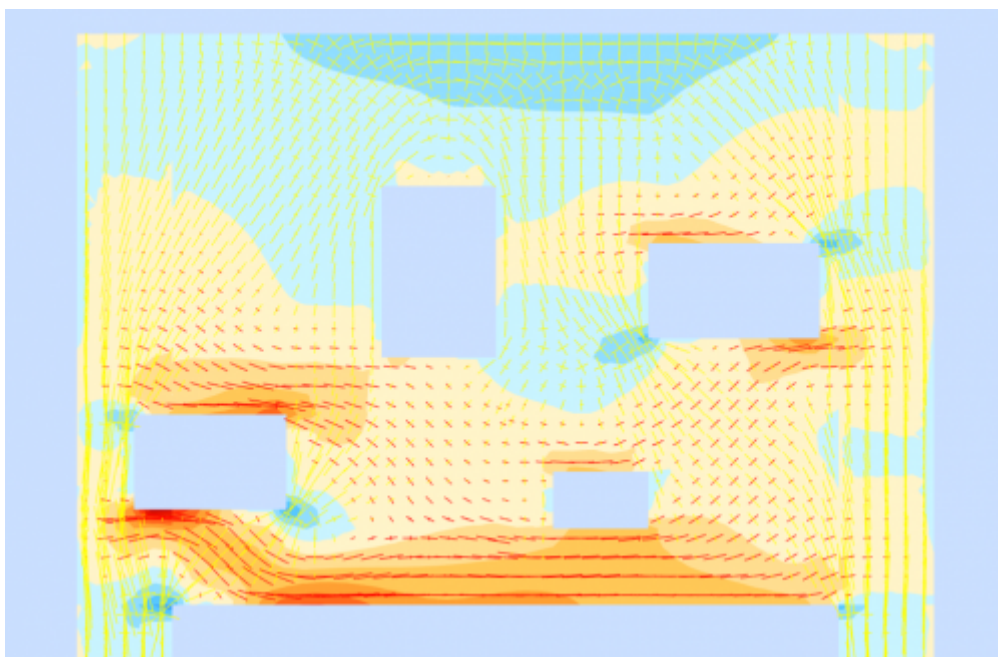
Les cartographies d'aciers donnent directement le ferrailage du tirant inférieur :



L'intégrale des sections d'acier sur 1 m donne un ferrailage de 5.07 cm^2 par nappe soit 10 cm^2 au total. Cette valeur plus précise pourra être retenue.

bilan

Cette approche permet de bien cerner le cheminement des efforts et de monter un modèle de bielle tirant adéquat (compatible avec le cheminement des efforts).



Cheminement des efforts dans le cas d'ouvertures multiples, contraintes S1



Cheminement des efforts dans le cas d'ouvertures multiples, contraintes S2

Le lecteur se reportera utilement au §8 "Strut-and-tie modelling" du bulletin n°45 de la fib pour obtenir les détails de modélisation de ce genre d'approche et au [Bulletin Ouvrage d'Art n°14 du SETRA](#), pages 23 à 32.

A suivre : D.5 Comprendre et analyser les pics (cas du béton)

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-d:d4>

Last update: **2020/06/26 08:26**



D.5 Comprendre et analyser les pics (cas du béton)

Le lissage dont il est question dans le présent chapitre concerne l'écarterage d'efforts ou de contraintes ou encore la répartition du ferrailage, en le moyennant, sur une certaine longueur (ou largeur) de l'élément calculé.

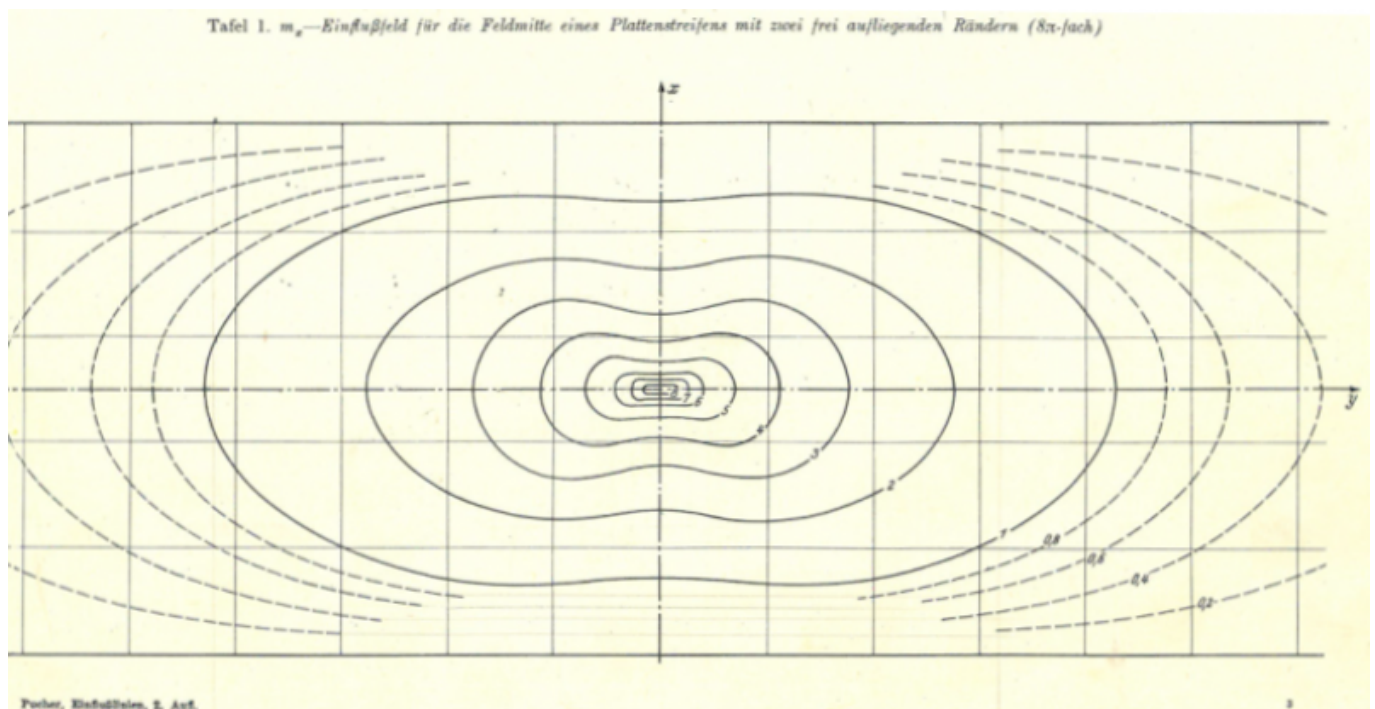
D.5.1 Concentration et pic de contraintes (efforts) - différents types de visualisation des efforts

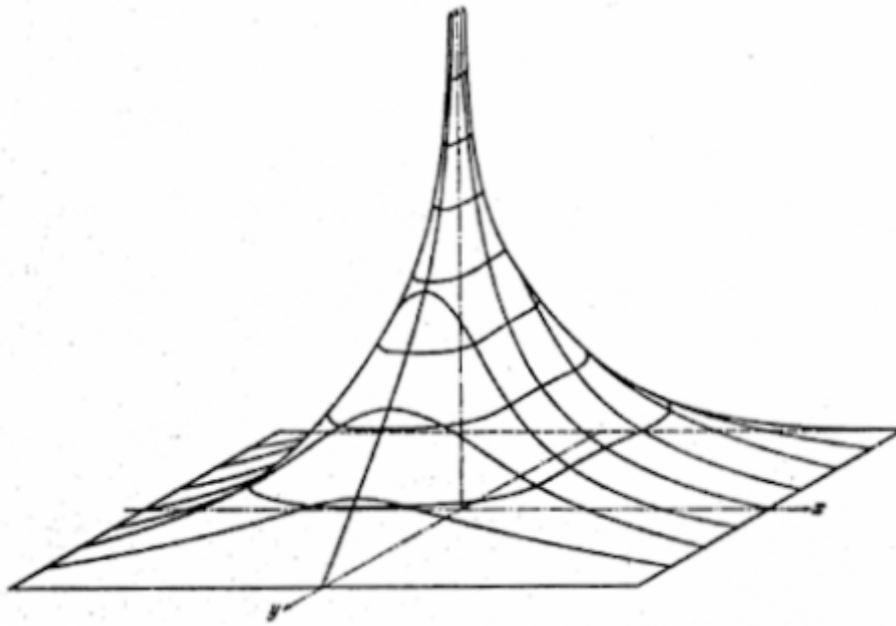
D.5.1.1 Les pics de contraintes et d'efforts

Contrairement aux idées courantes, les pics de contraintes et d'efforts ne sont pas apparus avec les logiciels aux éléments finis, mais ont toujours fait partie des contraintes des ingénieurs structures, ils sont inhérents à la prise en compte d'efforts ponctuels dans le calcul des dalles.

Considérons par exemple l'étude d'une dalle isostatique infinie soumise à une charge concentrée en son centre.

Une approche possible pour calculer les efforts au centre d'une dalle est l'utilisation des abaques de Pücher.





L'abaque ci-dessus (surfaces d'influence) fait apparaître un pic de moments au centre: la ligne d'influence croît rapidement lorsque la charge se rapproche du milieu de la travée : les valeurs 3 / 4 / 5 puis 6 et 7 se resserrent pour aboutir à une valeur infinie, mais correspondant à une surface tendant vers 0. Pücher a arbitrairement tronqué la représentation à la valeur de 8.

Considérons une dalle de 3 m de portée articulée sur ses côtés , soumise à une charge concentrée de 10 KN en son centre.

D'après l'abaque le moment théorique au droit de la charge est infini, ce qui n'est pas satisfaisant pour l'ingénieur devant dimensionner le ferrailage. En réalité les charges ponctuelles n'existent pas, d'autant plus que la pratique courante consiste à diffuser les charges au feuillet d'une dalle. On est alors amené à calculer des intégrales pour obtenir la valeur du moment dans la dalle (pour plus de détails, on se référera aux publications originales de Pücher).

En répartissant la charge sur un carré 20×20 cm², l'intégration des surfaces montre que le moment maximal est égal à 3.0 KN.m.

Un autre exemple de l'utilisation des abaques de Pücher est donné dans [l'exemple de modélisation d'une roue Br](#).

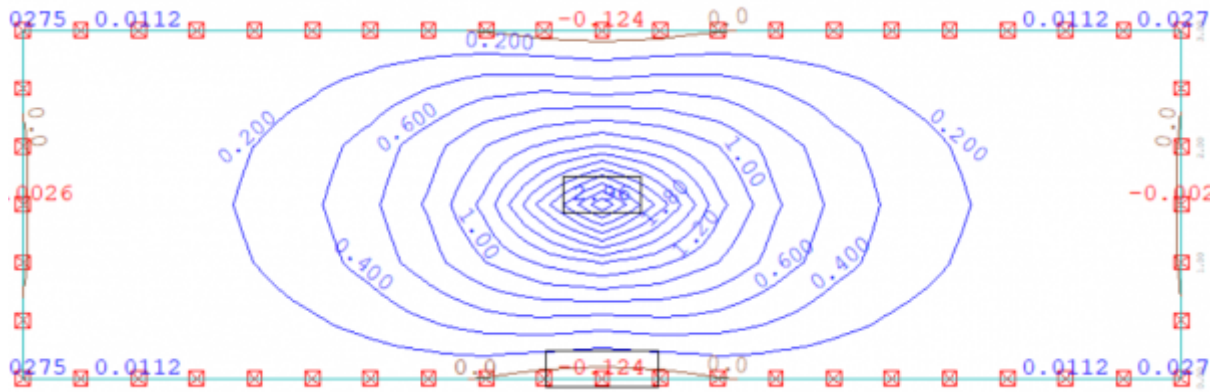
Il ne faut pas oublier que les calculs sont généralement menés avec des sections brutes (coffrage) et des matériaux élastiques (comportement linéaire). En réalité, la fissuration du béton armé va conduire à une redistribution des efforts qui tend à faire diminuer ces effets de pics. Ce genre de calculs n'entrent pas (à ce jour) dans la pratique courante.

Il est par conséquent nécessaire de savoir corriger simplement, souvent manuellement, les résultats d'un calcul linéaire.

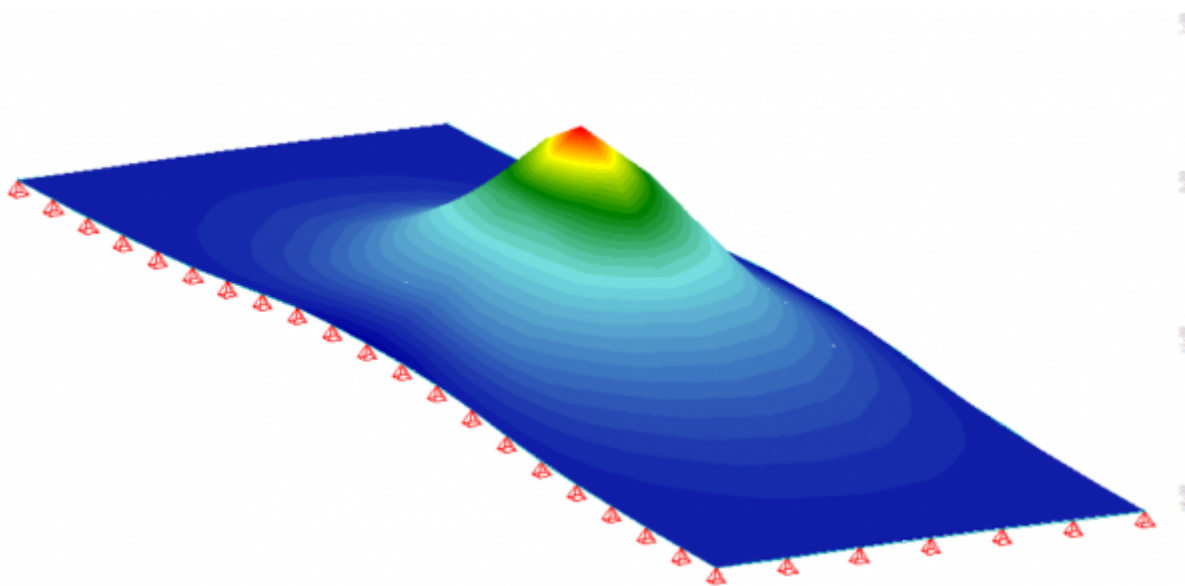
Des exemples de correction des résultats d'un calcul linéaire sont donnés ci-après.

D.5.1.2 Étude des pics par les éléments finis

Que se passe-t-il lorsque l'on calcule cette même dalle par les éléments finis ?



Dalle de 3 m de portée articulée soumise à une charge concentrée de 10 KN en son centre (efforts aux nœuds)



Idem en 3D

Nous constatons l'apparition d'un pic dont la valeur maximale n'est pas infinie, mais égale à 2.96 KN.m.

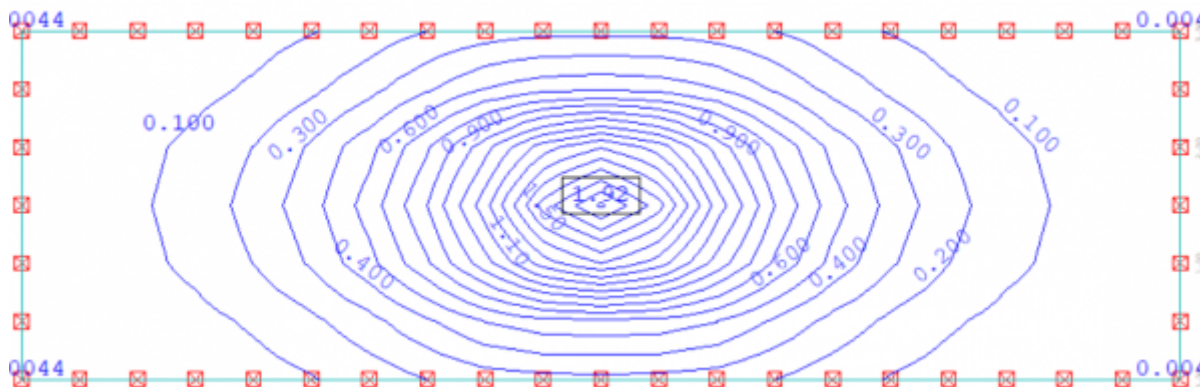
Nous avons vu que le logiciel calcule les efforts aux points d'intégration des éléments, pour extrapoler ensuite les résultats au centre puis sur les nœuds des éléments. un nœud étant généralement commun à 4 éléments, il y a donc 4 résultats par nœud (un pour chaque élément). Quel sera le résultat retenu ? La valeur maximale ? La valeur moyenne ? Les logiciels aux éléments finis ne proposent pas, en effet, un seul résultat pour chaque calcul, mais plusieurs selon les options choisies par l'ingénieur: ils sont capables de dresser des cartographies de résultats à partir des efforts sur les nœuds, ou bien à partir des efforts au centre des éléments, ils peuvent être lissés, non lissés, etc.

L'ingénieur doit choisir les options de visualisations avec rigueur, car les résultats varient grandement selon l'option choisie. C'est ce que nous proposons de montrer avec l'exemple ci après.

La figure précédente visualise les moments calculés sur les nœuds des éléments dont la valeur maximale est de 2.96 KN.m, elle est très proche de la valeur de 3.0 KN.m calculée manuellement.

Nous reprenons le même exemple en affichant les moments calculés au centre des éléments (au lieu des nœuds) ; le pic central est plus petit : 1.92 KN.m pour 2.96 KN.m précédemment. Ce résultat est

également éloigné de la valeur calculée manuellement de 3.0 KN.m.

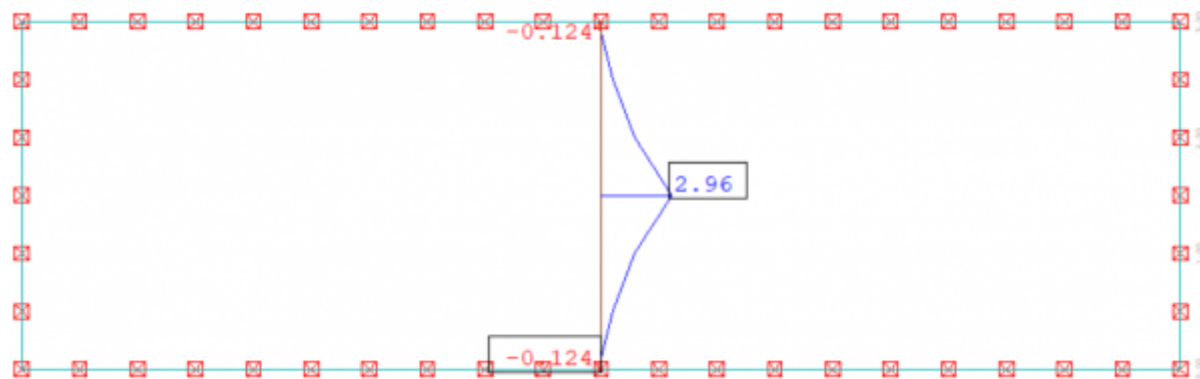


Dalle de 3 m de portée articulée soumise à une charge concentrée de 10 KN répartie sur 20x20 cm² en son centre (efforts au centre des éléments)

La représentation ci après de la courbe des moments sur une coupe au milieu de la dalle permet de comprendre ces différences.

a) Efforts aux nœuds

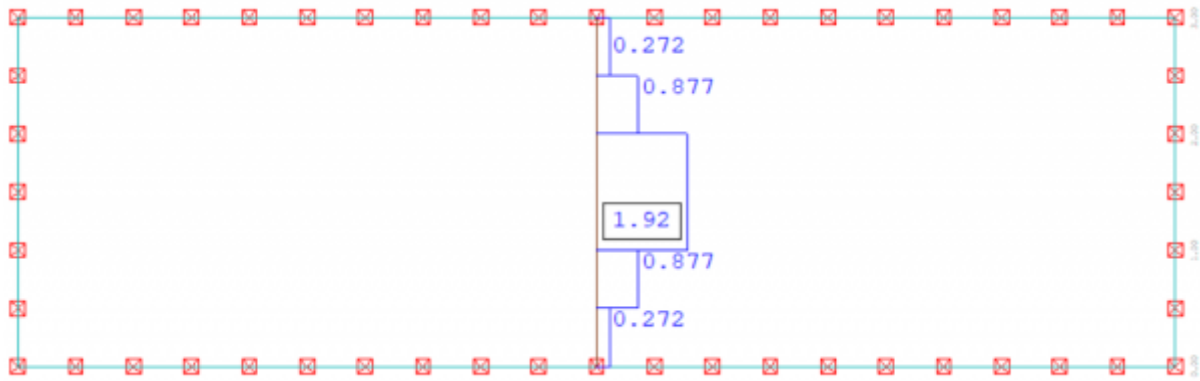
Ci-dessous la courbe des moments Myy calculés par lissage sur les nœuds



Les efforts sont calculés dans les points d'intégration des éléments puis extrapolés sur les nœuds.

Le moment maximal est de 2.96 KN.m au centre de la dalle conforme au calcul manuel.

b) Efforts non lissés sur les éléments

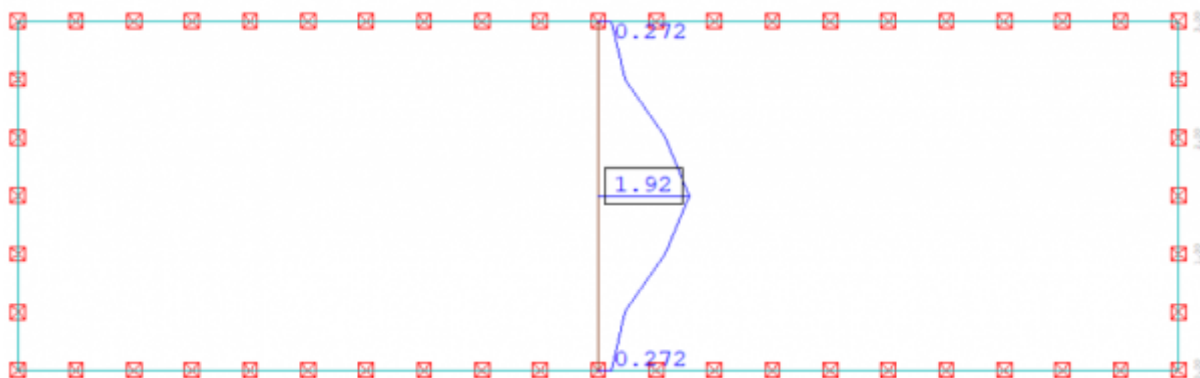


Les efforts sont calculés dans les points d'intégration puis moyennés pour obtenir l'effort au centre de l'élément.

La valeur maximale est de 1.92 kN.m , moyenne des éléments centraux.

On ne retrouve pas ici la valeur calculée manuellement de 3.0 kN.m, mais une valeur « lissée » sur les éléments entourant le pic. Nous retiendrons de cet exemple que les efforts aux nœuds donnent des résultats conformes à ceux calculés manuellement, ce qui n'est pas le cas des efforts calculés au centre des éléments.

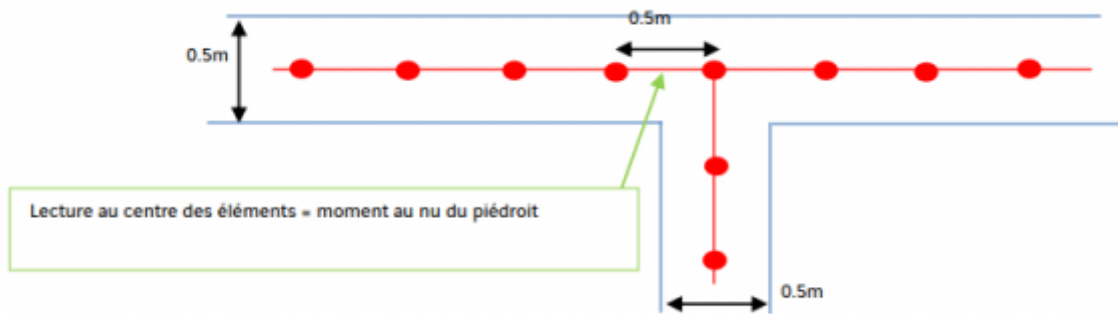
c) Efforts lissés sur les éléments



Les efforts sont calculés au centre des éléments puis lissés entre eux.

Cette courbe fait croire à une courbe extrapolée sur les nœuds, alors que les extrapolations sont effectuées seulement sur les résultats aux centres des éléments, la courbe qui en résulte est sans signification physique donc « fausse ».

En revanche, dans un autre cas de figure, cette option de lissage des efforts au centre pourrait s'avérer utile si l'on désirait connaître les efforts aux nus de voiles.

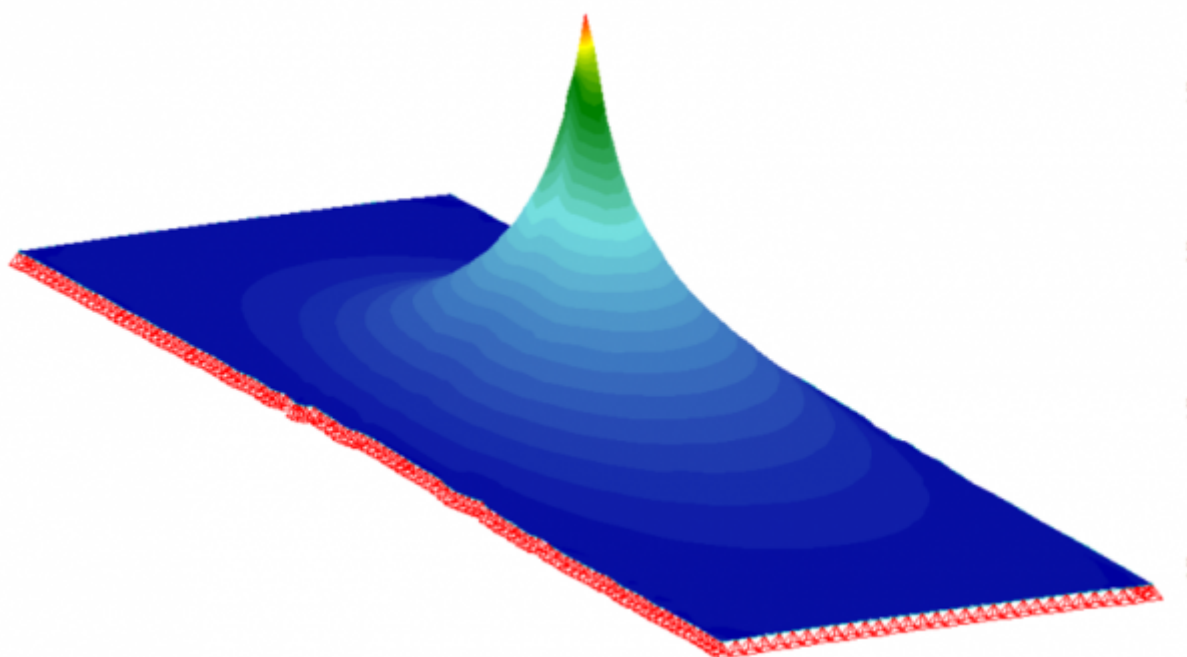


Pour être valable, la largeur de la maille devrait être égale à l'épaisseur du voile.

Les visualisations des résultats des éléments finis au droit des pics donnent des résultats très différents selon les options choisies par l'ingénieur. Ces résultats ne peuvent pas être pris tels quels, mais doivent être analysés et interprétés par l'ingénieur.

La figure ci-dessous montre les valeurs obtenues avec une force ponctuelle de 10 kN au centre de la dalle.

La valeur de moment passe à 5.2 kN.m et l'allure de la courbe de moment présente nettement un pic.

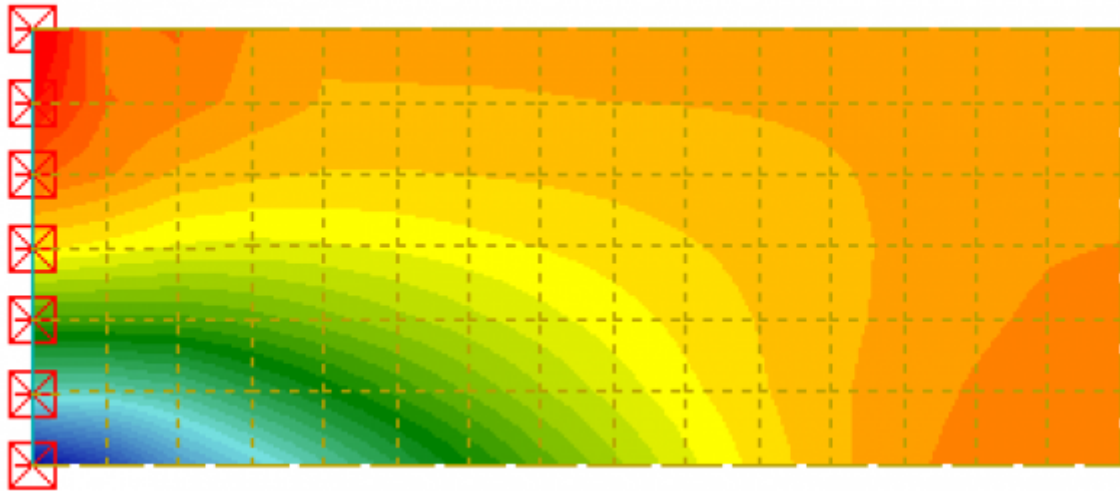


Plus loin dans le présent chapitre, on verra que les forces ponctuelles (qui n'ont pas de sens physique) conduisent à des pics d'efforts et qu'il vaut mieux éviter leur emploi pour obtenir des résultats locaux précis.

D.5.2 Méthode d'analyses des pics

Les cartographies d'aciers présentent souvent des pics d'aciers dont les conséquences sont très importantes dans le dimensionnement du ferrailage.

L'utilisateur est souvent dépourvu devant ces pics : faut-il les prendre en compte en considérant qu'ils sont structurels ou les ignorer en les assimilant à des problèmes de calculs numériques ?



Exemple : les pics visualisés ci-dessus à l'encastrement de cette poutre en console sont bien entendu structurels.

La réponse à cette problématique réside dans la compréhension du fonctionnement de la structure et du cheminement des efforts au niveau du pic, analyse indispensable pour solutionner les pics (écrêter, linéariser les ferraillements).

Cette démarche peut s'avérer difficile dans le cas de modélisations complexes, mais est toujours indispensable.

Trois types d'analyses sont envisageables :

Analyses	Objectif
1 : Analyse géométrique	Repérer les singularités de la modélisation au droit du pic pour en déterminer l'origine géométrique
2 : Analyse des sections d'acier Axi, Axs, Ayi, Ays	Réaliser une première distinction entre les efforts de membrane, de cisaillement et de flexion
3 : Analyse des efforts générant le pic	Détecter la ou les composantes « fautives » et quantifier les efforts

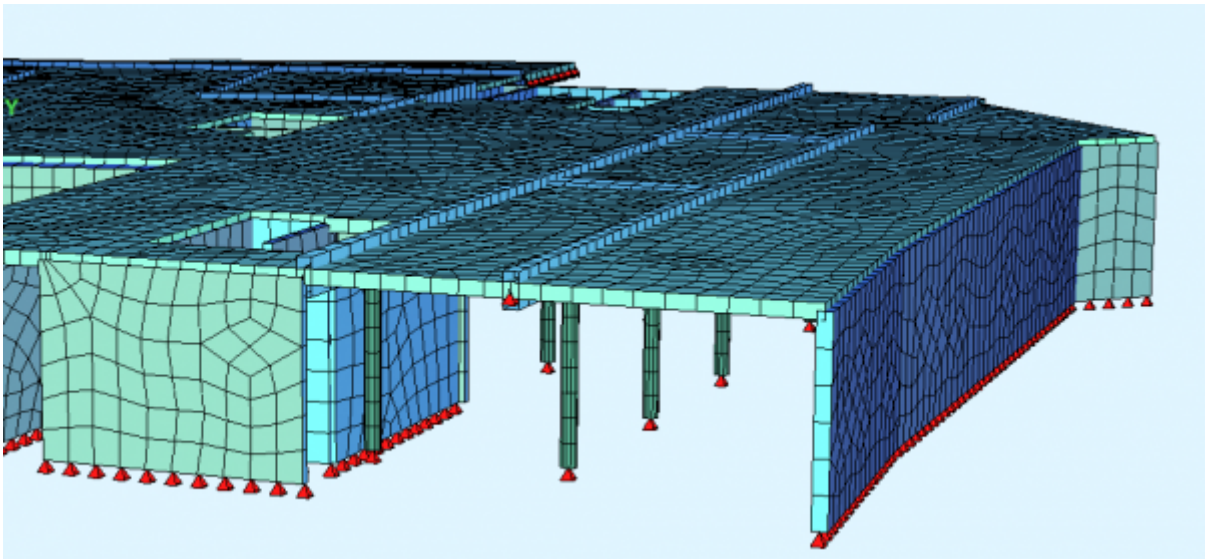
D.5.2.1 Première analyse : géométrique

L'expérience montre que 90% des pics se situent au niveau de singularités géométriques (poteaux, appuis, intersections voiles/voiles ou voiles/dalles, etc.). Ceci est dû au fait que la modélisation, réalisée à partir des plans moyens ou fibres moyennes ne représente pas les éléments avec leur géométrie volumique réelle (par exemple, une dalle est représentée par un élément plan et les poteaux sur lesquels elle s'appuie, par des éléments filaires). De manière imagée, ceci conduit, comme explicité en D.5.1, à prendre en compte des forces appliquées sur des surfaces nulles, donc fatalement à des problèmes numériques. Il est donc indispensable de repérer ces singularités sur le modèle.

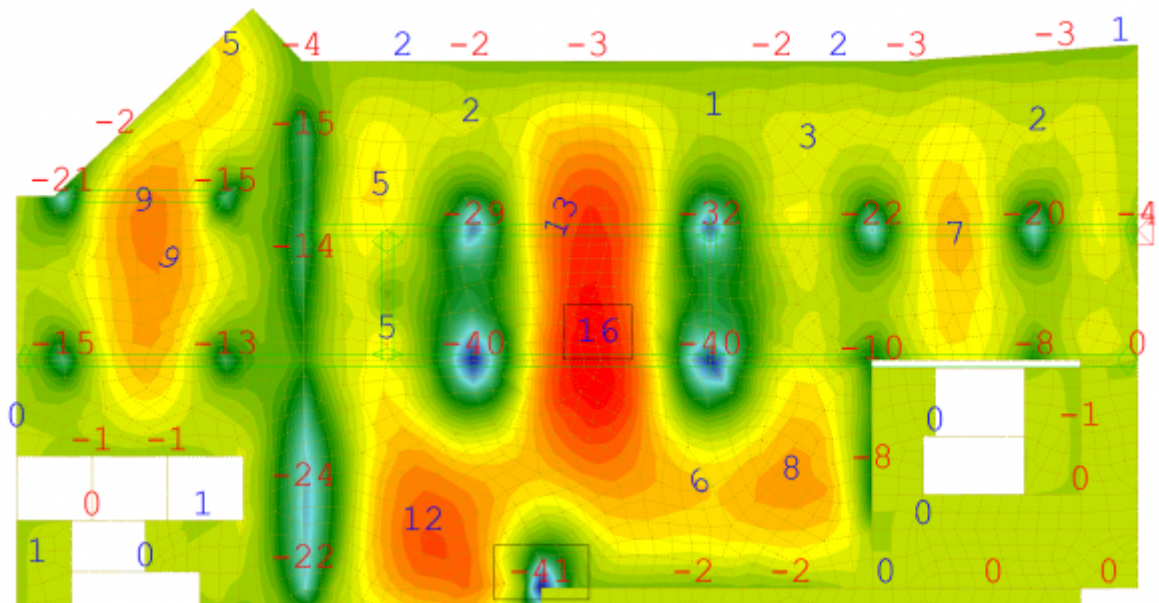
a) Exemples de pics liés à la géométrie

Nous partageons ci-après un exemple d'une dalle sur un réseau de poteaux/poutres pour lequel des pics de moments apparaissent au niveau des appuis formés par les poteaux.

Ces pics doivent être interprétés en détail, il est possible de réduire les valeurs des moments dimensionnants en écrêtant au droit des poutres.

