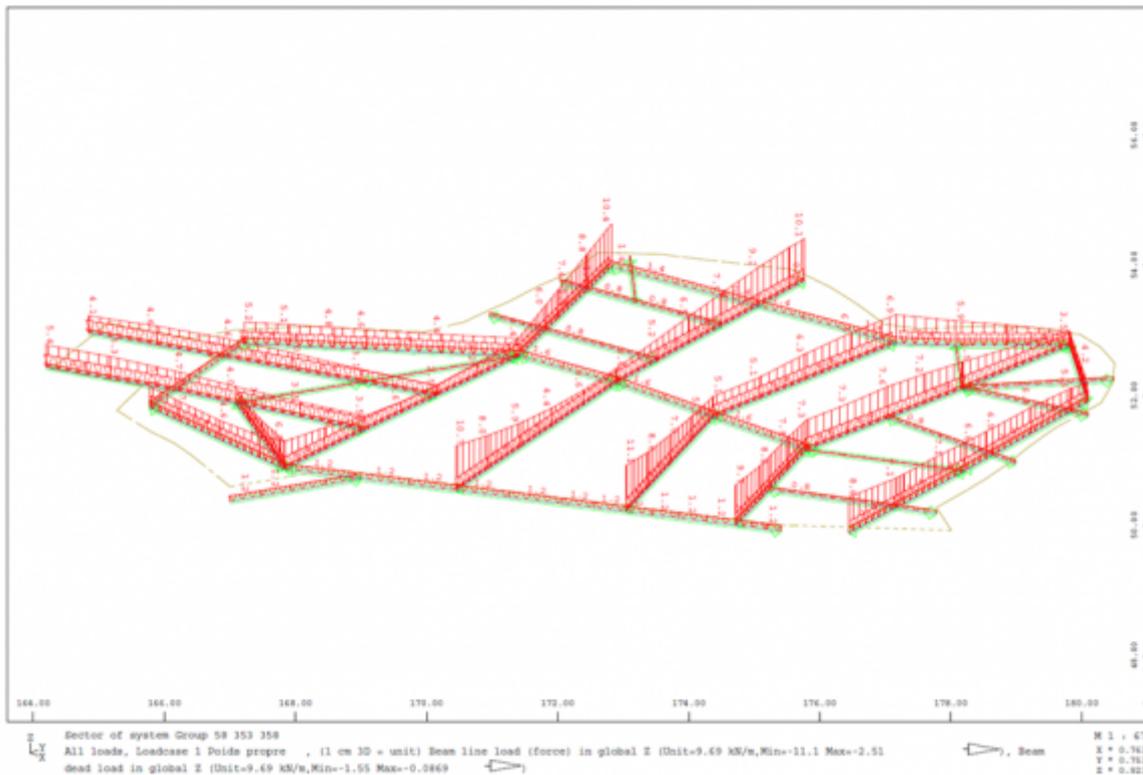


Vue en plan du plancher avec le sens porteurs des bacs acier



Visualisation des chargements des poutres calculés directement par le logiciel

Les calculs sont ensuite menés classiquement.

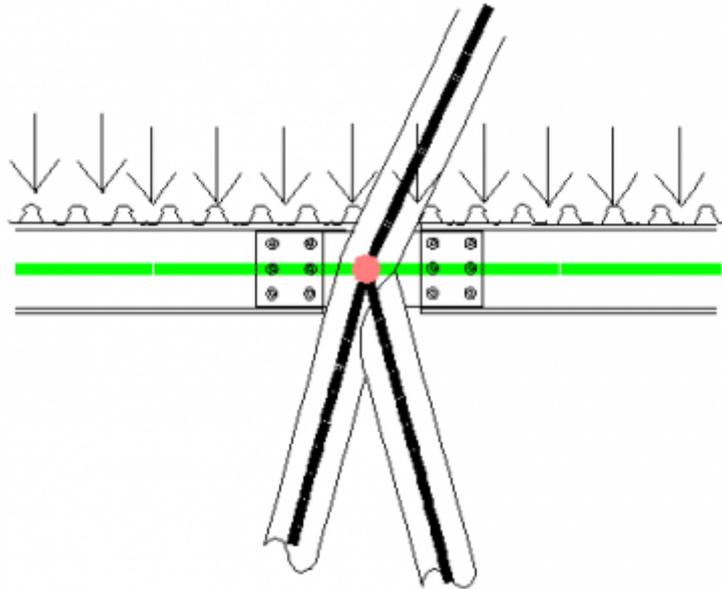
Le calcul des dalles en tant que tel se fait alors par un calcul spécifique de dalle (orthotrope) entre poutres.

C.8.4.2 Charges horizontales (vent, séisme)

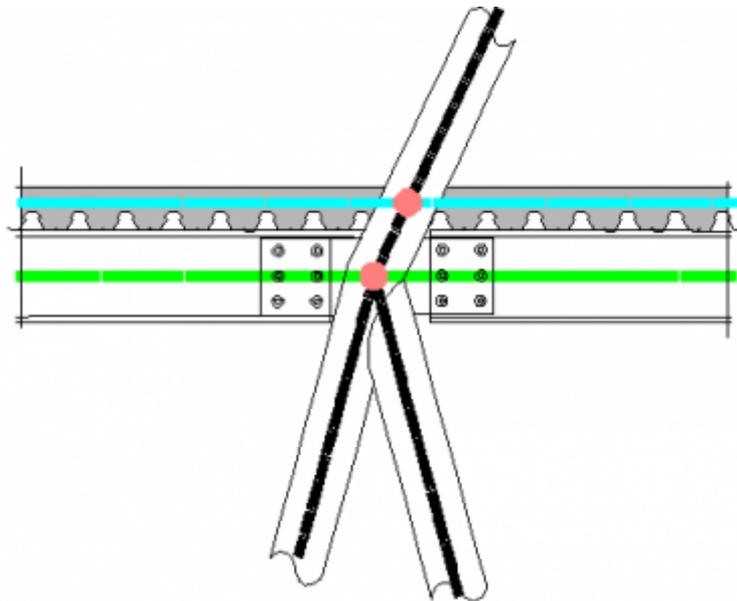
Dans les cas usuels, la dalle en béton est désolidarisée des porteurs afin de ne pas participer au contreventement du plancher. Ce dernier est alors assuré par des contreventements horizontaux métalliques.

Mais dans certains cas complexes, il peut être nécessaire de contreventer les planchers en utilisant la dalle en béton. La modélisation devient alors très complexe :

- la dalle doit être modélisée avec une excentricité par rapport à la fibre moyenne des profilés ;
- il est nécessaire de modéliser les connecteurs entre la dalle et les profilés ;
- le nœud de jonction dalle/poteau est différent du nœud de jonction profilés/poteau.



Plancher mixte sans modélisation de la dalle - Contreventement assuré par les profilés



Contreventement assuré par la dalle

[A suivre : C.9 Matériaux](#)

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

[Retour à l'accueil](#)

From:

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

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c8>

Last update: **2020/06/26 08:52**



C.9 Matériaux

Le [chapitre 4 de la partie 1](#) est dédié aux matériaux du génie civil et à leurs spécificités.

La définition des matériaux est une partie plutôt simple de la modélisation, car la plupart des logiciels ont des lois de matériau prédéfinies, suivant un ou plusieurs règlements.

Ces lois correspondent à une « courbe » simplifiée du comportement contraintes-déformations du matériau, considéré comme élastique et linéaire et intégrant des coefficients minorateurs de sécurité (sur le module et sur la résistance limite). Certains problèmes très particuliers peuvent nécessiter l'introduction d'une courbe plus complexe (loi de Sargin par exemple), ce que permettent, en principe, tous les logiciels.

En cas d'utilisation des lois prédéfinies, pour le béton, on veillera à bien intégrer le fait que le module d'Young de calcul est généralement par défaut le module à court terme. Pour les effets long terme, pour certains calculs thermiques et pour les calculs sismiques, il faudra penser à corriger le module. C'est valable également pour les calculs phasés où le module varie en fonction de l'âge du béton.

De la même manière, le logiciel prend un coefficient de Poisson par défaut. Généralement $\nu=0,2$ pour le béton et $\nu=0,3$ pour l'acier. Certains règlements demandent de prendre un coefficient $\nu=0$ pour le béton à l'ELU. En particulier, voir le BAEL et le §3.1.3 (4) de l'Eurocode 2.

Pour tous les calculs en RDM qui nécessitent la prise en compte de la fissuration du béton (sismique, second ordre, dalles de ponts mixtes ...), il faut tenir compte de la loi moment courbure de la section fissurée, qui représente l'affaiblissement de la section et la raideur réelle de la structure. Parfois, le code fournit des règles simples d'adaptation des inerties. Cela pourra nécessiter des calculs itératifs, d'abord en inertie non fissurée pour déterminer les zones de fissuration, puis avec prise en compte de l'inertie fissurée.

Il est à noter que certains logiciels permettent de prendre en compte directement une inertie fissurée.

[A suivre : C.10 Comportement spécifique au cisaillement et à la torsion](#)

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

[Retour à l'accueil](#)

From:

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

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c9>

Last update: **2020/06/05 09:06**



C.10 Comportement spécifique au cisaillement et à la torsion

De manière générale, il convient de noter que les modélisations **filaires** ne prennent pas systématiquement en compte les déformations d'effort tranchant, ni de manière appropriée les déformations de torsion.

Toutefois, dans le cas d'une modélisation d'une structure sensible sur ce point, il faut veiller à activer l'option de prise en compte des déformations d'effort tranchant et de torsion et à bien définir les sections réduites et inerties de torsion.

On peut noter également que les phénomènes de torsion gênée sont impossibles à modéliser en filaire, car les éléments poutres de RDM sont bâtis sur une hypothèse de conservation des sections droites (sans distorsion ni gauchissement) et pourtant, leur prise en compte conduit à des distributions de contraintes différentes de celles calculées en RDM "classique".

La prise en compte de la torsion gênée demandera en général la modélisation séparée de tous les plaques constituant le profil mince de la section.