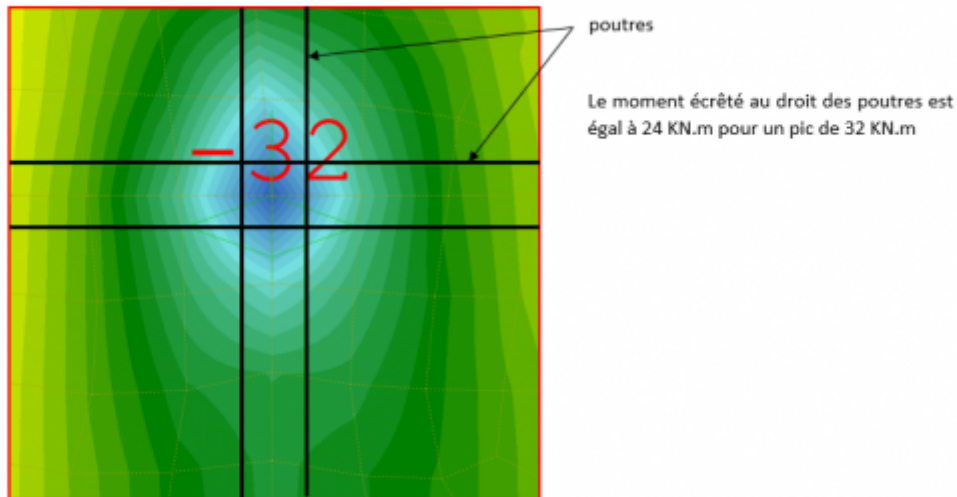


Exemple d'une dalle sur réseau de poteaux et de poutres



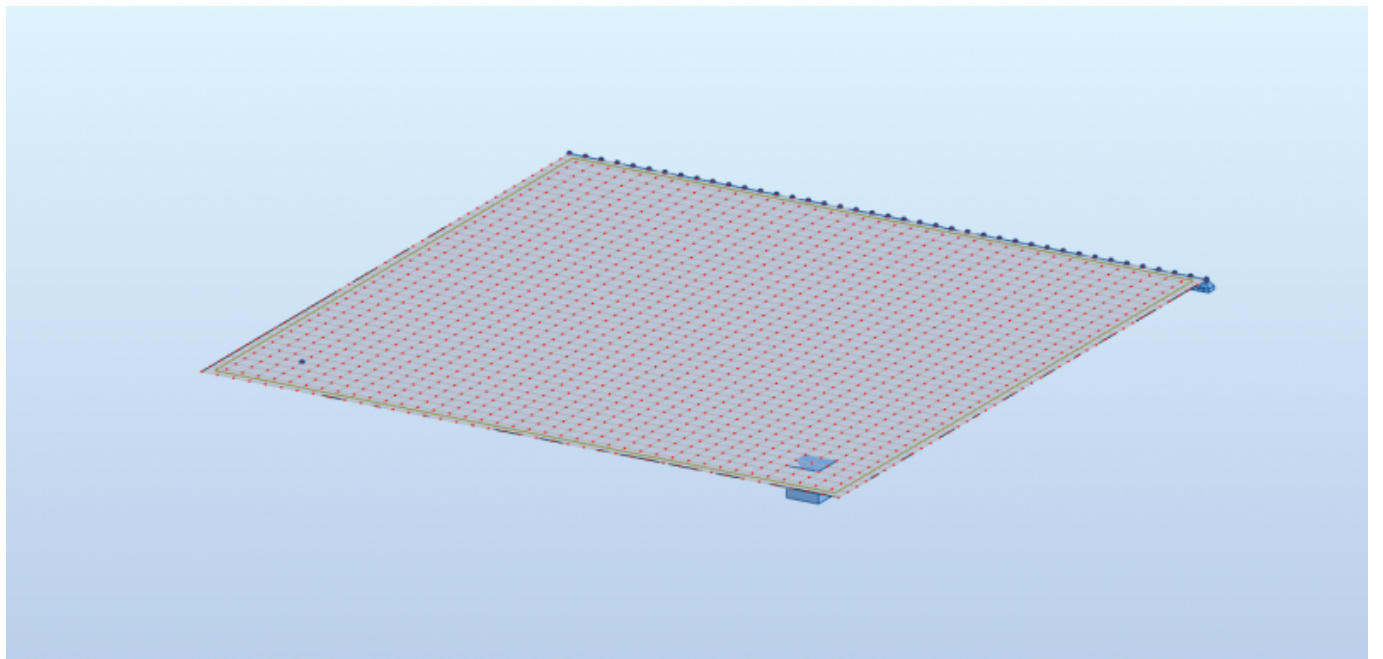
Visualisation des moments fléchissants dans la dalle

Il apparait des pics qu'il est possible d'écrêter au droit des poutres :

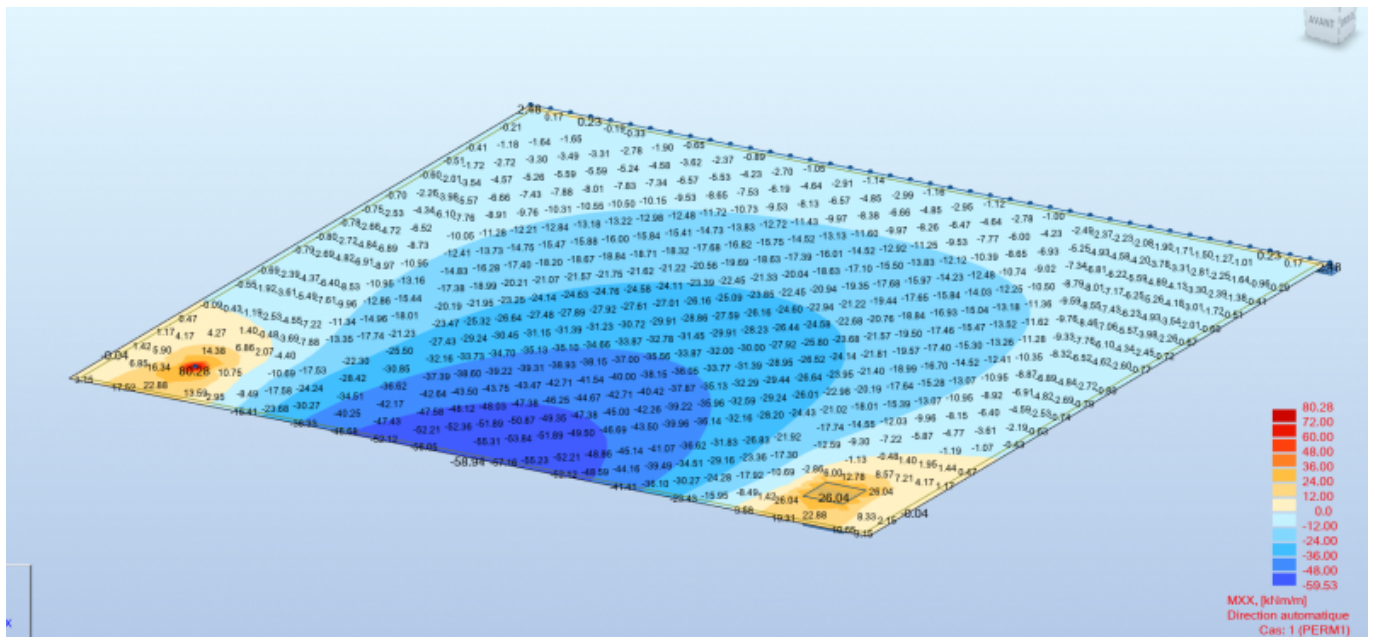


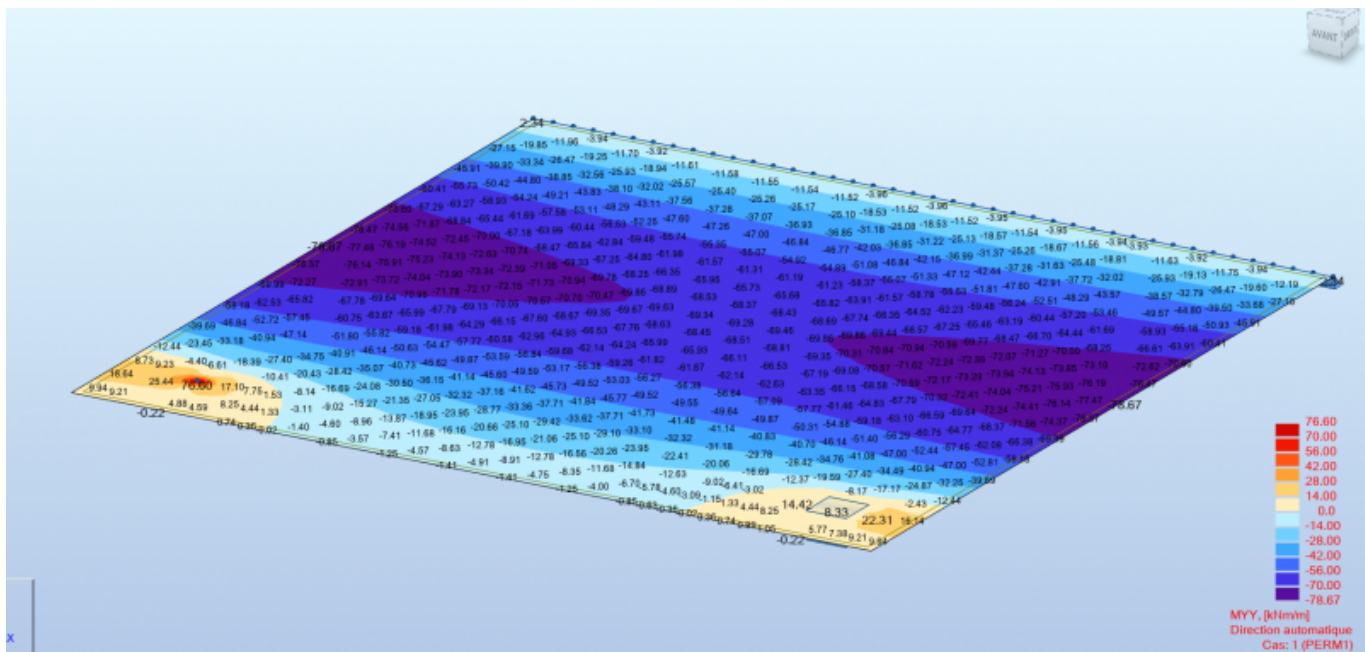
Dans le cas ci-dessus, on écrête conventionnellement au nu des arêtes des poutres ou du poteau en cas de plancher champignon.

Certains logiciels permettent de définir **des appuis avec des dimensions en plan** pour obtenir directement les efforts aux nus. Exemple d'une dalle de 10×10 m², d'épaisseur 30 cm soumise à son poids propre, appuyé linéairement sur une rive et sur deux appuis ponctuels au droit de deux poteaux à 1 m de chaque coin. L'appui de gauche est un appui ponctuel classique, l'appui de droite est un appui de type poteau, de 50×50 cm².



La représentation des efforts avec et sans réduction des efforts, montre un écart notable sur les valeurs.





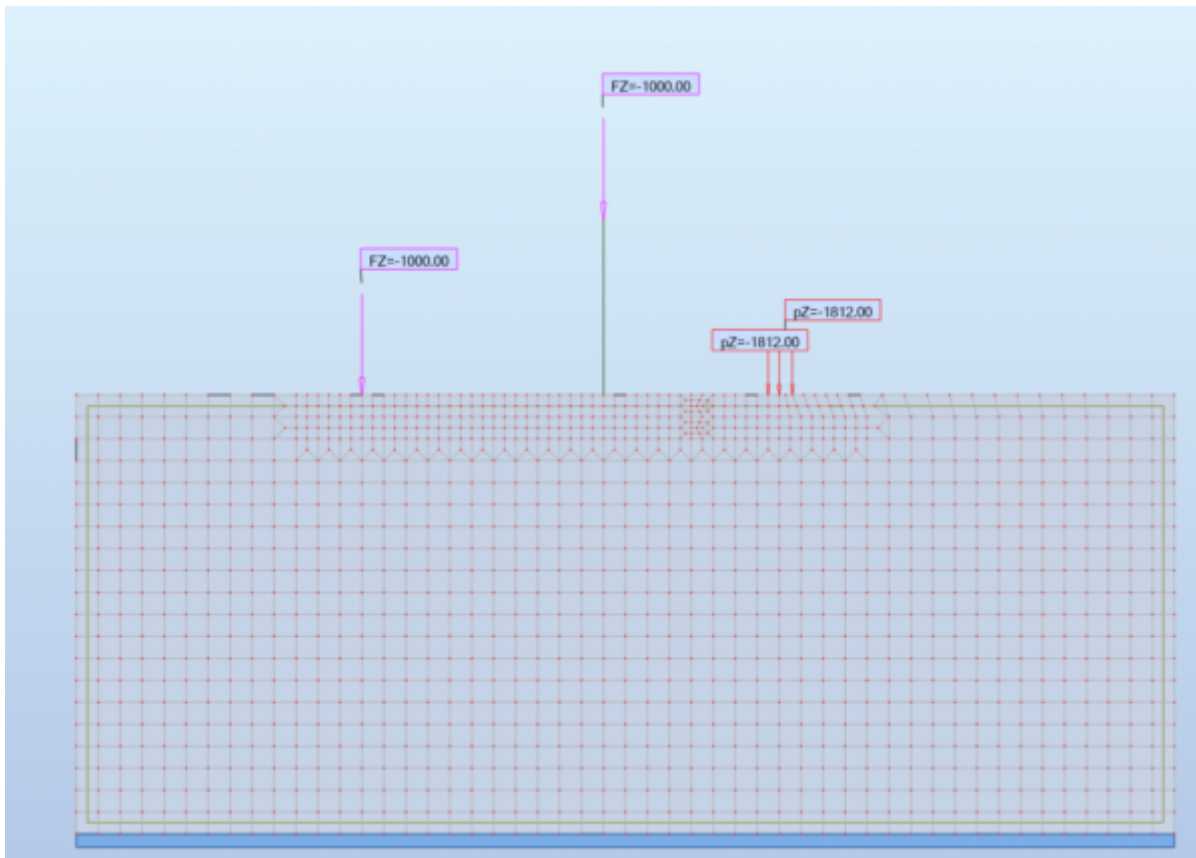
Nota: il convient toujours de bien vérifier la méthodologie employée par les logiciels et de s'assurer qu'elle est compatible avec les justifications réglementaires à effectuer.

b) Pics causés par des forces ponctuelles

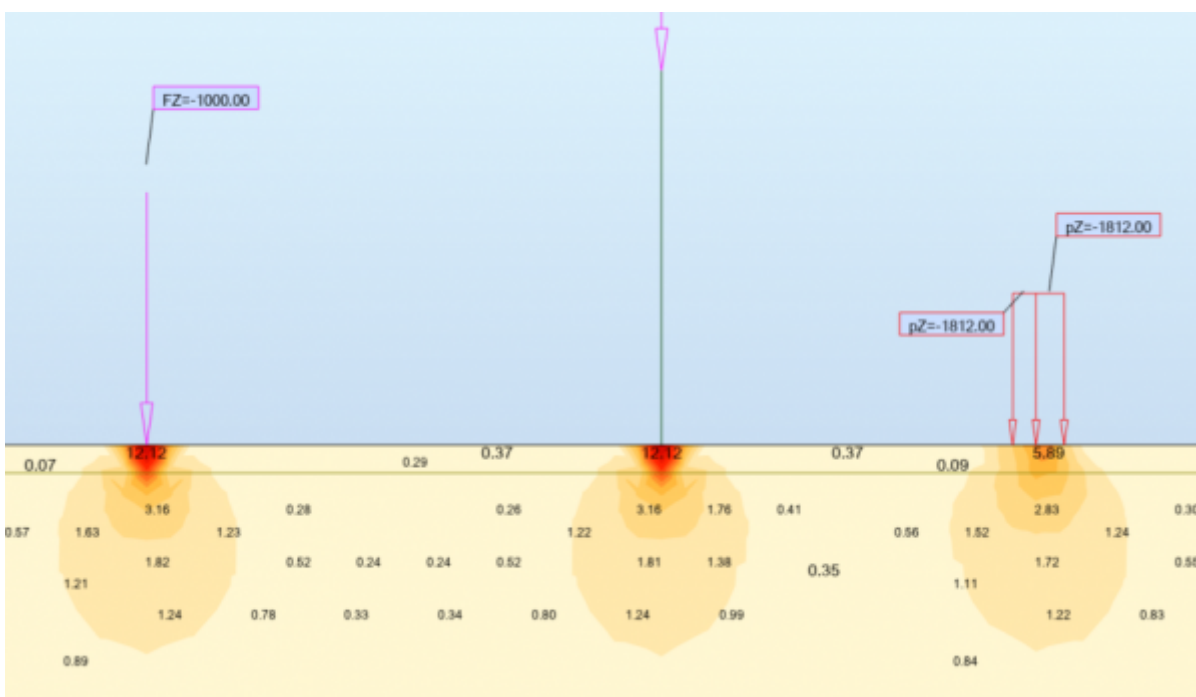
Le traitement des pics au droit des charges concentrées se rapproche de celui des pics causés par les liaisons ponctuelles. (Une force ou un torseur peut représenter les effets d'un appui ponctuel; il y a une stricte équivalence).

Exemple :

On prend l'exemple trivial d'une charge arrivant via un poteau sur un voile (voile d'épaisseur 30 cm, poteau de 55x30 cm²).



Suivant ce que l'on va chercher à calculer, l'approche ne sera pas la même. Si l'on recherche une descente de charge globale, les approches de gauche, soit via une charge ponctuelle, soit via une barre filaire conviennent parfaitement. Cependant, si l'on s'intéresse aux effets locaux, il faut absolument repasser par une charge répartie pour minimiser le pic de contraintes, ce qui ne facilite pas les calculs automatisés (et ne préjuge pas d'autres calculs manuels à effectuer: diffusion, poinçonnement ...).



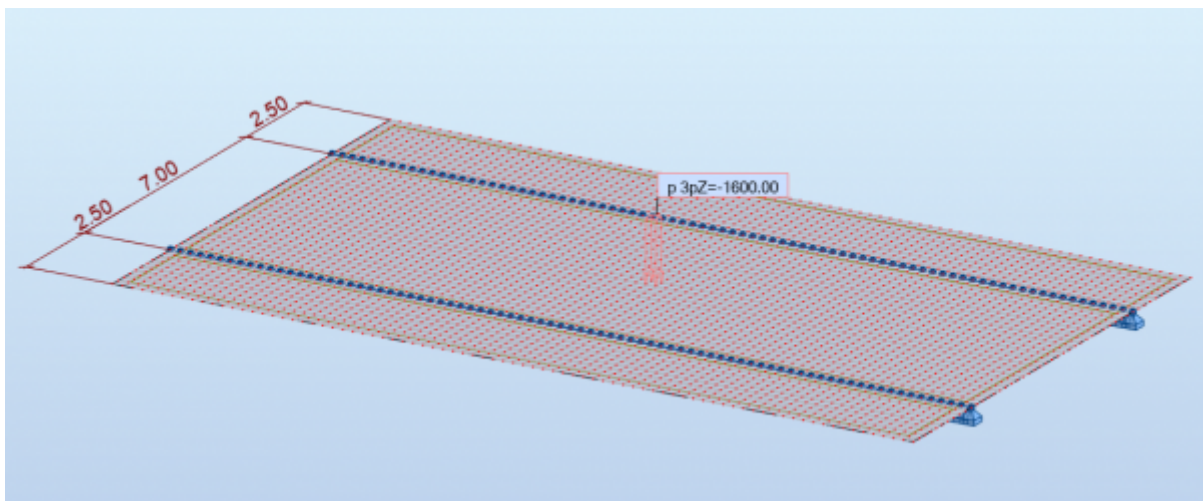
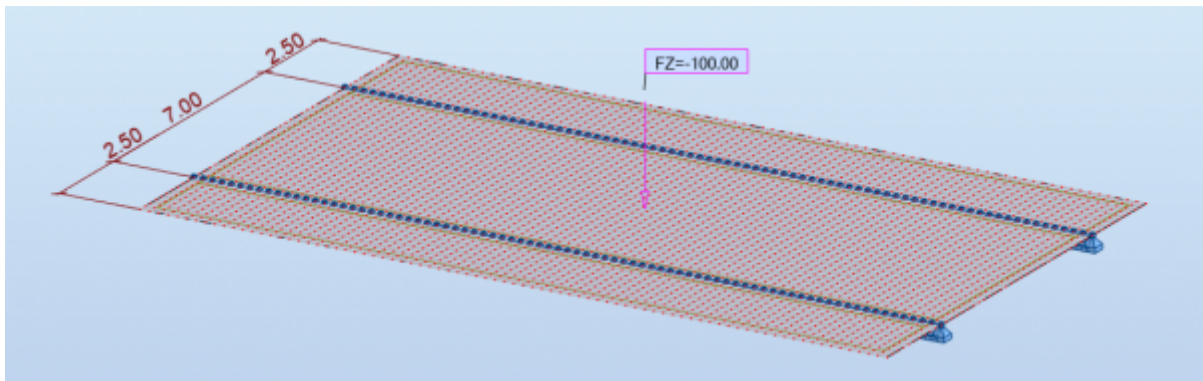
- Pic lié à la façon de modéliser une charge sur une dalle: cas d'une charge de roue sur un hourdis de pont

Une charge concentrée perpendiculaire à une dalle génère un pic de moment (voir D.5.1). Ce pic est à traiter pour calculer le ferrailage. Il peut être réduit en remplaçant la charge concentrée par un pavé de chargement prenant en compte la diffusion de la charge dans la dalle (diffusion d'une roue sur un hourdis de pont).

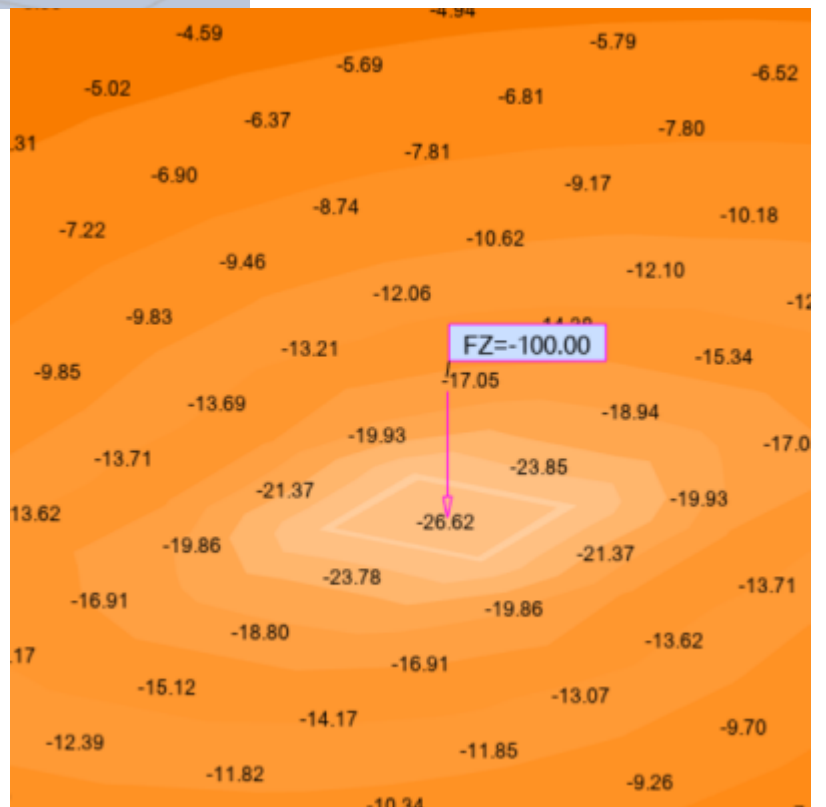
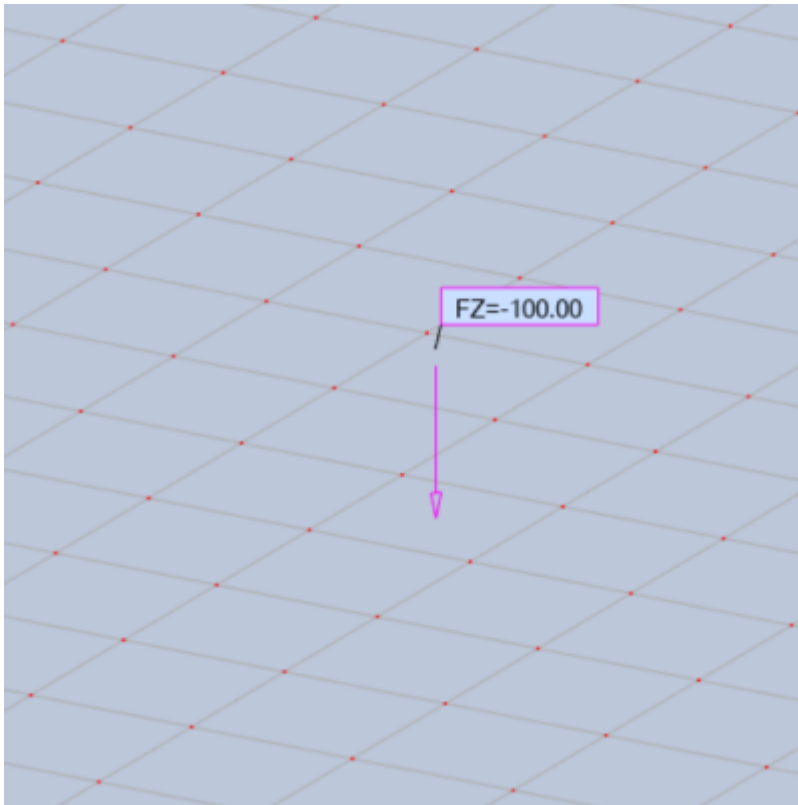
Exemple :

On compare le moment longitudinal pour une même charge de 100 kN suivant quatre approches :

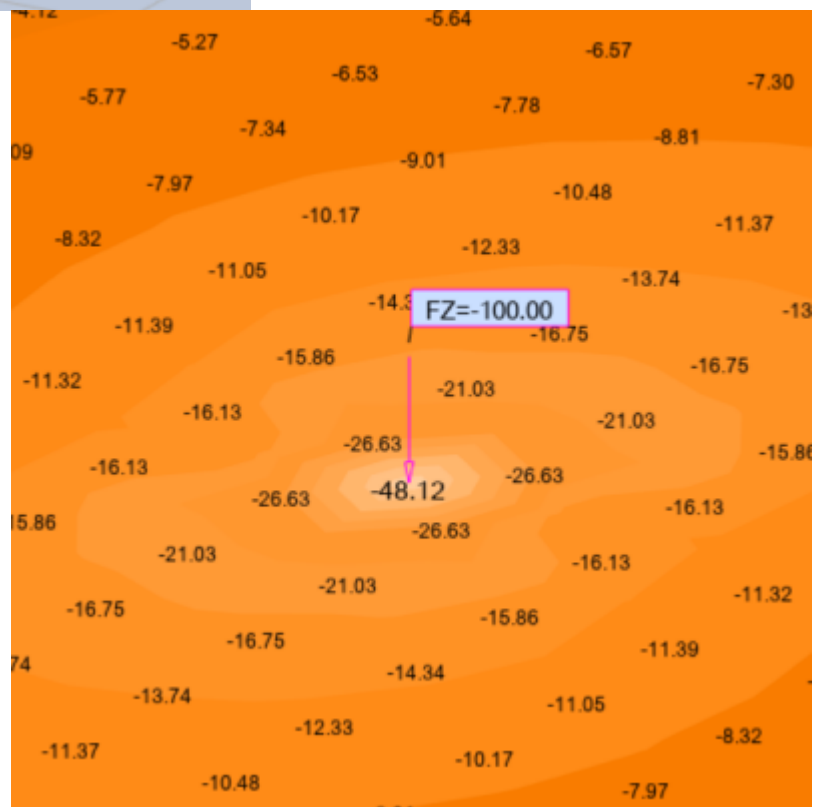
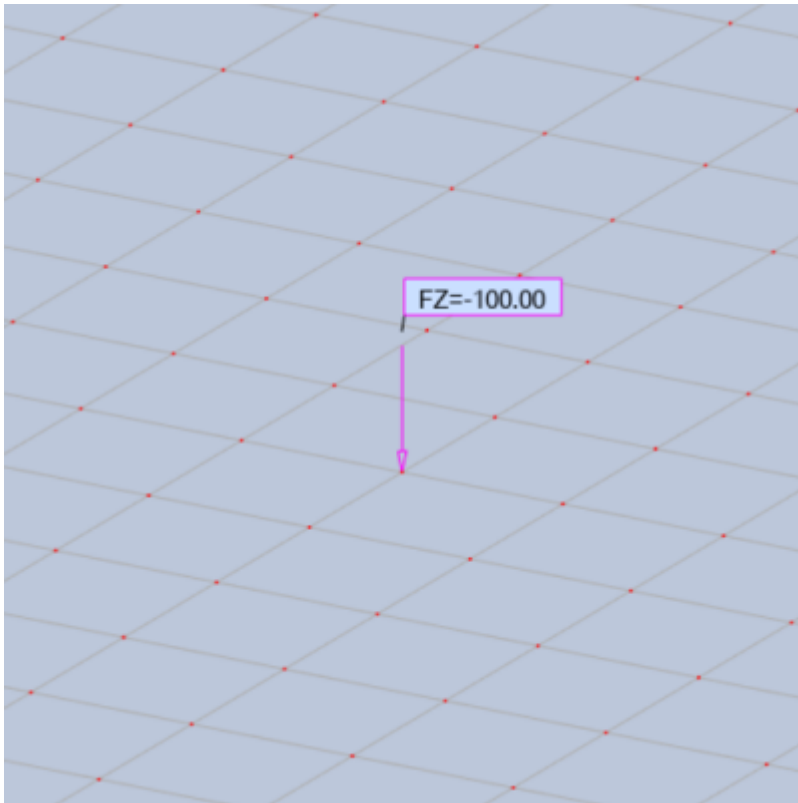
- une force ponctuelle au centre d'une maille ;
- une force ponctuelle sur un nœud ;
- une pression correspondant à une force de 100 kN sur une surface de $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$ (la maille) ;
- la force de $100 \text{ kN}/4 = 25 \text{ kN}$ répartie aux 4 nœuds encadrant une maille de $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$.



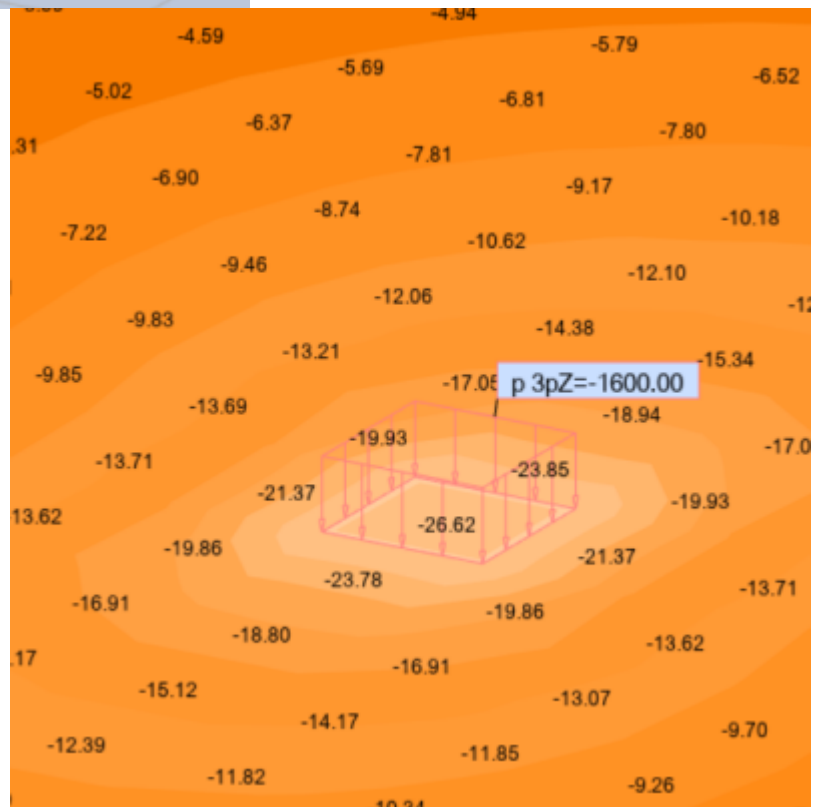
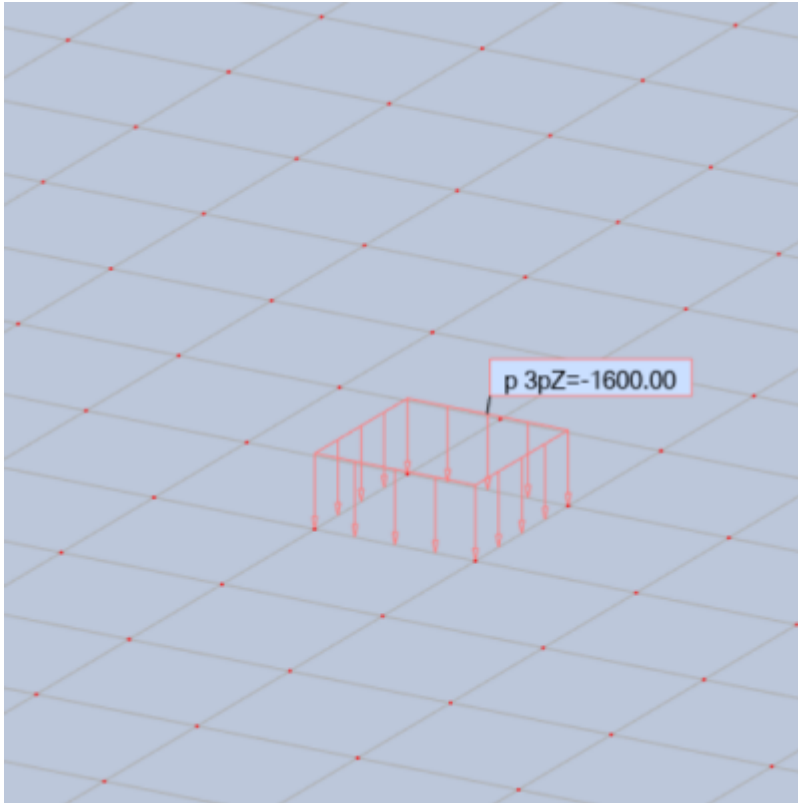
Force de 100 kN au centre d'une maille → $M_x=26.62 \text{ kN.m/m}$



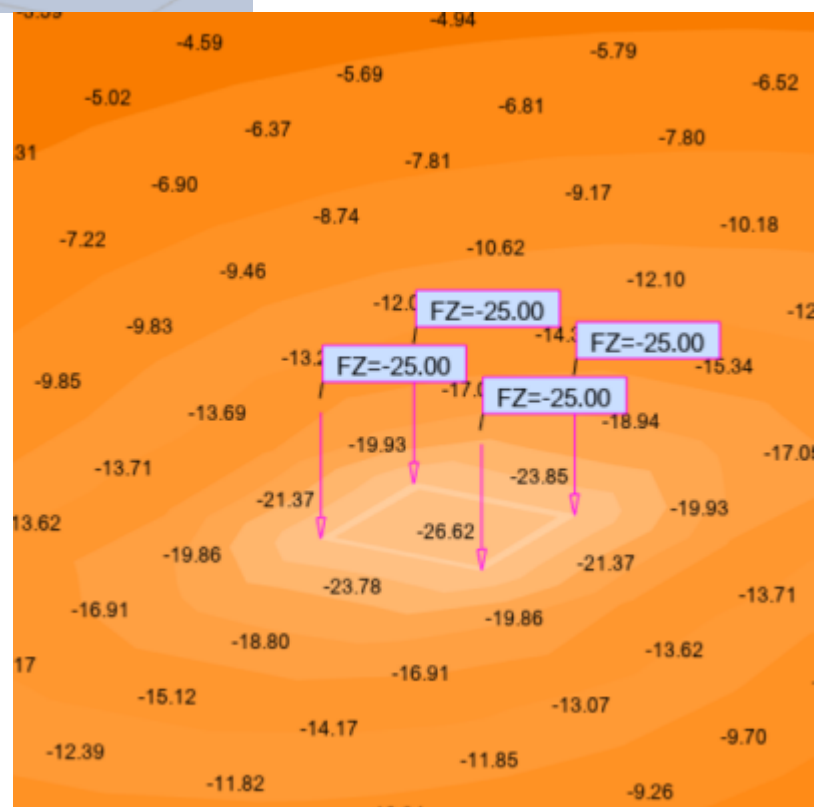
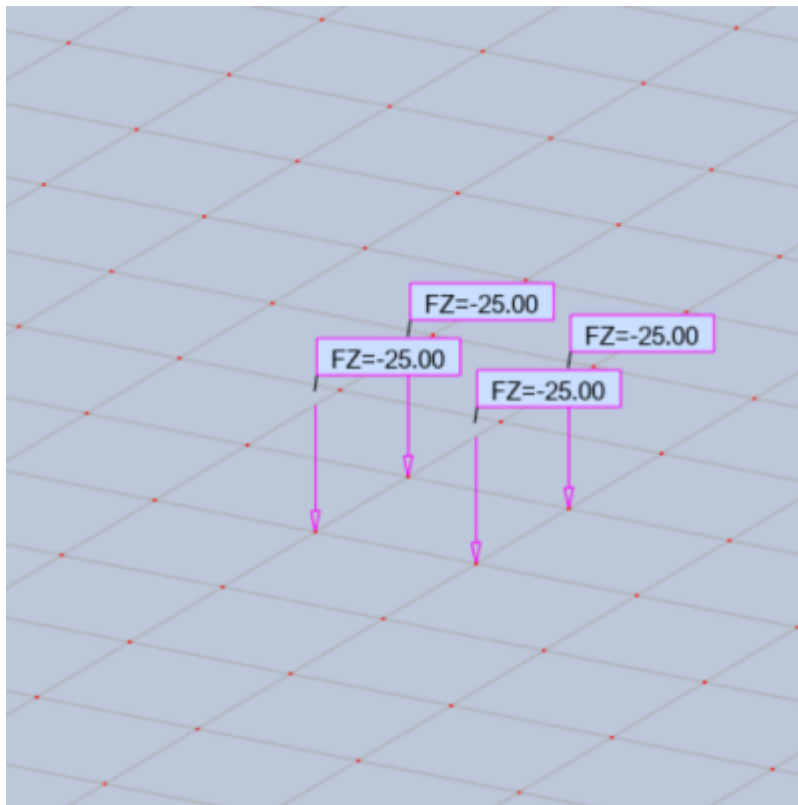
Force de 100 kN sur un nœud → $M_x = 48.12$ kN.m/m



Pression répartie sur une maille → $M_x=26.62 \text{ kN.m/m}$



1/4 de force sur 4 nœuds → $M_x=26.62$ kN.m/m



En conclusion, on se rend compte que la modélisation d'une charge répartie par une force ponctuelle peut s'avérer très pénalisante, surtout si cette charge est appliquée sur un nœud du maillage : il vaut mieux passer par des pressions (sachant que le logiciel répartit les charges aux nœuds), ou à défaut scinder la force en plusieurs charges pour éviter le pic d'effort potentiel.

Conseil : éviter la modélisation de forces réparties par une résultante ponctuelle pour le calcul des efforts dans les dalles ou hourdis !

Il convient de s'assurer que la taille des mailles est dans une proportion correcte à la fois

avec l'épaisseur de la plaque et la surface d'impact de la charge la plus petite.

En complément, pour illustrer les différents résultats que l'on peut obtenir pour un cas extrêmement simple, le Groupe de Travail a calculé les efforts générés par une roue Br du fascicule 62 titre II, à l'aide de plusieurs logiciels et avec plusieurs approches de lissage. L'étude est disponible dans la partie 3 ou directement ci-après : [exemple de modélisation d'une roue Br](#).

Nota: Dans le cas de structures comportant majoritairement des charges d'exploitation réparties, la taille des mailles aura beaucoup moins d'impact que dans celui d'un hourdis supportant des charges roulantes. Il convient également d'adapter la taille des mailles à la finalité du calcul. Une descente de charges ne nécessite pas le même maillage que le calcul de dimensionnement d'EXE de l'élément de dalle.

Poinçonnement

Il a déjà été évoqué, plusieurs fois, le fait que les éléments finis ne traitaient pas certains sujets comme le décalage des courbes de moments, les écrêtages d'efforts tranchants proches des appuis ou encore les vérifications au poinçonnement.

Sauf cas particuliers, donc, les vérifications liées au poinçonnement restent à faire manuellement. Nous allons l'illustrer sur l'exemple de la charge sur le hourdis de pont montré ci-avant.

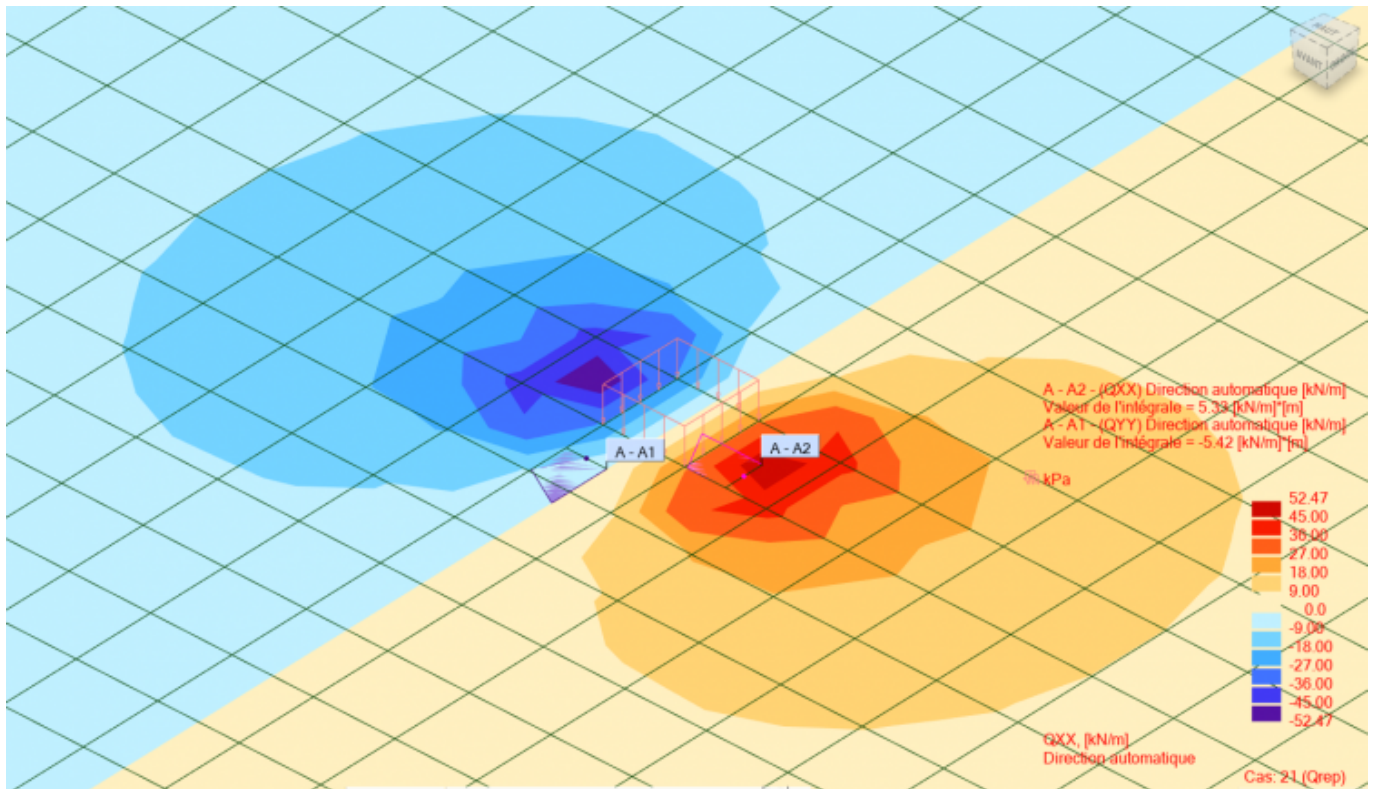
Le modélisateur pourrait être tenté de raisonner sur les contraintes de cisaillement moyennées sur la surface poinçonnée issues du calcul EF. Nous nous référons à la formule du BAEL qui a l'avantage de la simplicité. La contrainte de comparaison est simplement la charge divisée par le périmètre de l'impact diffusé au feuillet moyen et par l'épaisseur de la dalle.