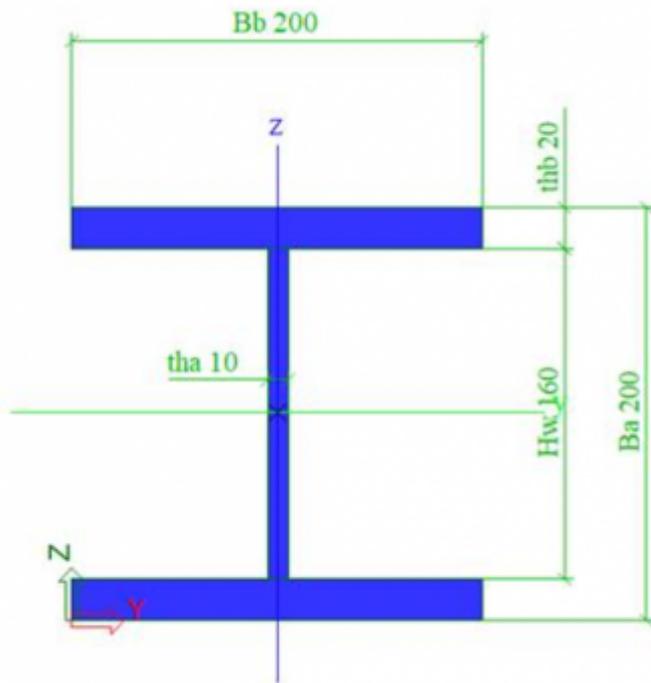
Quelques exemples de structures sensibles à ces phénomènes :

- pour le tranchant : poutres PRS élancées (poutres de bipoutres mixtes, par exemple), structure de type console (voiles de contreventement avec un ratio hauteur/longueur faible). La non prise en compte de la déformation de tranchant aboutira, dans le premier cas, à des déformées sous-évaluées conduisant à une contreflèche erronée et, dans le second cas, à des raideurs sur-évaluées ;
- pour la torsion : structures non libres de se distordre (en un ou plusieurs points).

Comparaison de calculs de l'angle de rotation d'une poutre en console en I

Données - poutre en console :

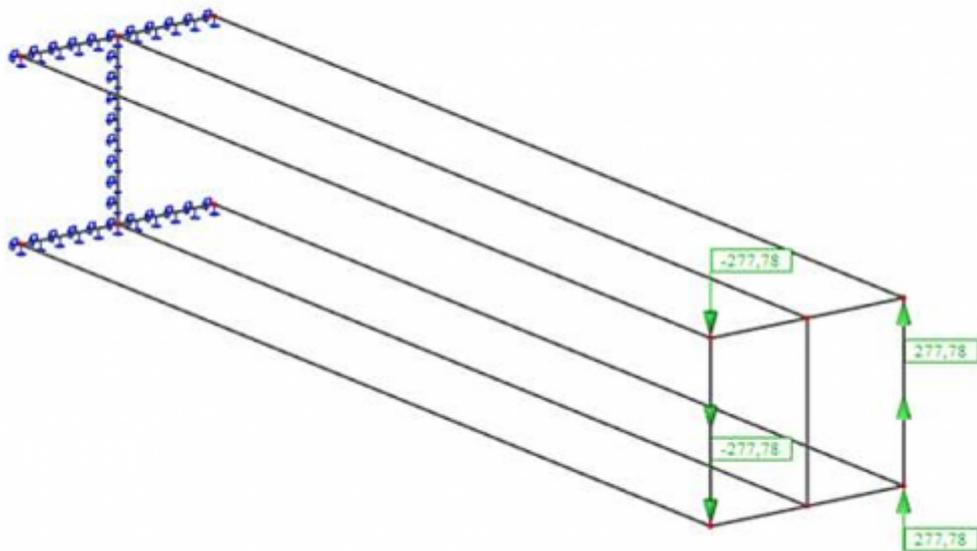
- Conditions aux limites : encastrée en $x=0$ ($\theta=0$, $\theta'=0$) et libre en $x=L$ ($B=0$, $T=0$)
- Longueur : $L = 1$ m
- Chargement : moment de torsion à l'extrémité $x=L$: $M_x = 10$ kN.m
- Section : PRS $h_t = 200$ mm, $b_t = 200$ mm, $t_f = 20$ mm, $t_w = 10$ mm

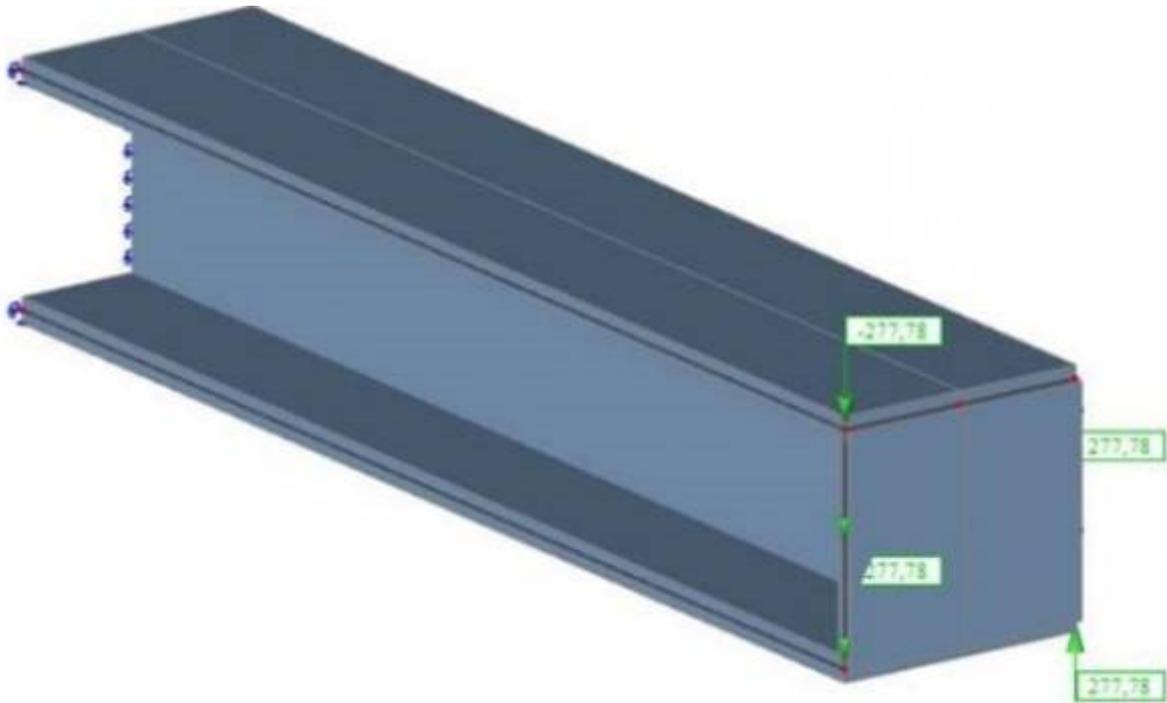


Propriété	
A [m ²]	9,6000e-03
Ay [m ²]	7,4966e-03
Az [m ²]	2,0065e-03
AL [m ² /m]	1,1800e+00
AD [m ² /m]	1,1800e+00
cYUCS [mm]	100
cZUCS [mm]	100
α [deg]	0,00
Iy [m ⁴]	6,8480e-05
Iz [m ⁴]	2,6680e-05
Iy [mm]	84
Iz [mm]	53
Wely [m ³]	6,8480e-04
Welz [m ³]	2,6680e-04
Wply [m ³]	7,8400e-04
Wplz [m ³]	4,0400e-04
Mply+ [Nm]	2,78e+05
Mply- [Nm]	2,78e+05
Mplz+ [Nm]	1,43e+05
Mplz- [Nm]	1,43e+05
dy [mm]	0
dz [mm]	0
It [m ⁴]	1,0334e-06
Iw [m ⁶]	2,1569e-07
β y [mm]	0
β z [mm]	0

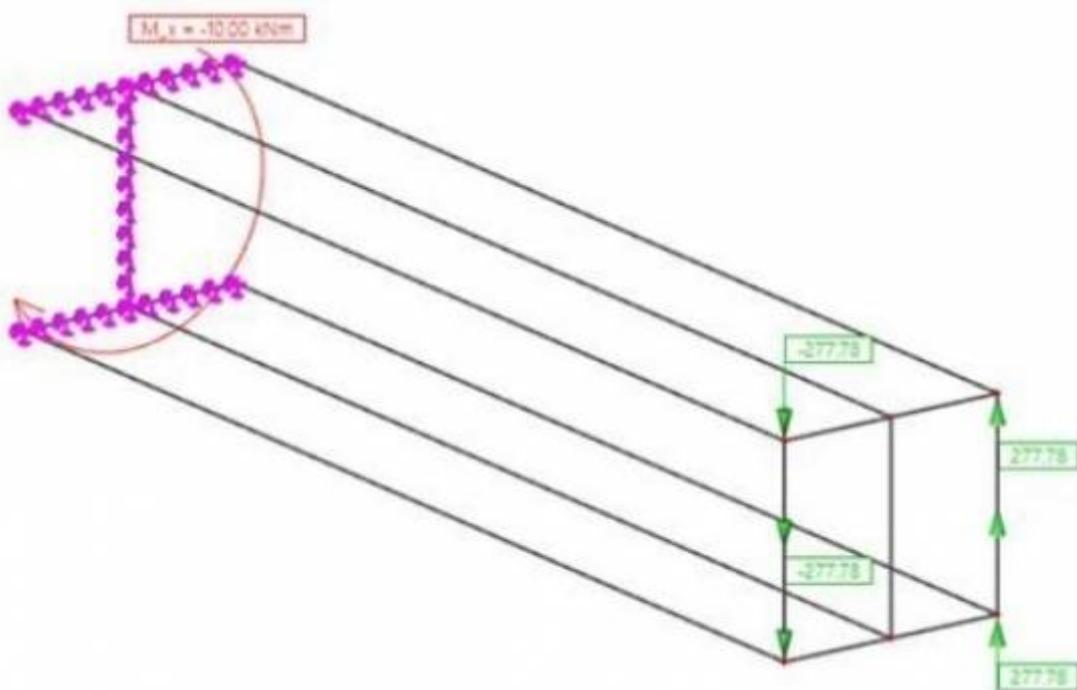
Modèle éléments plaques

Chargement :

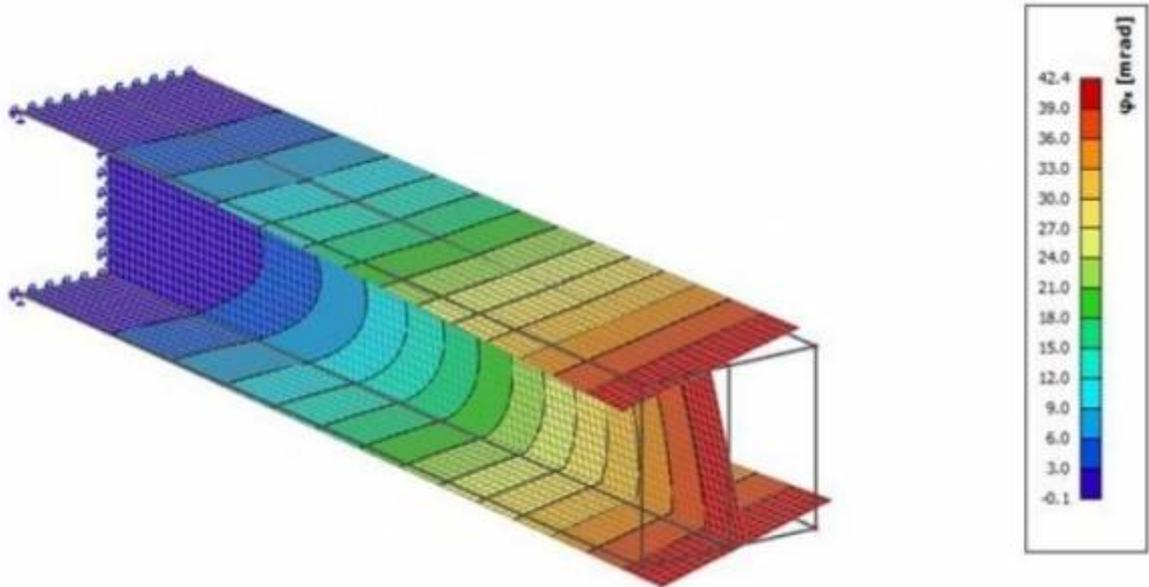




Résultante:



Déplacement $\theta(L)=0.042 \text{ rad}$

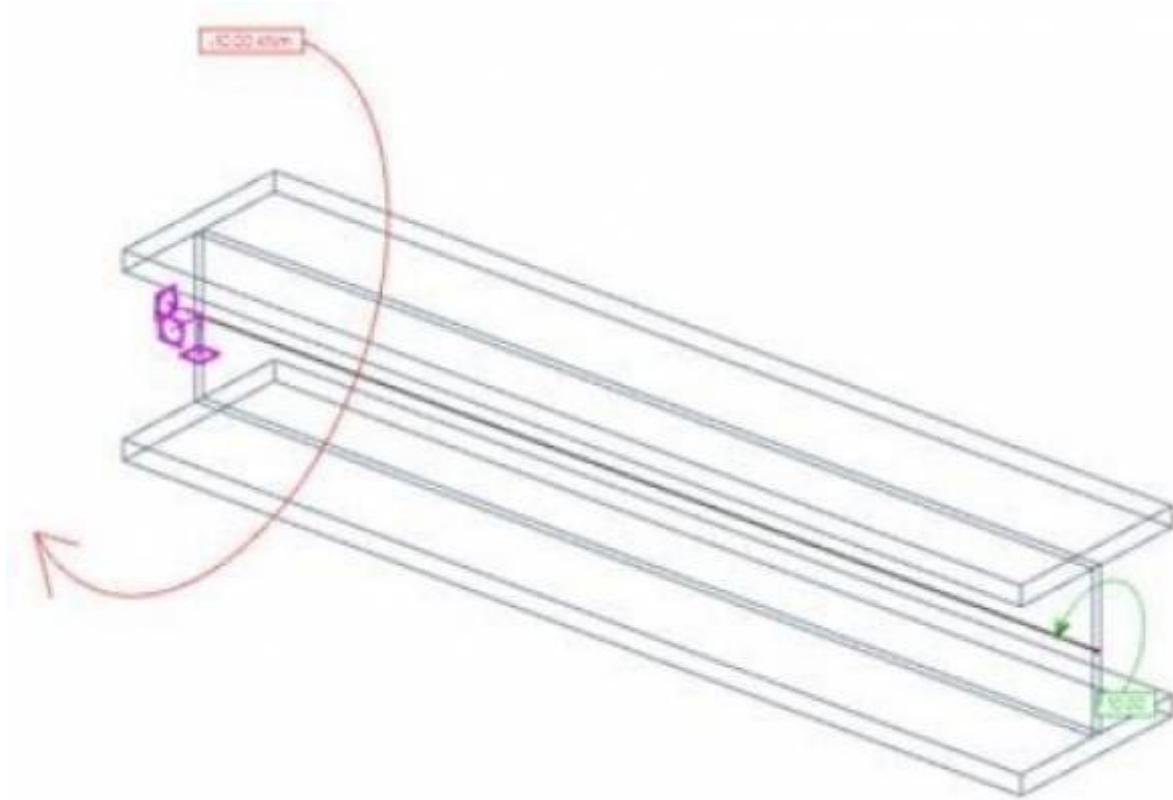


Modèle élément filaire

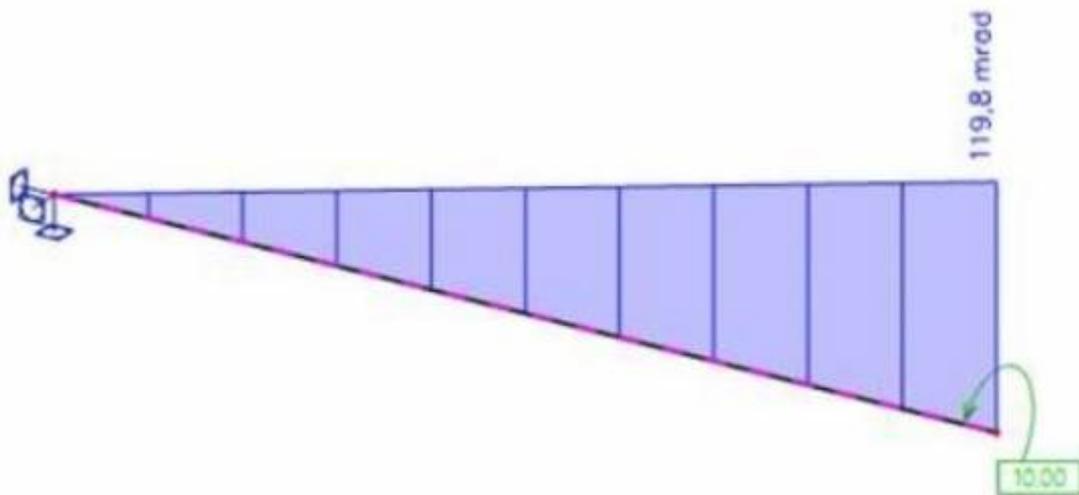
Chargement :



Résultante:



Déplacement $\theta(L)=0.1198 \text{ rad}$



Calcul analytique

L'équation différentielle de l'angle de rotation est donnée par :

$$\frac{d^3 \theta}{dx^3} - \frac{GI_t}{EI_\omega} \cdot \frac{d\theta}{dx} = M_x$$

Avec les conditions aux limites donnée au paragraphe précédent, la solution de cette équation est :

$$\theta(x) = \frac{M_x}{GI_t} \left[x + \frac{\sinh(\lambda(L-x))}{\lambda \cosh(\lambda L)} - \frac{\tanh(\lambda L)}{\lambda} \right]$$

Avec :

- I_t : inertie de torsion de St Venant
- I_ω : inertie sectorielle
- M_x : moment de torsion
- L : longueur de la poutre
- $\lambda = \sqrt{GI_t/EI_\omega}$

Application :

- $L = 1 \text{ m}$
- $G = 80\,770 \text{ MPa}$
- $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- $I_t = 103.34 \times 10^{-8} \text{ m}^4$ (calculé par le logiciel)
- $I_\omega = 215690 \times 10^{-12} \text{ m}^6$ (calculé par le logiciel)
- $M_x = 10 \text{ kN.m}$
- $\lambda = \sqrt{\frac{80770 \times 103.34 \times 10^{-8}}{210000 \times 215690 \times 10^{-12}}} = 1.357$

$$\theta(L) = \frac{10000}{103.34 \times 10^{-8} \times 80,77 \times 10^9} \times \left[1 - \frac{\tanh(1.357 \times 1)}{1.357} \right] = 0.042 \text{ rad}$$

Le calcul analytique et le modèle éléments surfaciques donnent le même résultat de rotation $\theta(L)=0.042 \text{ rad}$.

Le calcul de modèle élément filaire donne un résultat **2.85 fois** supérieur.

Dans le modèle élément filaire , la raideur due à l'inertie de gauchissement n'est pas prise en compte pour le calcul de l'angle de rotation :

$$\theta = \frac{M_x L}{GI_t} = \frac{10000 \times 1}{80,77 \times 10^9 \times 103,34 \times 10^{-8}} = 0.1198 \text{ rad}$$

Conclusion

En règle générale, pour les modèles en élément filaire, les raideurs dues à la torsion d'une poutre en section ouverte ne sont pas bien prises en compte dans les calculs.

En cas de doute, une approche par éléments de type coque, sur un modèle simplifié, global ou local peut aider à cerner les effets.

[A suivre : C.11 Modélisation des charges](#)

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

[Retour à l'accueil](#)

From:

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

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c10>

Last update: **2020/06/06 10:47**



C.11 Modélisation des charges

Comme expliqué dans le [chapitre E](#), il convient de toujours vérifier cas de charge par cas de charge (permanentes, d'exploitation et thermiques), par une somme manuelle des charges, le torseur global des charges : résultante en force mais aussi en moment. (Les logiciels dans leur grande majorité permettent de sortir le torseur global).

C.11.1 Penser aux cas de charge tests

Il est important, dès la modélisation achevée, de prévoir des cas de charges tests qui permettent de valider le bon comportement d'ensemble du modèle.

On pourra par exemple prévoir des forces unitaires uniformément réparties selon les 3 directions, des forces unitaires ponctuelles et en complément des variations de température. Et pour ces cas de charges, on examinera les déformées (ordres de grandeurs usuels en génie civil, discontinuités cinématiques ou de maillage, ...) et les réactions d'appui (toutes forces supposées appliquées doivent se retrouver dans les réactions).

Ces tests permettent ainsi de vérifier les raideurs, les conditions aux limites et les liaisons internes. Ils permettent également ensuite de vérifier les cas de charge plus complexes (ordre de grandeur des effets).

C.11.2 Le cas du poids propre

La plupart des logiciels permettent de prendre en compte automatiquement un poids propre calculé à partir des sections des éléments et du poids volumique du matériau.

Cette méthode directe doit faire l'objet d'une vérification systématique. En particulier, les simplifications géométriques nécessaires à la modélisation peuvent induire un poids propre différent de celui calculé à partir des plans. Une approche manuelle rigoureuse des mètres ne devrait pas conduire à un écart supérieur à 5 %. Quoi qu'il en soit, tout écart doit toujours pouvoir être justifié.

Dès que les sections résistantes s'éloignent des sections brutes de la structure (par exemple en cas de prise en compte de la fissuration, du traînage de cisaillement ou de sur-épaisseurs sacrificielles), il convient de redéfinir le cas de charge Poids propre sans l'option automatique ou de redéfinir des caractéristiques de matériaux qui en tiennent compte, groupe d'éléments par groupe d'éléments.