Soit $\tau = 100 \text{ kN} / (4 * 0.25 \text{ m}) / 0.25 \text{ m} = 400 \text{ kPa}$ (la dalle a une épaisseur de 25 cm).

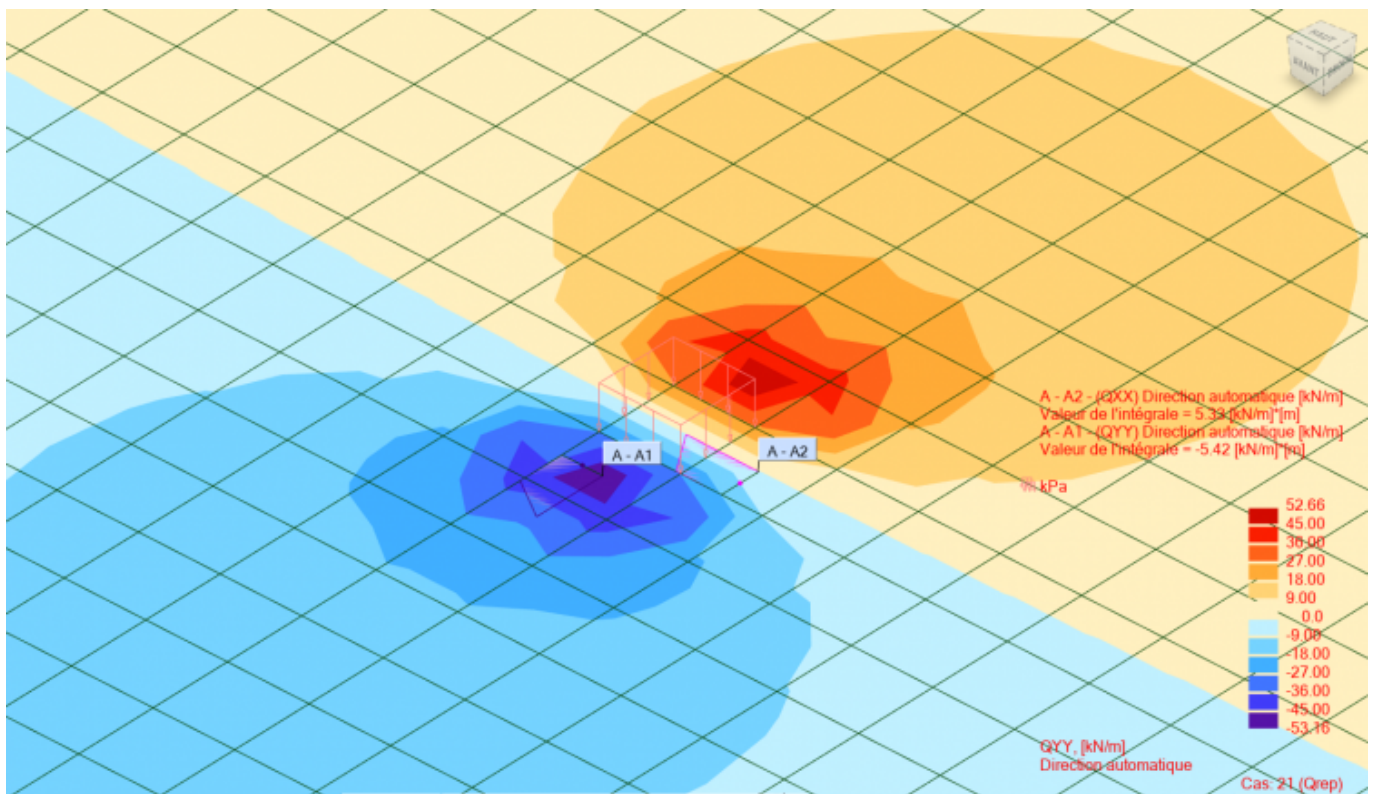
Le calcul EF, lui, aboutit à des contraintes lissées (ici dans la zone la plus défavorable, pas strictement sur le périmètre de diffusion de la charge !) de l'ordre de :

- $\tau = 5.33 \text{ kN}$ (intégrale sur 0.125 m, lue ci-dessous) / 0.125 m / 0.25 m = 171 KPa ;
- $\tau = 5.42 \text{ kN}$ (intégrale sur 0.125 m, lue ci-dessous) / 0.125 m / 0.25 m = 173 KPa.

Nous sommes loin des 400 KPa que donne l'approche réglementaire au BAEL - la prise en compte des valeurs EF ne seraient pas sécuritaire. Mais il s'agit de deux approches différentes: les cisaillements dans la dalle servent à calculer les armatures de tranchant et le poinçonnement est un autre type de vérification.



Effort Qxx (KN/m)



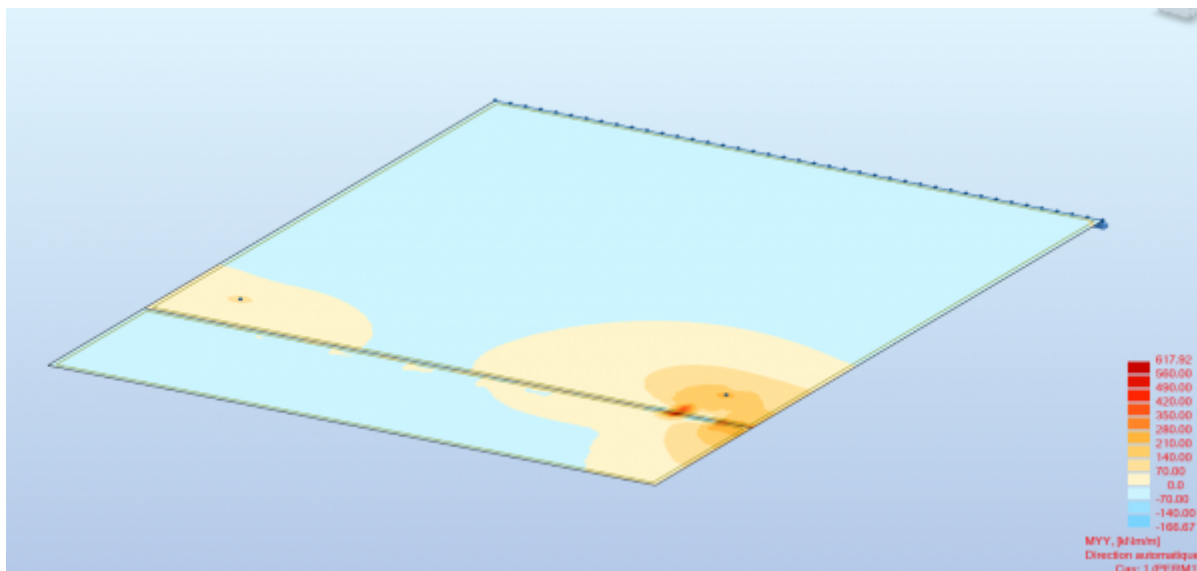
Effort Qyy (KN/m)

Pour le calcul des structures en béton armé, on retiendra que les pics ont pour origine des efforts ou des appuis ponctuels.

c) Pics causés par des problèmes de maillage

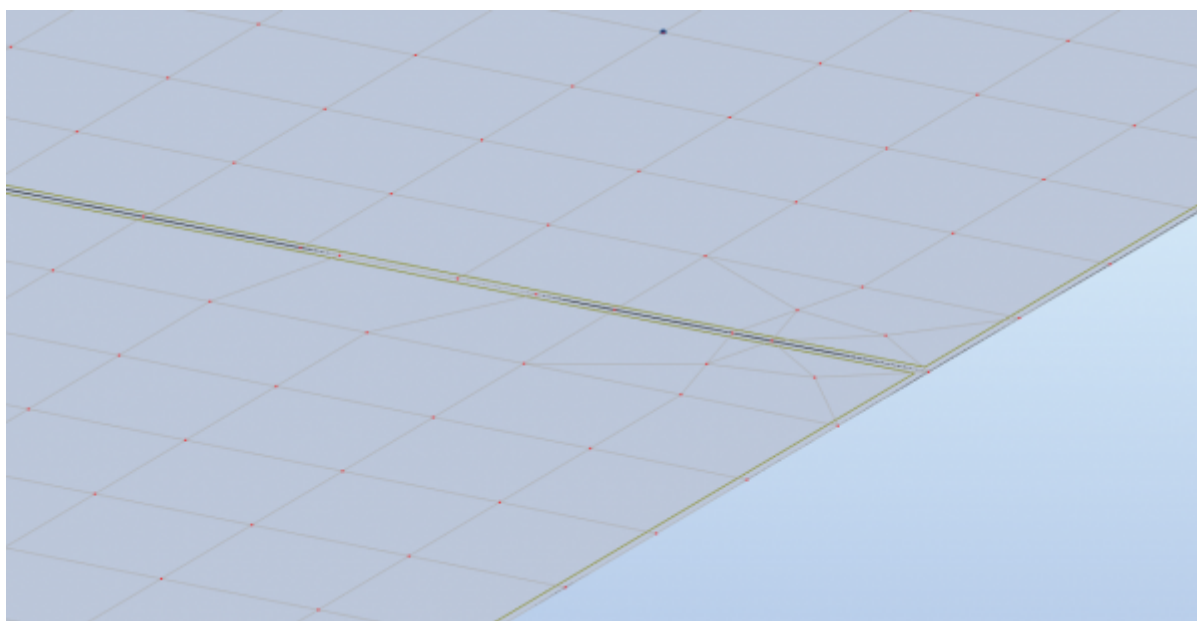
Le repérage géométrique du pic permet souvent de détecter les causes.

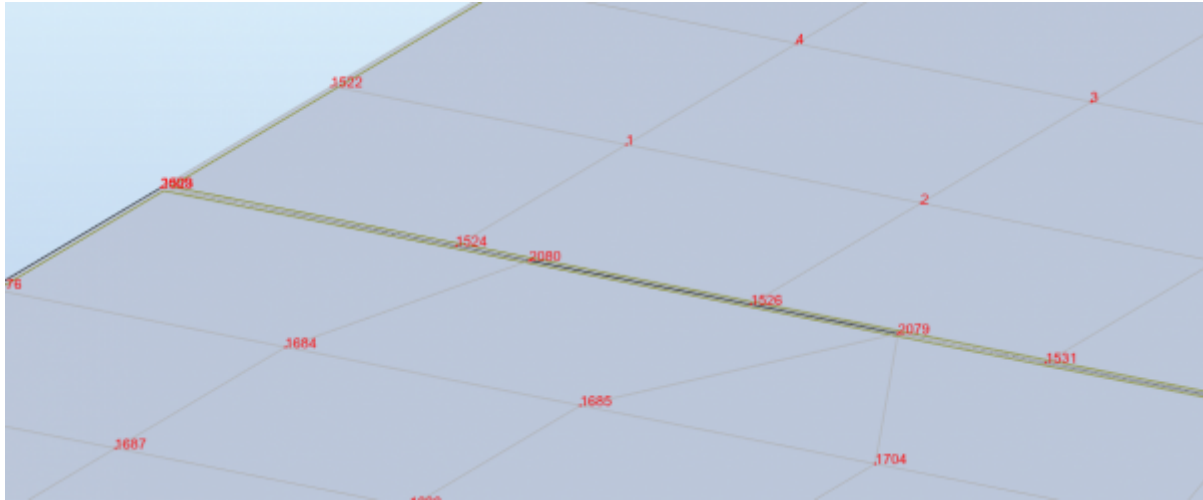
Exemple d'une incohérence de résultats liée à la modélisation : une construction graphique peut donner l'illusion qu'une arête est commune à deux coques, alors qu'en réalité il y a un décalage extrêmement faible qui conduit à des résultats aberrants. Pour illustrer ce cas, nous prolongeons la dalle d'un exemple ci-avant par un autre élément rectangulaire que nous croyons être strictement dans le même plan que le précédent. Les résultats doivent nous alerter du fait de certains pics qui apparaissent:



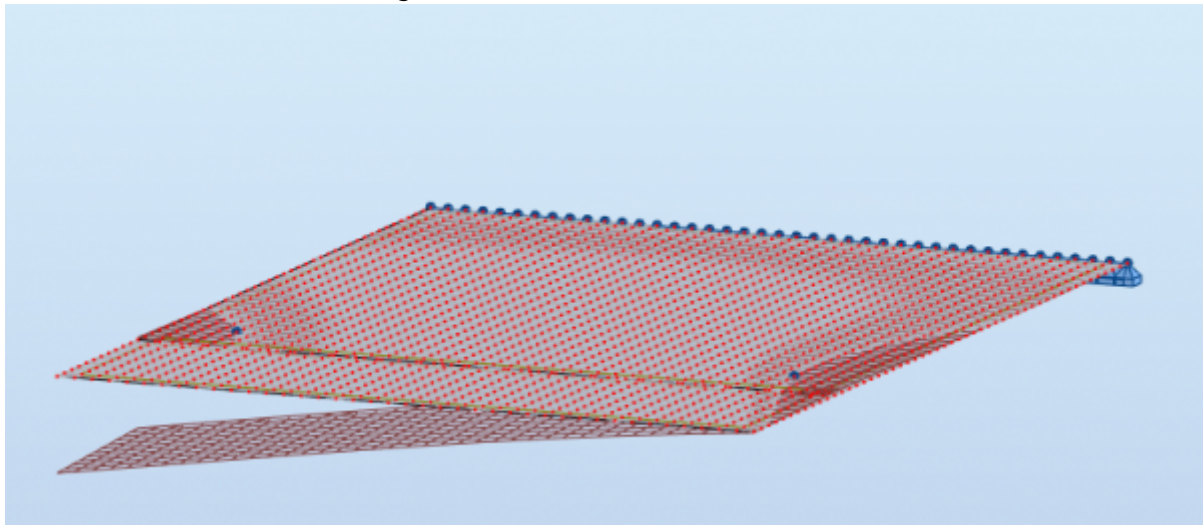
En zoomant, on constate, côté droit, que le raccord ne se fait que sur quelques points (correspondant sans doute à une tolérance géométrique du logiciel) alors que côté gauche on a un décalage, très faible (et provoqué dans le cas présent !) mais qui empêche le raccordement.

On voit sur la figure ci-dessous que les nœuds sur l'arête commune ne sont pas tous raccordés : ceci doit attirer l'attention.





L'observation de la déformée doit également nous alerter :



En cas de difficultés, l'utilisateur pourra préalablement créer lui-même les nœuds de l'arête jointive, le cas échéant avec des éléments de barre qui seront supprimés une fois le maillage fiabilisé et figé. Même si cette approche peut sembler fastidieuse de prime abord, le gain de temps peut largement en valoir la peine.

Il faut rester prudent quant à l'utilisation de corrections automatiques proposées par certains logiciels (en l'occurrence le liaisonnement de nœuds grâce à des liaisons cinématiques) qui peuvent conduire à des pics locaux de contraintes. Dans ce cas, il vaut mieux effacer certaines coques et recommencer proprement certaines parties du modèle. Voir également le § C.3.7.

D.5.2.2 Deuxième analyse : étude des sections d'aciers au droit du pic

Pour nous aider à repérer l'origine du pic, on peut analyser la cartographie des aciers sur chaque face, dans les deux directions de ferrailage. En effet, l'analyse des sections d'aciers Axi, Axs, Ayi et Ays au droit du pic fournit rapidement des informations importantes :

- des efforts de membranes élevés NXX et NYY se détectent par des sections d'aciers importantes et égales sur les 2 faces. Si de plus les 4 sections d'aciers sont égales alors l'élément travaille en cisaillement dans le plan NXY ;
- des moments fléchissants élevés MXX et MYY se détectent par des sections d'aciers importantes sur une fibre et très faibles sur l'autre.

Pour illustrer ces propos, le tableau ci-dessous résume les conséquences sur les armatures de chaque composant d'efforts :

composantes d'effort	sections d'acier				remarques
	Axi	Axs	Ayi	Ays	
Moments de flexion					
MXX >0	X	0			
Mxx <0	0	X			
MYY >0			X	0	
MYY <0			0	X	
MXy	X	X	X	X	Axi=Axs=Ayi=Ays
Efforts normaux					
NXX >0 (traction)	X	X			Axi=Axs
NXX <0 (compression)	0	0			
NYY >0 (traction)			X	X	Ayi=Ays
NYY <0 (compression)			0	0	
NXY	X	X	X	X	Axi=Axs=Ayi=Ays

Le code X indique une valeur importante de la section d'acier, le code 0 une valeur faible.

A partir de là on procède à l'analyse décrite ci-après.

D.5.2.3 Troisième analyse : étude des efforts au droit du pic

Si les deux analyses précédentes ne sont pas suffisantes pour expliquer le pic, il est nécessaire alors d'étudier en détail les composantes des efforts pour en déterminer leurs intensités et repérer les cas de charges dimensionnants.

Cette analyse qui est souvent longue et délicate dans le cas d'une modélisation complexe, peut être grandement simplifiée pour les modélisations simples en procédant à des cartographies d'efforts ou des coupures locales.

D.5.3 Résolution du pic : détermination du ferrailage final

Après avoir compris le fonctionnement de la structure et maîtrisé les cheminements des efforts, l'ingénieur a tous les éléments pour solutionner le pic et en déduire le ferrailage strictement nécessaire.

D.5.3.1 Cas où les écrêtages ou lissages ne sont pas possibles

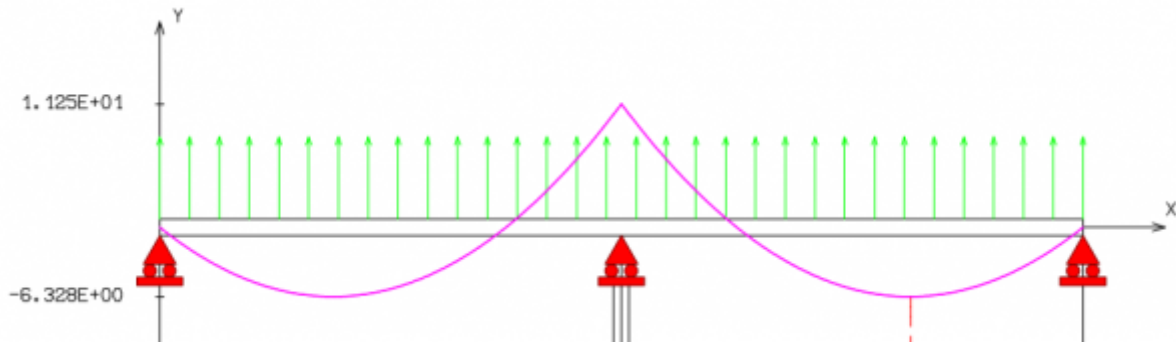
Dans certains cas, l'étude du cheminement des efforts montre que les pics sont réels et ne peuvent être écrêtés, c'est le cas des linteaux qui font apparaître des pics très importants à leurs extrémités, ce qui est logique car ce sont des poutres bi-encastées qui doivent être calculées selon les règles de la RDM et du béton armé (poutre bi-encastée soumise à un cisaillement constant).

D.5.3.2 Ecrêtage des moments sur appuis

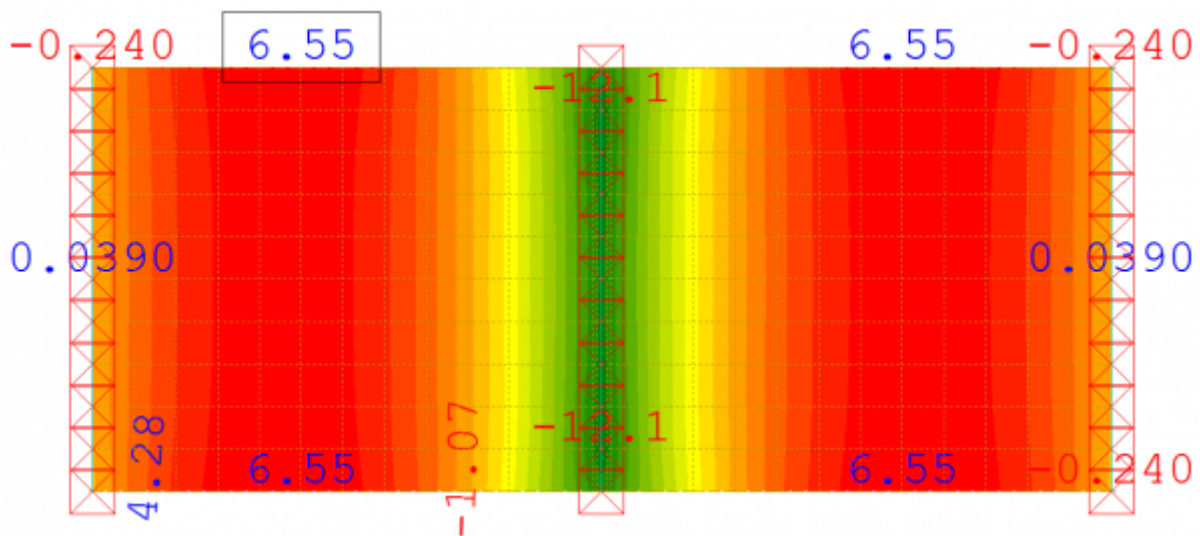
L'article 9.5.3.2.2 de l'EC2-1 permet d'écrêter les moments au nu des appuis (voiles)

a) Poutre appuyée sur un poteau - exemple 1

Considérons l'exemple d'une dalle comportant 2 travées de 6 m et chargées uniformément par 25 kN/m².



Les moments théoriques sont de -11.2 kN.m sur appuis et de 6.3 kN.m en travée

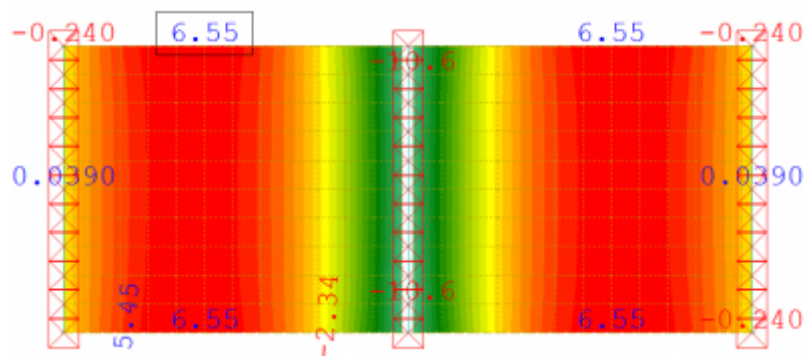


Le logiciel EF fait apparaître un pic de -12.1 kN.m sur appui qui est réel.

Ecrêtage au nu du voile :

Pour obtenir le moment au nu du voile (ép. = 20 cm), l'utilisateur a plusieurs solutions :

- soit réaliser des coupures au niveau de l'appui ;
- soit ne pas visualiser la zone d'appui (mais cela nécessite une adaptation du maillage) ;

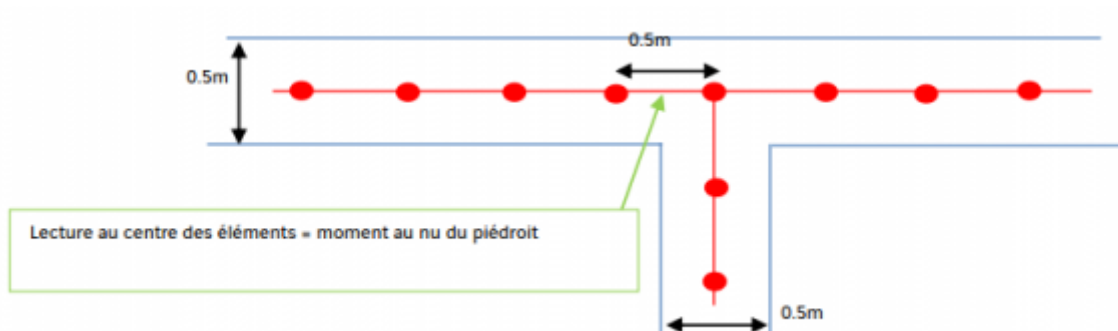


Moment au nu des appuis = -10.6 kN.m

- soit adapter le maillage afin que la largeur de la maille sur appuis soit égale à l'épaisseur du

voile, comme représenté ci-dessous.

Le moment au centre de la maille représentera alors le moment au nu de l'appui.

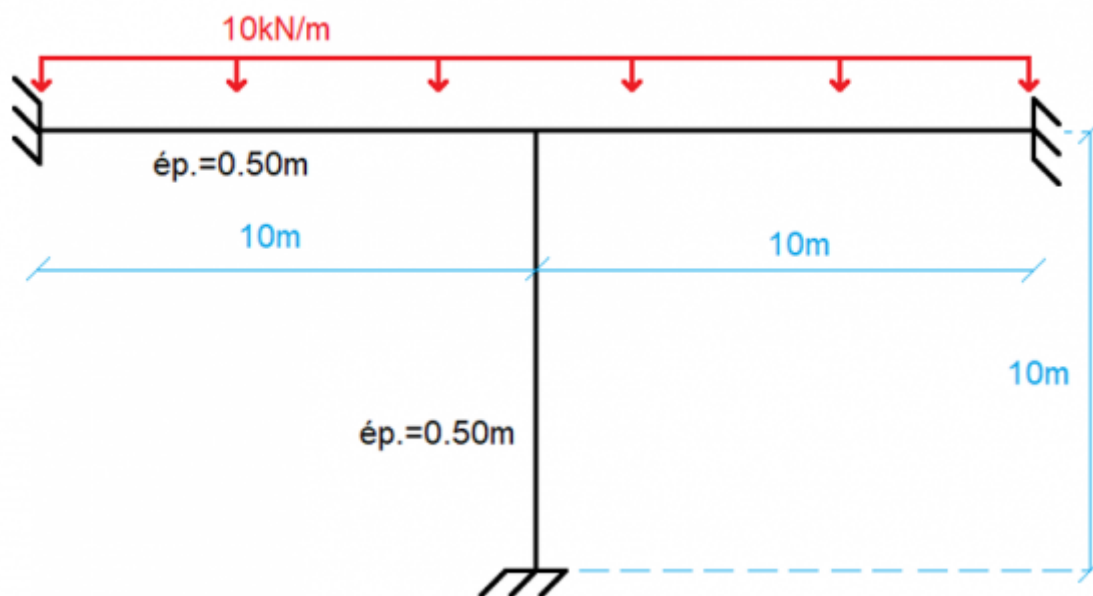


Le même type de réflexion et d'approche est à mener pour écrieter l' effort tranchant, le cas échéant.

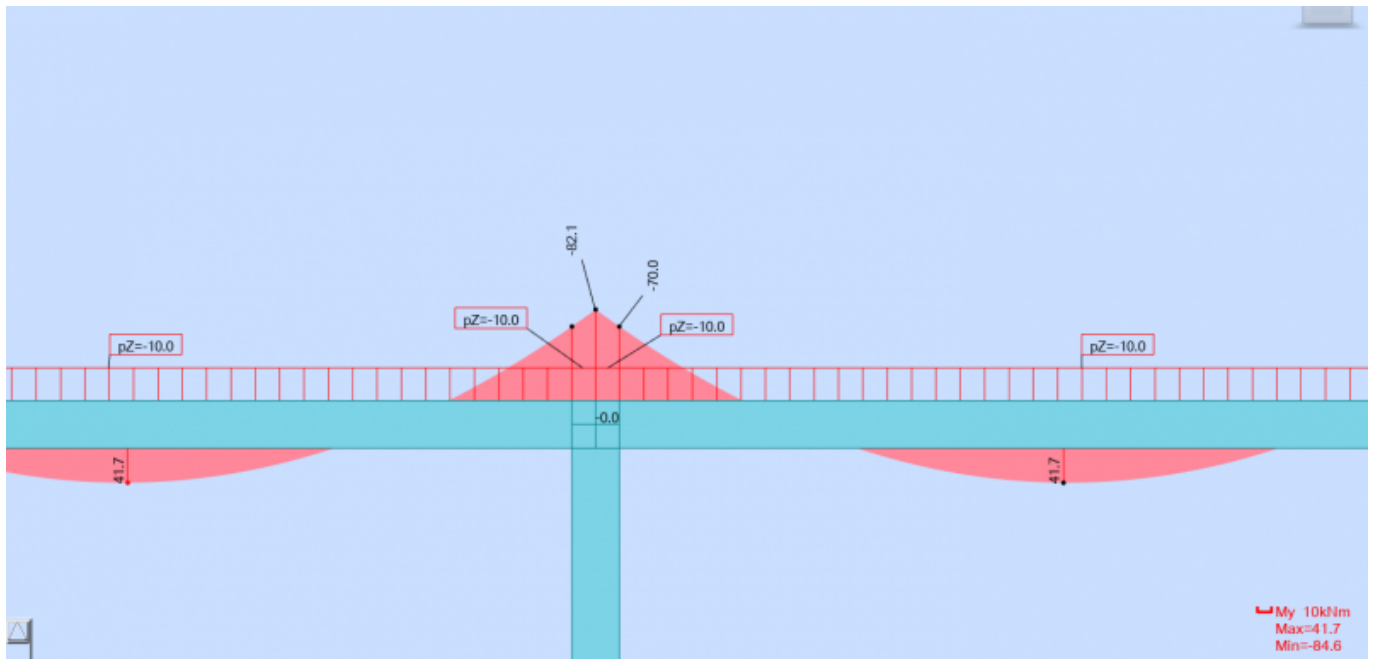
b) Poutre appuyée sur un poteau - exemple 2

L'exemple ci-dessous montre deux manières de modéliser une structure poteau-poutre simple pour mettre en évidence les effets des dimensions réelles des structures.

Le principe est le suivant, pour une largeur hors plan de 1 m :

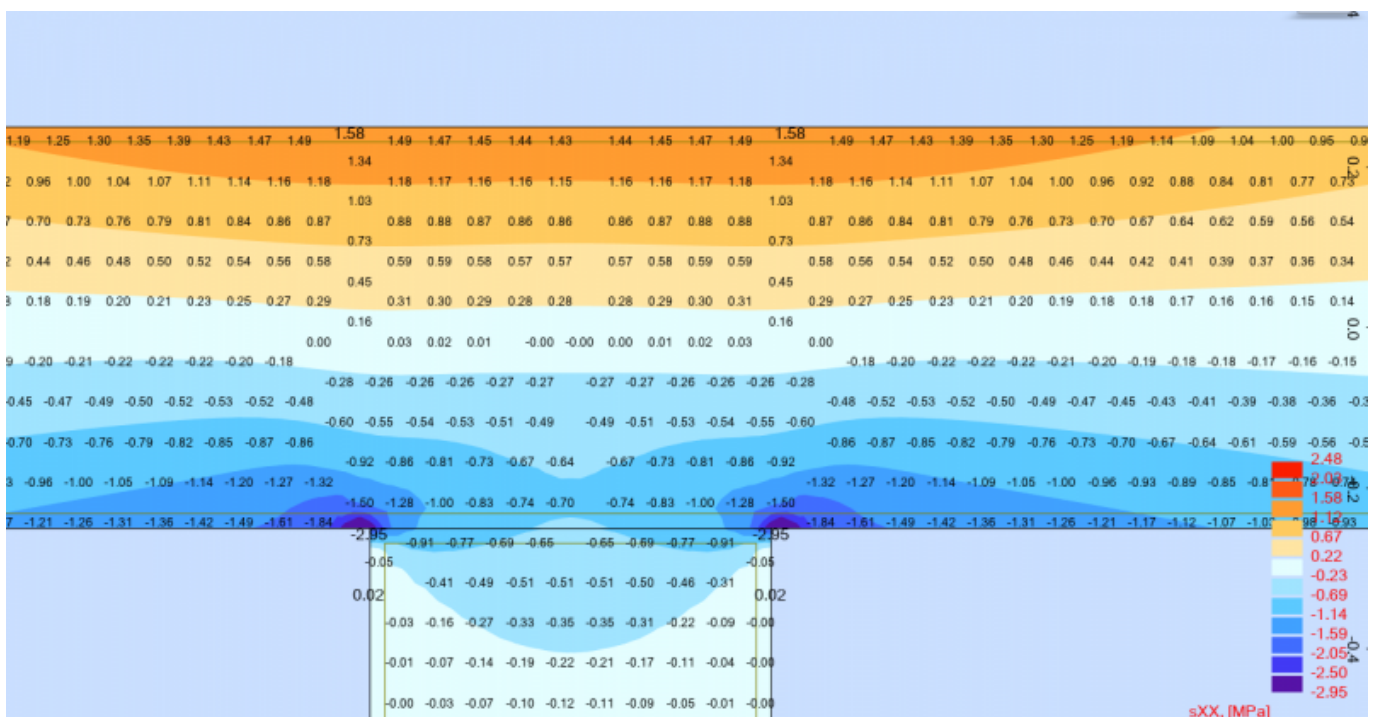


Dans un premier temps, un modèle filaire permet de calculer les moments, au niveau de l'appui central (vue tronquée) :



Le moment sur l'appui central vaut 82.09 kN.m, ce qui donne une contrainte extrême en fibre supérieure et en fibre inférieure de $6M/(bh^2) = (6 \cdot 82.09) / (1.0 \cdot 0.5^2) = 1970 \text{ kPa} = 1.97 \text{ MPa}$. La contrainte au nu vaut, quant à elle $(6 \cdot 70.00) / (1.0 \cdot 0.5^2) = 1680 \text{ kPa} = 1.68 \text{ MPa}$.

Ci-dessous le résultat (en contraintes) du même calcul effectué sur un modèle avec des plaques, bloquées en déplacement hors plan. Ce modèle permet de représenter le comportement en coupe, avec les épaisseurs réelles des éléments. (vue tronquée)



La contrainte obtenue en fibre supérieure est de 1.58 MPa. (Celle en fibre inférieure n'est pas représentative du fait qu'elle est calculée dans une zone singulière que constitue l'angle droit).

Ce modèle met en évidence la légitimité des écrêtages effectués dans la pratique.

D.5.4 Lissage des ferrillages

La méthode ci-après issue d'une pratique courante dans le domaine **du Génie Civil Nucléaire** permet de donner des règles simples pour lisser les ferrillages.

Son application reste néanmoins soumise au jugement de l'ingénieur. En particulier, dans le cas de planchers de bâtiments courants ou de hourdis de ponts, ces valeurs sont sans doute trop favorables et il semble loisible de réduire la taille du lissage à la moitié des valeurs ci-dessous, par conséquent plafonner cette taille à 2h (h étant l'épaisseur de la dalle).

Dans ce cadre, le lissage des sections d'armatures longitudinales et des armatures d'effort tranchant doit se faire :

- entre éléments adjacents (et non successifs par rapport à la direction du ferrillage) ; le lissage se fait perpendiculairement à la direction du ferrillage ;
- sur une distance raisonnable (jugement de l'ingénieur) et inférieure à une valeur fonction de l'épaisseur de la plaque et de la portée de la plaque.

La pratique courante actuelle est de faire la moyenne sur les résultats de trois éléments : l'élément pour lequel le maximum est observé et les deux éléments adjacents, en limitant la largeur sur laquelle s'effectue la redistribution à 4 fois l'épaisseur de la dalle (voir le tableau ci-après).

Ex : si la taille des éléments est de 1 m, faire la moyenne sur trois éléments revient à faire la moyenne sur une largeur de 3 m. Pour une dalle de 0.5 m, cette largeur est limitée à 4 fois l'épaisseur de la dalle, soit 2 m, ce qui conduit à faire la moyenne sur seulement deux éléments.

Il faudrait aussi limiter la largeur de répartition en fonction de la portée de la dalle ou de la hauteur du voile, en effet plus la portée (ou la hauteur) est faible, plus la largeur de répartition doit être réduite.

Règles proposées pour le lissage des pics de ferrillage longitudinal des dalles (issus des efforts N, M)

Elles sont présentées dans le tableau qui suit. Elles sont valables pour une dalle soumise essentiellement à des efforts de membrane et à des moments de flexion dus à des charges réparties hors du plan, et avec un maillage suffisamment fin qui présente :

- un nombre impair d'éléments selon les deux directions de portée ;
- au minimum de 5 éléments selon la petite portée (7 éléments si possible) ;
- une taille de maillage égale à l'épaisseur des éléments porteurs.

Largeur sur laquelle il est possible de lisser les sections d'armatures longitudinales et transversales	Limitation de la largeur de distribution en fonction de l'épaisseur h de la plaque	Limitation de la largeur de distribution en fonction de la portée L de la plaque
Zone où la redistribution des efforts peut se faire dans les deux directions	4h	0.5 L
Zone où la redistribution des efforts ne peut se faire que dans une seule direction (en bordure de trémie)	2h	0.25 L

Pour des charges concentrées hors plan, il faut aussi tenir compte de la distance de la charge à l'appui et de sa diffusion.

Les pics de ferrillage se trouvent fréquemment en bordure de trémie, dans ce cas, la redistribution

des efforts ne peut se faire que dans une direction et donc sur des largeurs limitées :

- si un ferrailage complémentaire au ferrailage courant est nécessaire, on a toujours intérêt à le placer au plus près des bords de la trémie.
- si après lissage du ferrailage comme spécifié ci-dessus, le ferrailage courant suffit, il est cependant recommandé de placer un ferrailage complémentaire en bordure de la trémie si plus d'une armature courante est coupée par la trémie dans une des deux directions.

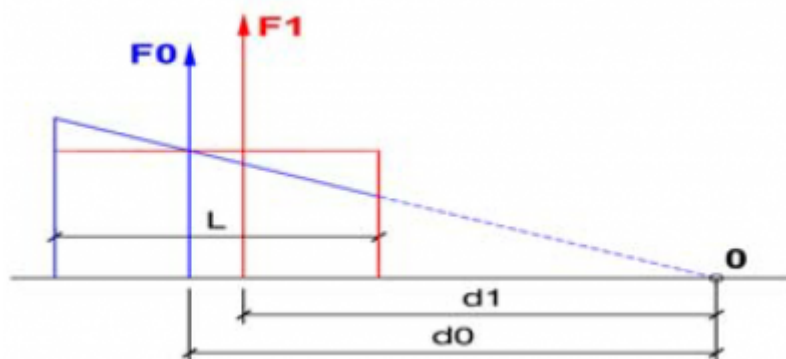
Pour les petites ouvertures (en particulier les fourreaux) s'insérant dans la maille du ferrailage ou provoquant l'interruption d'une seule armature, il est possible de ne pas ajouter un ferrailage complémentaire.

Règle proposée pour le lissage des pics de ferrailage longitudinal dans les éléments membranaires (voiles)

Pour des éléments soumis à des efforts membranaires de traction, la redistribution ne peut s'effectuer que dans une direction.

Largeur sur laquelle il est possible de lisser les sections d'armatures longitudinales et transversales	Limitation de la largeur de distribution en fonction de l'épaisseur h de la plaque	Limitation de la largeur de distribution en fonction de la portée L de la plaque
La redistribution des efforts ne peut se faire que dans une seule direction (en bordure de trémie)	$2h$	$0.25 L$

Dans les voiles de contreventement soumis à un moment de flexion d'axe perpendiculaire au plan du voile, la contrainte membranaire de traction varie linéairement.



Lorsque l'on lisse les pics d'armatures, il faut étendre le ferrailage lissé sur une longueur suffisamment grande pour conserver la capacité de flexion : $F1 \times d1 > F0 \times d0$, où :

- $F1$ = effort résultant repris par les armatures après lissage sur la longueur L ;
- $d1$ = distance entre la résultante $F1$ et le point de moment nul ;
- paramètres ci-dessus avec indice 0 = avant lissage.