C.11.3 Charges surfaciques et charges linéiques

Les charges surfaciques sont généralement appliquées sur la fibre moyenne de l'élément de plaque. Il faut tenir compte, dans l'intensité et le périmètre de cette charge surfacique, de la diffusion des charges jusqu'à la fibre moyenne, en intégrant l'éventuelle diffusion au travers de l'épaisseur du revêtement.

Par ailleurs, il faut vérifier si la charge surfacique est appliquée suivant la normale à l'élément (repère local) ou selon le repère général du modèle.

Certaines charges (neige par ex.) sont définies par rapport à une surface de référence (l'horizontale pour la neige), il convient donc d'en tenir compte dans l'application à des surfaces non parallèles à ce plan de référence (cas de la toiture inclinée pour la neige). Souvent dans les logiciels, il faut préciser explicitement si une charge est projetée ou non.

D'autres types de charges (vent, pression hydraulique, ...) sont quant à elles toujours perpendiculaires aux surfaces.

Enfin, on vérifiera toujours l'orientation des charges et comme pour le poids propre, les déformations et les réactions d'appui.

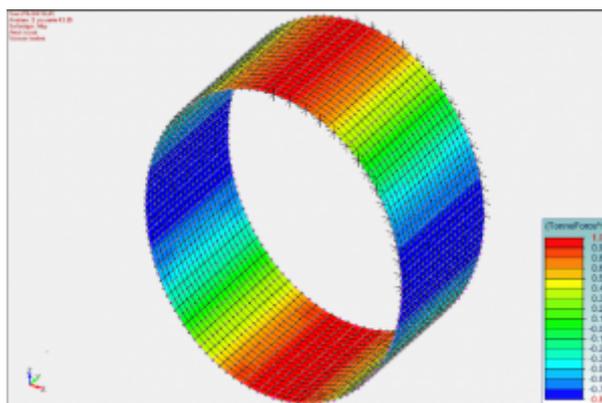
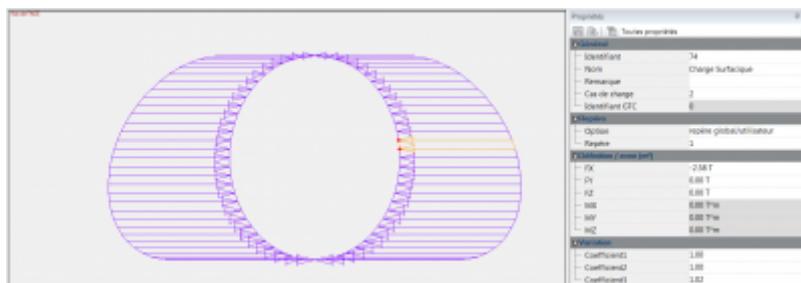
Voir les exemples ci-dessous.

Exemple de la buse avec chargement de la poussée des terres

Problématique : modéliser une charge linéique, sur une surface inclinée.

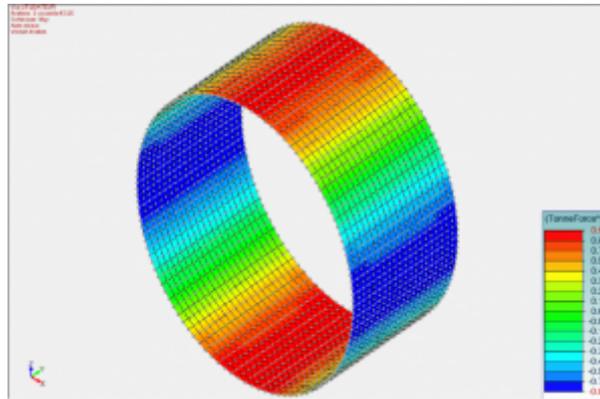
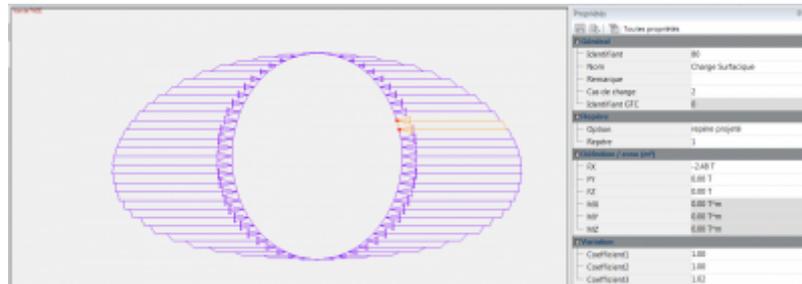
Les logiciels proposent des options lors de la définition du chargement, qui ne sont parfois pas très explicites.

Cas 1 : Charge définie dans le repère global utilisateur



La charge introduite sur la barre, est définie comme une charge horizontale au mètre linéaire de l'élément.

Cas 2 : Charge définie dans le repère projeté



La charge introduite sur la barre, est définie comme une charge horizontale au mètre linéaire mesuré perpendiculairement à l'action de la charge (une verticale dans le cas présent).

Conseil : Toujours vérifier, sur un exemple simple, que l'option utilisée correspond bien à la modélisation de chargement souhaitée.

Les charges linéaires sont également concernées par ces problèmes de diffusion et de repère.

Nota : dans le cas d'une poussée des terres, la modélisation à utiliser est la seconde, à savoir une projection des charges sur un plan vertical.

C.11.4 Charges thermiques

Les charges thermiques sont constituées de deux types de charges :

- Les variations linéaires dont un cas particulier très courant est la variation uniforme,
- Les gradients de températures qui proviennent d'une différence de température entre les surfaces extrêmes d'une structure.

Il est indispensable d'utiliser des cas test pour vérifier la prise en compte correcte des phénomènes thermiques en cohérence avec le bridage de la structure.

Il est à noter que les charges thermiques ne créent des efforts (ou des contraintes) uniquement si la structure n'est pas libre de se déformer (bridages, structures hyperstatiques, ...)

La fissuration du béton peut jouer un rôle important dans la distribution des efforts (voir 11.5 ci-après).

C.11.5 Modélisation du retrait et du fluage

A défaut d'une option spécifique du logiciel, la modélisation du retrait du béton peut être réalisée par l'application de cas de charge thermique équivalents.

La modélisation du fluage peut être réalisée par des cas de charges thermiques ou réduction du module élastique des matériaux.

Il convient de bien vérifier que les déformations imposées sont conformes au phénomène attendu.

En cas de doute, il est toujours possible de réaliser des calculs en fourchette, pour encadrer le court et le long terme (cas des ponts mixtes, des fondations, ...)

Description détaillée: modélisation du retrait dans les ponts mixtes

[Lien vers la modélisation du retrait dans les ponts mixtes](#)

C.11.6 Charges mobiles

La compréhension du concept de ligne d'influence est fondamentale pour la bonne appréhension des positionnements des convois et permet d'éviter la constitution de cas de charges trop nombreux.

Dans le cas d'ouvrages complexes, le concept n'est pas facilement applicable, néanmoins on peut toujours générer des lignes d'influence en plaçant des forces unitaires aux différents nœuds de la structure. Les résultats, une fois post-traités, avec un tableur par exemple, permettent alors de placer les charges tant surfaciques que mobiles pour produire l'effet le plus défavorable.

Les règlements définissent très fréquemment des modèles de charges qui combinent des charges de différentes natures avec des règles de concomitance et de configurations géométriques précises. Il convient de les lire attentivement et intégralement. Ceci permettant alors grâce aux lignes d'influence de positionner les charges à la position défavorable pour l'effet étudié (flèches, efforts, ...).

Chargements suivant les lignes d'influence.

Cas des charges réparties sécables et des convois avec espacement variable des véhicules

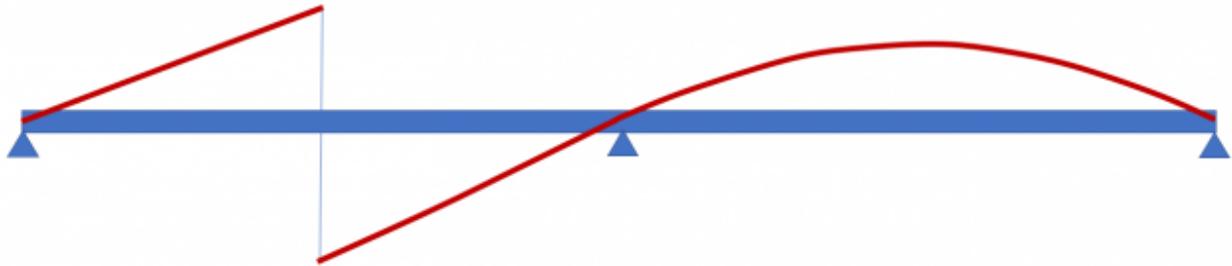
A notre connaissance, tous les règlements imposent de charger les structures suivant les **lignes d'influence**. Les pratiques métier ou la phase dans laquelle se trouve le projet (EP, AVP, voire PRO) peuvent conduire à des simplifications : chargement de deux travées contigües, chargement de travées complètes en alternance (« une sur deux ») ...

[Lien vers le site de l'ECAM](#)

Dans le cas des ouvrages d'art, et en particulier pour les calculs d'Exécution, le chargement par lignes d'influence est obligatoire, et on ne peut pas se contenter de charger des travées complètes ou de faire circuler des convois à touche-touche.

Il convient donc de s'assurer que le logiciel utilisé est bien **capable d'effectuer des calculs suivant les lignes d'influence (LI)**, c'est-à-dire d'adapter les longueurs chargées ou d'adapter le nombre et l'espacement des véhicules d'un convoi pour obtenir la situation la plus défavorable, pour un effet recherché, par exemple le moment, la réaction d'appui ou encore une déformée, ...

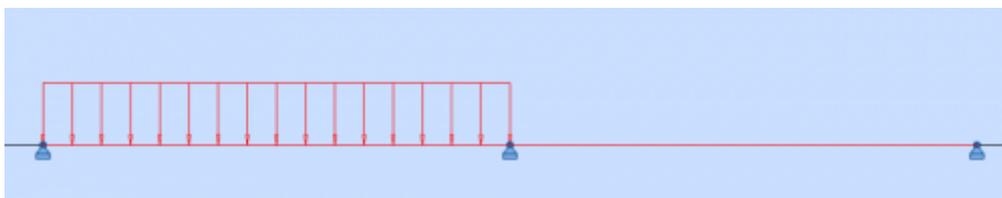
1) Charges de type UDL de l'Eurocode. Nous recherchons l'effort tranchant maximal (i.e. en valeur positive ou négative) à **mi-travée** d'un pont à deux travées égales (2×25 m) et de section constante. Nous savons que la ligne d'influence de l'effort tranchant à mi-travée a l'allure suivante :



A défaut de mieux, on pourrait être tenté de charger une ou deux travées complètes.