Pour des éléments soumis à un cisaillement de membrane, il est possible de reporter une partie de la section requise AX vers la section AY , si cette dernière est surabondante et réciproquement. En effet les logiciels courants utilisent la méthode de Capra Maury qui optimise la somme des sections d'armatures $AX + AY$.

La section AY peut être parfois déterminée par la condition de ferrailage minimale et la section AY

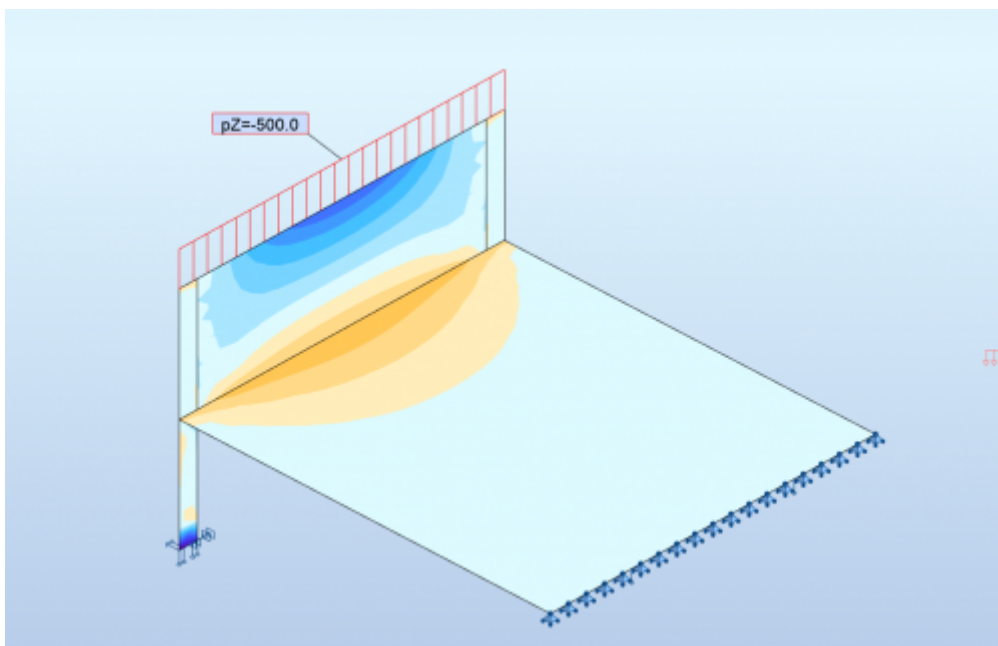
prévue est alors supérieure à la section AY requise à partir du calcul de résistance, permettant ainsi une redistribution des sections d'armatures. Il faut ensuite vérifier la résistance de la section avec les nouvelles sections d'armatures.

Conclusion concernant le lissage des pics de ferrailage longitudinal

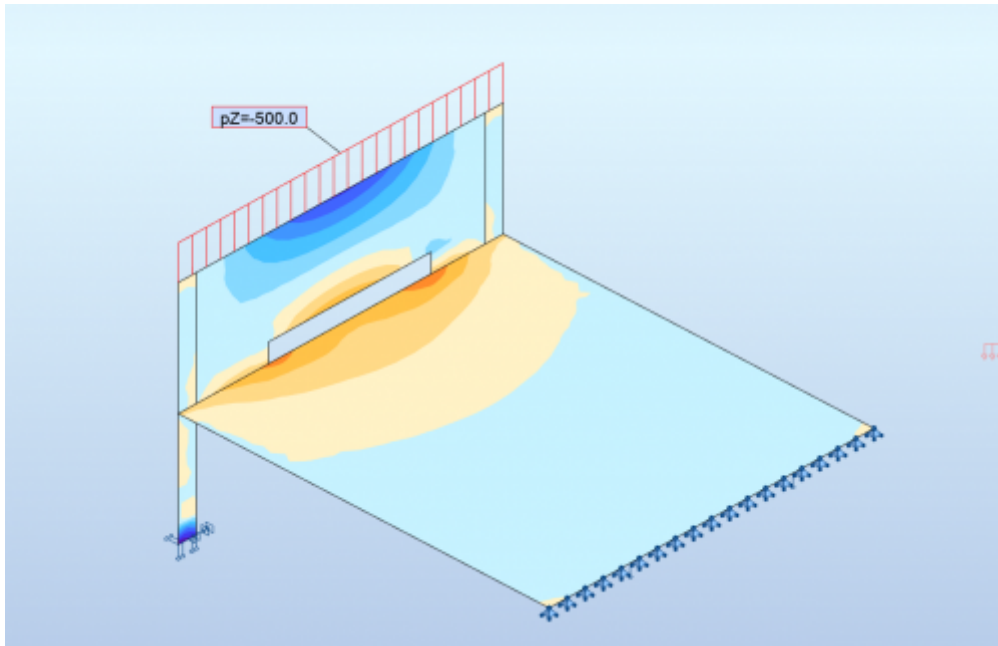
Dans tous les cas, il faut tenir compte de l'origine des besoins d'acier en analysant les efforts (N_{xx} , N_{yy} , N_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy}) et interpréter les résultats, au cas par cas, avec une approche «béton armé».

En général, le ferrailage des voiles provient majoritairement des efforts de membranes (N_{xx}, N_{yy}, N_{xy}), les efforts de flexion (M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}) étant alors négligeables. Par contre le ferrailage des planchers est dû principalement aux efforts de flexion (M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}), et dans certains cas par des efforts de membrane (N_{xx}, N_{yy}, N_{xy}) lorsque le bâtiment est soumis à des efforts horizontaux (vent, séisme) ou à des irrégularités (poutres voiles).

Une poutre voile est un bon exemple d'irrégularité produisant des efforts horizontaux dans les planchers: l'exemple ci-après reprend la poutre voile reposant sur 2 poteaux étudiée au chapitre [D.4.5](#), mais en modélisant un plancher inférieur; les contraintes de traction visualisées en rouge montrent que le tirant inférieur se forme non seulement à la base du voile mais aussi dans le plancher inférieur :



Les tractions sont encore plus importantes (ici +50%) dans le cas d'ouvertures à la base du voile :



Règle proposée pour le lissage des pics d'armatures d'effort tranchant (perpendiculaire aux éléments)

Généralement, les pics d'effort tranchant perpendiculaire aux éléments se produisent à l'intersection de plusieurs plaques

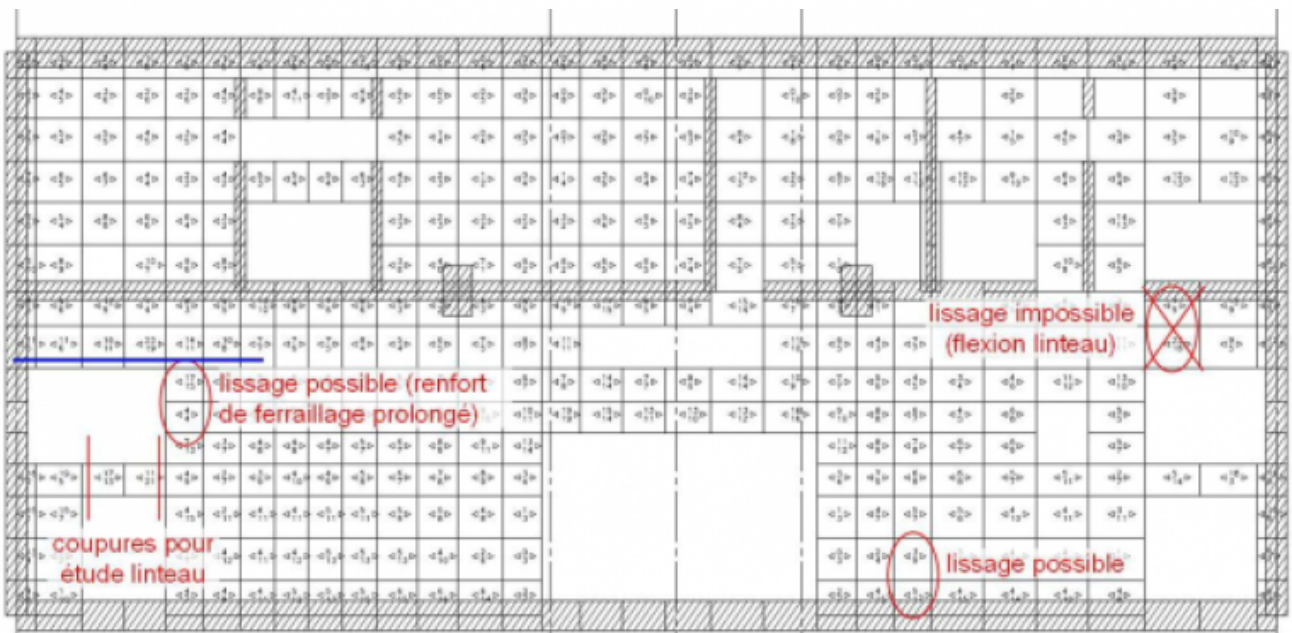
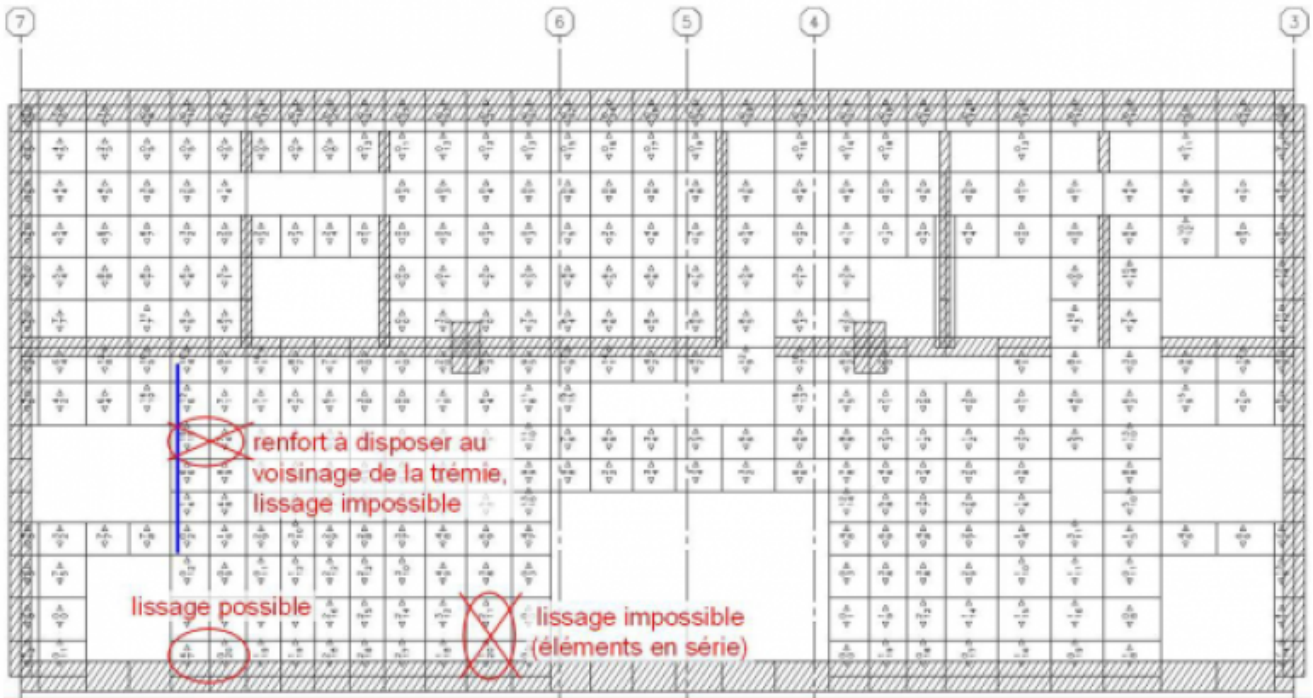
Les pics d'armatures d'effort tranchant apparaissent souvent lorsque l'effort tranchant est concomitant avec une traction importante.

Pour rappel, pour la justification du béton armé, la concomitance d'un effort tranchant avec une traction nécessite une attention particulière car cela signifie qu'il n'y a pas formation de bielle de compression dans le béton et donc un risque de rupture.

La résolution de ce type de pic nécessite de revenir aux efforts, de moyenniser les efforts tranchants et les efforts normaux et de recalculer les armatures.

Illustration des approches:

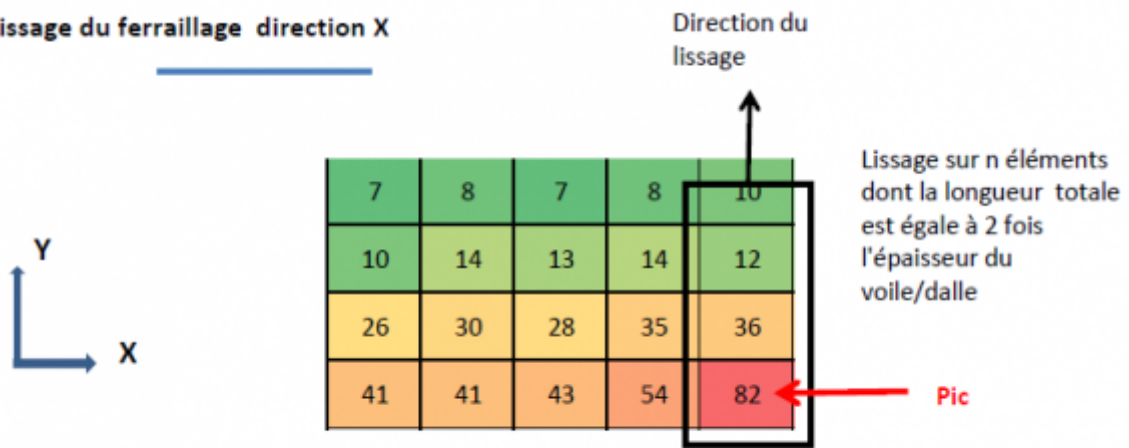
Exemple 1 :



Exemple 2 :

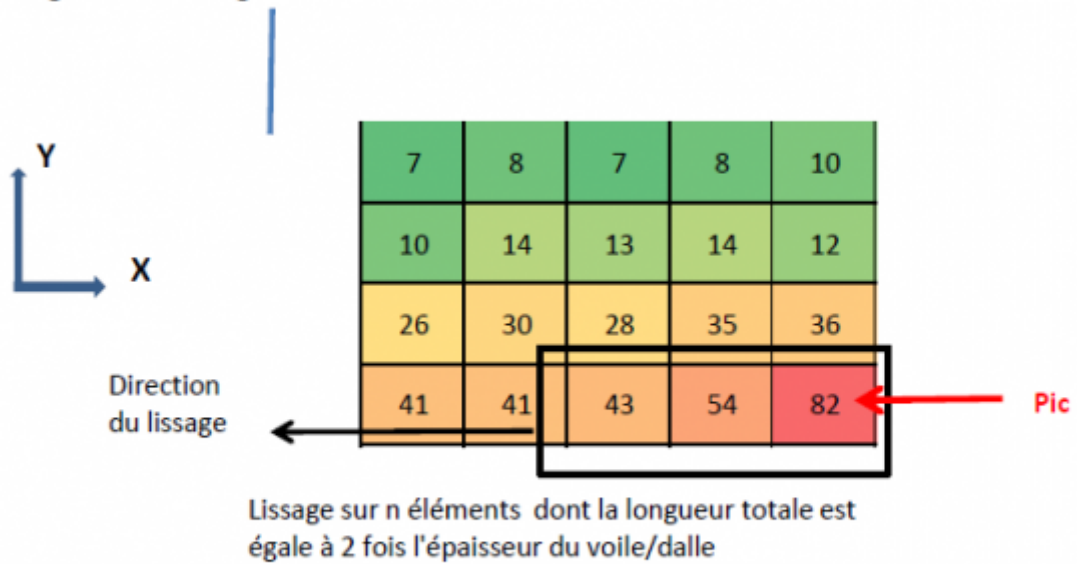
Les pics de ferrillage lus sur les cartes sont lissés selon le principe suivant :

Lissage du ferrailage direction X



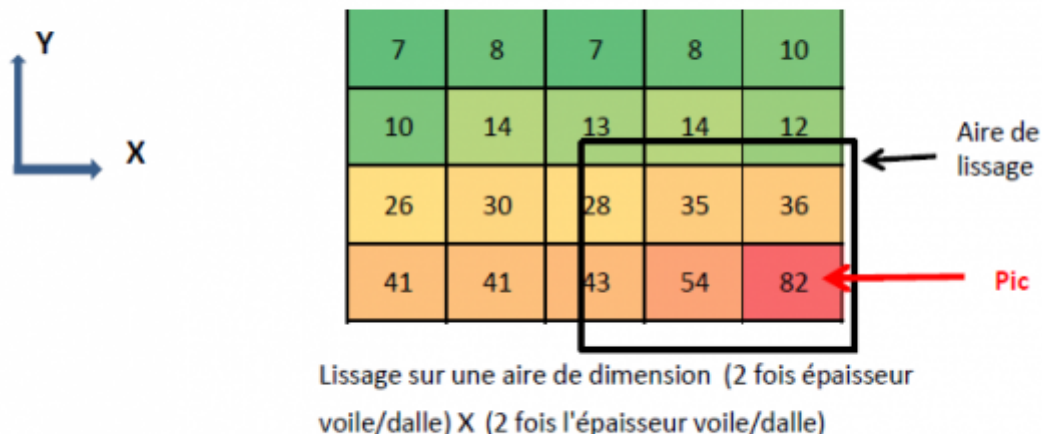
Principe de lissage des pics locaux de ferrailage longitudinal

Lissage du ferrailage direction Y



Principe de lissage des pics locaux de ferrailage longitudinal

Lissage du ferrailage aux efforts tranchants



Principe de lissage des pics locaux de ferrailage transversal

D.5.5 Répartition des efforts dans les poutres et les dalles

Il est important de rappeler que, sauf exception, le calcul des efforts internes dans les éléments est un calcul élastique linéaire avec un module de béton constant.

Les pics d'efforts déterminent souvent une fissuration de la section de béton armé et donc une réduction locale des efforts au pic et une redistribution des efforts.

Il est parfois utile - et c'est admis - de faire une redistribution des moments de flexion. Il faut faire la distinction entre :

- l'Etat Limite de Service (possibilité de redistribution limitée, prenant en compte l'affaiblissement de la rigidité de la section à cause de la fissuration du béton dans la zone fortement sollicitée du pic) ;
- l'Etat Limite Ultime (possibilité de redistribution plus large : même phénomène que celui pris en compte pour l'ELS avec en plus les possibilités de redistribution plus larges indiquées dans l'Eurocode 2 aux paragraphes 5.5 « Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments » et 5.6 « Analyse plastique »).

Il faut cependant signaler que les recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) autorisent, pour les bâtiments, à utiliser à l'ELS, une redistribution des moments avec les mêmes coefficients de redistribution qu'à l'ELU.

Dans le cadre des Eurocodes, le rapport δ du moment après redistribution au moment élastique de flexion, doit être supérieur ou égal à 0,7 pour des armatures longitudinales de classe A et à 0,8 pour des armatures longitudinales de classe B ou C.

Cette redistribution des moments dans une poutre continue est possible si la poutre ne participe pas au contreventement. Elle est plus délicate si la poutre appartient à une ossature en portique (attention aux moments élastiques provenant de l'effet portique).

Il ne faut pas oublier de prendre en compte l'incidence de la redistribution des moments fléchissant sur les efforts tranchants.

[A suivre : D.6 Comprendre et analyser les pics \(cas d'un assemblage métallique\)](#)

[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-d:d5>

Last update: **2020/06/24 15:05**



D.6 Comprendre et analyser les pics (cas d'un assemblage métallique)

Les résultats d'un calcul réalisé sur un modèle éléments finis surfaciques (éléments de type plaques ou coques) peuvent présenter des pics de contraintes (ou singularités). La présence de pics de contraintes n'est pas contrariante s'ils sont localisés dans des zones hors d'intérêt vis-à-vis des objectifs de l'étude et si leur présence est justifiée.

Il faut garder à l'esprit qu'un pic de contraintes, c'est à dire une contrainte très élevée, doit concerner deux ou trois nœuds, voire un seul nœud au maximum (mais la structure peut cependant présenter plusieurs pics de contraintes).

Lors du dimensionnement d'un assemblage de tôles soudées entre elles (caisson de pont métallique au droit d'un appui par exemple), la réalisation d'un modèle aux éléments finis surfaciques s'avère nécessaire pour une prise en compte correcte de la diffusion des efforts. Et bien sûr, à partir du même modèle, les contraintes dans les tôles pourront être extraites pour procéder au dimensionnement de l'assemblage de ces tôles.

Néanmoins, l'idée générale restera de toujours conserver un regard critique sur les résultats obtenus. Ceux-ci devront être analysés convenablement avant de pouvoir les considérer fiables vis-à-vis des objectifs de l'étude menée.

Cette analyse sur la fiabilité des résultats bute souvent sur l'interprétation de la présence éventuelle de pics de contraintes.

L'objet de ce paragraphe est de donner des pistes pour aider le modélisateur à qui il appartient d'évaluer le caractère gênant ou non d'un pic de contrainte.

Les apparitions de pics de contraintes peuvent avoir différentes origines dont les principales sont :

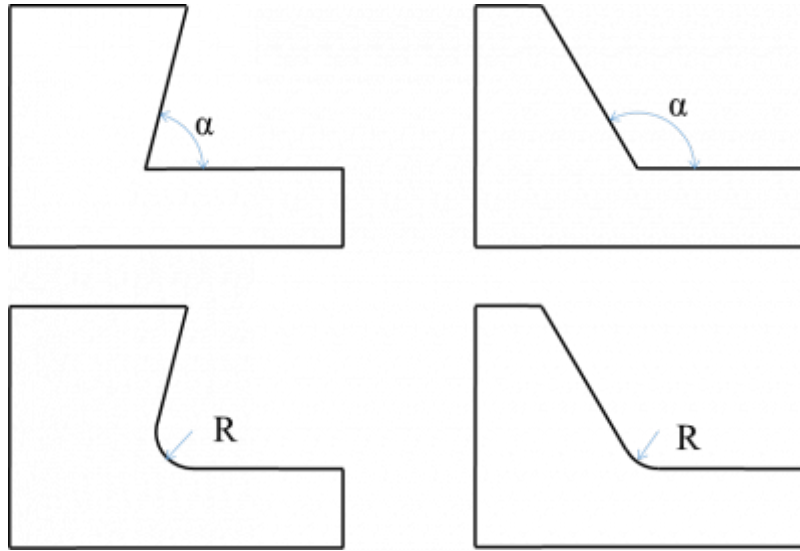
- la présence ou l'omission de détails tels que des congés de raccordement ;
- des incohérences de maillage ;
- la mise en place des chargements et des conditions aux limites.

D.6.1 Modélisation - Détails

Avant de se lancer dans la modélisation surfacique d'un assemblage de tôles, il est indispensable de connaître et de maîtriser les outils CAO du logiciel et ses capacités de maillage.

Il est d'usage lors de la création de la géométrie de négliger certains détails. Deux cas parmi d'autres :

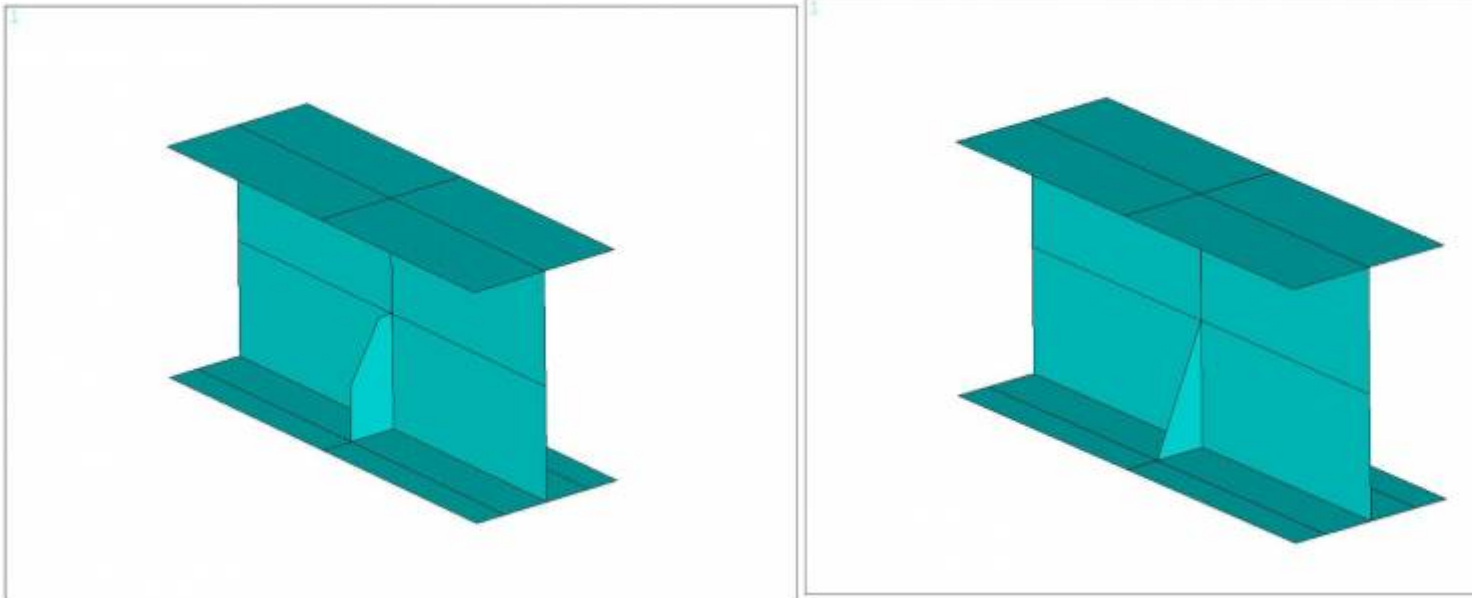
- **les congés de raccordement** – si les congés de raccordement d'une ouverture dans l'âme d'une poutre ne sont pas représentés, on obtiendra inévitablement des concentrations de contraintes d'autant plus élevées que les sollicitations de l'âme sont importantes et que l'angle est aigu (cas des arêtes d'ouverture non perpendiculaires) ;



Note 1 : La modélisation d'un congé de raccordement ne créera plus un pic de contrainte, mais une simple concentration de contraintes. Les abaques de concentrations de contraintes sont basés sur ce type de modélisation.

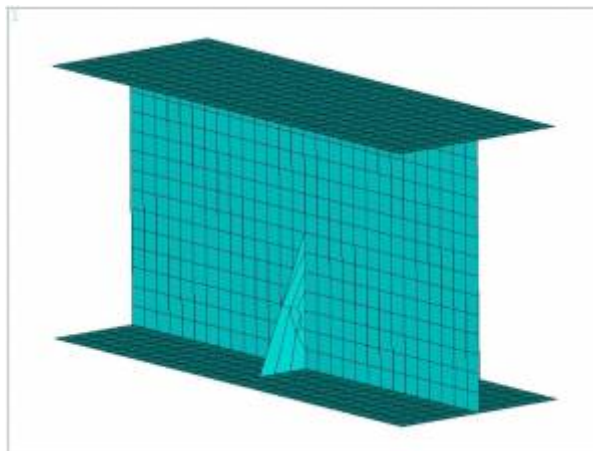
Note 2 : En mécanique de la rupture, le modèle de fissure caractérisé par un angle nul est un cas particulier utilisé pour modéliser la propagation des fissures qui est basée sur la notion de facteur d'intensité des contraintes.

- **les raidisseurs transversaux** - les poutres principales d'un ouvrage d'art nécessitent, au droit des zones d'appuis, des raidisseurs transversaux. La modélisation de ces raidisseurs est souvent nécessaire au vu des efforts pouvant transiter dans cette zone et venant solliciter localement l'âme. De par les règles de l'art, ces raidisseurs ont une géométrie particulière et trop souvent cette géométrie est simplifiée à l'extrême au cours de la modélisation ;

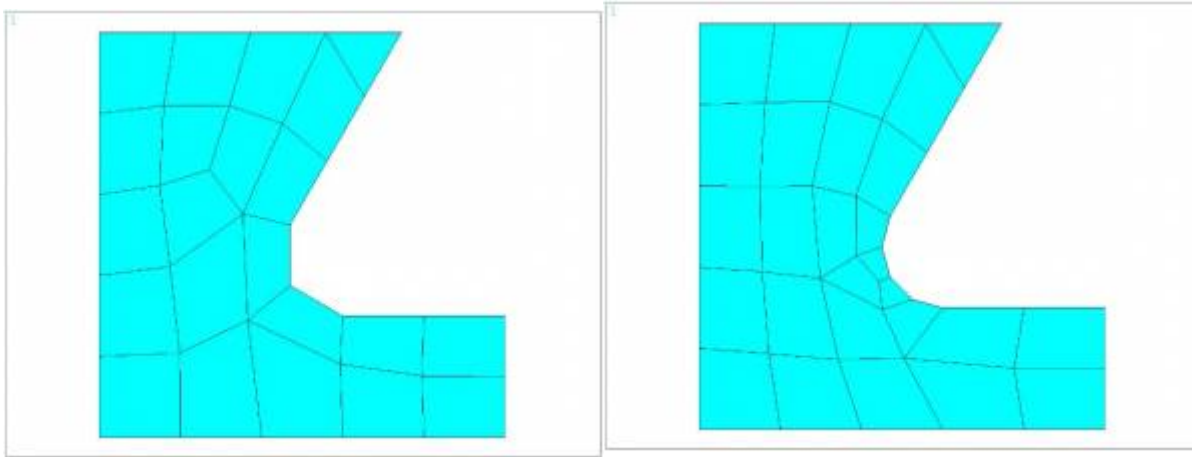


Géométrie réelle / Géométrie simplifiée

La transition des efforts peut ne pas être affectée mais le maillage du raidisseur sera à piloter de manière à ne pas se retrouver avec des éléments dégénérés pouvant créer des singularités. Et à la pointe du raidisseur, un pic de contraintes peut apparaître lequel en cas de mauvaise interprétation peut amener à de fausses conclusions. Voir également le § C.3;



- les détails tels que **congés de raccordement, trous de souris, chanfreins**, etc. peuvent donc ne pas être modélisés si leur localisation est hors d'une zone d'intérêt. Le temps passé à la modélisation de détails peut ne pas être négligeable, mais si l'objectif de la simulation est de calculer une contrainte ou une déformation dans une zone présentant de tels détails, il est indispensable de les modéliser et, de plus, d'y associer un maillage représentatif.



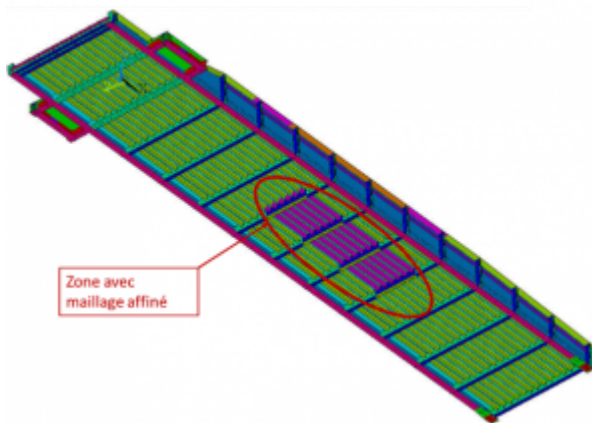
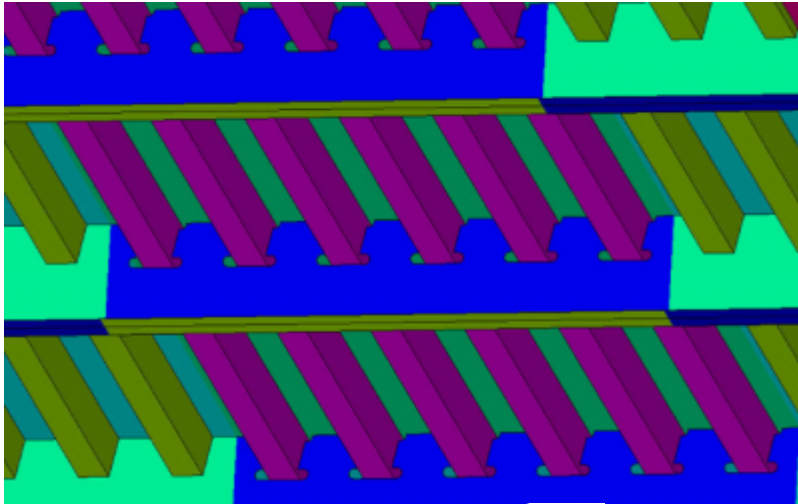
Maillage non représentatif / Maillage représentatif

En l'absence de plans détaillés des détails constructifs à modéliser, on s'appuiera sur les dispositions constructives et règles de l'art, lesquelles, en matière d'assemblages métalliques (congés de raccordement, plats locaux, raidisseurs, etc.), donnent des bases conduisant en général à une diffusion satisfaisante des efforts. Par exemple, les recommandations de la CNC2M pour le dimensionnement des poutres en acier avec ouvertures dans l'âme selon la NF EN 1993 précisent que, pour une ouverture rectangulaire, le rayon des congés de raccordement doit être supérieur ou égal à deux fois l'épaisseur de l'âme sans être inférieur à 15 mm, ou encore 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 (cette ouverture doit néanmoins être prise en compte lors de la vérification de la section).

Dans certains cas, on ne peut pas négliger la prise en compte des détails ([voir également le § C.2.2](#)). Par exemple, lors d'une vérification à la fatigue des assemblages d'une dalle orthotrope, on peut utiliser des modèles simplifiés de calcul décrits dans les règlements de calcul. Mais ces modèles sont sécuritaires et, si la résistance à la fatigue n'est pas justifiée avec ces approches simplifiées, deux possibilités s'offrent au projeteur :

- soit modifier la géométrie des pièces assemblées, ce qui est souvent difficile en phase d'exécution ;
- soit procéder à un calcul plus raffiné sur un modèle éléments finis en plaques.

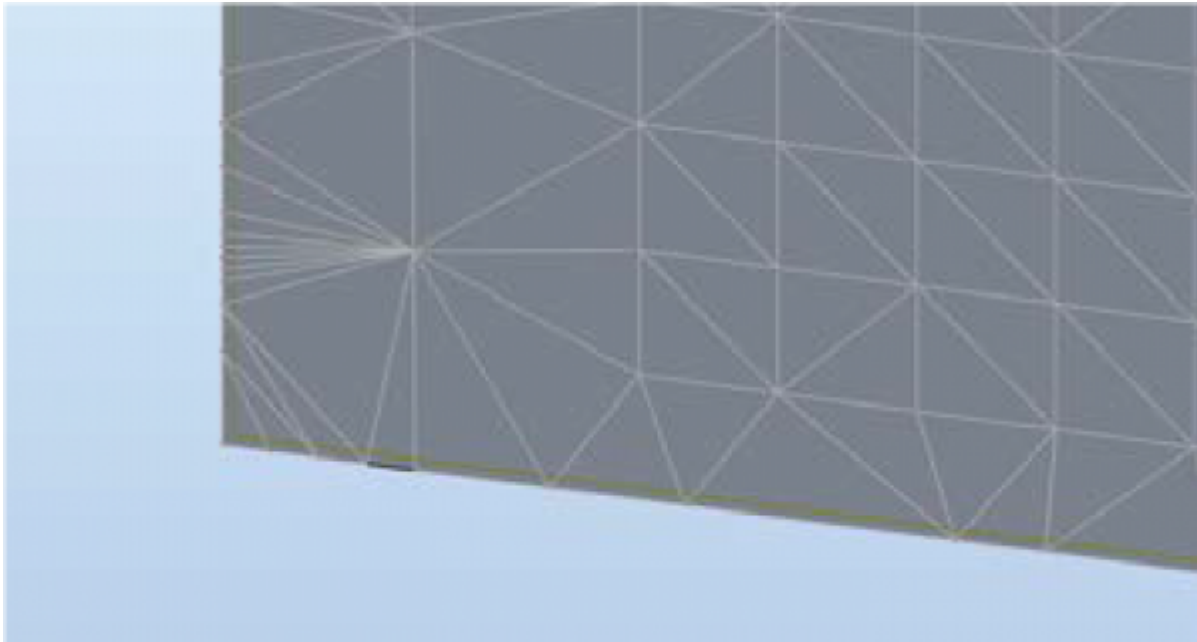
Pour tenir compte des effets du passage d'un véhicule (effets longitudinaux et transversaux, lignes d'influence), il peut être nécessaire de modéliser une longueur assez conséquente de l'ouvrage. En revanche, la zone de modélisation des détails peut être limitée.



D.6.2 Modélisation - Création du modèle surfacique et maillage

Il convient également de bien appréhender les capacités de maillage du logiciel. La plupart des logiciels peuvent mailler de façon automatique un assemblage de plaques, aussi complexe soit-il.

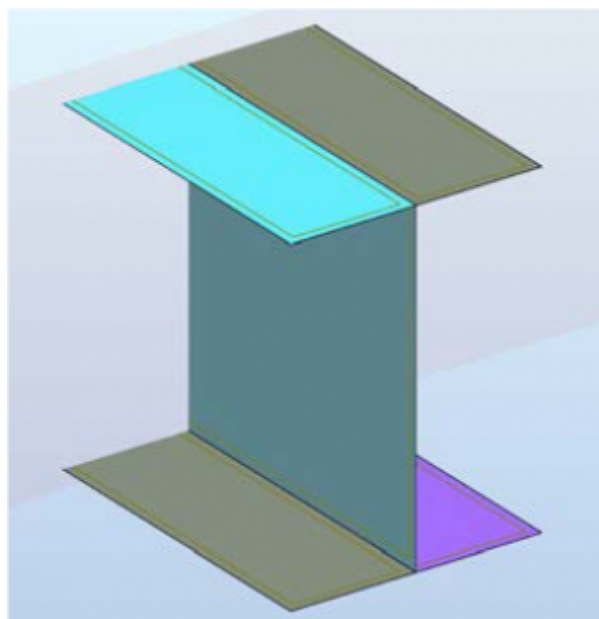
L'intervention de l'utilisateur peut alors se limiter à la définition de quelques paramètres tels que la taille moyenne des éléments ou leur forme (quadrangulaires, triangulaires). Il vaut mieux cependant avoir la possibilité de pouvoir piloter le maillage en choisissant l'ordre des surfaces à mailler, en venant imposer des tailles de maille plus fines dans certaines zones, ceci afin d'éviter la présence d'éléments dégénérés.