Le diagramme ci-après montre, pour une charge unitaire de 10 kN/m, l'enveloppe des tranchants pour les cas :

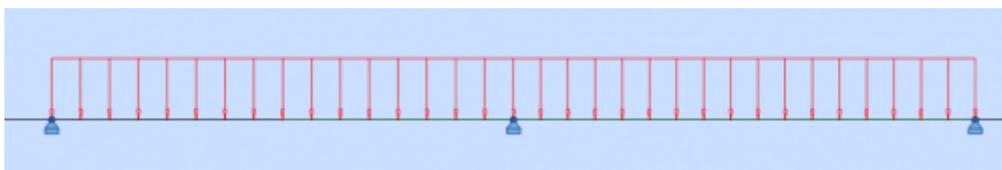
- Travée 1 chargée



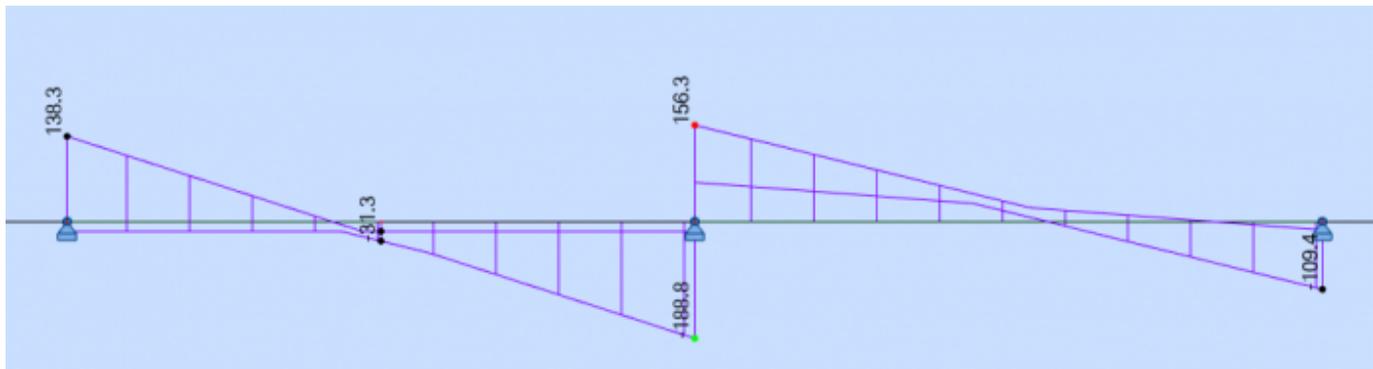
- Travée 2 chargée



- Travées 1+2 chargées

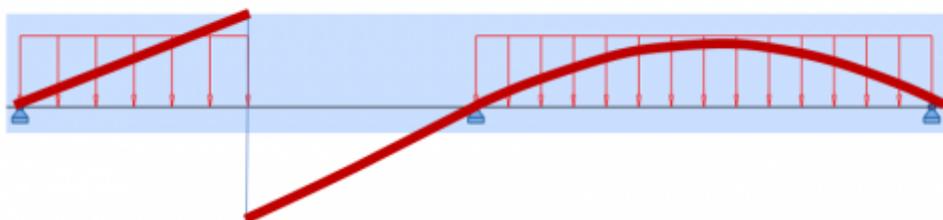


A mi-travée 1, on obtient $|V|_{\max} = 31.3$ kN :

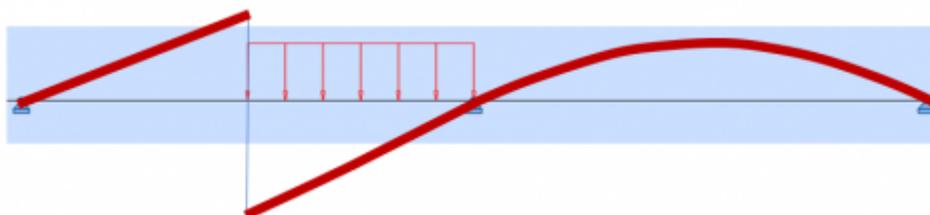


Le diagramme ci-après montre le même diagramme de tranchant, mais avec une poutre chargée suivant les LI :

- Zone LI courbe supérieure



- Zone LI courbe inférieure



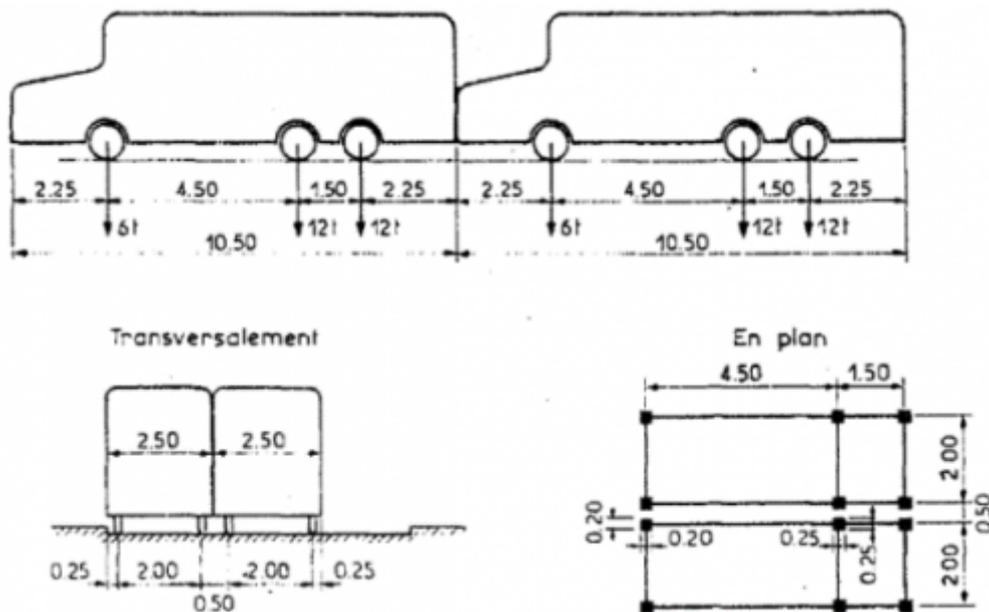
On obtient $|V|_{\max} = 53.7$ kN, soit un écart relatif conséquent.



On pourrait répéter l'exercice pour toutes les sections.

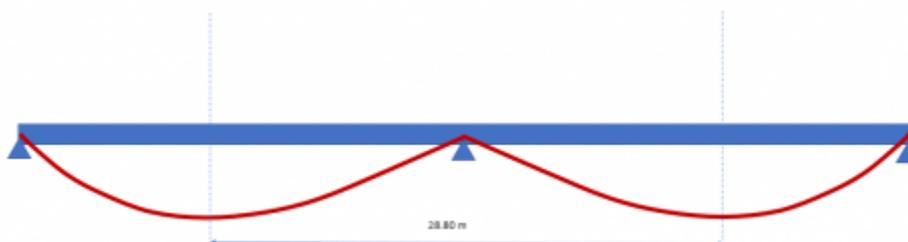
Ceci était encore plus vrai pour les charges du fascicule 61 titre II, que nous sommes encore amenés à utiliser, lors de recalculs par exemple, il s'agit notamment :

- Des charges réparties A(L) similaires à UDL, mais qui possèdent en plus la propriété de varier en intensité suivant la longueur chargée L,
- Les convois B ou Mc, dont l'espacement peut varier, avec parfois une distance minimale à respecter. Le convoi Bc est décrit ci-après.

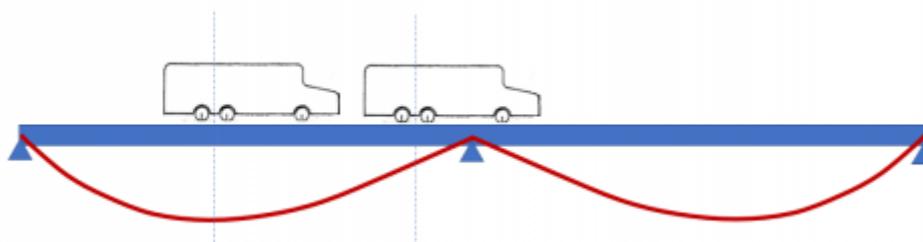


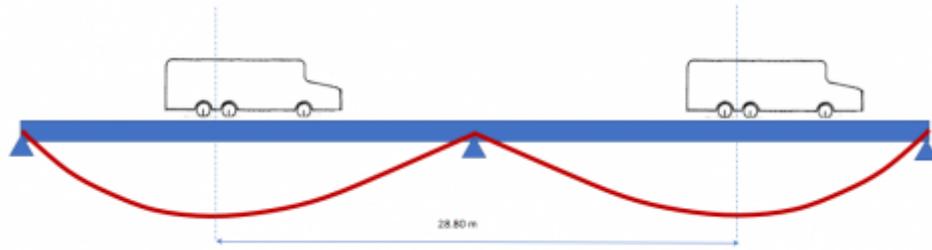
2) Illustration sur le pont précédent pour le cas du convoi Bc pour le moment sur appui

La ligne d'influence du moment sur appui a l'allure suivante :