Exemple de maillage dégénéré

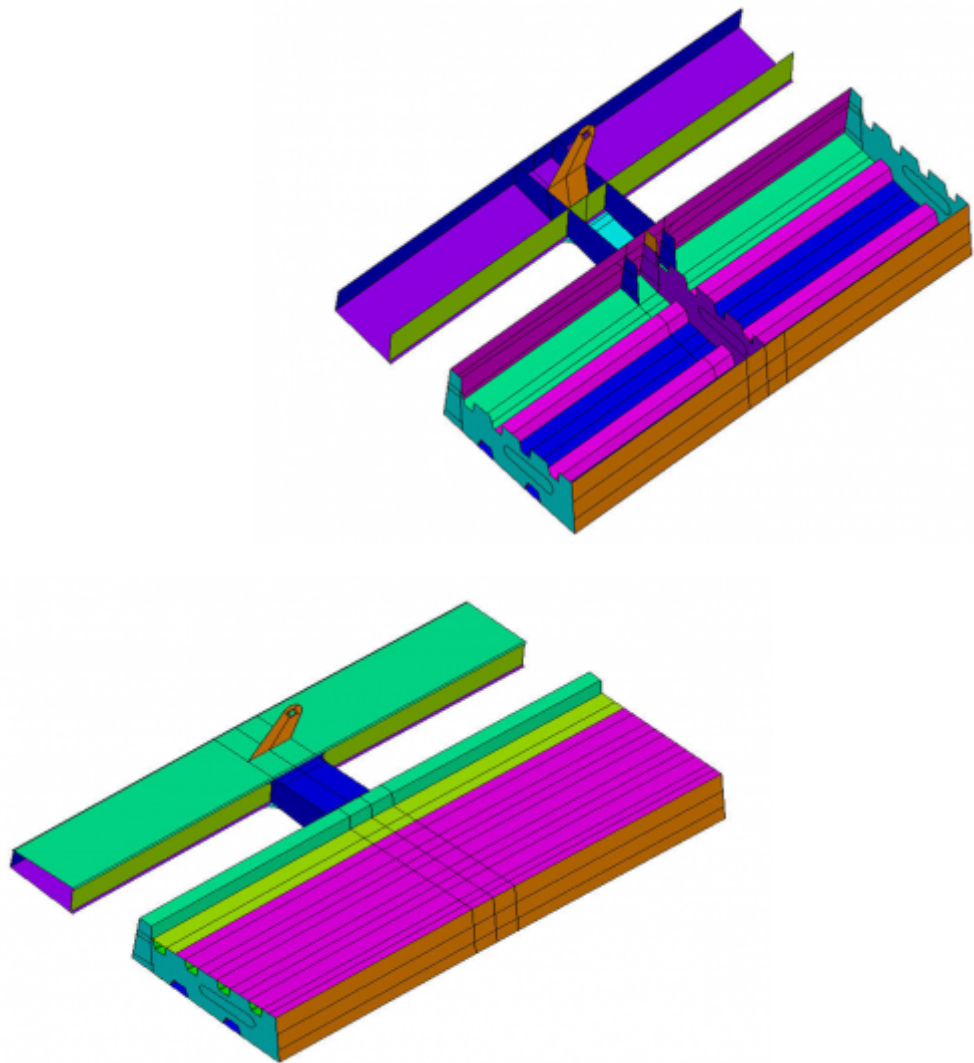
Dans un assemblage complexe, du fait de la forme et du nombre de pièces assemblées, le risque de voir se produire des incohérences de maillage est grand. Pour réduire ce risque plusieurs points sont à observer, pour rappel :

- l'analyse et la perception du fonctionnement RDM de l'assemblage par l'ingénieur au préalable de la modélisation sont fortement conseillées. Certains renforts et certains détails n'ayant qu'un effet très localisé sur le comportement global de l'assemblage peuvent être omis, ce qui permet de réduire le nombre d'interfaces entre plaques ;
- pour éviter des discontinuités de maillage, toutes les intersections de tôles doivent apparaître. Par exemple dans le cas de la modélisation d'une poutre en I, chacune des semelles apparaîtra composée de deux surfaces identiques de part et d'autre de l'âme. On veillera, au droit de l'intersection de chacune des semelles avec l'âme, à la présence d'une seule ligne commune aux trois surfaces (les deux surfaces constituant la semelle considérée et la surface de l'âme) ;

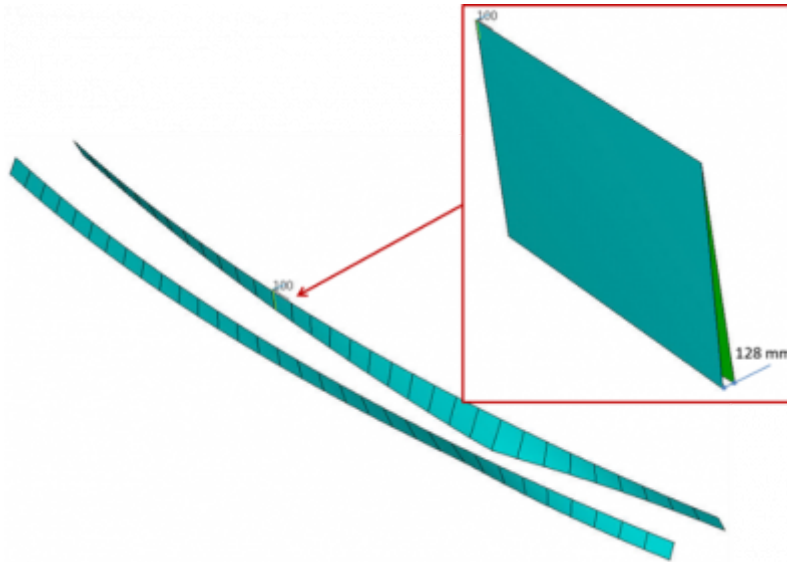


Décomposition en surface élémentaire d'une poutre en I

- ne pas hésiter à décomposer les surfaces étendues en plusieurs surfaces de forme quadrangulaire, le maillage en sera facilité ainsi que par exemple l'application de charges sous forme de pressions ;



- La structure de l'ouvrage peut présenter des panneaux ayant une géométrie gauche. Le logiciel peut autoriser la création de surfaces gauches, dans une certaine limite. Par conséquent, selon l'importance du gauchissement, il faudra décomposer le panneau initial en plusieurs sous-panneaux (la frontière commune à deux sous-panneaux étant constituée des mêmes entités). Lors du maillage, les éléments s'appuyant sur une surface gauche présenteront également un gauchissement. Selon les logiciels, la limite du gauchissement admise pour une surface CAO (sur laquelle viendra s'appuyer le maillage des éléments finis) peut être différente de celle admise pour les éléments finis. Dans tous les cas de figure, il est toujours possible d'approximer des éléments gauches à l'aide de surfaces planes triangulaires successives.



Exemple de panneaux avec des surfaces gauches

- l'assemblage à modéliser peut présenter des intersections de tubes cylindriques. Si lors du maillage il est fait usage d'éléments sans nœud milieu (éléments à 4 nœuds), le maillage présentera des facettes ; plus la taille des éléments sera grande, plus la taille de ces facettes sera grande. On peut donc réduire cette "facettisation" en augmentant le nombre d'éléments. L'utilisation d'éléments à nœuds milieu peut également être une bonne solution à condition que le logiciel utilisé offre la possibilité aux éléments à nœuds milieu d'épouser la courbure de la surface CAO (ou de la ligne CAO) ;
- si un tube est connecté à une plaque, attention au niveau de la liaison, à la compatibilité des types d'éléments utilisés (par exemple raccord d'éléments à 4 et à 8 nœuds). On peut dans certains cas obtenir des discontinuités au niveau des résultats ([voir § C.6.3](#)) ;

D.6.3 Modélisation - Chargement et conditions aux limites

Une des causes fréquentes de l'apparition de pics de contraintes est la présence d'efforts ponctuels ou de blocages ponctuels.

Si une charge ponctuelle (respectivement un appui ponctuel) mis en place est hors zone d'intérêt, la présence d'un pic de contraintes n'est pas contrariante. En revanche, si elle se trouve dans la zone d'intérêt, plutôt qu'une force ponctuelle, il vaut mieux appliquer la force sur plusieurs nœuds (respectivement bloquer plusieurs nœuds).

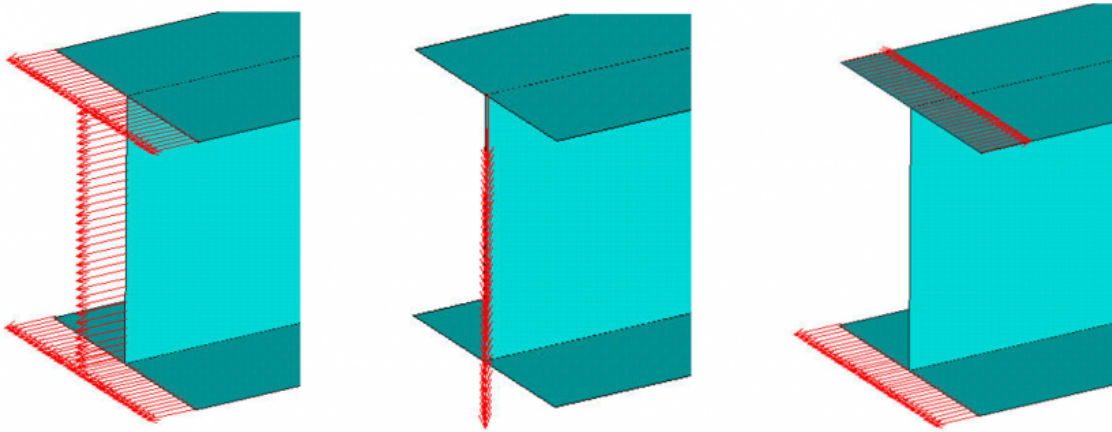
Comme décrit dans les chapitres précédents, dans la réalité, les forces ponctuelles et les appuis ponctuels n'ont pas de sens physique (on note néanmoins que dans un modèle de poutre filaire, les appuis ponctuels ne créent pas de pics).

Application pratique :

Considérons une poutre HEB modélisée en éléments de plaques. Un pic de contraintes apparaîtrait, si le torseur d'effort dans une section était appliqué en un nœud. Il vaut mieux se rapprocher de la réalité, en transformant le torseur d'effort en contraintes normales et tangentielles (sous forme d'efforts linéaires, le cas échéant) et procéder comme suit :

- l'effort normal sera réparti sur l'ensemble des nœuds de la section d'extrémité ;
- l'effort tranchant sera réparti sur l'ensemble des nœuds de l'âme de la section d'extrémité ;
- le moment sera décomposé en deux efforts répartis sur l'ensemble des nœuds des deux

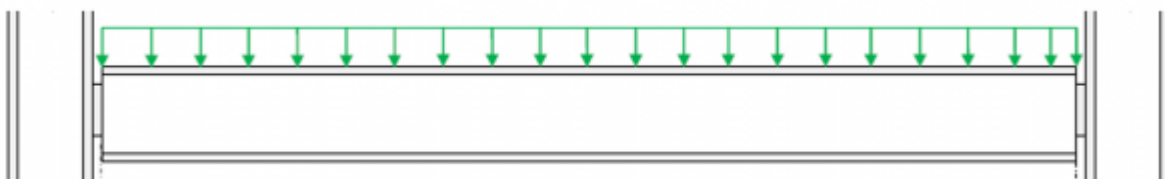
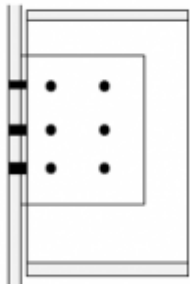
semelles de la section d'extrémité.



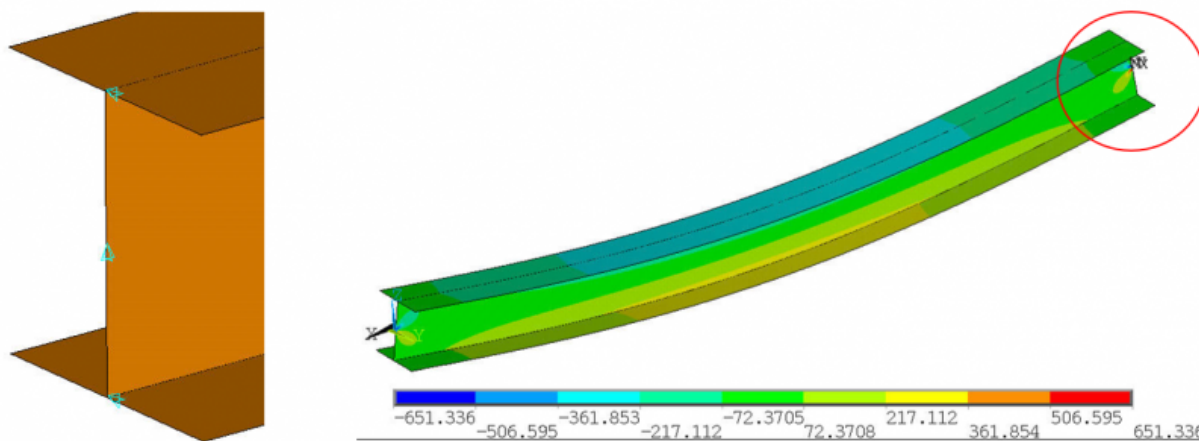
Effort normal / Effort tranchant / Moment fléchissant

Il en sera de même pour modéliser les appuis de la poutre. Considérons les deux cas suivants :

- **poutre de plancher bi-articulée** (assemblage par cornières d'âmes aux extrémités) soumise à une charge répartie. On va considérer deux cas se différenciant par la mise en place des conditions aux limites ;

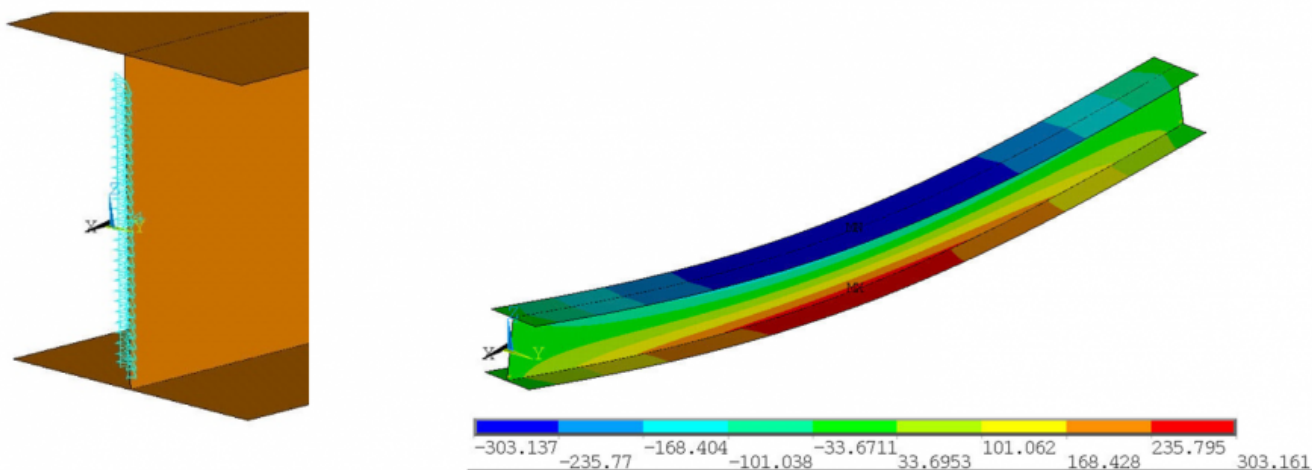


1er cas : en chacune des extrémités, mise en place d'un blocage vertical ponctuel (le blocage transversal de deux nœuds est effectué pour stabiliser la poutre en rotation autour de son axe).



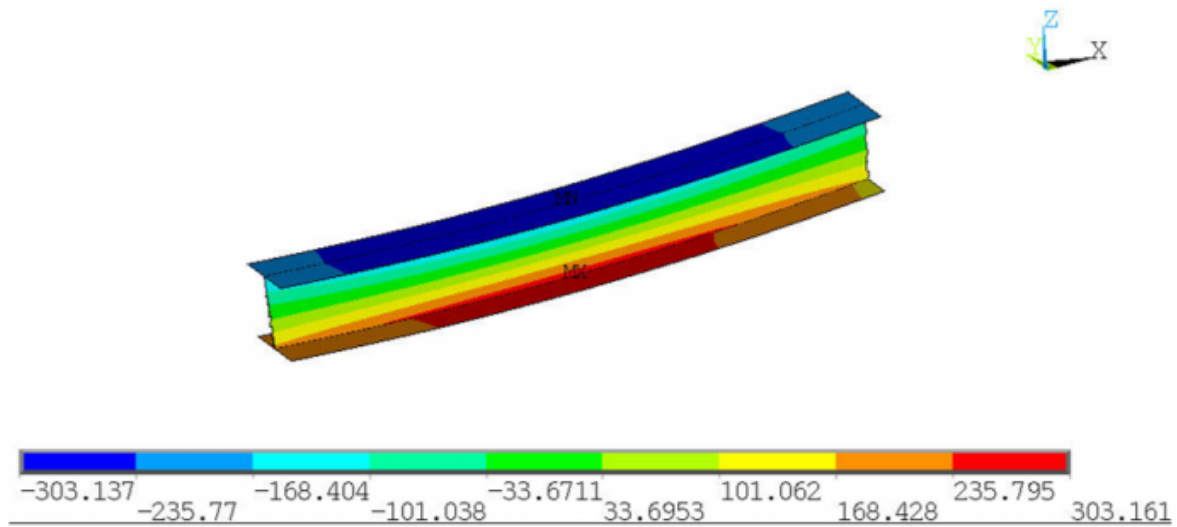
1er cas - conditions aux limites / iso-contraintes longitudinales (en MPa) - la zone du pic de contraintes est entourée

2ème cas : en chacune des extrémités on effectue le blocage vertical et transversal des nœuds d'une partie de l'âme afin de se rapprocher de la réalité.



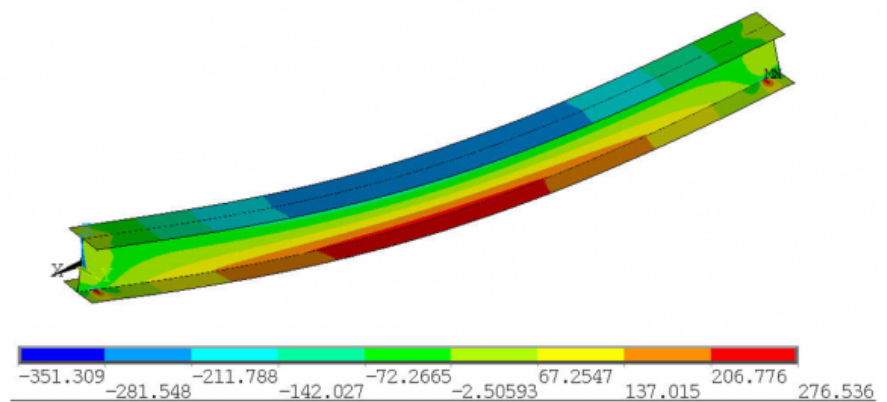
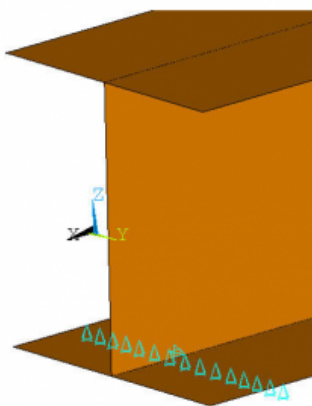
2ème cas - conditions aux limites / iso-contraintes longitudinales (en MPa)

Les pics de contraintes apparaissant dans le 1er cas sont donc dus à la présence d'une réaction nodale ponctuelle. Cependant, en observant les résultats uniquement sur la partie centrale de la poutre, on retrouve des résultats identiques à ceux du 2ème cas.



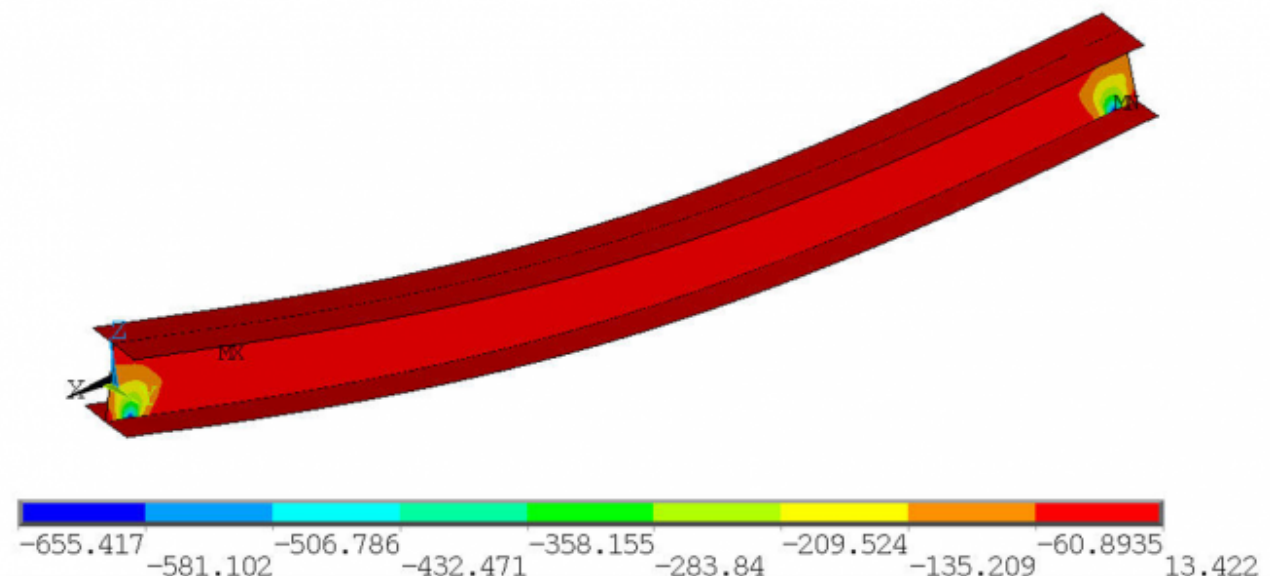
1er cas - partie centrale - iso-contraintes longitudinales (en MPa)

- **poutre bi-appuyée** (appuis sous semelle inférieure) soumise à une charge répartie. Dans un premier temps, on ne modélise que la poutre (de type H) et on applique des conditions aux limites telles que, à proximité de chacune des deux extrémités, les nœuds de la semelle inférieure sont bloqués suivant la direction verticale.



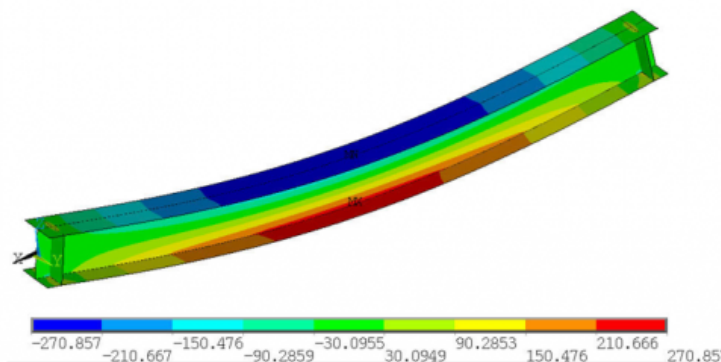
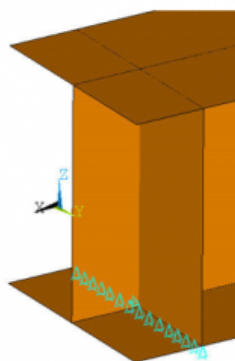
C
a
s
a
n
s
r
a
i
d
i
s
s
e

urs - conditions aux limites / Iso-contraintes longitudinales (en MPa)



Cas sans raidisseurs - iso-contraintes verticales (en MPa)

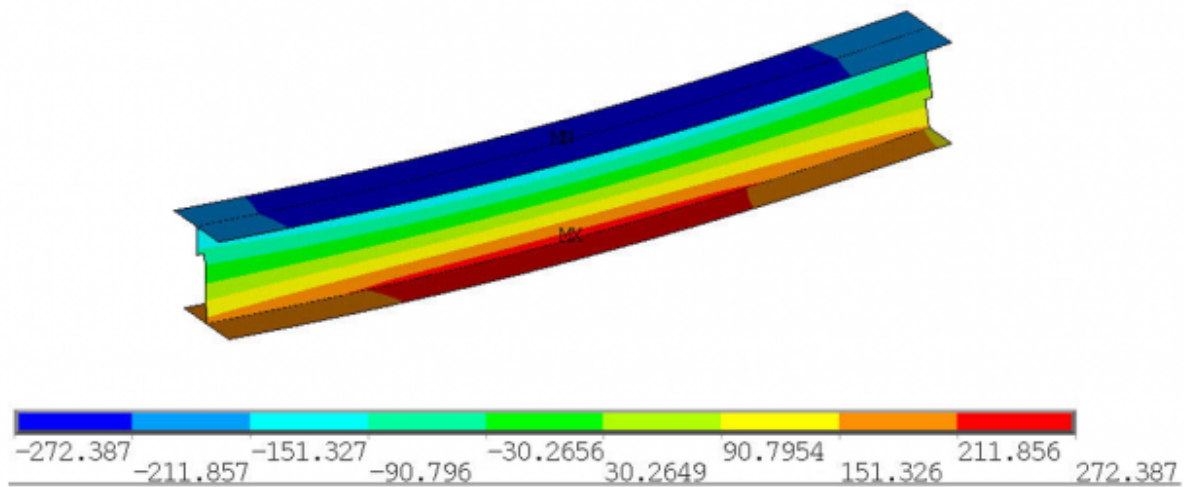
Des pointes de contraintes apparaissent à l'intersection âme/semelle inférieure malgré le fait que le blocage vertical ait été effectué sur plusieurs nœuds. Le problème ici est plutôt un problème de conception. Il est d'usage au droit des appuis de mettre en place des raidisseurs transversaux (voir les règlements de calcul concernant la résistance aux forces transversales de l'âme des poutres et les vérifications au voilement local). Si nous reprenons le modèle en ajoutant des raidisseurs transversaux au droit des appuis, les pics de contraintes au droit des appuis disparaissent.



C
a
s
a
v
e
c
r
a
i
d
i

sseurs - conditions aux limites / iso-contraintes longitudinales (en MPa)

Les pics de contraintes apparaissant en l'absence de raidisseurs sont donc dus à un problème de conception. Cependant, en observant les résultats uniquement sur la partie centrale de la poutre, on retrouve des résultats similaires au cas avec raidisseurs.



Cas sans raidisseurs - partie centrale - iso-contraintes longitudinales (en MPa)

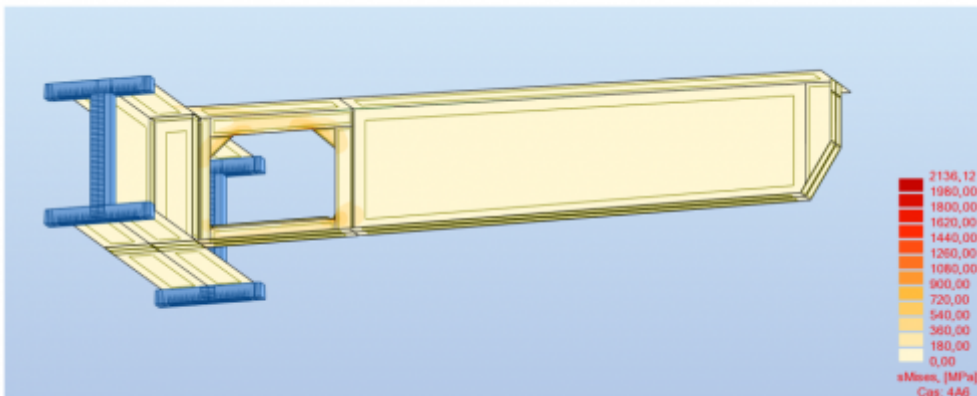
D.6.4 Analyse des résultats - Validation du modèle

La modélisation étant terminée, en ayant respecté au mieux les conseils énoncés précédemment, le calcul est exécuté. Il convient d'analyser attentivement tous les messages que peut générer le logiciel. Généralement un message d'erreur bloquera le solveur, contrairement aux messages d'avertissement qui devront être analysés et interprétés avec soin. Il est recommandé de ne pas passer outre ces messages sans en avoir bien évalué les conséquences possibles, quitte à mobiliser la hotline de l'éditeur.

Il convient de bien appréhender les capacités offertes par le logiciel pour l'affichage et les types de résultats. Voici une liste non-exhaustive de paramètres au sujet desquels il convient de s'interroger :

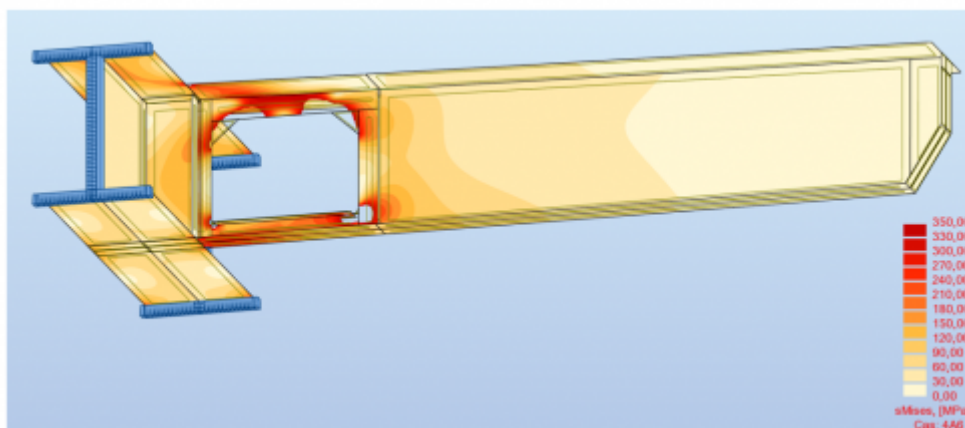
- le repère dans lequel sont affichés les efforts et moments, les déplacements ou les contraintes : s'agit-il du repère global du modèle, des repères locaux des éléments, de repères nodaux? ;
- les conventions de signe des efforts et contraintes ;
- la convention utilisée par le logiciel pour la dénomination des forces et moments : par exemple certains logiciels appellent M_y le moment autour de l'axe Y tandis que, pour d'autres, il correspond au moment parallèle à la direction Y. Ceci est particulièrement vrai lors de l'utilisation de torseurs fournis par un tiers ;
- les différentes contraintes : contraintes directionnelles, contraintes principales, contraintes équivalentes de Von Mises ... ;
- le type de contraintes affichées et la manière dont elles sont calculées : contraintes aux nœuds ou aux éléments, en surface moyenne ou en peaux ;
- les possibilités d'extraction des contraintes aux points de Gauss ;
- la pertinence de l'échelle d'affichage des contraintes qui peut fausser l'interprétation des résultats.

Dans l'exemple ci-dessous, des contraintes largement supérieures à la limite élastique apparaissent sur des pics localisés.



Exemple d'échelle non adaptée à une analyse des contraintes

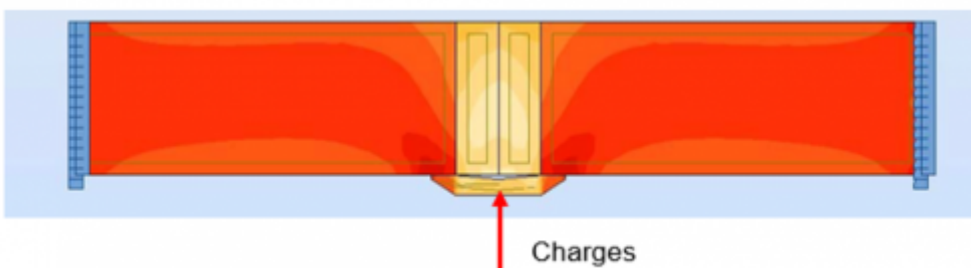
Un bornage supérieur de l'échelle, possible avec de nombreux logiciels, permet de faire apparaître les zones impactées par les dépassements :



Bornage de l'échelle

Les paramètres d'exploitation du logiciel étant bien appréhendés, avant toute exploitation des résultats et analyse de pics de contraintes subsistant éventuellement, il convient de procéder à quelques vérifications simples pour valider le modèle de calcul :

- contrôler les descentes de charges (réactions d'appui) afin de s'assurer que l'intégralité des charges introduites se retrouve bien au niveau des appuis déclarés du modèle ;
- contrôler l'allure de la déformée globale de la structure ;
- contrôler l'ordre de grandeur des déplacements et leur compatibilité avec les conditions aux limites imposées à la structure et le(s) chargement(s) appliqué(s).



Il s'agit finalement des contrôles fondamentaux qu'il est nécessaire de réaliser pour toute modélisation aux éléments finis (voir le § E.2 Autocontrôle).

D.6.5 Analyse des résultats - Acceptation des pics de contraintes résiduels

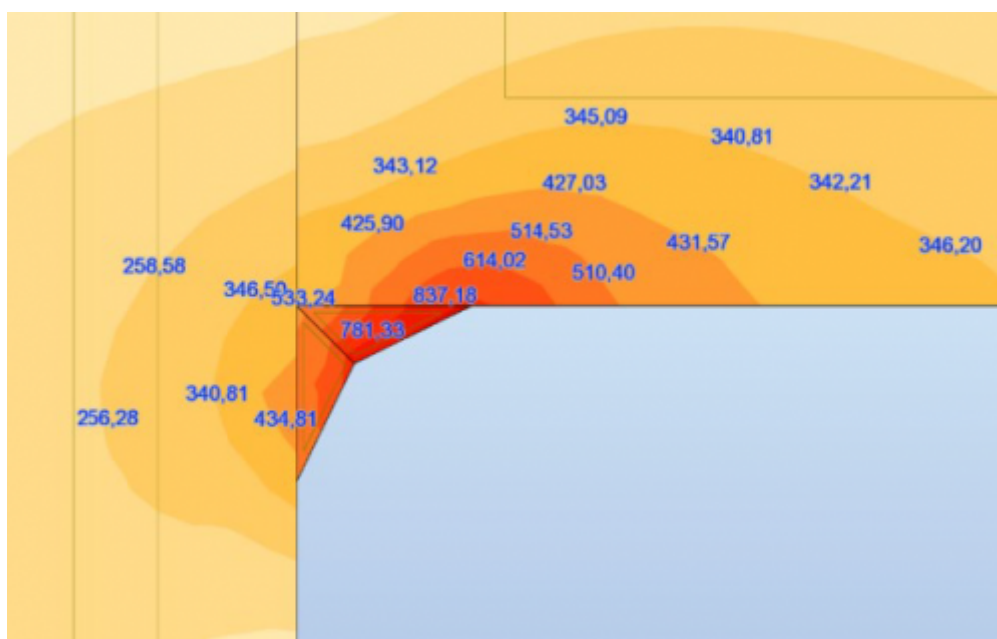
Nous l'avons déjà dit, il est possible d'utiliser un modèle présentant des pics de contraintes à condition d'avoir la certitude que ces pics ne perturbent pas le résultat des objectifs de l'étude. En tout état de cause, il appartient à l'ingénieur d'évaluer le caractère gênant ou non d'un pic de contraintes à l'aide de son expérience et de son esprit critique.

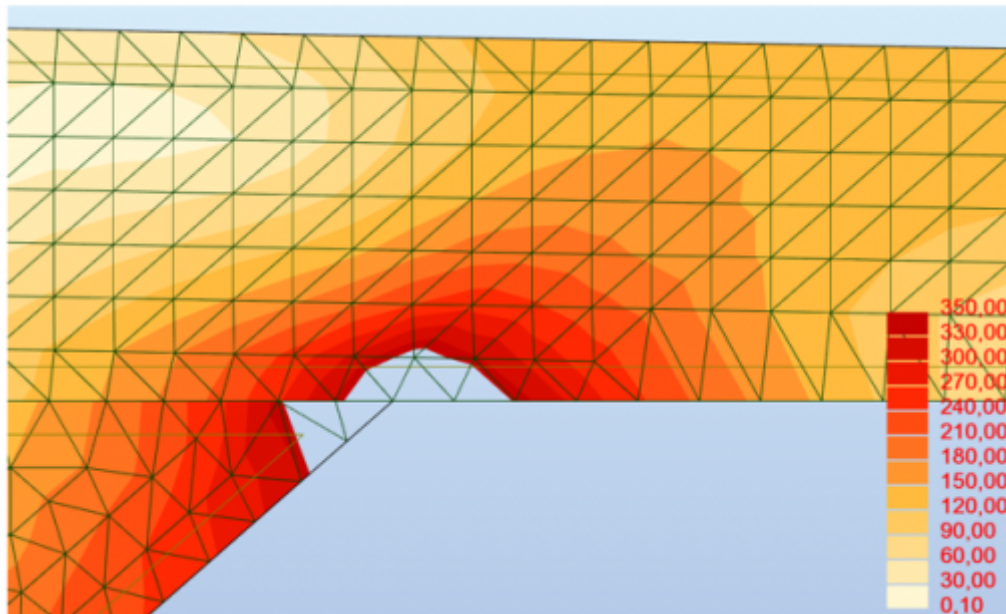
- **Zone modélisée sans prise en compte de détails de conception**

La mise en place de congés de raccordement ou de raidisseurs locaux a pour but d'assurer entre autres une meilleure diffusion des efforts. Les dispositions constructives et les règles de l'art en matière d'assemblages métalliques vont dans ce sens.

Par conséquent, la non-modélisation d'un détail constructif va probablement se traduire par un pic de contrainte.

Pour autant, la modélisation du détail constructif ne nous exempte pas de la présence d'une concentration de contraintes d'autant plus forte que le maillage de la zone locale du détail est plus grossier. Des tests de sensibilité à la taille des éléments peuvent être réalisés afin de bien appréhender les résultats affichés. Les abaques de concentration de contraintes peuvent également s'avérer utiles.





Exemples de concentrations de contraintes au niveau de singularités

Les concentrations de contraintes présentant un pic avec des valeurs supérieures à la limite élastique du matériau peuvent être acceptables à l'ELU si elles se trouvent très localisées et en peau. Néanmoins, leur justification peut nécessiter parfois la réalisation d'un calcul élasto-plastique, surtout si la zone de contraintes dépassant la limite élastique est traversante (risque d'apparition de rotules plastiques). Si le logiciel l'autorise, ce calcul élasto-plastique est réalisé en considérant une loi de comportement bi-linéaire du matériau. L'Annexe C (informatrice) de l'EN 1993-1-5 autorise une valeur limite de la déformation maximale de 5% pour les zones en traction. Pour les zones en compression, il convient de rester vigilant vis-à-vis des phénomènes de voilement locaux.

- **Zone présentant une singularité de maillage**

Le maillage des zones d'intérêt doit être adapté aux champs de contraintes ou de déformations attendues.

Si le maillage est mal adapté avec, par exemple, des changements brusques de taille, des sauts de contraintes d'un élément à l'autre sont à craindre. Une discrétisation défailante se traduira par des écarts importants entre les résultats de la simulation et la réalité. Ces écarts peuvent être réduits en procédant à une étude de sensibilité du maillage : on estime que le maillage est satisfaisant lorsque le raffinement entraîne une variation faible du résultat ; par exemple une variation inférieure à 5% pour des tailles d'éléments divisées par 2). Mais attention, ce n'est pas parce qu'un résultat semble stabilisé à 5% que l'on approche la réalité à 5%.

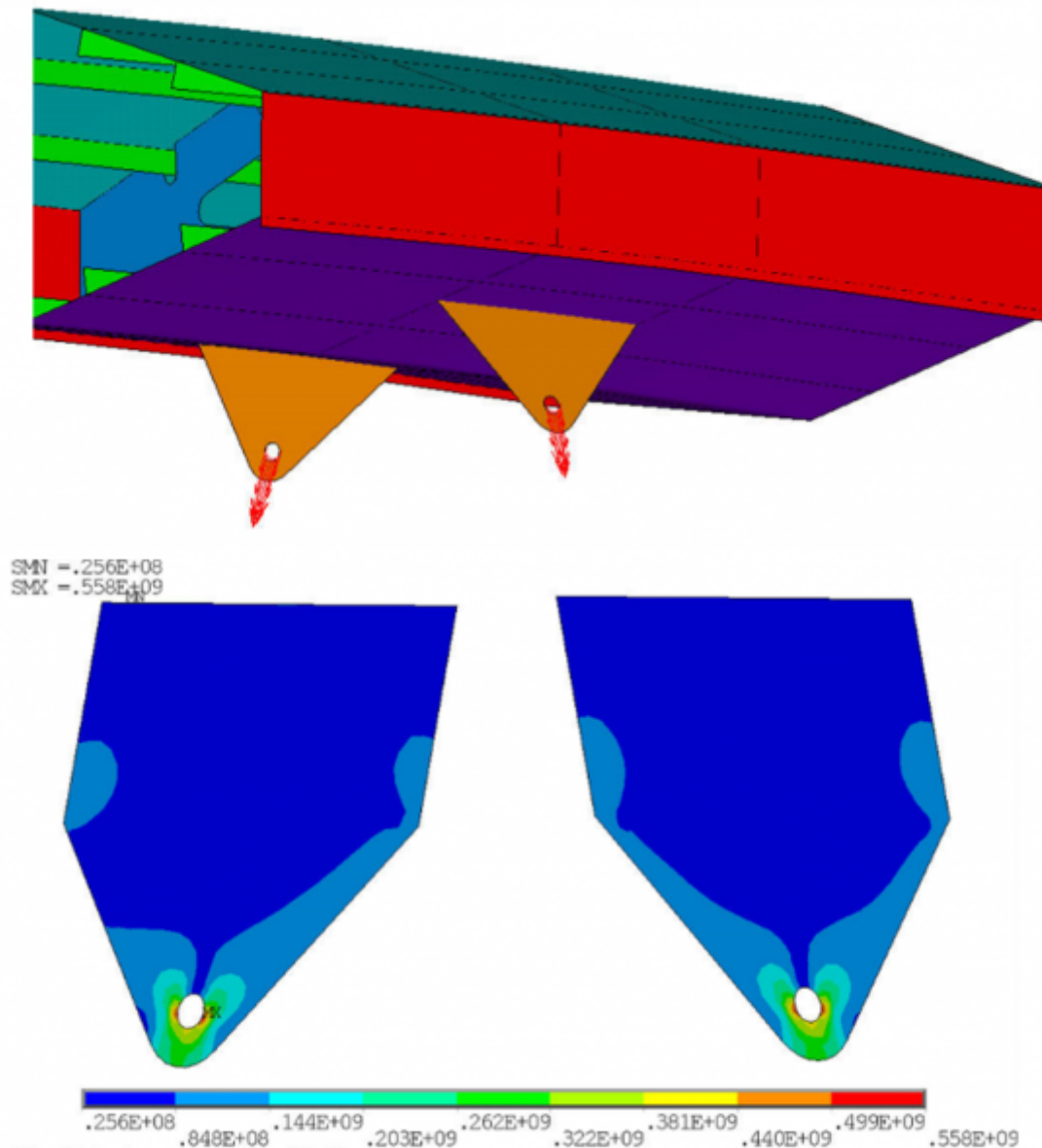
Il n'est pas nécessaire de raffiner le maillage sur la totalité du modèle. La plupart des logiciels permettent d'afficher des cartes d'erreur permettant de localiser les zones à fort saut de contrainte. Certains logiciels permettent même de corriger automatiquement le maillage afin de réduire ces écarts (maillage adaptatif).

- **Zone avec effort ponctuel ou blocage ponctuel**

Nous avons présenté précédemment les effets de la mise en place d'un effort ou d'un blocage ponctuel.

Cependant, même en ayant pris le soin de répartir la charge sur plusieurs nœuds, il se peut que des concentrations de contraintes apparaissent avec des valeurs maximales supérieures à la limite

élastique du matériau. Cette situation peut néanmoins être tout à fait admissible selon l'objectif de l'étude et de la modélisation. Prenons le cas, par exemple, de la modélisation de la zone d'attache d'une suspente. L'effort provenant de la suspente est réparti suivant une répartition sinusoïdale sur les nœuds de la moitié de la circonférence de l'alésage (trou).



Nous obtenons une concentration de contraintes autour des alésages des axes dont la valeur maximale est de 558 MPa, valeur bien au-delà de la limite élastique de 400 MPa. Cependant, cette valeur maximale n'est pas à comparer à la limite élastique. La concentration de contraintes est due ici à la pression diamétrale et les règlements indiquent que la résistance en pression diamétrale de la plaque est égale à $1,5.t.d.fy$. L'épaisseur t de la chape et le diamètre d de l'alésage étant pris en compte de par la modélisation, il convient donc de comparer 558 MPa à $1,5 \times 400 = 600$ MPa.

D.6.6 Synthèse

Si les pics de contraintes sont dus à des **singularités** (angle rentrant, interface entre deux matériaux différents, efforts ponctuels), ils peuvent être négligés ... si l'état de contraintes au voisinage de la singularité ne fait pas partie des objectifs de l'étude EF. Sinon, il convient d'améliorer la modélisation (remplacer l'angle entrant par un congé de raccordement, remplacer la zone de discontinuité entre

lois de comportement de matériaux différentes par une zone de transition dans laquelle les paramètres varient de façon continue, remplacer une force ponctuelle par une pression de contact sur une surface non nulle).

Si ces pics de contrainte apparaissent dans des zones **hors voisinage d'une singularité**, il convient de prendre la peine de raffiner successivement le maillage de ces zones pour connaître le niveau de contraintes plus réaliste.

Concernant le lissage, il n'y pas de méthode simple et directe. Le lecteur pourra regarder ce qui est pratiqué pour les calculs en fatigue, dans le cas d'un gradient de contraintes important au voisinage du pied de cordon de soudure dans les assemblages, avec l'application de la méthode de la contrainte géométrique au point chaud (voir [la bibliographie](#) (réf. Hobbacher)).

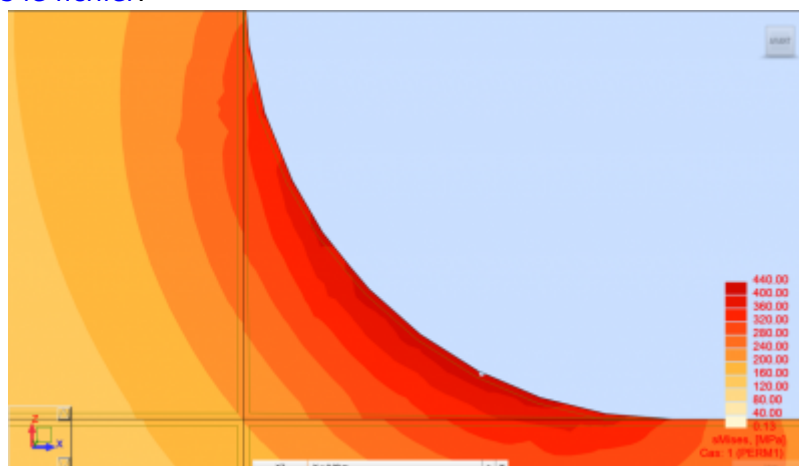
Concernant la valeur de la contrainte maximale obtenue, elle doit être comparée à la valeur limite précisée par les Normes de Calcul. Pour les aciers, les normes Eurocodes définissent la valeur de la limite élastique selon la nuance de l'acier et l'épaisseur de la plaque ou du tube ; par exemple pour un tube en acier S355 d'épaisseur 35 mm → limite élastique = 345 MPa selon l'EN 10210.

Tout dépassement de cette limite :

- doit donc être justifié. Et cela peut être paradoxal, mais on aura plus de facilité pour justifier un dépassement de contraintes au droit d'une singularité qu'en zone courante;
- doit être également acceptable. En cas de dépassement de la limite élastique, une plastification apparaîtra. Un calcul élasto-plastique donnera une information sur la taux de déformation (pour les aciers de construction, l'Eurocode EN 1993-1-5 spécifie une limite de déformation principale maximale de 5%). La norme précise les critères relatifs à l'ELU qui peuvent être utilisés. Pour les zones en traction, il s'agit de l'atteinte d'une valeur limite de la déformation de membrane principale (limite de 5% recommandée) et pour les structures sensibles aux phénomènes de voilement, l'atteinte de la charge maximale.

Rappelons, enfin, qu'un calcul EF (sauf à activer certaines options de calcul très spécifiques) ne permet pas de tenir compte de phénomènes autres que le traînage de cisaillement, par exemple les phénomènes d'instabilité tels que le voilement et le déversement des tôles.

Application numérique : Illustration du chapitre D.6 - Pics dans les angles, incidence du maillage et des congés. [Lien vers le fichier](#).



A suivre : [D.7 Compléments spécifiques pour les calculs dynamiques](#)

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-d:d6>

Last update: **2020/06/25 13:58**

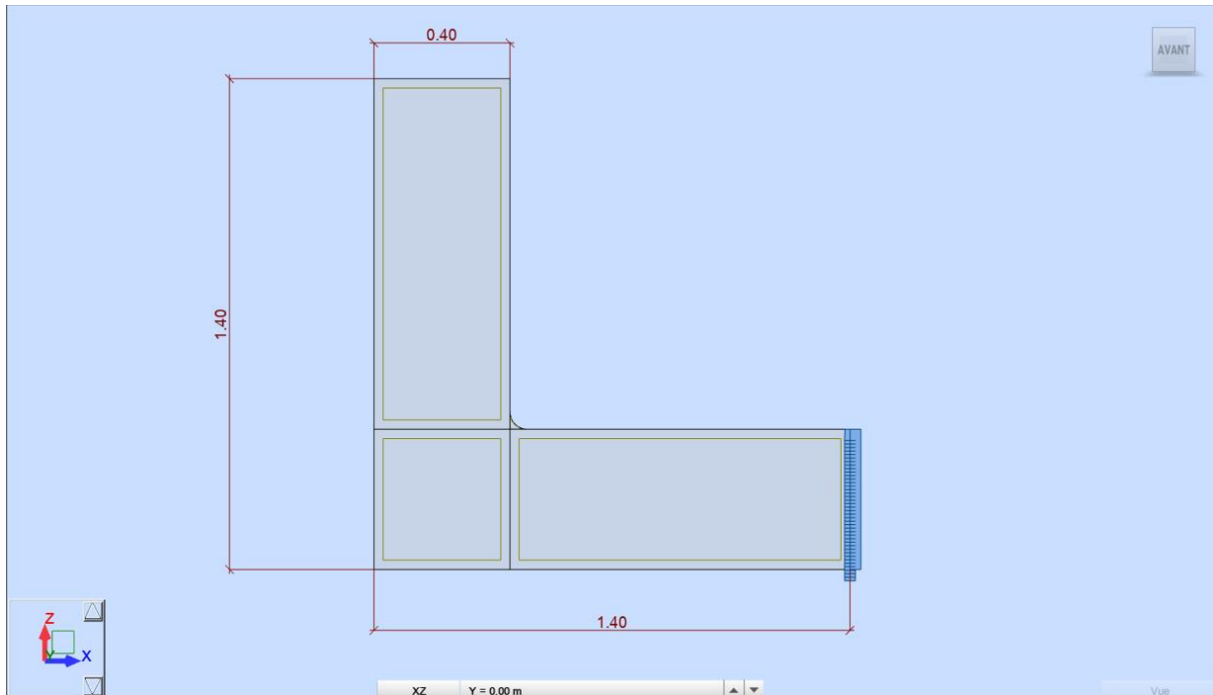


Illustration du chapitre D.6 - Pics dans les angles, incidence du maillage et des congés.

Auteurs : D. Guth (Arcadis) – P. Mangin (CTICM) – v0 – le 25/06/2020.

1) Données d'entrée

La structure modélisée est une simple équerre en acier d'épaisseur 10 mm (cotes en m sur la vue) :



Nous appliquons sur l'arête horizontale supérieure une charge de 100 kN/m.

Nous ne tenons pas compte des phénomènes de voilement – il s'agit d'un modèle RDM « simple ».

Nous débutons avec des mailles de 10 x 10 mm² et nous affinons le maillage dans les zones de pic, comme indiqué en D.6 :

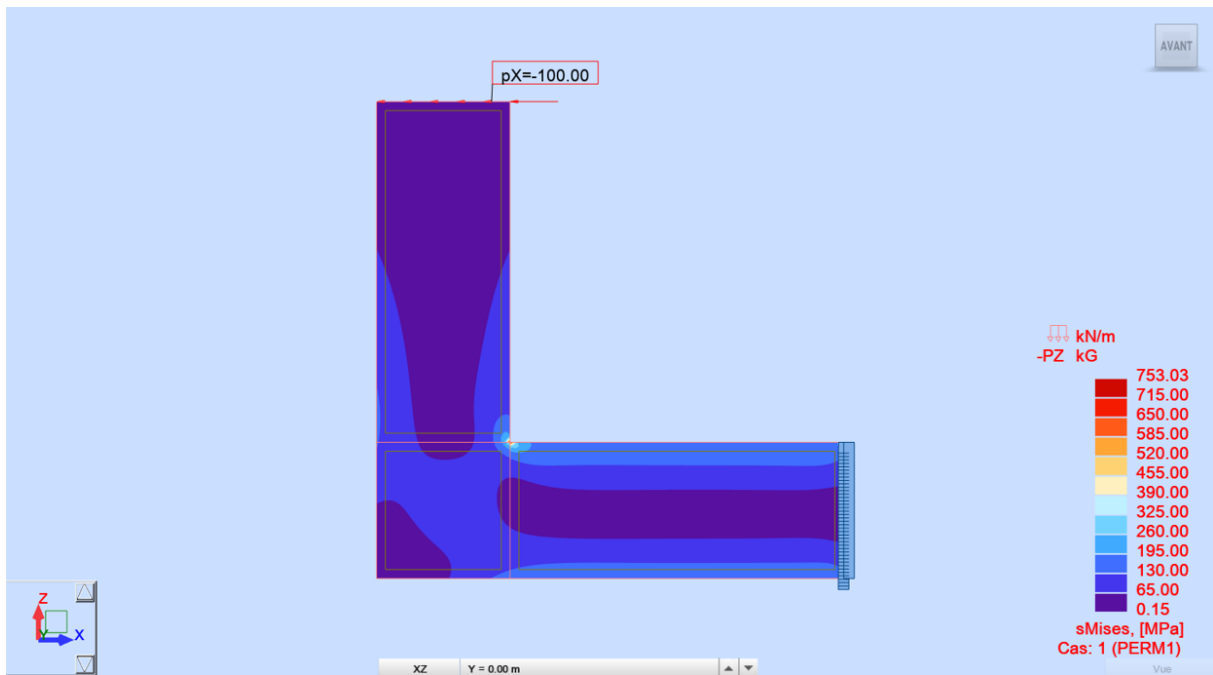
- « Si les pics de contraintes sont dus à des **singularités** (angle rentrant, interface entre deux matériaux différents, efforts ponctuels), ils peuvent être négligés ... si l'état de contraintes au voisinage de la singularité ne fait pas partie des objectifs de l'étude EF. Sinon, il convient d'améliorer la modélisation (remplacer l'angle entrant par un congé de raccordement, remplacer la zone de discontinuité entre lois de comportement de matériaux différentes par une zone de transition dans laquelle les paramètres varient de façon continue, remplacer une force ponctuelle par une pression de contact sur une surface non nulle).
- Si ces pics de contrainte apparaissent dans des zones **hors voisinage d'une singularité**, il convient de prendre la peine de raffiner successivement le maillage de ces zones pour connaître le niveau de contraintes plus réaliste. »

2) Résultats

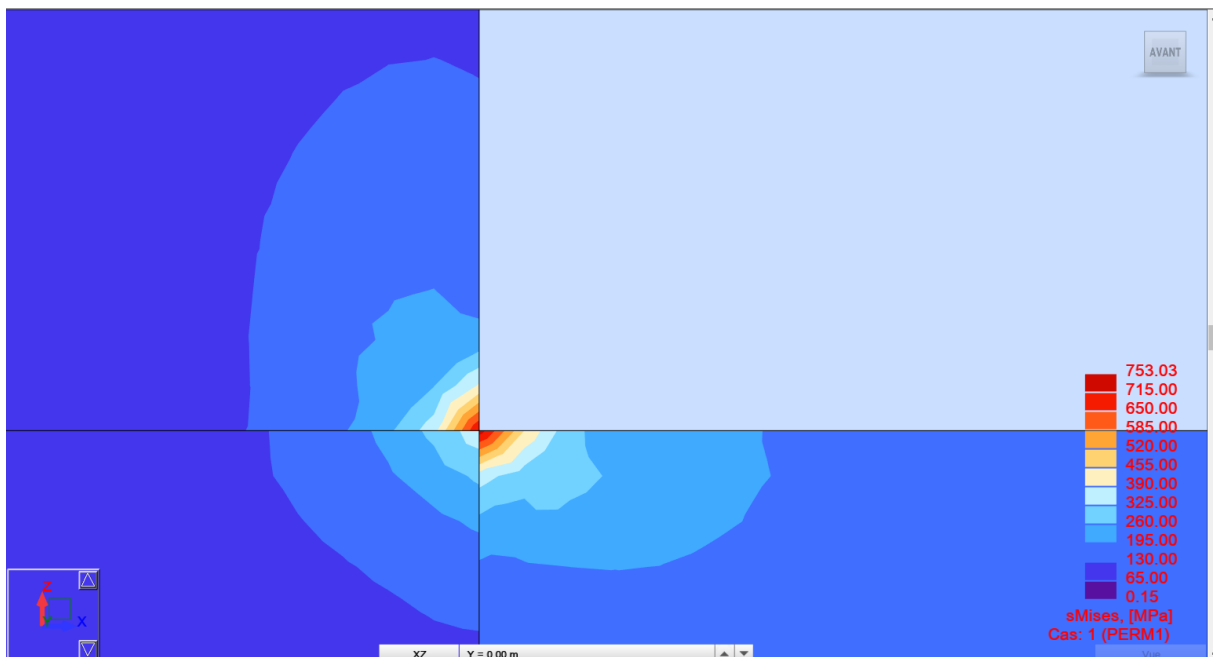
Nous constaterons également que plus le maillage est raffiné plus la contrainte extrême va augmenter.

2.1) Calcul sans congés (angle droit) – raffinements de maillages successifs

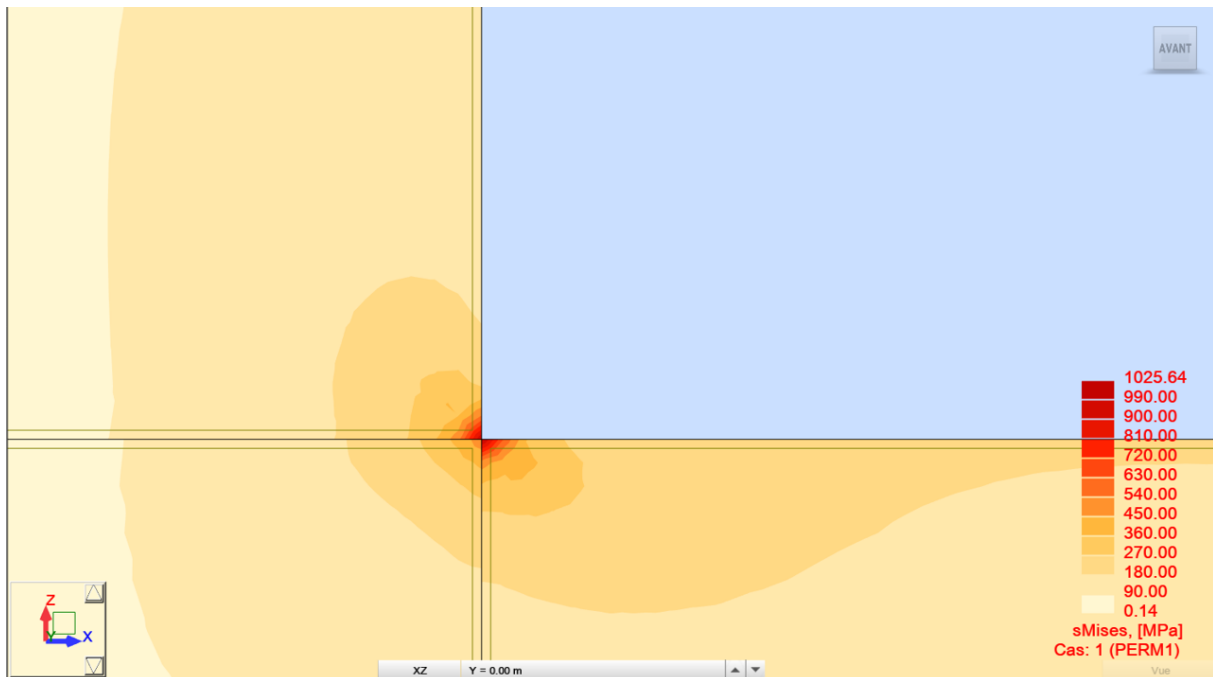
Maille = 10x10 mm² pour démarrer – chaque vue successive représente un raffinement de maillage x2, au niveau de l'angle où apparaît le pic.



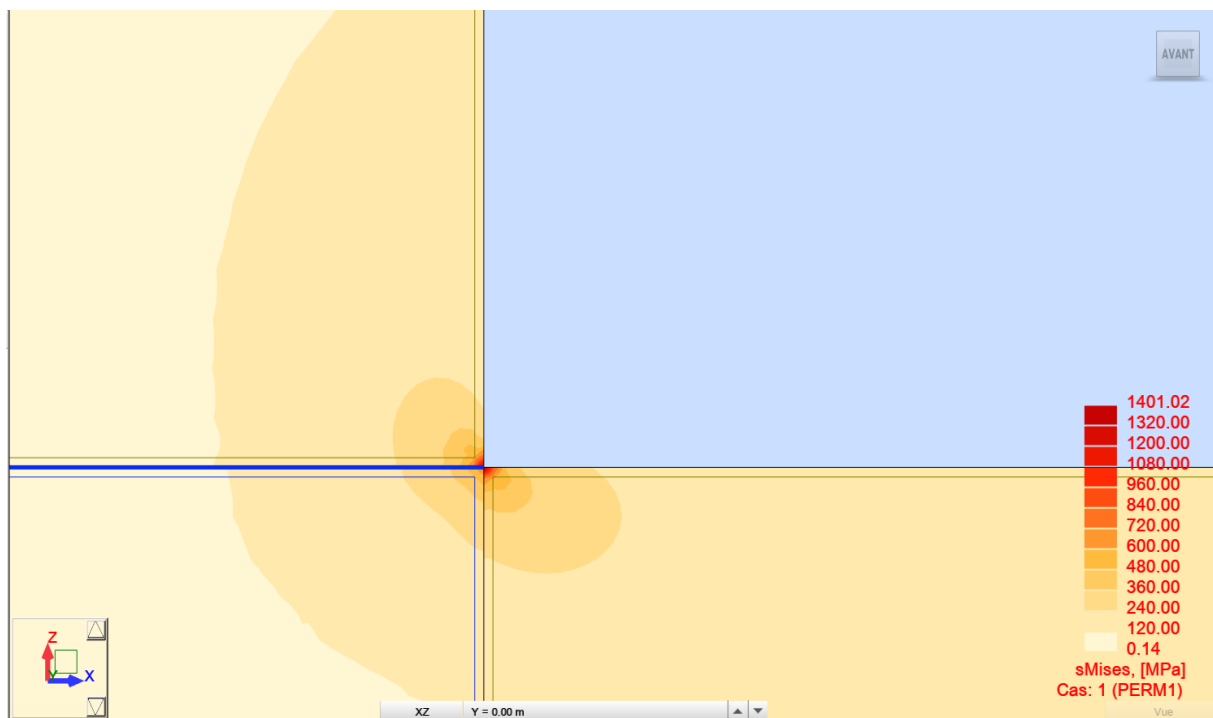
Zoom - Contrainte de Von Mises dans l'angle :



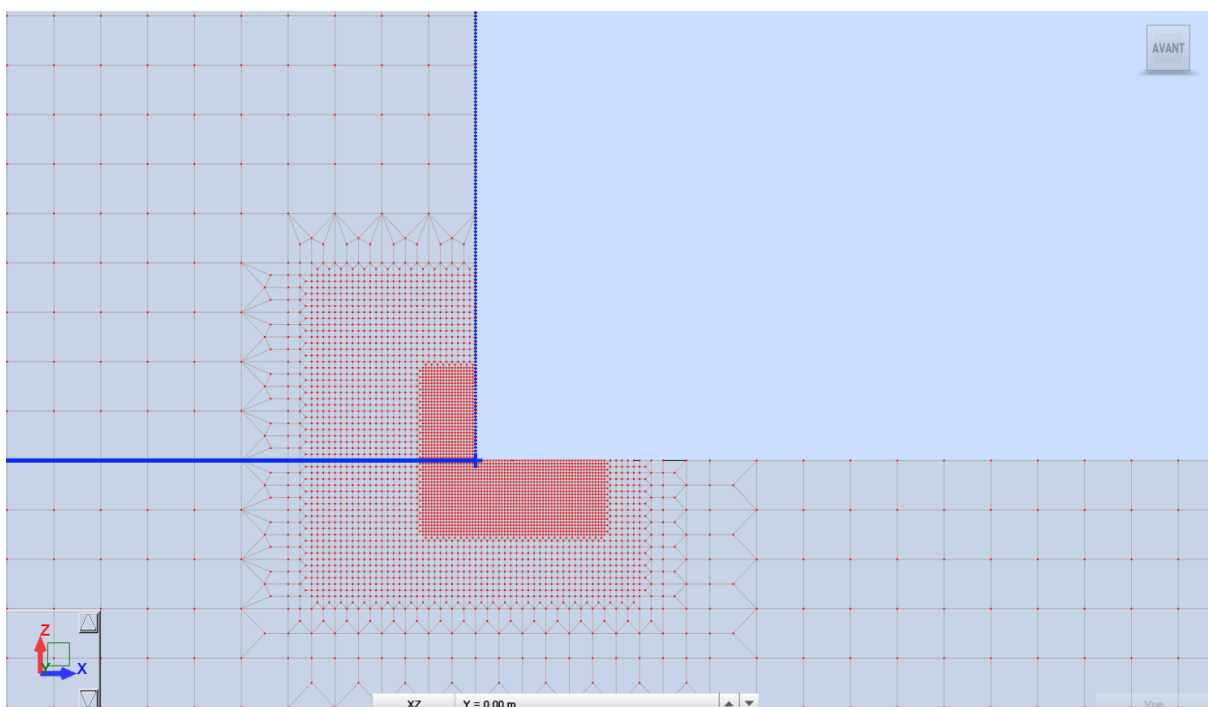
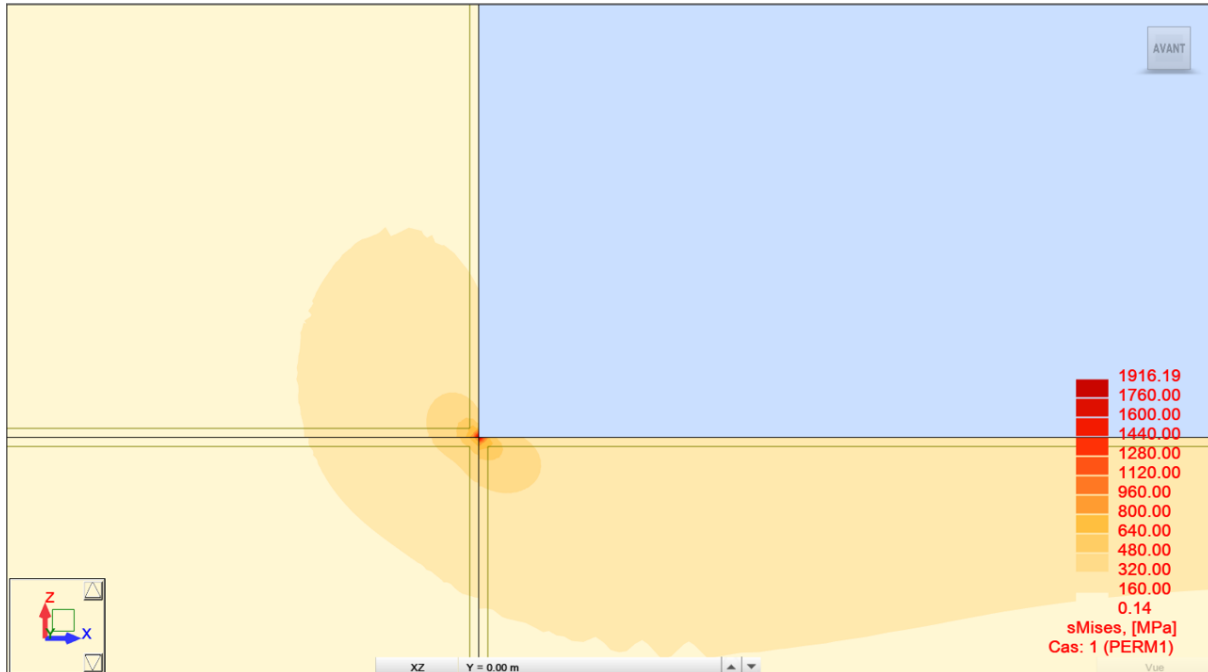
Raffinement x2 :



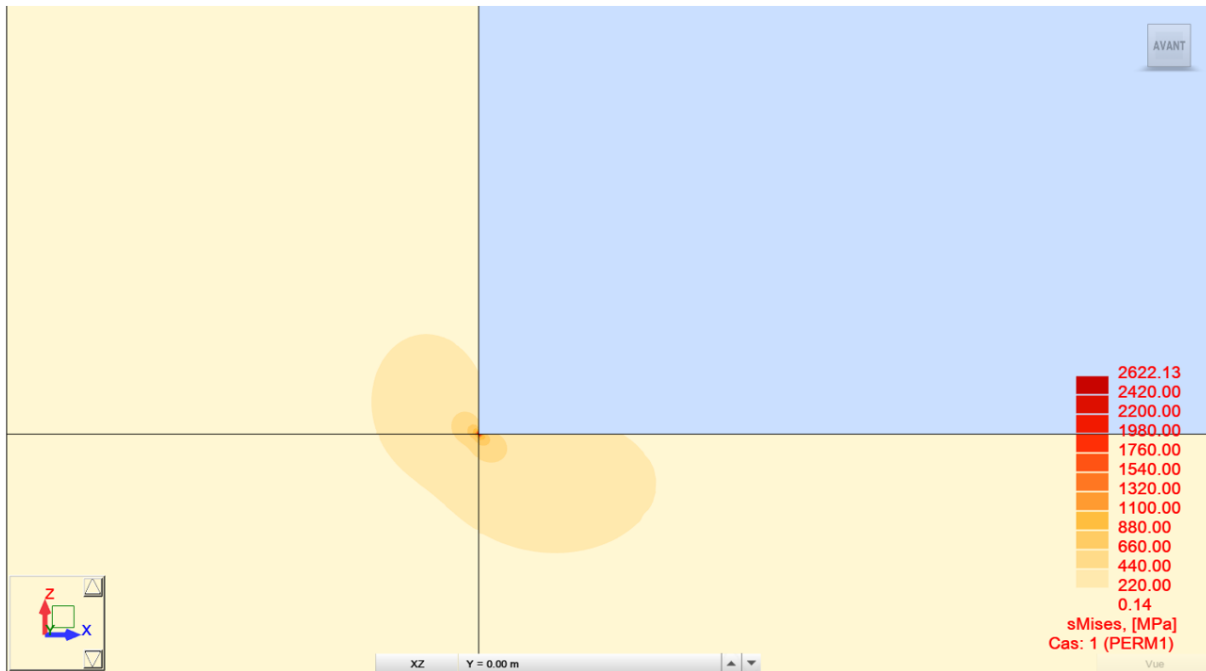
Raffinement x2 :



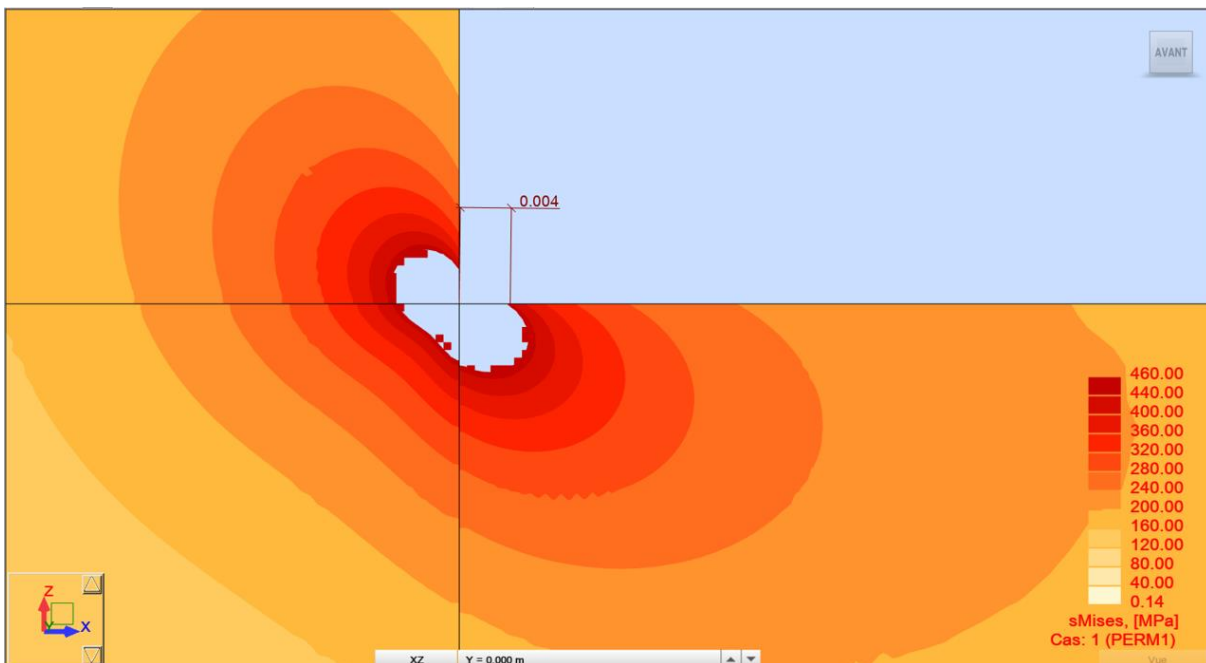
Raffinement x2 :



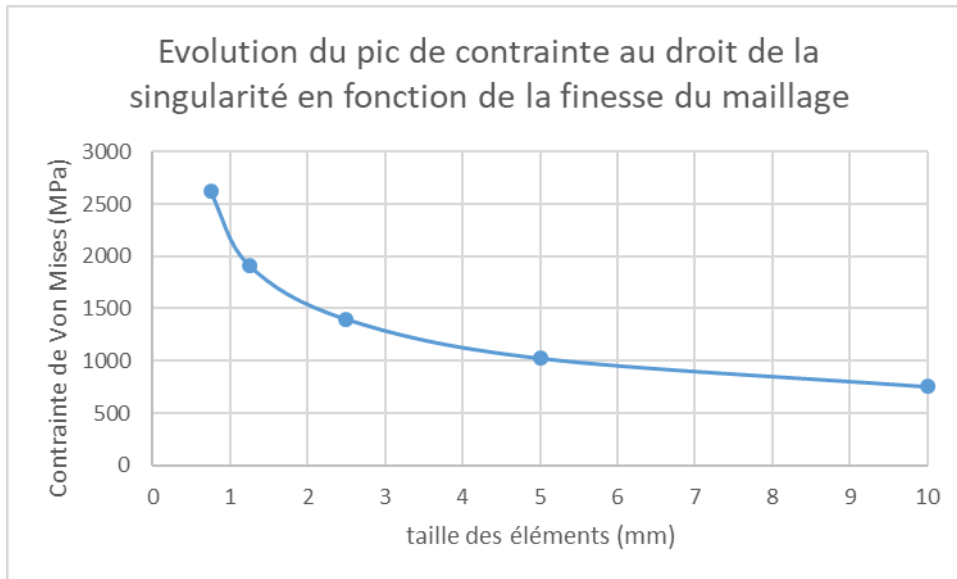
Raffinement x2 :



Fixons une limite élastique du matériau arbitraire à 460 MPa : nous présentons ci-après l'étendue de la zone présentant une contrainte supérieure à cette limite élastique - de l'ordre de 10 mm de long environ.



La courbe ci-après donne l'évolution du pic de contrainte en fonction de la finesse du maillage.



Cette courbe traduit bien le fait qu'au droit d'une singularité, les pointes de contraintes vont augmenter singulièrement (c'est le cas de le dire) avec la finesse du maillage.

Si cette zone est sans intérêt vis-à-vis des objectifs de l'étude, on admet la présence d'une pointe de contrainte au droit de cette singularité. Il est à noter que si cette zone est sans intérêt, il n'est donc pas nécessaire de raffiner le maillage de cette zone. Néanmoins, c'est toujours perturbant d'afficher des iso-contraintes avec un pic de contrainte à 753 MPa.

Si les destinataires de la note de calcul ont un peu d'expérience, ils admettront cette singularité. Certains pourront demander un calcul élasto-plastique, si la valeur de la pointe de contrainte est par trop excessive (de l'ordre de 2 x la limite élastique du matériau).

Pour information, pour un acier S460 une pointe de contrainte élastique à 750 MPa ne devrait pas produire de déformation plastique excessive (on resterait inférieure à 5%, la valeur limite recommandée par l'Eurocode EN 1993-1-5)

Si cette zone présente un intérêt vis-à-vis des objectifs, il est nécessaire de modéliser le congé de raccordement.

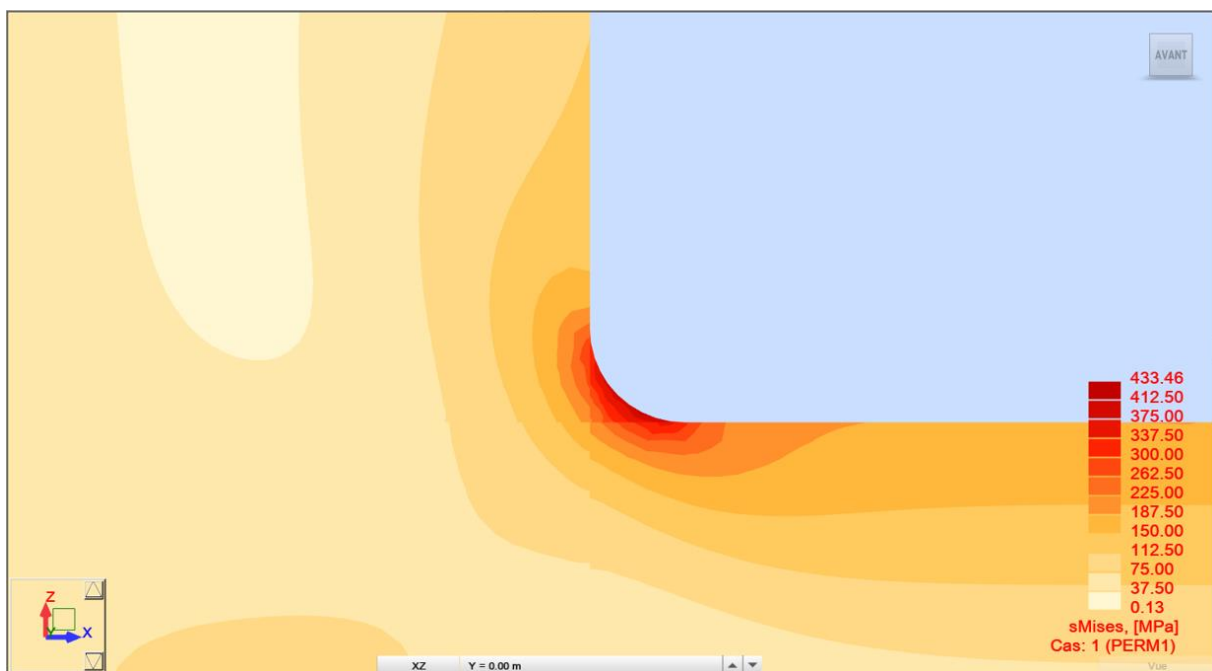
2.2) Mise en œuvre de congés r=50 mm.

Le Wiki indique que le congé minimum doit avoir un rayon supérieur ou égal à 2 fois l'épaisseur de la pièce – ici $r=50\text{ mm} > 2 \times 10\text{ mm}$ – ok.