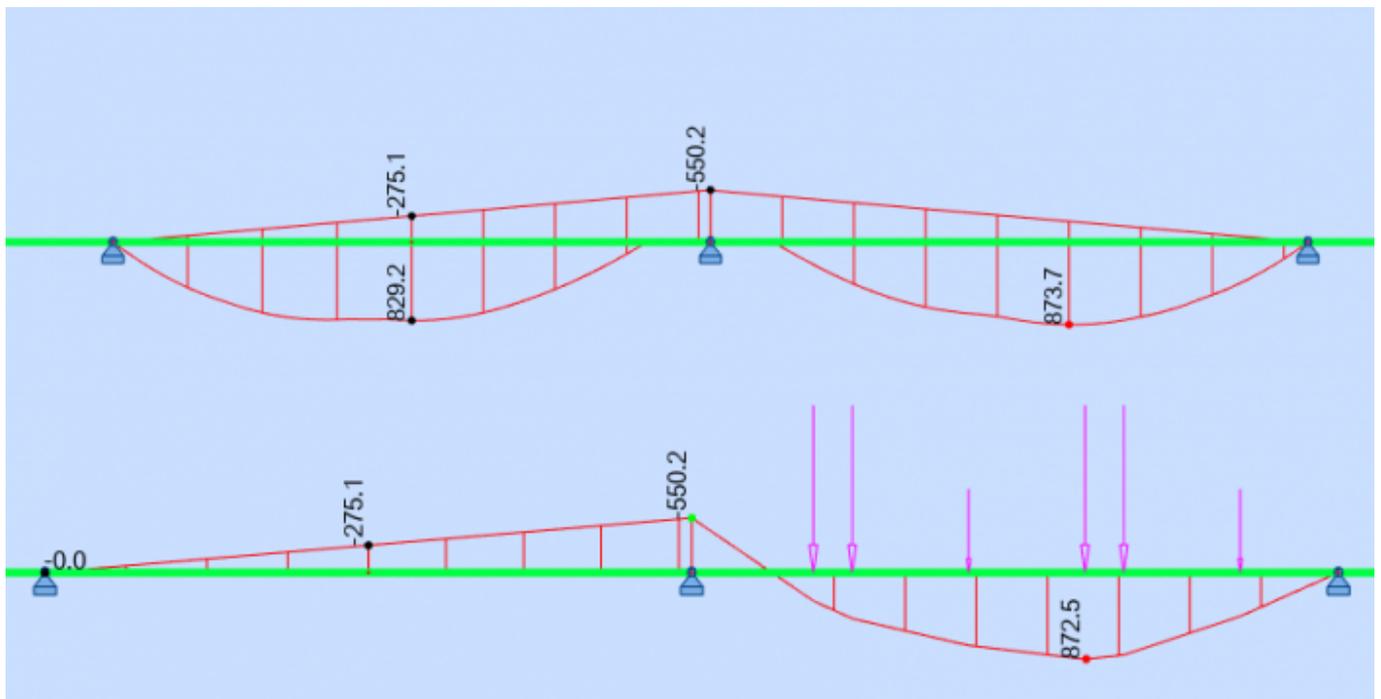
Une étude fine serait à réaliser pour trouver la position précise des camions, mais on se rend immédiatement compte (ici pour des travées de 25 m - rappel) que les camions doivent être séparés pour obtenir un effet maximal :





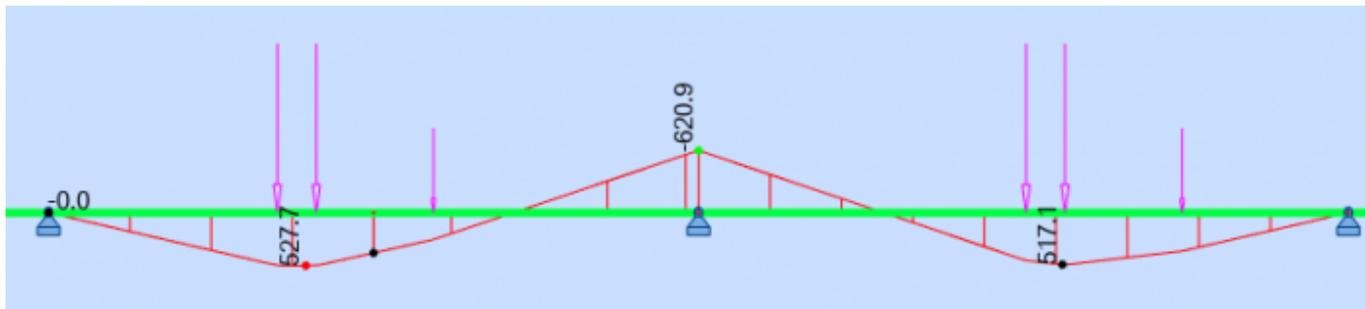
Application : nous faisons circuler sur le pont deux convois, le premier, avec les deux camions à touche-touche, comme dessiné dans le règlement, et le second, avec une distance de 28.80 m environ (déterminé graphiquement).

Les résultats :



Camions à touche-touche, enveloppe et position défavorable.



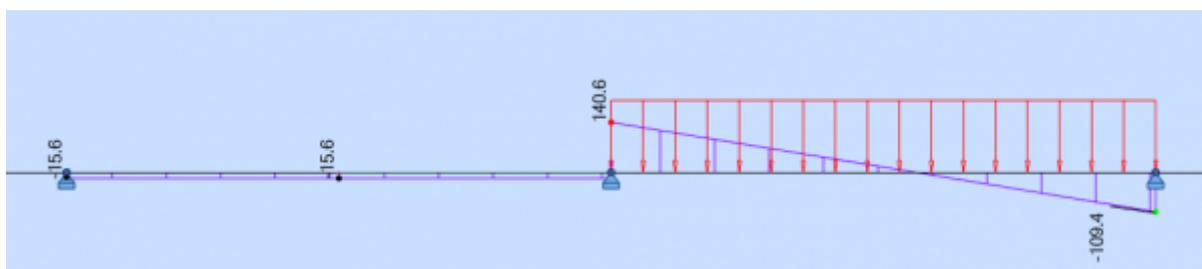
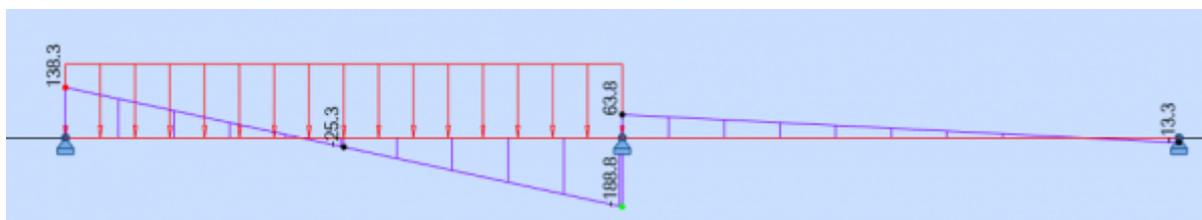


Camions séparés, enveloppe et position défavorable.

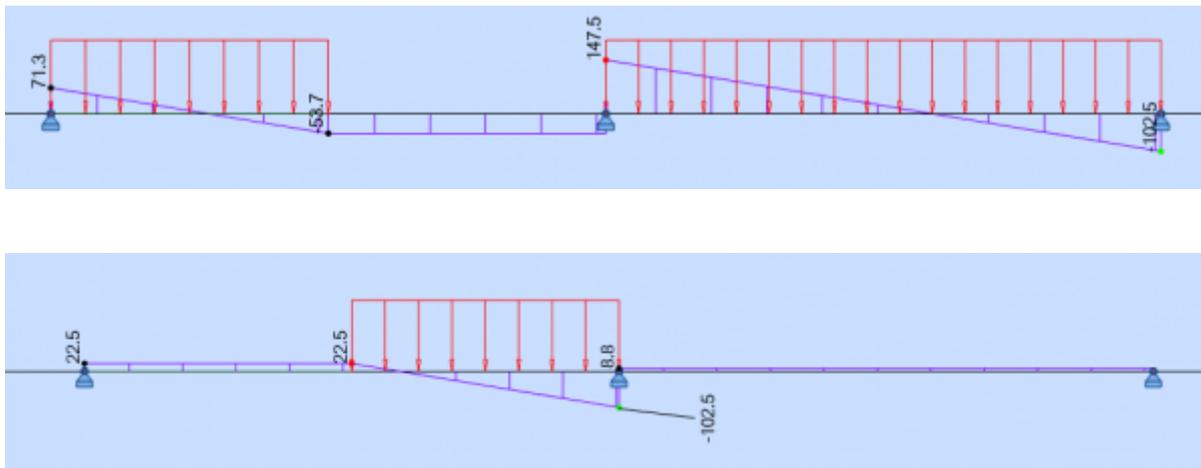
L'écart sur les moments sur appui est de l'ordre de 13%. *A contrario*, bien évidemment, le cas de charge utilisé pour obtenir le moment sur appui maximal n'est pas celui à utiliser pour les travées.

De manière pratique, on se rend rapidement compte que la détermination des longueurs chargées et/ou positions et espacements de convois, pour toutes les sections et pour toutes les valeurs d'intérêt, est une tâche titanesque à la main, et que l'aide du logiciel est indispensable - encore une fois pour des calculs de niveau EXE. Pour les autres phases, des calculs simplifiés, en conservant une certaine marge sur les justifications et les quantités reste possible, notamment en étudiant certaines sections judicieusement choisies sur l'ouvrage, mais ceci sort du cadre du présent document.

Ensemble des cas de charges et résultats pour les charges réparties. Travée 1, travée 2 et travées 1+2 :



Chargements suivant Li :



C.11.7 Modélisation de la poussée et butée des terres

De manière générale, les actions générées par les sols (la poussée par exemple), les pressions d'eau ou encore les actions sismiques sont modélisées par des charges. Les réactions (pressions sur le sol, pouvant aller jusqu'à un seuil plastique, la butée, ...) sont, elles, représentées par des ressorts linéaires ou non.

Les approches sismiques linéaires sont admises tant que le soulèvement des fondations est limité à 30% de la surface de ces dernières. Piège : on n'applique pas de forces de réactions sur une face bloquée par des ressorts... on laisse les ressorts faire le travail.

Nota : une approche en déplacements est également possible pour modéliser les charges de poussée et peut conduire à réduire les efforts globaux (cf. Guide AFPS / AFTES . GUIDE "Conception et protection parasismiques des ouvrages souterrains »).

[A suivre : C.12 Compléments liés aux éléments volumiques](#)

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

[Retour vers l'accueil](#)

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

Permanent link: <https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c11>

Last update: **2020/06/27 22:13**



Exemple de la modélisation du retrait dans les ponts mixtes

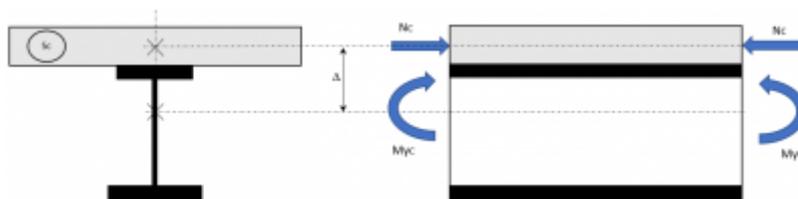
[Retour au C.11](#)

Modélisation du retrait dans les ponts mixtes

Rappel important de RdM (extrait amendé du document « Retrait et autocontraintes de janvier 2014 » du Cerema) : « La dalle en béton d'un tablier mixte, du fait de sa connexion avec la charpente, est gênée dans son retrait. Cette gêne se manifeste sous forme d'auto contraintes (effets primaires) dans la structure mixte isostatique. L'action de ce retrait (ou du gradient thermique) sur cette même structure isostatique n'induit aucun effort dans les sections (l'intégration des contraintes sur chaque section ne donnera donc ni effort normal ni moment). L'action du retrait (ou du gradient thermique) a cependant pour effet de déformer les sections. Si cette déformation est empêchée par des liaisons hyperstatiques sur la structure, il s'ensuit des sollicitations donc des contraintes dites hyperstatiques ».