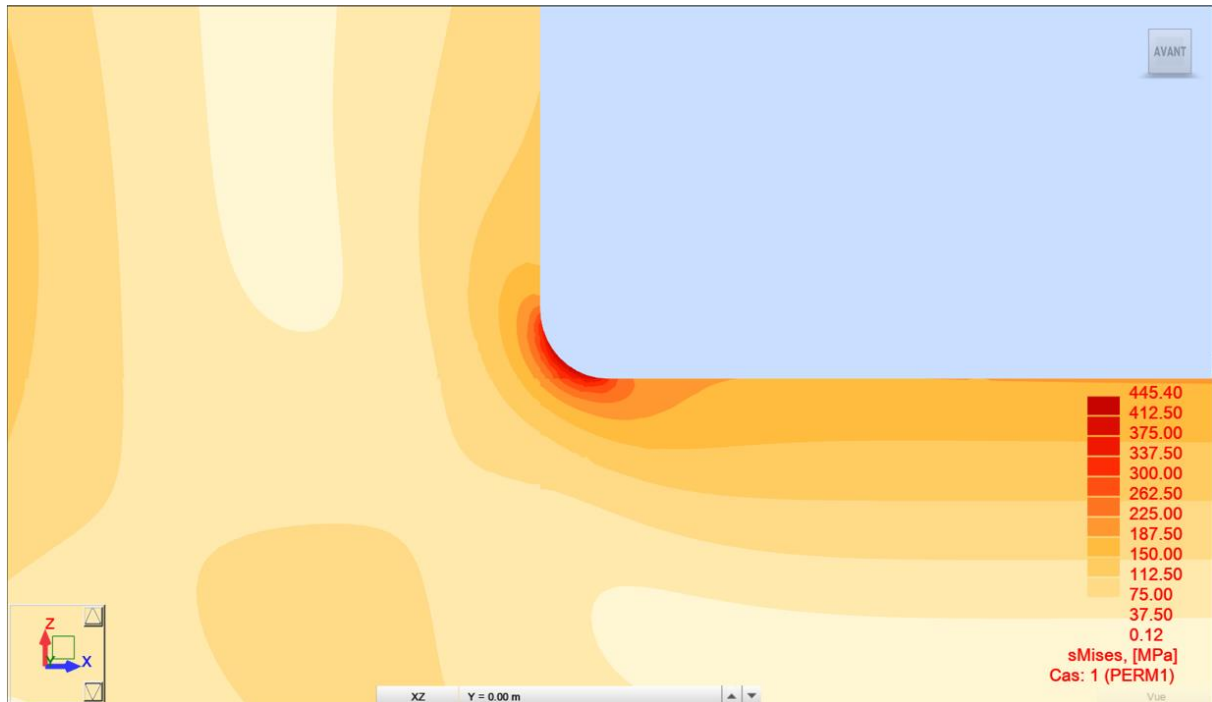
Note.

- Le congé est constitué d'une succession de segments droits.
- Le maillage aux deux extrémités du congé présente des EF n'ayant pas un ratio d'aspect optimal, du fait de l'angle de raccord qui tend vers 0.

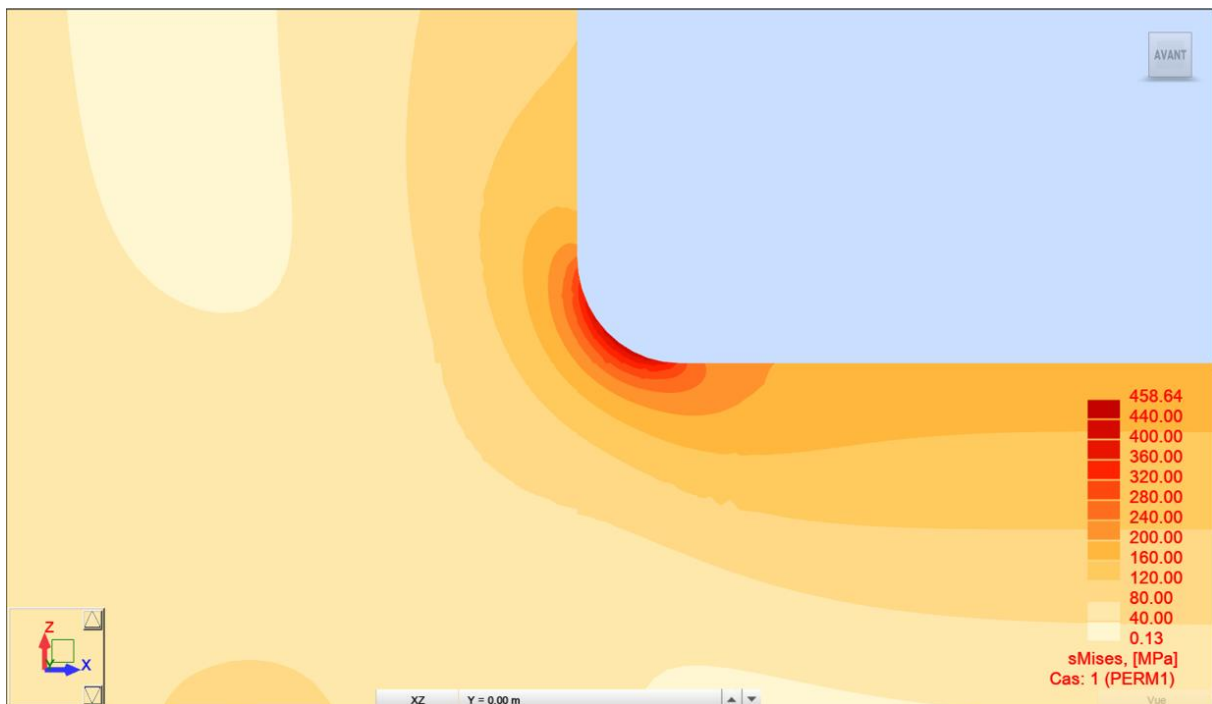
Maille de base $10 \times 10\text{ mm}^2$:



Raffinement x2 :

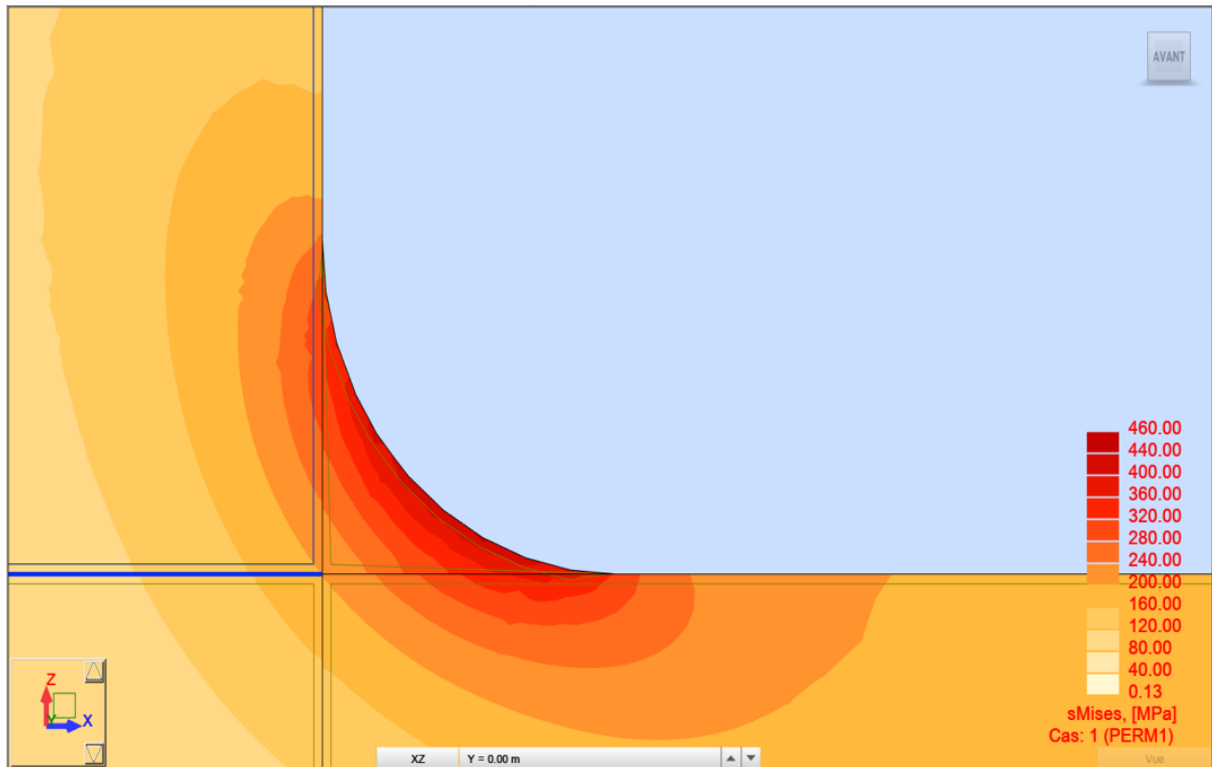


Raffinement x2 :

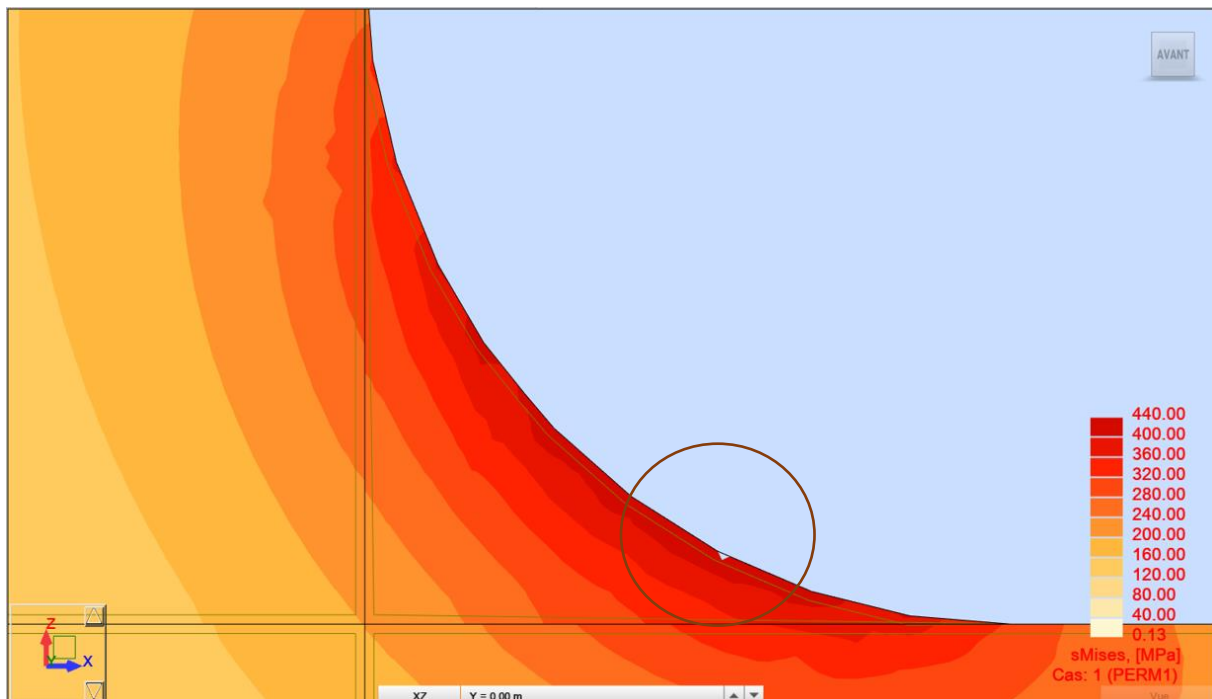


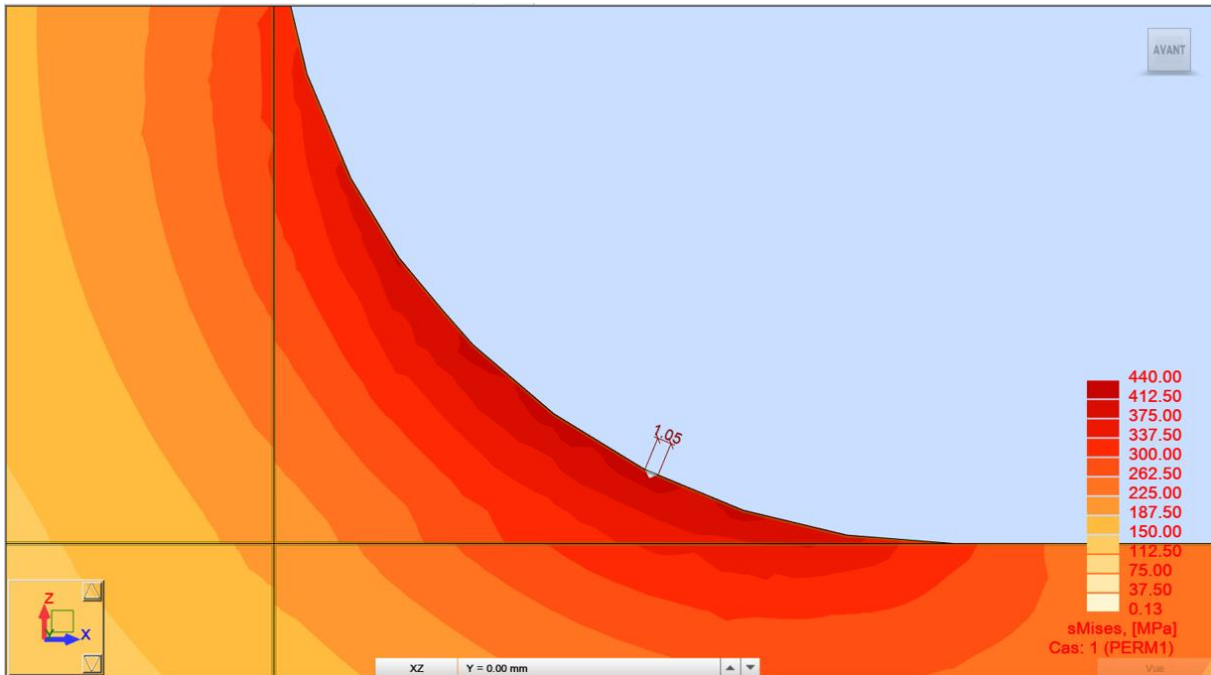
On constate que le taux d'augmentation de la valeur de pic est moins fort à chaque raffinement que dans le paragraphe précédent.

Un filtrage arbitraire à 460 MPa ne fait pas apparaître de zone de dépassement :



Admettons que nous ayons une limite élastique à 440 MPa, filtrage à 440 MPa :

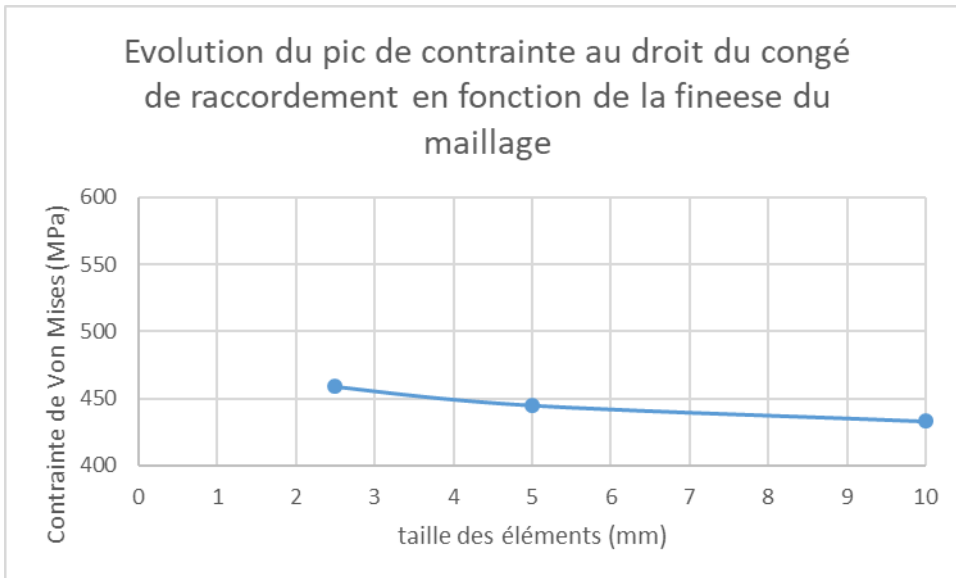




(cotation en mm)

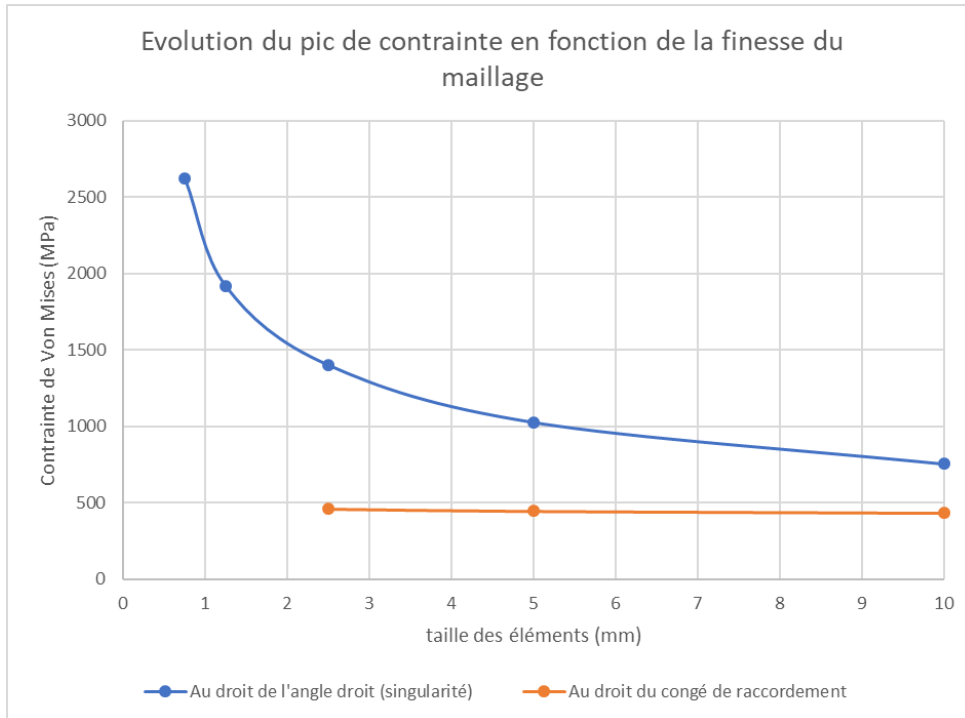
Si la limite élastique du matériau est de 440 MPa, une pointe de contrainte à 459 MPa est tout à fait admissible pour une analyse de résistance à l'ELU (Pour une analyse en Fatigue ce ne serait pas le cas mais il s'agit là d'une autre approche).

A ce stade, il n'est pas nécessaire de pousser plus loin le raffinement du maillage. On constate que la valeur du pic de contraintes tend vers une valeur réaliste.



3) Bilan

La courbe ci-après donne l'évolution du pic de contrainte en fonction de la finesse du maillage en fonction de la finesse du maillage et selon la prise en compte ou non dans la modélisation du congé de raccordement.



=== 000 ===

E. Comment assurer la qualité ?

Nous proposons ci-dessous quelques conseils simples pour déployer une démarche qualité dans les calculs aux éléments finis. Les enjeux principaux sont :

- la bonne utilisation du logiciel ;
- la modélisation appropriée du comportement des structures ;
- la traçabilité des hypothèses de modélisation et des résultats.

Les conseils ci-dessous traitent de la bonne prise en main d'un logiciel par un ingénieur ou une équipe, des tests d'autocontrôle que doit impérativement effectuer chaque ingénieur à la fin de sa modélisation, et enfin des éléments minimaux à tracer pour permettre le travail à plusieurs ou la reprise ultérieure d'un modèle.

E.1 Prise en main d'un nouveau logiciel

Lors de l'achat d'un nouveau logiciel au sein d'un bureau d'études, ou à l'occasion de l'arrivée de nouveaux ingénieurs, il y a une étape très importante - et malheureusement souvent négligée - celle de l'appropriation du logiciel et de **la validation du couple utilisateur-logiciel**.

Cette validation, à placer sous le responsabilité du management, est au cœur de la démarche qualité des études qui seront produites. On a vu, dans les paragraphes précédents, toutes les erreurs possibles liées à la méconnaissance du fonctionnement du logiciel, aussi bien au cours de la modélisation qu'au moment de l'exploitation des résultats.

Des outils existent pour accompagner cette phase de validation. On citera notamment le "Guide de validation des progiciels de calcul de structures" publié par l'AFNOR 1990 (ISBN 2-12-486611-7). Ce guide, établi initialement pour la validation des logiciels pour les développeurs, fournit une base de données de test et d'exemples simples de modélisation, accompagnés des résultats corrects.

Il est conseillé de choisir quelques tests dans cette base de données, de les distribuer comme exercice à l'équipe et de partager les résultats, bons ou mauvais, de ces tests pour que chacun comprenne bien comment le logiciel fonctionne, les options prises par défaut et les pièges à éviter.

[A suivre : E.2 Validation d'un modèle par autocontrôle](#)

[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-e:e1>

Last update: **2020/06/08 10:21**



D.7 Compléments spécifiques pour les calculs dynamiques

D.7.1 Vérification de la masse totale

Dans le cas d'études de type dynamique, l'un des paramètres fondamentaux est la masse de la structure qui sert à déterminer les fréquences propres de celle-ci.

Il est ainsi très important de s'assurer que l'intégralité de la masse de la structure est effectivement entrée dans le modèle. En effet, dans le cas où l'on utilise un modèle qui a déjà servi pour des calculs statiques, il peut arriver que certaines charges permanentes ou variables, telles que des équipements, aient été entrées en tant que charges (ponctuelles, linéaires, surfaciques, etc.) et non en tant que masse. Dès lors, il peut arriver que le programme ne considère pas ces charges comme masses mais uniquement comme des surcharges, et ne les prenne pas en compte dans son calcul de masse. Ceci risque de minorer les efforts sismiques.

Il convient donc de toujours s'assurer que la masse totale de la structure est bien celle recherchée. Cette information est en général accessible dans les résultats de l'analyse modale ou, encore mieux, peut être obtenue en effectuant trois calculs statiques, en appliquant un champ d'accélération unitaire dans les 3 directions (X,Y,Z) : seuls les éléments ayant une masse seront donc pris en compte, et la somme des réactions permettra donc de connaître la masse réellement prise en compte dans le modèle, dans chaque direction.

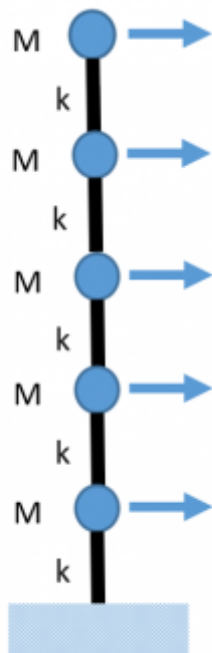
D.7.2 Vérification des masses participantes

Il convient de vérifier que l'analyse modale effectuée prend en compte suffisamment de modes propres. Pour cela, il faut vérifier que les masses modales participantes dans la direction étudiée et cumulées pour les différents modes calculés, représentent au moins 90% de la masse totale pouvant être mise en mouvement, calculée à partir des cas unitaires d'accélération, sans quoi les normes autorisent la prise en compte d'un pseudo mode (par direction).

Piège : Certains logiciels indiquent des % de masse modales cumulées qui peuvent être basés sur une mauvaise hypothèse de masse totale mobilisée : en effet, les parties de masses bloquées en déplacement par des appuis ne seront pas comptabilisées par le logiciel qui sur-évaluera de ce fait le % modal mobilisé. Une astuce pour pallier ceci est de définir des appuis élastiques avec une forte raideur plutôt que des appuis fixes : la masse totale sera alors exacte.

De manière générale, il est préférable de ne pas modéliser de masse associée à des appuis fixes.

Exemple de l'étude d'un modèle brochette avec 5 degrés de liberté :



Trois cas sont étudiés :

- Cas 1 : Masses et raideurs similaires à tous les niveaux ;
- Cas 2 : Cas 1 mais avec une raideur 100 fois supérieure dans la hauteur du rez-de-chaussée ;
- Cas 3 : Cas 1 mais avec une raideur 100 fois supérieure dans la hauteur des 2 premiers étages.

	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Mode	% de masse modale	% de masse modale	% de masse modale
1	88,00	71,73	55,62
2	8,70	6,75	4,83
3	2,40	1,61	0,77
4	0,75	0,31	36,68
5	0,15	19,60	2,10

En supposant que toutes les périodes correspondent au plateau du spectre (valeur spectrale identique pour toutes les périodes) :

En supposant que toutes les périodes correspondent au plateau du spectre (valeur spectrale identique pour toutes les périodes) :

	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Nombre de mode retenu	Effort en pied	Effort en pied	Effort en pied
Ecart si l'on retient 1 mode au lieu de 5	99,5 % V	96,0 % V	83,2 % V

Il est donc important de prendre en compte tous les modes significatifs sinon les efforts de calculs pourraient être notablement sous-estimés.

Piège: Modes symétriques et antisymétriques.

Exemple de vibration d'une poutre

Suivant le type de calcul que l'on effectue, il ne faut pas considérer que les modes qui n'apportent pas de supplément de % de masse modale dans une direction donnée sont forcément sans intérêt.

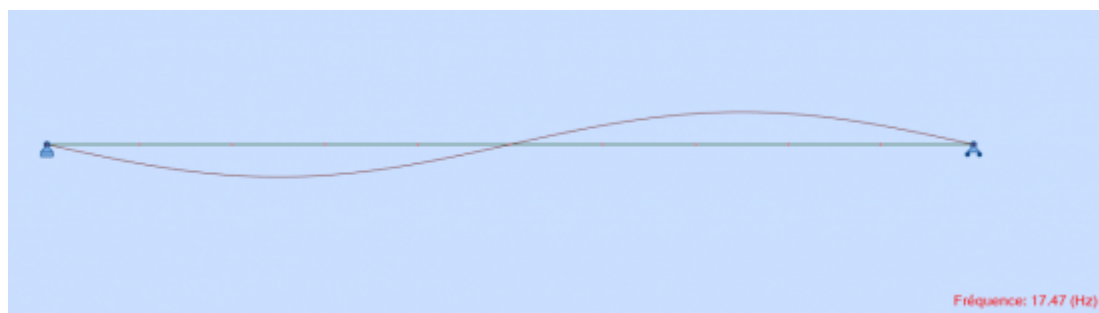
Cas simple de la poutre sur deux appuis - les masses ne sont mobilisées que verticalement. Le tableau des résultats modaux montre que tous les modes pairs n'apportent pas de supplément de % de masse modale.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UZ [kg]
2/ 1	0.23	88.59	88.59	19394.24
2/ 2	0.06	88.59	0.00	19394.24
2/ 3	0.03	97.15	8.56	19394.24
2/ 4	0.01	97.15	0.00	19394.24
2/ 5	0.01	99.37	2.22	19394.24
2/ 6	0.01	99.37	0.00	19394.24
2/ 7	0.00	99.94	0.58	19394.24
2/ 8	0.00	99.94	0.00	19394.24
2/ 9	0.00	100.00	0.06	19394.24

En examinant les déformées modales, on se rend compte que ce sont des modes ayant des déformées antisymétriques:

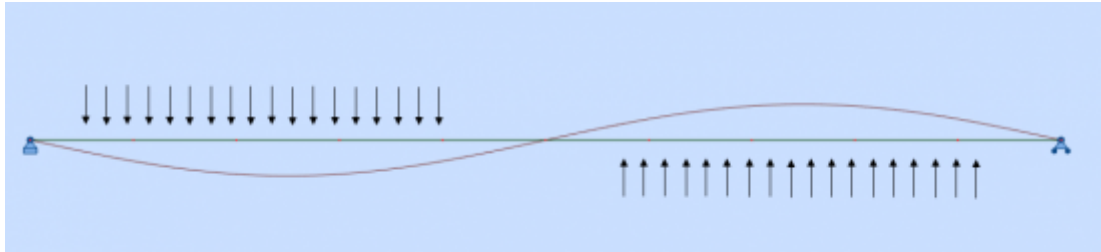


Déformée modale - mode 1



Déformée modale - mode 2

Dans le cas d'un calcul sismique spectral, ces modes n'apportent effectivement rien, par contre dans le cas d'un calcul de vibration d'une poutre ou d'une passerelle, ces modes ont tout leur intérêt. On admet effectivement que des piétons, dans leur mouvements peuvent avoir des actions en opposition et dans le sens la déformée modale. Un calcul harmonique est en effet effectué à partir des charges positionnées tel que ci-après:



On se référera utilement au guide du Sétra/Cerema sur les passerelles piétonnes pour plus d'informations.

Analyse spectrale: enfin, on donne ci-dessous les efforts au nœud médian de cette poutre, calculée par une analyse sismique spectrale - on constate que les modes pairs n'amènent effectivement aucune contribution.

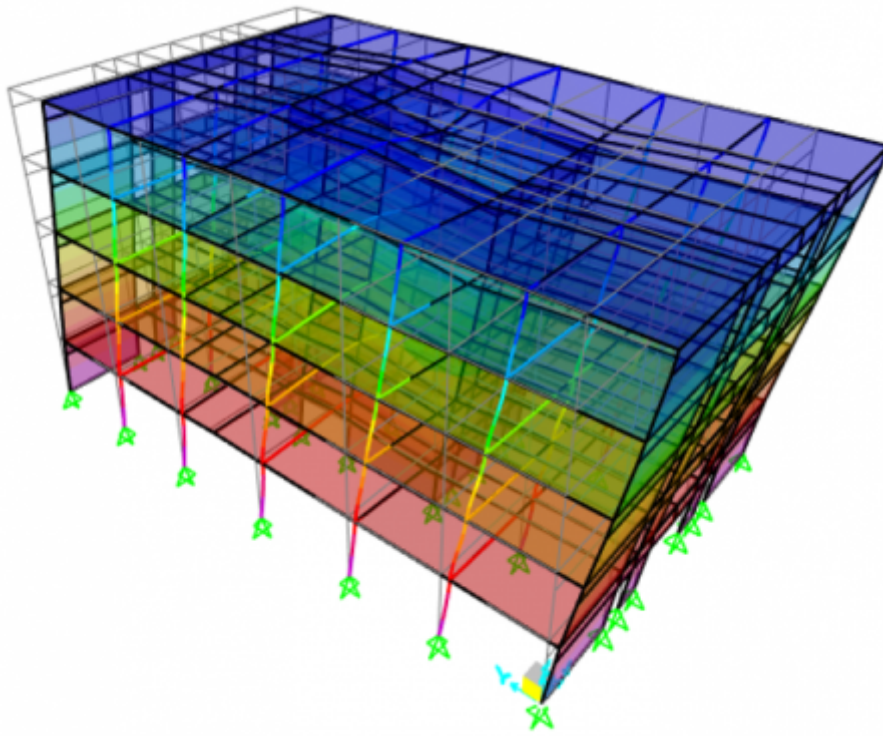
Barre/Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
7/ 7/ 4/ 1	0.0	1.80	-36.72
7/ 7/ 4/ 2	0.0	-0.00	-0.00
7/ 7/ 4/ 3	0.0	-0.57	1.39
7/ 7/ 4/ 4	0.0	0.00	0.00
7/ 7/ 4/ 5	0.0	0.18	-0.18
7/ 7/ 4/ 6	0.0	-0.00	-0.00
7/ 7/ 4/ 7	0.0	-0.07	0.05
7/ 7/ 4/ 8	0.0	0.00	0.00
7/ 7/ 4/ 9	0.0	0.02	-0.01
7/ 7/ 4/ CQC	0.0	1.90	-36.75

Piège: Modes de torsion

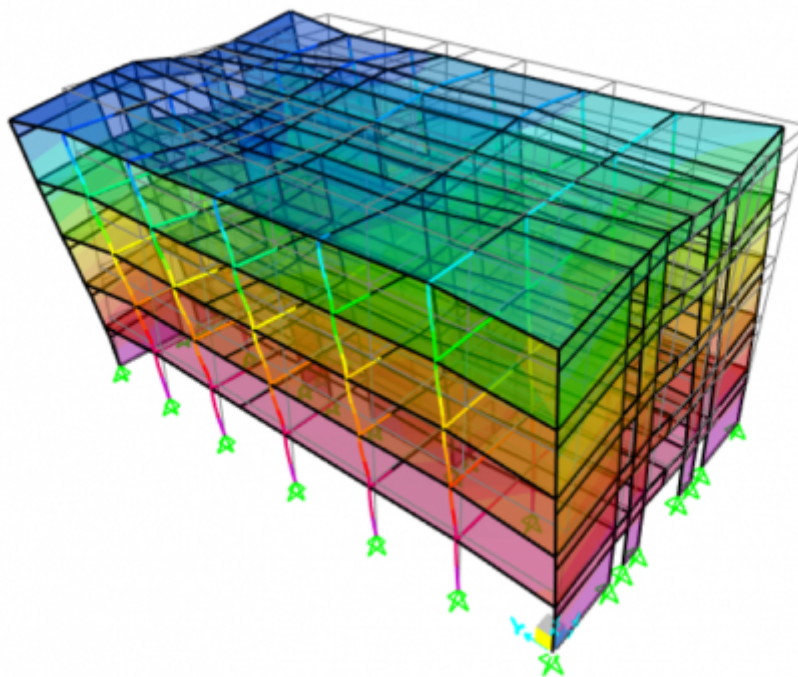
Exemple d'un bâtiment en torsion

Généralement, les bâtiments courants présentent un mode de torsion. Sur l'exemple ci-dessous, on peut observer :

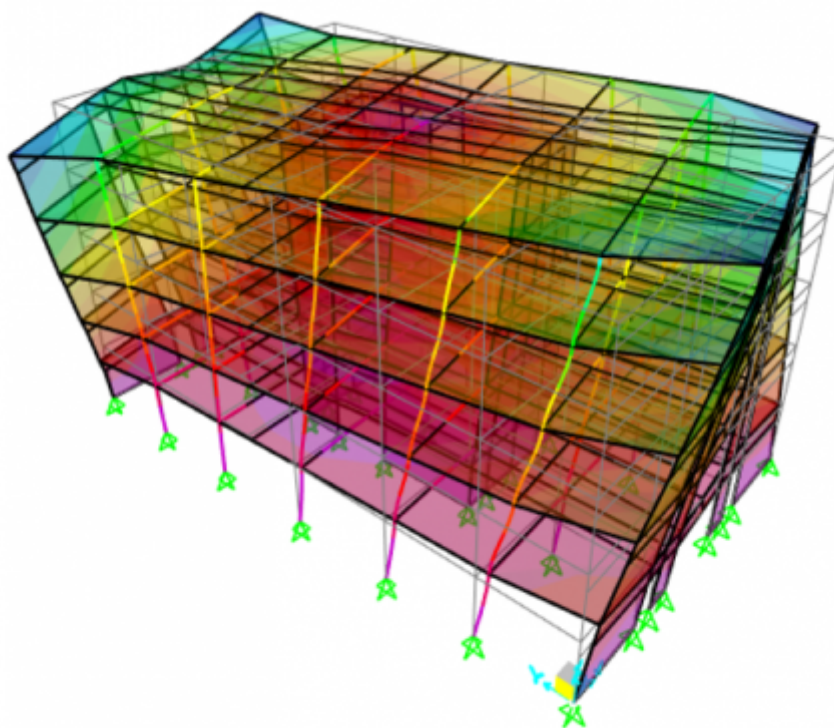
- Le 1er mode : avec un mode prépondérant selon UY (longitudinal),



- Le 2ème mode : avec un mode prépondérant selon UX (transversal),



- Le 3ème mode : avec peu de participation modale alors qu'il affecte notablement la structure. Il s'agit d'un mode de torsion.



Modes	Déformée modale	Pourcentage de masse modale selon UX (%)	Pourcentage de masse modale selon UY (%)
1	Selon UY	0	77,36
2	Selon UX	74,11	0
3	Torsion	0,45	0

D.7.3 Vérification des principales fréquences propres

Afin de vérifier le comportement effectif de la structure en dynamique, il convient de s'assurer que les principales fréquences propres de la structure ont un ordre de grandeur cohérent.

Ces fréquences correspondent aux principaux modes de flexion, torsion, cisaillement, et elles correspondent en général aux modes ayant des facteurs de participation et des masses participantes importantes.

On notera néanmoins que se limiter aux modes ayant un facteur de participation important n'est pas un garant exhaustif des modes pouvant poser problème sous chargement dynamique. En effet, les facteurs de participation peuvent être calculés par les logiciels sur la base des déplacements modaux signés. Ainsi, il peut arriver que les facteurs de participation prenant en compte le cumul des valeurs renvoient des valeurs faibles alors que le mode est important.

Cela peut arriver par exemple pour une poutre continue sur trois appuis identiques et ayant deux portées identiques. Le principal mode de flexion de cette poutre correspond à la flexion d'une travée dans un sens et à la flexion de l'autre travée dans l'autre sens (forme de vague). Le facteur de participation de ce mode peut être très faible, les déplacements d'une travée contrebalançant les déplacements de l'autre travée dans le calcul, alors que ce mode est le principal mode de flexion de

la structure, et peut être celui donnant la réponse en accélération la plus élevée si la structure est soumise à une excitation périodique.

Lorsque la structure est complexe, les formules de dynamique données dans la littérature ne permettent pas de retrouver précisément les valeurs de fréquence propre obtenues, puisque ces formules concernent des structures simples (fréquence propre d'une poutre isostatique sur deux appuis, d'une poutre en console, d'une poutre bi-encastree ou d'un oscillateur à quelques degrés de libertés). Cependant, ces formules classiques permettent d'estimer les ordres de grandeur des principales fréquences propres en estimant de manière simplifiée le comportement de la structure pour se ramener à des fonctionnements simples pour les vérifications.

Dans le cas de structure de type poutre, on pourra ainsi estimer les fréquences propres de flexion à partir des formules classiques. Par exemple, et de manière très large, la fréquence propre de flexion d'une poutre sur deux appuis ayant une souplesse en rotation sera comprise entre la fréquence propre de flexion de la même poutre mais sur appuis rotulés et la fréquence propre de flexion de la même poutre sur appuis encastres.

D.7.4 Calculs dynamiques sismiques modal/spectral

D.7.4.1 Vérification de la pertinence des premiers modes (instabilités, déplacements)

Les 2 ou 3 premiers modes globaux visualisent le fonctionnement de la structure, ce qui permet d'une part d'en comprendre le fonctionnement, d'autre part de repérer les problèmes de modélisation.

Pour un bâtiment bien dimensionné, les 2 premiers modes sont toujours selon X et Y, le troisième mode est un mode de torsion.

Pour les bâtiments courants, la période fondamentale est de l'ordre de 1/25 à 1/16 du nombre d'étages.

D.7.4.2 Vérification des axes globaux X et Y par rapport aux premiers modes

Il faut vérifier que les directions sismiques étudiées X et Y sont alignées selon les premiers modes importants. Dans le cas contraire, les calculs des CQC seront faussés.

Les solutions sont :

- dans le cas d'un bâtiment, tourner le modèle selon les axes principaux
- dans le cas d'un pont courbe, soit calculer le séisme sur un modèle droit, soit faire plusieurs calculs en variant les axes en fonction des biais des piles.

D.7.4.3 Validation du nombre de modes - Mode complémentaire

L'Eurocode 8 fixe un pourcentage minimum de masse à intéresser dans le calcul spectral.

Si l'on n'arrive pas à intéresser 90% de la masse, les logiciels permettent la prise en compte d'un mode complémentaire. C'est un mode fictif affecté de la masse non excitée par les modes étudiés et affecté de l'accélération spectrale associé au dernier mode étudié.

On a pu voir que négliger des modes fausse les résultats (cf. 1er exemple du D.7.2).

D.7.4.4 Calcul spectral et combinaisons CQC

Le calcul spectral permet d'obtenir les effets structurels (efforts, déplacements...) de chacun des modes. Puis, en fonction de la répartition statistique du séisme suivant les fréquences (définie par le spectre réglementaire), les effets sont combinés de manière à obtenir la réponse statistique de la structure à un séisme.

La combinaison des différents calculs modaux unitaires se fait selon le mode CQC ou SRSS, dont la définition théorique est fournie en Partie 1 - Chapitre 2.

Il convient de distinguer les spectres règlementaires utilisés en bâtiment (qui sont généralement des spectres de dimensionnement) et ceux utilisés pour les ponts (qui sont des spectres élastiques).

On passe du second au premier en divisant par un coefficient de comportement (égal ou supérieur à 1,5) qui tient compte des capacités de plastification de la structure. Les valeurs des coefficients de comportement sont définis par l'Eurocode 8.

Dans tous les calculs spectraux, il convient de veiller à bien définir l'amortissement de la structure. Selon les logiciels, on affecte l'amortissement aux modes ou aux matériaux. Dans le second cas, l'amortissement du mode dépendra de la participation de chaque matériau dans la déformée du mode considéré.

Attention, si l'on souhaite attribuer un amortissement dans les ressorts modélisant le sol, ceci correspond à une étude de type interaction sol-structure dynamique, et il n'est pas possible d'utiliser un spectre de dimensionnement mais uniquement un spectre élastique.

Enfin, comme indiqué en [C16.8](#), un coefficient de comportement différent peut être affecté à chaque direction.

Après les combinaisons CQC ou SRSS (qui combinent les modes), il faut faire les combinaisons de Newmark (combinaisons de direction de séisme), puis les combinaisons d'actions.

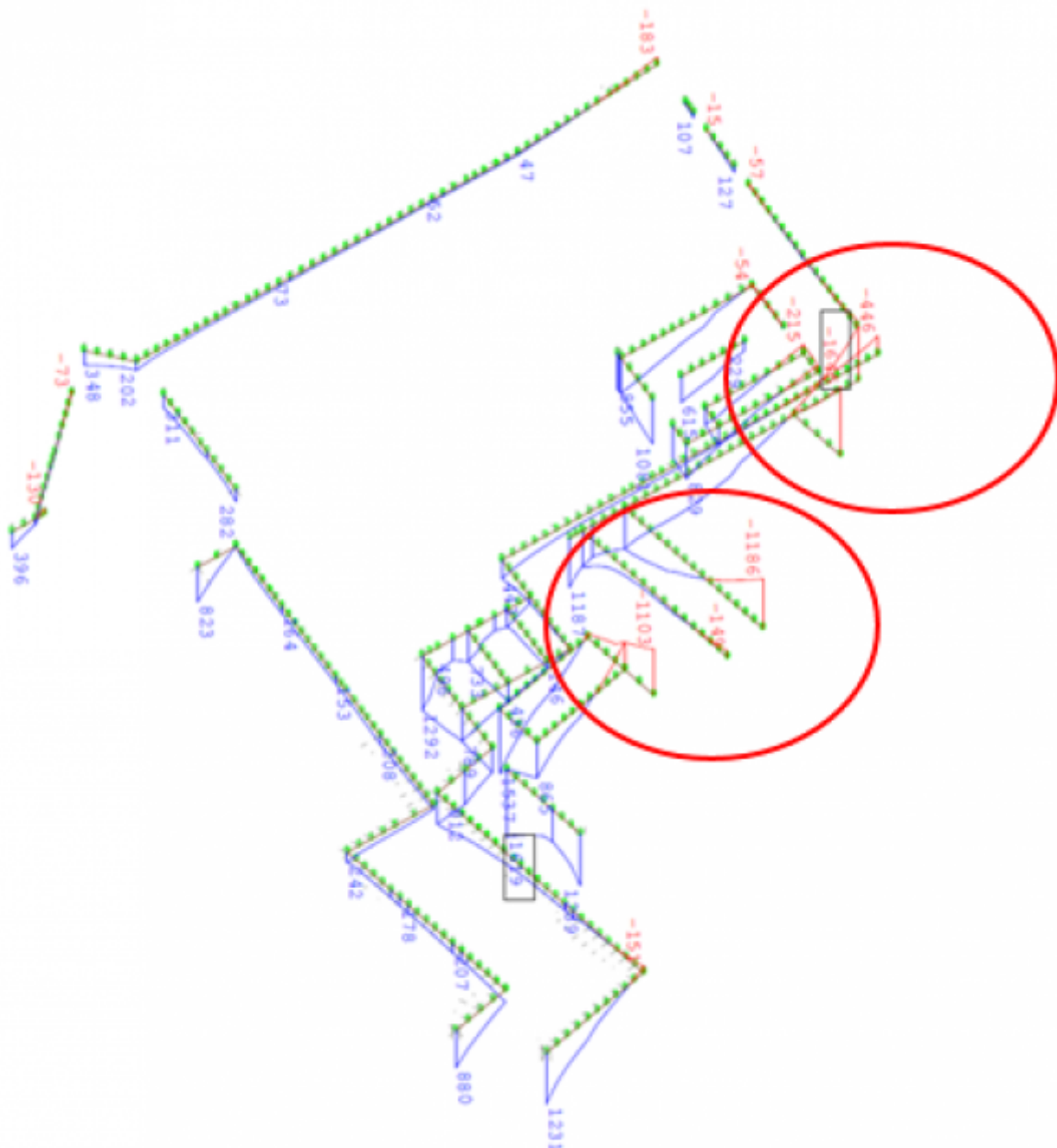
D.7.4.5 Vérification des réactions d'appuis sous cas élémentaires

Il faut dans un premier temps faire le bilan des réactions d'appuis des cas sismiques élémentaires EX EY EZ et les comparer aux masses totales.

La vérification des réactions d'appuis ne peut se faire qu'en signant les modes.

Pour un bâtiment fondé sur radier ou sur semelles filantes, il est important de limiter les décollements des appuis, en effet le calcul élastique fait apparaître des tractions dans les appuis qui n'existent pas dans la réalité car les fondations se soulèvent.

Les réactions d'appuis négatives (entourées en rouge) ne peuvent pas exister car les fondations se soulèvent dans la réalité, la répartition réelle des contraintes sur le sol est donc différente de celle calculée (cf. C16.8.3).

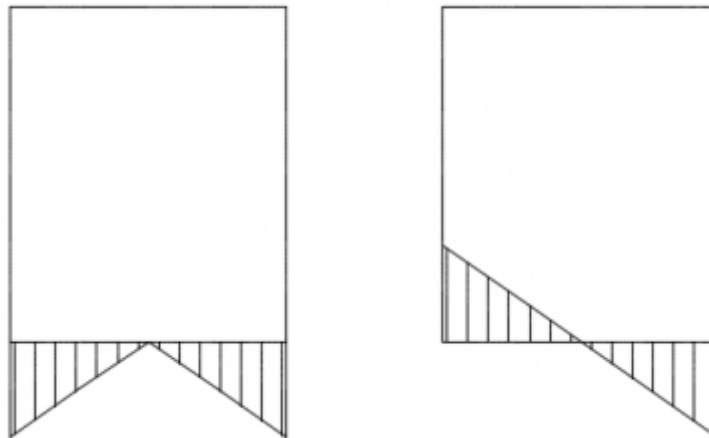


Réactions d'appuis d'un bâtiment sous fondations superficielles

Il est admis de considérer les modélisations « élastiques » représentatives si les soulèvements sont limités : la limite est prise égale à 30% dans le cas général (voire 10% dans le cas de bâtiment nucléaire)

Lorsque les décollements sont importants, il faut procéder à des calculs sismiques non-linéaires beaucoup plus complexes. Cette vérification de non soulèvement du bâtiment doit être réalisée avec soin :

- il est nécessaire de signer les modes en fonction des modes principaux car les réactions d'appuis CQC sont toujours positives.



Réactions d'appuis CQC / Réactions d'appuis CQC signées

Les combinaisons sismiques (CP + E) n'ont aucun sens si les efforts sismiques E sont tous positifs, alors que les charges permanentes CP sont soit positives soit négatives.

- Il est nécessaire d'étudier séparément toutes les combinaisons de Newmark

Exemple des 24 combinaisons de Newmark pour le bâti courant :

- CP +/- 1.0 EX +/- 0.3 EY +/- 0.3 EZ
- CP +/- 0.3 EX +/- 1.0 EY +/- 0.3 EZ
- CP +/- 0.3 EX +/- 0.3 EY +/- 1.0 EZ

D.7.5 Calculs dynamiques autres que sismiques

Ce paragraphe concerne les calculs dynamiques autres que des calculs modaux spectraux (par exemple vibration d'un ouvrage ferroviaire ou d'une passerelle piétonne en vue de vérifier des critères de confort), et correspond à des calculs dans lesquels le chargement et la structure sont calculés avec une évolution dans le temps.

D.7.5.1 Vérification du comportement en vibrations libres ou à la résonance

Dans le cas d'une étude de confort d'un ouvrage ferroviaire ou d'une passerelle, il convient de rechercher les cas de charges pouvant provoquer une mise en résonance de la structure et les conséquences d'une telle mise en résonance. Pour cela, il est donc nécessaire d'appliquer des chargements périodiques pouvant provoquer ces mises en résonances.

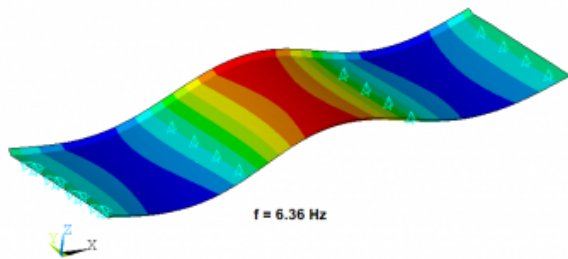
Pour rappel, la résonance de la structure intervient quand le chargement périodique est à une fréquence identique à l'une des fréquences propres de la structure.

Pour vérifier que les fréquences des chargements périodiques appliqués sont cohérentes avec celles de la structure, on peut aisément les retrouver sur les graphiques temporels obtenus a posteriori. Cette méthode s'applique sur l'évolution temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement d'un nœud représentatif (par exemple le milieu d'une poutre).

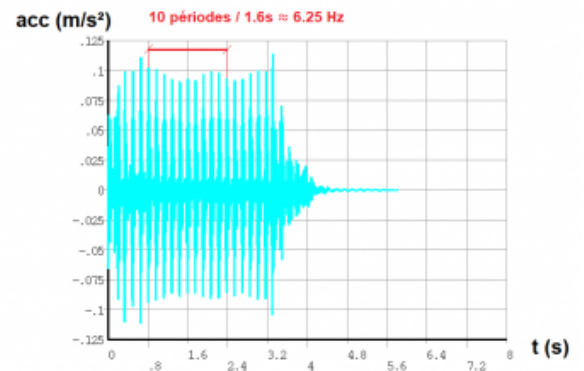
Pour cela, il suffit d'effectuer un décompte du nombre de périodes entre deux points éloignés dans le

temps et de diviser ce nombre par le temps séparant ces deux points. Cela donne une assez bonne approximation de la fréquence de vibration du nœud en question:

premier mode propre de la structure



accélération temporelle d'un nœud représentatif



$6.36 \text{ Hz} / 6.25 \text{ Hz} = 1.018$: l'approximation donnant 6.25 Hz donne le bon ordre de grandeur
 \Rightarrow le nœud est excité suivant le premier mode propre de la structure

Si la courbe présente une variation périodique très marquée sur la période de temps où le chargement est appliqué, cela correspond à une vibration forcée de la structure, et la méthode décrite précédemment permet de s'assurer que la fréquence du chargement est bien celle attendue.

Si la courbe présente cette variation périodique sur un laps de temps postérieur au chargement (le calcul a été continué après avoir cessé d'appliquer le chargement), cela correspond aux vibrations libres de la structure. La méthode décrite précédemment permet, dans ce cas d'estimer, la principale fréquence propre de la structure et donc de s'assurer que le mode propre excité est bien le bon.

E. Comment assurer la qualité ?

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-d:d7>

Last update: **2020/06/27 22:05**



E.2 Validation d'un modèle par autocontrôle

Avant d'exploiter les résultats du modèle, il convient de procéder à plusieurs vérifications portant sur :

- les données d'entrée ;
- le comportement du modèle soumis à des sollicitations et à des conditions cinématiques élémentaires ;
- les capacités du modèle et du logiciel à fournir des résultats satisfaisants et exploitables.

Si certains de ces points s'avèrent redondants pour celui qui a lui-même réalisé la modélisation (voir paragraphe précédent), ils sont essentiels dans le cas de l'exploitation d'une modélisation réalisée par une tierce personne.

Si l'objectif final de l'étude globale est d'effectuer des calculs non linéaires (non-linéarités géométriques, loi de comportement de matériaux non-linéaires ...), cette validation s'avère primordiale car elle peut éviter l'exécution inutile de longs calculs. Ceci est d'autant plus vrai que l'obtention d'une solution acceptable pour un problème complexe à résoudre est rarement immédiate.

De manière générale, la réalisation d'un petit modèle simplifié à l'aide de barres permet de valider rapidement certains ordres de grandeur de valeurs issues d'un modèle EF. Voir à cet égard l'exemple de la tour IGH (modèle brochette): [Exemple A - Immeuble de Grande Hauteur](#) (partie C).

On s'astreindra aussi à vérifier le modèle au fur et à mesure de l'avancement du modèle, en particulier sous le cas de charge poids propre. On voit trop souvent des ingénieurs se lancer dans une modélisation de plusieurs semaines puis buter sur des messages d'erreurs multiples. Il est loisible également de sauvegarder les fichiers de données intermédiaires au long de la journée, en incrémentant le nom du fichier, de manière à pouvoir revenir à une version précédente très facilement (celle qui fonctionnait avant les derniers ajouts).

Cette approche permettra aussi d'évaluer les temps nécessaires à la génération du modèle, de calcul et d'affichage des résultats.

Quelques points de contrôle importants sont présentés ci-après. Cette liste n'est ni limitative, ni exhaustive. Pour des problèmes spécifiques, d'autres points de contrôle peuvent être envisagés.

E.2.1 Premières vérifications du modèle

Avant toute exécution des calculs, il est nécessaire de procéder à des vérifications de base.

Ces contrôles peuvent paraître fastidieux mais la détection d'erreurs, souvent basiques, peut faire gagner beaucoup de temps au final.

a) Contrôle de la géométrie du modèle

De simples contrôles graphiques permettent généralement de faire apparaître des incohérences sur les caractéristiques géométriques des éléments.

Certains logiciels permettent de visualiser les éléments avec leur vraie section. Cette possibilité est particulièrement intéressante pour les éléments de type poutres car elle permet de contrôler de visu

la bonne orientation des axes principaux et la position adéquate de l'axe longitudinal qui servira de référence pour la mise en place du chargement par exemple.

La liaison des éléments, la bonne connexion des coques et les conditions aux limites font partie intégrante de la vérification géométrique. Le contrôle visuel des repère locaux avant application des charges locales, également.

b) Caractéristiques des éléments

Pour des éléments de type poutres, certains logiciels peuvent proposer des profilés prédéfinis. Lors de la toute première utilisation d'un tel élément, il convient de vérifier que les caractéristiques affichées par le logiciel correspondent bien à la géométrie ; comparer ces caractéristiques avec celles fournies par les catalogues dans le cas de profilés standard ou procéder à des calculs manuels approchés des caractéristiques pour des sections non standard.

Pour une section définie par son contour, les surfaces et inerties calculées par le logiciel doivent être vérifiées.

Pour les problèmes courbes ou avec des charges excentrées, il est important de vérifier la position du centre de torsion des poutres et de vérifier si le logiciel tient compte ou non d'un décalage éventuel entre centre de gravité et centre de torsion.

c) Pour les caractéristiques des matériaux, une relecture des données est nécessaire.

Dans le cas d'un modèle mono-matériau, une erreur sur le module de Young peut affecter les résultats des déformations sans avoir d'impact sur les efforts. Alors que dans le cas d'un modèle multi-matériaux, une erreur sur l'un des modules influencera l'ensemble des résultats.

d) Comparaison par rapport aux versions antérieures

Quand on dispose d'un modèle simplifié, issu d'une phase antérieure, ou que l'on fait une modification sur un modèle, on doit systématiquement reconstruire certaines grandeurs principales pour détecter d'éventuelles erreurs.

e) Caractéristiques des charges

Pour les charges, une relecture des données s'avère également nécessaire.

Il s'agit de visualiser l'ensemble des charges appliquées au modèle et ce pour chacun des cas de charge définis.

Les valeurs de charges doivent être correctement identifiées ; valeurs caractéristiques ou valeurs pondérées. L'orientation et la direction de ces charges doivent aussi être vérifiées.

Si le modèle contient plusieurs cas de charge, il convient d'observer s'il s'agit de cas de charges indépendants ou successifs.

Pour les études dynamiques, une vérification des masses du modèle, dans toutes les directions est indispensable.

E.2.2 Vérifications de base de résultats de calcul

Cette étape se base sur des approches simplifiées statiques linéaires.

Pour chaque calcul réalisé, des vérifications de base doivent être effectuées. Ces vérifications, en plus de participer à la validation du modèle, permettront également, pour un débutant, de se familiariser avec le post-processeur du logiciel utilisé et de vérifier que les différentes options des éléments et/ou des calculs ont été activées correctement.

a) Déformée - Ordre de grandeur des résultats

L'allure générale de la déformée est très explicite puisqu'elle donne une réponse immédiate sur le comportement de la structure à une sollicitation donnée. Elle permet de valider les hypothèses sur le schéma statique mis en place (appui simple, encastrement, ...) et sur la modélisation des assemblages.

Attention aux facteurs d'amplification graphique, qui peuvent induire en erreur sur des déplacements locaux (imposer un facteur de 1 pour vérifier d'éventuelles incohérences).

En élasticité linéaire, les ordres de grandeur des déplacements doivent être satisfaisants. Leur amplitude doit être faible vis-à-vis des dimensions de la structure.

b) Descente de charges

L'équilibre statique doit être vérifié. On peut calculer manuellement les résultantes des charges appliquées dans le modèle et les comparer aux composantes de la somme des réactions d'appui affichée par le logiciel.

La répartition et la direction des réactions sur les différents appuis doivent être analysées par rapport aux degrés de liberté bloqués.

La présence d'une réaction nulle pour un degré de liberté bloqué doit être analysée. Il s'agira généralement d'un effet de symétrie.

E.2.3 Tests sur les liaisons et les assemblages

a) Réactions d'appui nulles ou non-nulles

Les réactions d'appui doivent correspondre au schéma statique.

Le signe doit également être contrôlé et permet de détecter des erreurs de référentiel pour les cas de charges.

b) Modélisation d'un assemblage

Le calcul général n'affranchit pas d'une analyse locale (et manuelle) par exemple avec un chargement à proximité d'un assemblage pour vérifier que les transferts des efforts se font de la manière attendue.

E.2.4 Tests de sensibilité sur des points spécifiques de la modélisation

On doit s'interroger quand la modélisation produit un effet (global ou local) qui varie beaucoup quand

les données d'entrée évoluent. On serait alors en présence d'une instabilité de modèle.

[A suivre E.3 Traçabilité et travail à plusieurs](#)

[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-e:e2>

Last update: **2020/06/19 15:59**



E.3 Traçabilité et travail à plusieurs

S'il existe des projets où un seul ingénieur assurera l'ensemble des calculs, de bout en bout et à toutes les phases, la plupart du temps, le travail est réparti entre plusieurs personnes. Ceci nécessite de mettre en place une méthodologie particulière, décrite ci-dessous. Et même quand l'ingénieur est seul, ces éléments participent à la démarche de qualité globale et permettent de garder la mémoire du travail accompli.

E.3.1 Transmission / traçabilité / archivage

Pour le bon fonctionnement d'un projet, il est indispensable que toute modélisation puisse être transmise à une autre personne ayant les compétences requises pour l'exploiter sans perdre de temps à essayer de comprendre ce qui a été réalisé.

Pour permettre la transmission du modèle EF, et sans redéfinir les notions classiques de qualité (stockage des fichiers dans un dossier bien défini, nom de fichier explicite par rapport à la version valide du modèle), il est nécessaire de tracer par ailleurs précisément ce qui a été modélisé (dans une note de modélisation si possible, mais à défaut dans un texte simplifié qu'on peut aisément retrouver), qui listera au moins les données suivantes :

- le logiciel utilisé ;
- le type d'éléments employés ;
- les caractéristiques de matériaux considérés ;
- le principe de modélisation des appuis ;
- la représentation par croquis des grands principes de la modélisation géométrique (simplifications effectuées notamment);
- le principe de numérotation des nœuds et des éléments ;
- les chargements appliqués ;
- les calculs effectués ;
- les combinaisons réalisées.

En cas de modifications des modèles au fur et à mesure des projets, il est nécessaire de s'astreindre à noter les modifications effectuées à chaque étape pour pouvoir retrouver les effets de telle ou telle modification sur les résultats obtenus et de sauvegarder les modèles intermédiaires qui ont servi. Il faut les ranger et les identifier. On se méfiera des noms qui à l'instant t semblent vouloir dire quelque chose et qui 6 mois plus tard ne sont plus compréhensibles ("test_appui_2_z_souplesse", par exemple).

Dans le cas de programmes fonctionnant par lignes de codes, voir le paragraphe suivant.

E.3.2 Code bien écrit et commenté

Dans le cas d'un modèle monté directement dans l'interface, l'utilisateur n'a pas accès à toute la démarche de construction du modèle.

A l'inverse, dans le cas de programmes EF fonctionnant par lignes de codes, on pourra avantageusement tirer profit des options qui tracent toute la démarche de construction du modèle. Cela permet de retrouver tout le raisonnement et de comprendre comment le logiciel a créé pas à pas

les différentes parties de la structure et les chargements.

Il est nécessaire d'utiliser au maximum les options de commentaires pour expliciter chaque ligne de code ou groupe de lignes de code, pour retrouver rapidement les données spécifiques que l'on recherche dans le modèle et pour qu'une personne ne connaissant pas parfaitement le langage du logiciel puisse au moins cerner les grands principes de la modélisation.

E.3.3 Réflexion sur le BIM

Le BIM (Building Information Modeling) est actuellement une nouvelle méthode de travail s'appliquant aux différents métiers de la construction. Cette approche vise à interconnecter les différents métiers pour créer une maquette unique issus de multiples fichiers.

La connexion des modèles de calculs aux modèles géométriques commence à être développée par les éditeurs de logiciel.

Néanmoins, il convient d'être vigilant et de ne pas prendre pour argent comptant toutes les options présentées comme automatiques. En effet, la modélisation EF se fonde sur une approche d'ingénieur, pour ne modéliser que ce qui est utile et nécessaire, alors que la modélisation géométrique vise à fournir des informations complémentaires inutiles pour le dimensionnement mécanique.

Le modèle géométrique est créé pour présenter des plans et vues 3D d'une structure, ainsi que les interfaces entre la structure et les équipements, et pour détecter d'éventuels conflits en volume. Il n'est pas créé pour que les connexions des éléments soient mécaniquement correctes. Il ne distingue pas les éléments principaux structurels des éléments secondaires (non structurels) qui ne doivent pas être pris en compte. Il n'intègre aucune des simplifications décrites ci-avant et qui sont importantes pour bien appréhender le fonctionnement de la structure (par exemple le décalage de l'axe neutre d'élément successifs ou le retraitement pour obtenir les nœuds).

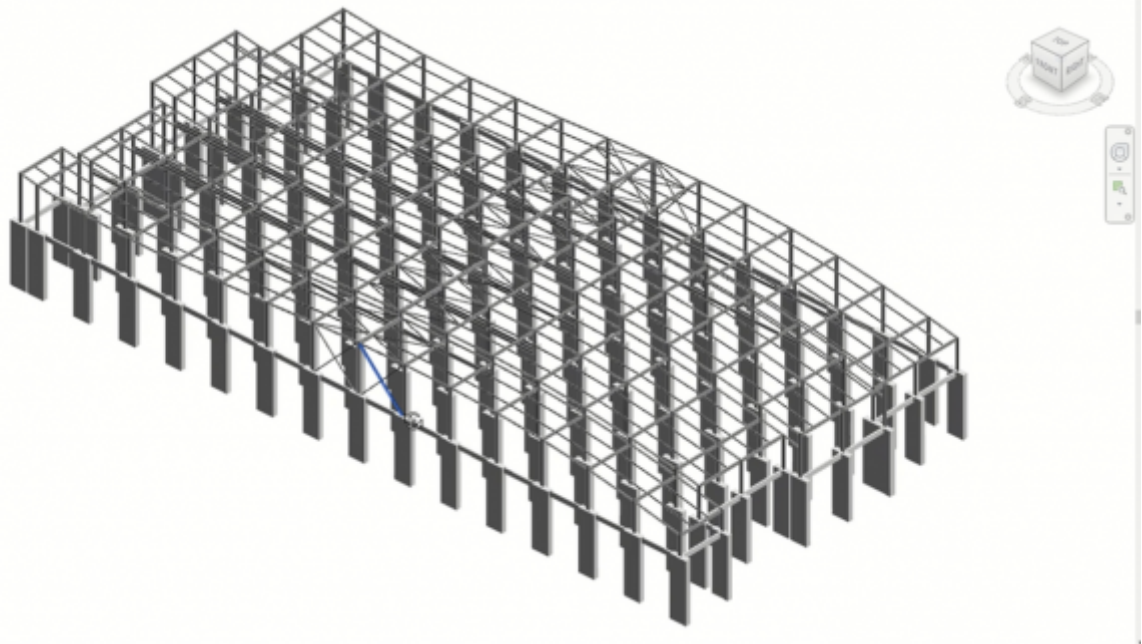
Ainsi l'utilisation de modèles EF issus automatiquement des modèles géométriques ne procure pas forcément un gain de temps en comparaison de la méthode classique, étant donné la nécessité de contrôle exhaustif du modèle EF, d'une part, et le temps de reprise du modèle EF pour le rendre conforme aux objectifs voulus, d'autre part.

Ceci est vrai au moment où ces lignes sont rédigées, mais les éditeurs apportent chaque jours des améliorations à leurs produits, ce qui pourrait rendre caduque le texte précédent.

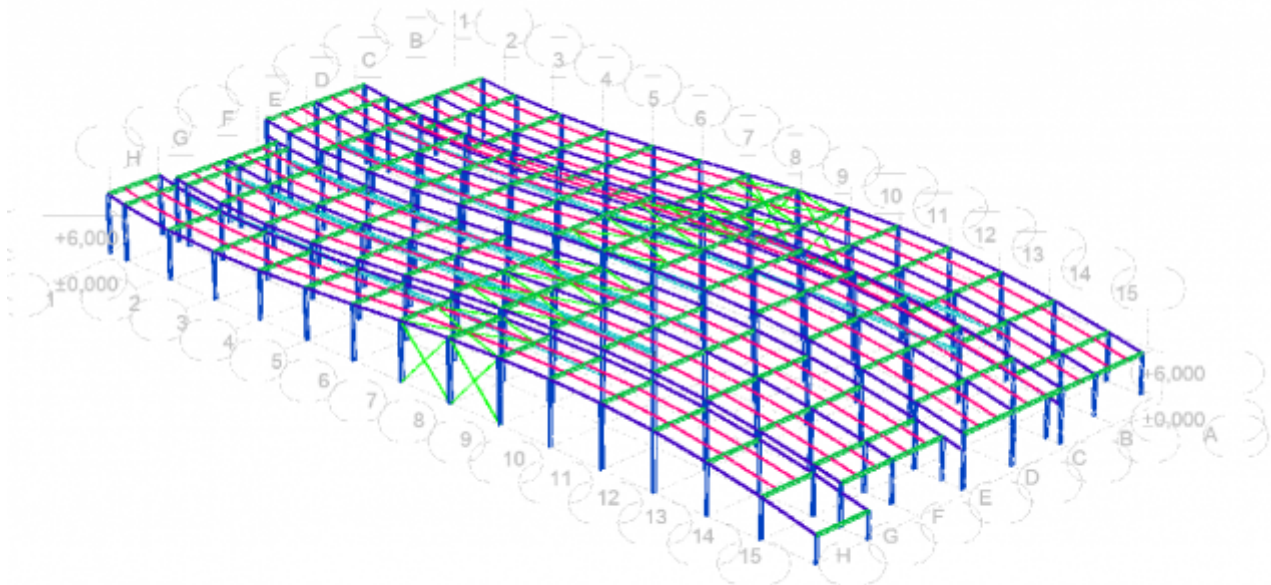
L'utilisation du BIM, dont l'objectif est de faciliter les échanges avec les autres métiers, ne doit en aucun cas faire perdre de vue que la modélisation EF est un autre métier, fondé sur la valeur ajoutée du regard de l'ingénieur.

En tout état de cause, l'usage du BIM pour obtenir un modèle compatible avec le calcul oblige à repenser la séquence traditionnelle de modélisation (ingénieur/projeteur), redéfinir les responsabilités vis-à-vis de l'information ... ce qui conduit à définir des processus spécifiques pour le projet.

Exemple de structure dont le modèle de calcul est issu directement de la maquette BIM:



Maquette BIM



Modèle EF issu de la maquette BIM

A suivre : F. Comment bien présenter la note de calcul aux éléments finis ?

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-e:e3>

Last update: **2020/06/23 14:14**



F. Comment bien présenter la note de calcul aux éléments finis ?

Le présent paragraphe fournit les éléments minimaux qui doivent figurer dans une note, si l'on veut fournir une description claire d'un modèle de calcul aux éléments finis.

Avant toute chose, la note de modélisation ne peut être la première note du projet. Elle est soit précédée soit accompagnée de la note d'hypothèses générales. La note d'hypothèses générales fournit des informations indispensables sur les matériaux, sur les raideurs des fondations, sur les cas de charges et combinaisons et sur l'ensemble des justifications qu'il va falloir mener sur la structure. Idéalement, les deux notes sont rédigées en parallèle.

Trop souvent des points qui auraient toute leur place dans la note d'hypothèse ou dans la note de modélisation sont reportés à une note ultérieure. Cette façon de faire est dommageable dans la mesure où les éclaircissements arrivent ensuite avec une note "pavé" contenant les résultats et parfois même les justifications ... générant des tensions avec le Maître d'Oeuvre en charge du VISA (ou le contrôleur) quand ce dernier exigera de compléter voire de refaire et surtout, des pertes de temps pour toutes les parties-prenantes.

Il est fondamental de comprendre qu'il y a un véritable effet de bras de levier en jeu et qu'il vaut mieux passer un peu de temps à détailler et fixer les éléments au départ et se les faire valider. Le déroulé de l'affaire s'en trouve grandement amélioré.

N'oublions pas que dans une mission VISA de base, la note d'hypothèses générales est la seule qui fera l'objet d'un examen approfondi par le Maître d'Oeuvre.

F.1 Introduction de la note - Description de l'objet du calcul

- a) La note de calcul EF doit débiter par un bref rappel de l'objet étudié. Des extraits de plans sont toujours bienvenus.
- b) Il faut également rappeler la phase d'étude. Si la phase d'étude est avancée, il est intéressant de rappeler comment le sujet a été traité aux phases précédentes. Parfois, un modèle plus simple a été développé à la phase précédente, parfois c'est un calcul à la main qui a été fait. Dans les deux cas, la note doit comparer les résultats du modèle simplifié et du modèle plus complet.
- c) Il convient de préciser les objectifs du calcul, c'est-à-dire les justifications qu'on entend mener grâce à ce modèle : stabilité globale, efforts internes, déformations ... Le modèle n'est pas un objectif en soi, il n'est qu'un outil pour obtenir un résultat.
- d) Il n'est pas obligatoire d'utiliser un seul modèle pour toutes les justifications d'un projet. Préciser ce qui ne sera pas couvert par le modèle présent mais par un autre sous-modèle.
- e) La note de modélisation doit déclarer toutes les références documentaires utilisées : les plans avec leur indice, les pièces du marché, les notes de calcul ou géotechniques.
- f) En cas de mise à jour de modèle, les modifications apportées doivent être tracées de manière explicite.
- g) La note doit décrire le principe d'exploitation des résultats, les sortants directs du logiciel et les éventuels post-traitements qui sont envisagés.

F.2 Description géométrique du modèle

- a) Il convient de définir très clairement le périmètre physique de l'étude : les éléments qui sont modélisés et ceux qui ne le sont pas. Certaines structures secondaires n'ont souvent pas besoin d'être modélisées (escaliers ou passerelles de visite, équipements). Certaines structures principales peuvent être simplifiées comme les culées de pont ou les pieux, qui peuvent le cas échéant, être représentés par des appuis avec leur souplesse. En cas de succession d'ouvrages, les limites de modélisation doivent être décrites avec la façon de prendre en compte l'interaction avec les ouvrages adjacents non modélisés.
- b) Les hypothèses de simplification de la géométrie, du choix des nœuds et des sections doivent être exposées dans le détail. La fourniture d'un listing complet du fichier de calcul ne peut pas répondre à cette demande. Il faut des schémas. Les croquis à la main, que l'ingénieur utilise quand il code, peuvent avantageusement être fournis. Ils permettent de comprendre la logique de modélisation.
- c) S'il y a un échange entre le logiciel de dessin et le logiciel Eléments Finis, il est intéressant de l'indiquer.
- d) Il faut expliciter toutes les unités utilisées : distances, efforts, contraintes et masses. Par défaut, on privilégiera le système S.I.
- e) Il faut définir le repère global du modèle et rappeler la convention de signes des efforts pour toutes les réactions d'appui.
- f) Il en va de même pour les éléments finis: il convient d'indiquer les repères locaux et les conventions de signes adoptées par le logiciel pour les efforts et contraintes. g) Les images et sorties graphiques sont intéressantes pour visualiser le modèle, mais elles doivent être annotées et accompagnées des explications correspondantes. Une note de modélisation constituée d'une série de copies d'écran n'est pas acceptable.

F.3 Description des éléments finis

- a) Comme évoqué au [chapitre B](#), le choix du logiciel dépend de nombreux critères. Il faut expliquer, même de manière succincte, pourquoi le logiciel utilisé est approprié. S'il a des limites de calcul, ne pas hésiter à l'écrire et à expliquer comment on va parer à ces limites.
- b) Description des propriétés des EF : cette partie est souvent manquante dans la description, or certains logiciels ont une grande variété de types d'éléments qui n'ont pas les mêmes fonctionnalités. En particulier, pour les modélisations en plaque, les éléments prennent ou non en compte les effets membranaires, ce qui peut changer les résultats ; il en est de même en 1D pour la déformation à l'effort tranchant dans les poutres.
- c) Il faut décrire le nombre de nœuds, la taille des éléments, le type de mailles. Si un test de raffinement de maillage a été mené (comme conseillé au paragraphe d), le signaler.
- d) Pour un modèle à barres, il faut fournir un tableau des caractéristiques mécaniques des barres.
- e) Il faut illustrer par des captures d'écran le lien entre le repère global et les repères locaux. La plupart des logiciels ont des modes d'affichage des repères assez explicites. A noter qu'il est souvent possible et utile de forcer les repères pour faciliter l'analyse des résultats.

f) Il est intéressant de donner le nombre d'éléments ainsi que le nombre de degrés de liberté du modèle.

F.4 Description mécanique du modèle

a) Les caractéristiques des matériaux doivent être exposées de manière complète : masse volumique, module de Young, coefficient de Poisson, loi de comportement statique, lois de retrait, de fluage ou de relaxation ...

b) Les conditions aux limites doivent être correctement décrites. Le schéma statique doit être rappelé, avec la façon dont sont modélisés les appuis. Si une matrice de raideur est introduite, expliquer comment elle a été calibrée à partir des paramètres géotechniques.

c) En cas de présence d'appareils d'appui, préciser s'ils sont modélisés par des barres avec des caractéristiques particulières ou par des liaisons spéciales dans le modèle.

d) Il faut lister les éléments non structuraux (équipements) et préciser lesquels sont modélisés ou *a contrario* pris en compte comme des charges. Comme indiqué au c), ce choix dépend de la raideur et de la masse de ces éléments non structuraux.

e) Le mode d'introduction des efforts et des charges ne va pas de soi. Il faut préciser si le logiciel fait du placement automatique des charges, du positionnement incrémental des charges ou si les cas de charges sont rentrés manuellement.

f) En cas d'effort à introduire sur une coupure, il faut illustrer comment cet effort se diffuse dans le modèle (araignée reliant les bords de la coupure).

g) De manière générale, et en particulier pour les calculs sismiques ou dynamiques, il faut détailler comment sont introduites les masses dans le modèle. Si la masse des éléments est générée automatiquement par le logiciel, dans les zones d'assemblage, il y a des volumes comptés en double ; il faut donc pouvoir corriger les masses volumiques. Les éléments non structuraux modélisés par des cas de charge ne sont pas reconnus en tant que masses et doivent être ajoutés. Une vérification à la main de la masse globale du modèle est toujours utile et rassurante.

F.5 Démonstration de la démarche d'autocontrôle

L'autocontrôle est un élément fondamental de la qualité d'une modélisation.

Cette démarche d'autocontrôle doit être visible pour la personne qui va contrôler la note de calcul.

a) Les tests et éléments de vérification sur la validité du maillage doivent être mentionnés.

b) Tous les tests de validation du modèle qui ont été menés concourent à mettre en confiance le contrôleur. Il ne s'agit pas de fournir une grande quantité d'informations et de données, mais juste d'indiquer les tests qui ont été menés.

c) En revanche, les tests de vérification des descentes de charge sont absolument indispensables. Ils doivent a minima comprendre le poids propre structurel, le poids propre des équipements, une charge uniformément répartie et les cas de charges thermiques.

d) Ceci inclut également la vérification globale des masses pour les modèles dynamiques et sismiques.

F.6 Description de la récupération et du post-traitement des efforts

a) Il faut décrire sous quelle forme sont récupérés les efforts ou déplacements du modèle (listings, lecture graphique, affichage à l'écran).

b) Dans le cas où les résultats sont exprimés dans un repère local et qu'un changement de repère est nécessaire *a posteriori*, le risque d'erreur est fréquent. La validité du changement de base doit être démontrée.

c) De manière générale, il faut décrire le processus de post-traitement des efforts, avec les tests associés.

d) Pour les combinaisons et enveloppes, il faut dire si elles sont faites par post-traitement ou directement par le logiciel. Dans le second cas, il faut indiquer si les combinaisons sont formées à la main ou si elles sont automatiques (source d'erreur). Dans tous les cas, il faut préciser si les combinaisons et enveloppes génèrent des efforts concomitants ou non.

F.7 Présentations des résultats

Les résultats sont souvent présentés sous forme de tableaux, parfois lourds à décrypter.

a) Comme dit précédemment, le système d'unités doit être défini et il faut systématiquement indiquer les unités dans les colonnes de tableaux.

b) Il faut rappeler les descentes de charges pour les cas de charge élémentaires.

c) Il faut mettre en valeur (surligner, entourer ou mettre en gras ou en rouge) les valeurs dimensionnantes des tableaux.

d) Les listings de résultats ne doivent pas être dans le corps du texte. Ils alourdissent la compréhension du document et donnent lieu à des impressions inutiles. Ils seront placés en annexe.

F.8 Compléments spécifiques pour les éléments volumiques

a) Le choix des sections de coupe doit être cohérent avec l'exploitation attendue des résultats et doit coller aux plans critiques de l'ouvrage.

b) De la même manière que pour les éléments surfaciques, les logiciels proposent une grande variété d'éléments volumiques, avec des codes différents. Certains éléments sont très spécifiques à certains matériaux et certains types de calcul. Il faut se référer à la notice du logiciel pour choisir, sauf besoin très particulier, l'élément « le plus simple ».

c) Il convient de privilégier les résultats sous forme de cartographies, en mettant en valeur les points dimensionnants et en précisant si ce sont des valeurs lissées ou aux noeuds par exemple.

d) Dans le cas d'intégration des efforts sur une coupe, il est utile d'explicitier la méthode retenue.

F.9 Compléments spécifiques pour les calculs non-linéaires

a) Il faut fournir la loi de comportement utilisée, qui peut être différente de la loi standard du logiciel.

b) Il est intéressant de présenter, dans la note de calcul, l'évolution d'une grandeur remarquable (déplacement d'un point, effort spécifique, etc.) au cours de l'augmentation du chargement, pour visualiser une plastification.

F.10 Compléments spécifiques pour les calculs dynamiques

a) Si on utilise un spectre automatiquement fourni par le logiciel, il faut démontrer qu'on a vérifié que ce spectre est conforme à celui qu'on attend.

b) Il faut définir les amortissements retenus (qui ne sont pas les mêmes en dynamique et en sismique) et/ou les coefficients de comportement pour les calculs sismiques.

c) Il faut donner les masses participantes, les coefficients de participation des modes, mode par mode et préciser les combinaisons modales retenues ainsi que les signatures modales choisies, s'il y a lieu.

d) Il faut présenter les déformées modales pour les modes les plus représentatifs. La forme des modes est un élément important de vérification du comportement global de la structure.

e) Pour un calcul par pas de temps, comme pour le calcul non-linéaire, il est intéressant de présenter l'évolution temporelle des grandeurs représentatives (déplacements, accélérations)

[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-f:f1-a-10>

Last update: **2020/06/19 16:00**