Après avoir déterminé la valeur du retrait total, à l'infini ou à un temps t particulier (de mise en service de l'ouvrage par exemple), il convient d'appliquer cette charge particulière au modèle de façon adaptée (particulière puisqu'interne à la poutre). Certains logiciels dédiés au calcul mixte prennent en compte le retrait de façon automatique mais, à défaut, deux méthodes existent pour le modéliser manuellement : Soit par des d'efforts fictifs pour imposer des déformations aux sections, soit directement par des déformations imposées aux barres. (Le gradient thermique, dans le cas où son action est supposée se limiter à un allongement ou un raccourcissement de la dalle, peut être modélisé strictement de la même façon que le retrait ; la méthode peut servir de source d'inspiration au retrait différentiel dans tout système comportant des nervures et des hourdis coulés en deux phases).

1) Méthode des efforts externes



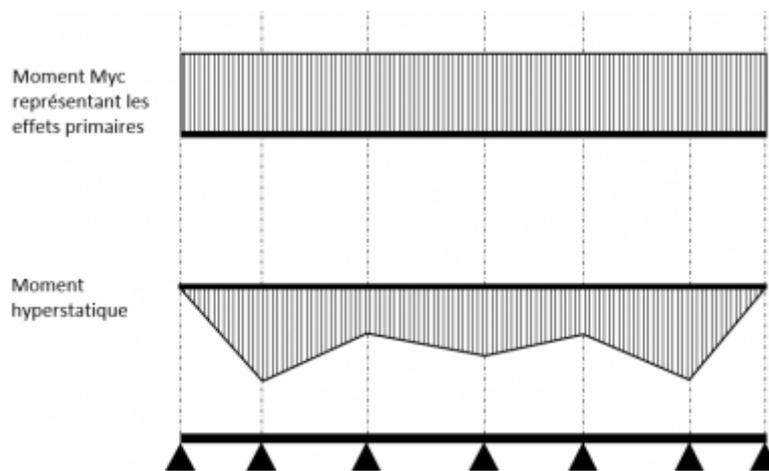
Cette méthode consiste à imposer des déformations aux barres, en introduisant, à l'origine et à l'extrémité de chaque barre, un effort normal et un moment sous forme d'efforts externes. Ces efforts dépendent de la valeur du retrait et des caractéristiques mécaniques des sections. Il convient ainsi d'appliquer un effort normal N_c ($= \epsilon_{cs} * E_a/n * S_c$, S_c étant l'aire de béton, n le coefficient d'équivalence) et le moment M_{yc} associé ($= N_c * \Delta$), qui correspondent à la part primaire du retrait. Bien entendu, les signes de l'effort normal et du moment à l'extrémité de chaque barre doivent être opposés à celui des charges introduites à son origine (figure 1).

Attention : ces efforts, calculés à partir du retrait primaire, ne sont jamais à prendre en compte dans les combinaisons d'**efforts** de la structure. Dans le cas d'une poutre hyperstatique, il faut soustraire aux efforts totaux cette part primaire du retrait, puisque le logiciel ne peut fournir que la somme des effets primaires et hyperstatiques (dans une structure isostatique également, mais il est, dans ce cas, plus simple de ne pas l'introduire dans les combinaisons).

En revanche, le calcul des **contraintes** à partir des efforts introduits est juste, que ce soit pour une structure isostatique ou hyperstatique, sous réserve d'ajouter à la main la contrainte de traction dans

le béton et à la nuance près des zones fissurées (voir les guides du CEREMA pour plus de renseignements).

2) Méthode des déformations imposées



Une autre méthode possible consiste à appliquer des déformations imposées, à savoir un raccourcissement et une rotation à chaque section, pour retranscrire le raccourcissement et la courbure répartie dus au retrait. A partir des expressions de N_c et de M_{yc} présentées précédemment, nous pouvons établir les formulations du raccourcissement et de la rotation imposées relatives suivantes :

- $dx / x = \epsilon_{mixte} = N_c / (E_a * S_{mixte}) = (\epsilon_{cs} * S_c * E_a) / (n * E_a * S_{mixte}) = (\epsilon_{cs} * S_c) / (n * S_{mixte})$
- $d\alpha / \Delta = \omega_{mixte} = M_{yc} / (E_a * I_{ymixte}) = (\epsilon_{cs} * S_c * E_a * \Delta) / (n * E_a * I_{ymixte}) = (\epsilon_{cs} * S_c * \Delta) / (n * I_{ymixte})$

Cette méthode, à la différence de la méthode précédente, ne nécessite pas de correction sur les moments : ceux issus du calcul peuvent être combinés directement aux autres efforts (i.e. il n'y a que des effets hyperstatiques, a fortiori nuls dans le cas d'une poutre isostatique).

En revanche, il convient d'ajouter par post-traitement les contraintes primaires de retrait aux contraintes qui seraient calculées avec les efforts issus du modèle. (On comprend aisément, dans le cas d'une structure isostatique, que le fait d'introduire des déformations imposées ne génère aucun effort dans la structure).

En utilisant cette méthode, l'allure de la courbe des moments M_y obtenus au sein du modèle global doit correspondre à celle que provoqueraient des dénivellations d'appuis intermédiaires vers le haut. Voir la figure 2 ci-avant.

Le même raisonnement, détaillé ci-dessus au sujet des moments de flexion, peut être appliqué aux efforts normaux. Dans le cas d'un ouvrage dont seulement l'un des appuis est bloqué en translation longitudinale, la déformation imposée relative dx / x ne génère aucun effort normal.

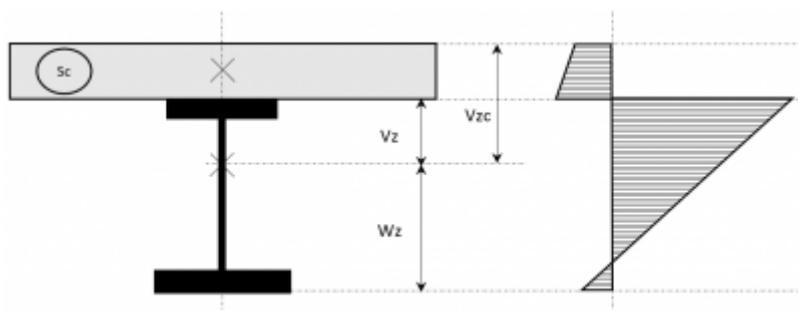
3) Tableau récapitulatif

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus après modélisation et la façon de les interpréter en fonction de la méthode retenue et de la nature de l'ouvrage.

	Méthode des efforts externes		Méthode des déplacements imposés	
	Ouvrage isostatique	Ouvrage hyperstatique	Ouvrage isostatique	Ouvrage hyperstatique
Sollicitations	Efforts fictifs => tous les effort sont à retrancher (i.e. ne pas à prendre en compte)	Efforts totaux dont il faut retrancher les efforts fictifs (=> N_c et $M_{yc} = N_c \cdot \Delta$ sont à retrancher des sollicitations lues dans les résultats du logiciel)	Directement réelles (c'est-à-dire aucune, i.e. nulles)	Directement complètes et réelles
Contraintes	Directement complètes et réelles (ne pas oublier correction sur béton)	Directement complètes et réelles (ne pas oublier correction sur béton)	Aucune => les contraintes primaires sont à rajouter (sans oublier correction sur béton)	Celles dues à la part hyperstatique uniquement => les contraintes primaires sont à rajouter (sans oublier correction sur béton)
Déformations	Directement complètes et réelles	Directement complètes et réelles	Directement complètes et réelles	Directement complètes et réelles

Dans le cas des ouvrages mixtes hyperstatiques, le retrait n'est plus à appliquer dans les zones déclarées comme fissurées lors de la seconde itération de calcul. Ces zones ne subissent donc plus que les effets hyperstatiques générés par le retrait encore appliqué dans les zones non fissurées. Pour rappel, les contraintes dues au retrait dans le cas d'une poutre mixte se calculent de la façon suivante et sont représentés sur la figure 3 :

- $\sigma_{a,sup} = N_c / S_{mixte} + M_{yc} * V_z / I_{mixte}$ au niveau de la semelle supérieure
- $\sigma_{a,inf} = N_c / S_{mixte} - M_{yc} * W_z / I_{mixte}$ au niveau de la semelle inférieure
- $\sigma_{c,sup} = (N_c / S_{mixte} + M_{yc} * V_z / I_{mixte}) / n - N_c / S_c$ participant, au niveau du dessus du hourdis, avec n le coefficient d'équivalence Acier/Béton.



Enfin, il est parfois utile de mener une réflexion « physique » par rapport à des bornes extrêmes : plus la structure mixte est raide en flexion longitudinale et plus la contrainte au sein du béton tendra vers celle équivalente à un retrait gêné total, soit : $- N_c / S_c$ participant, (terme appelé « correction sur béton » pour le calcul des contraintes dans tableau ci-dessus) tandis que plus la structure mixte est souple et plus la contrainte au sein du béton tendra vers 0, puisque le retrait serait alors non gêné (déplacements seuls).

Documents de référence :

- Retrait et auto contraintes - CEREMA - Janvier 2014
- Eurocodes 3 et 4, applications aux ponts routes mixtes acier-béton - CEREMA - Juillet 2007

[Retour au C.11](#)

From:

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

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c11.5>

Last update: **2020/06/23 14:25**

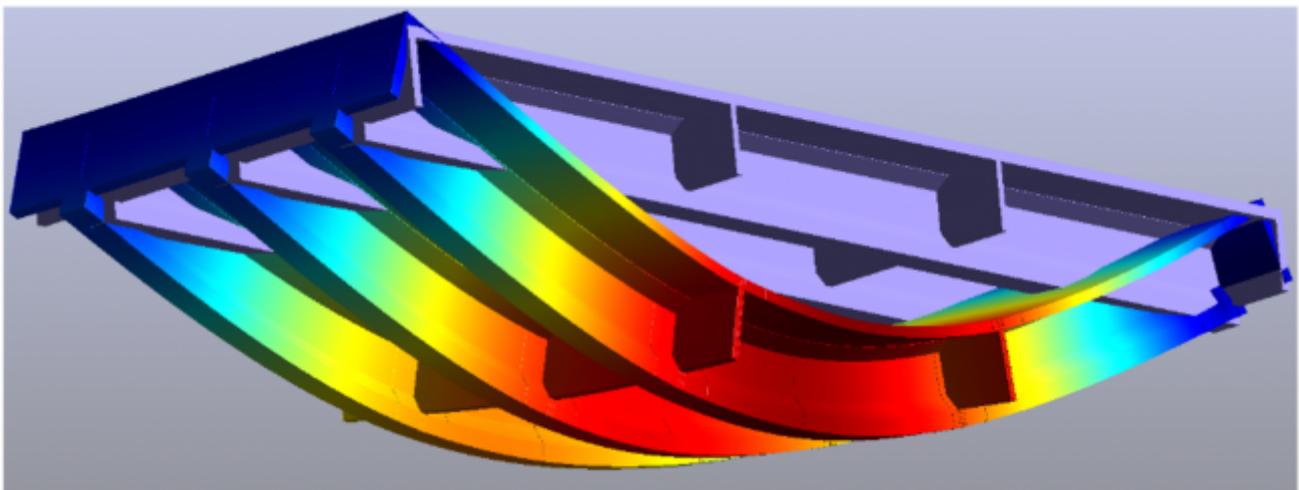
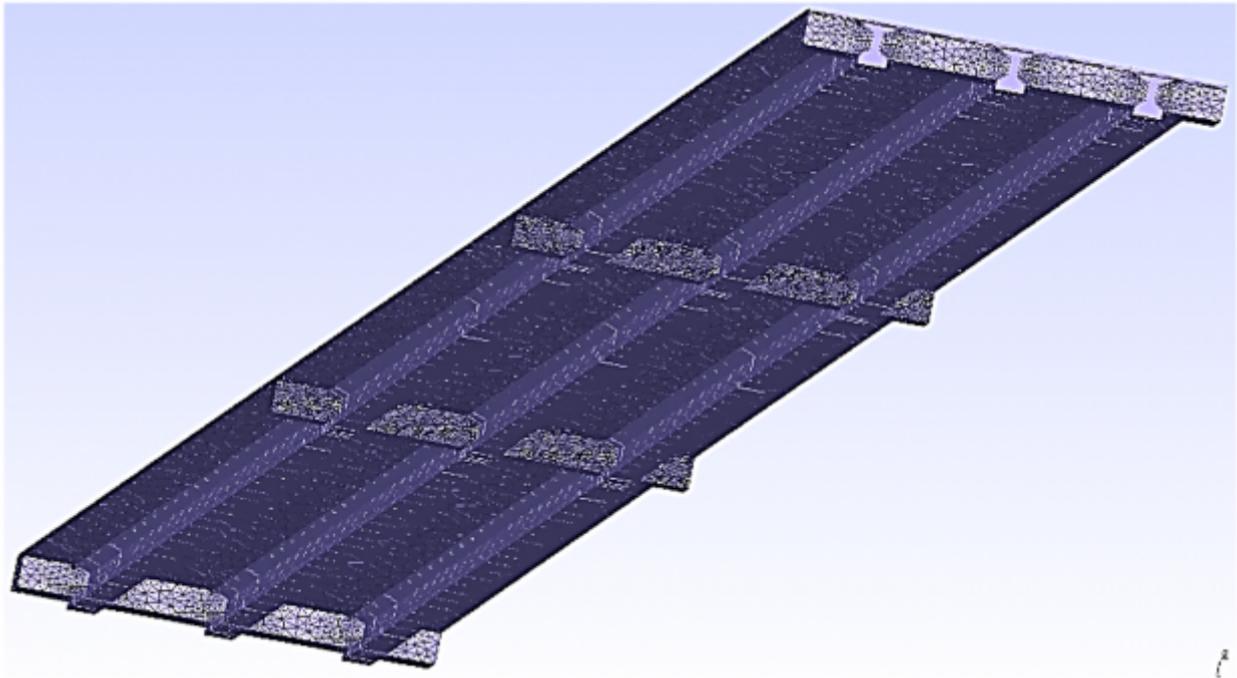


C.12 Compléments liés aux éléments volumiques

Les principes énoncés pour les modélisations en 2D restent applicables en 3D, en particulier l'utilisation d'éléments isoparamétriques (parallélépipèdes plutôt que tétraèdres) est préférable, ce qui nécessite un lourd et rigoureux travail de préparation de la géométrie de base.

Les mailleurs automatiques sont à utiliser avec parcimonie.

Exemple d'un tablier de pont à poutres modélisé en EF volumiques:



(Tiré de la Partie 3 - Exemple C - Modélisation de grillages de poutres).

A suivre : C.13 Compléments liés aux calculs non linéaires

Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !

[Retour vers l'accueil](#)

From:

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

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c12>

Last update: **2020/06/23 09:22**



C.13 Compléments liés aux calculs non linéaires

Le présent paragraphe traite à la fois des non-linéarités liées aux lois des matériaux et des non-linéarités dites géométriques.

Il est fréquent d'associer les calculs non-linéaires à des structures complexes telles que les ponts à haubans et suspendus, pourtant ce sujet apparaît dans le quotidien de tout ingénieur structures, par exemple en cas :

- de décollement partiel de semelles de fondations ;
- d'incapacité de certaines barres à reprendre des compressions (voir le § C.2.7 sur les contreventements) ;
- d'un calcul de flambement en béton armé ;
- de cas de sortie du champs de la théorie des poutres (par exemple, le calcul des contraintes dans un contreventement de pont sous son poids propre).

De manière générale, pour tous les calculs non-linéaires, il est important d'effectuer un calcul linéaire avant de prendre en compte la non-linéarité pour comprendre le fonctionnement de la structure et l'effet spécifique de la non-linéarité.

C.13.1 Géométrie théorique et imperfections

La plupart des règlements imposent que les calculs non linéaires intègrent un défaut initial de forme ou d'implantation des éléments. Certains logiciels peuvent intégrer directement ce défaut. Pour d'autres, il faudra soit appliquer un cas de charge qui crée le défaut initial, soit définir la géométrie avec le défaut.

On peut noter que dans un calcul aux éléments finis, le recours à des éléments triangulaires permet toujours de tenir compte de la prédéformation d'une surface plane.

C.13.2 Haubans et câbles

Les haubans et câbles sont des éléments par essence non-linéaires, du fait de leur fonctionnement en traction seule et de l'effet de chaînette qui impose la prise en compte d'un module d'Young "apparent". Ce module est fonction de la tension, de la longueur, de la masse volumique et du module d'Young brut du câble.

Pour les haubans, pour des phases amont de projet, il n'est pas toujours indispensable de prendre en compte ces deux effets ; on pourra alors modéliser le hauban par une barre, idéalement bi-articulée, en prenant soin de négliger le poids propre de la barre ou de l'appliquer directement manuellement aux extrémités. On vérifiera dans l'analyse des résultats que ces barres ne sont pas comprimées.

C.13.3 Zones de non-linéarité matériau

Un premier calcul linéaire permet de repérer les zones où l'on autorisera le comportement non linéaire. Le calcul se poursuivra par itérations successives en intégrant progressivement les non-linéarités.

C.13.4 Flambement et calculs en grands déplacements

- Flambement - calcul des coefficients critiques

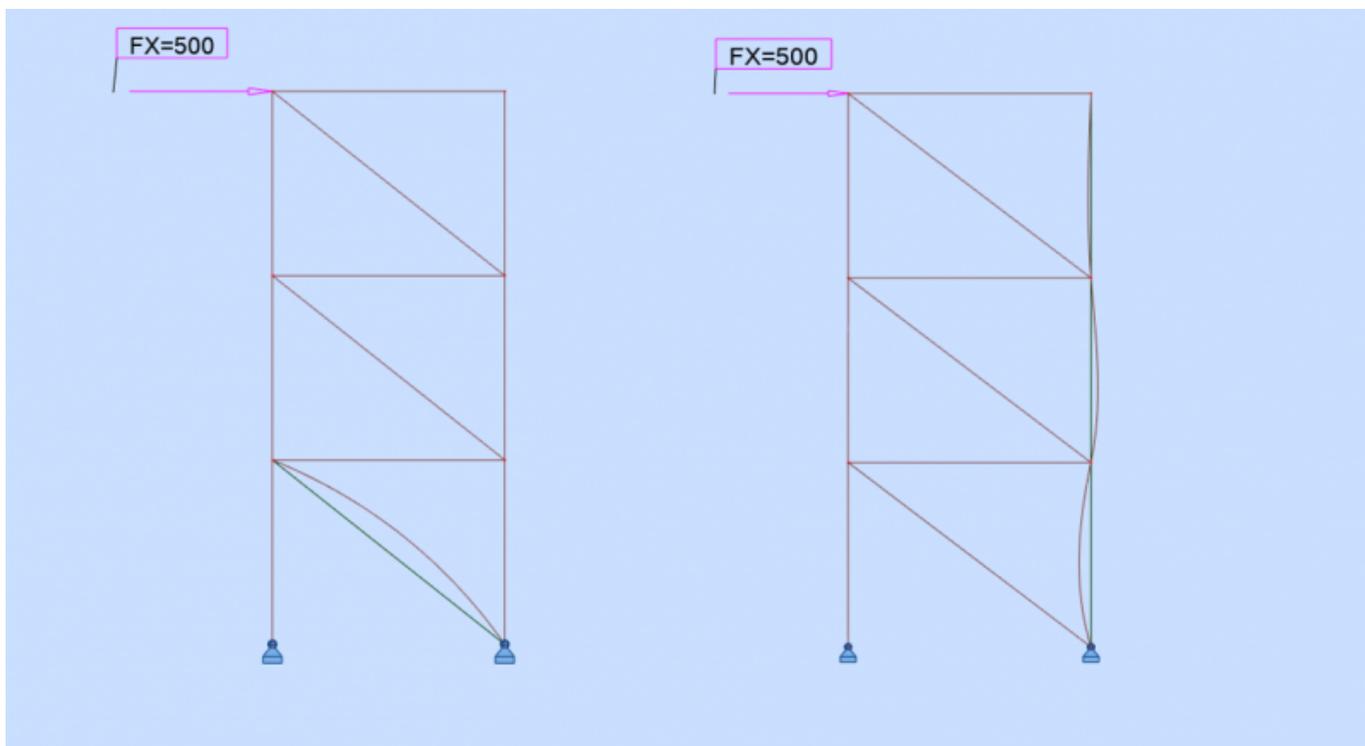
La plupart des logiciels sont capables de déterminer les charges critiques de flambement des barres comprimées (donc les longueurs de flambement des barres composant une structure) à partir d'un calcul modal, en petits, voire en grands déplacements. Il convient d'effectuer les calculs pour chaque combinaison dimensionnante. Un bon nombre de logiciels permettent également d'effectuer les vérifications normatives à partir de ce calcul des charges critiques (ou simplement via une introduction manuelle des longueurs de flambement).

Le calcul des coefficients critiques est basé sur la recherche des valeurs α_i telles que le déterminant $\text{Det}([K_0] + \alpha_i [K_\sigma]) = 0$, où K_0 est la matrice de rigidité associée aux petits déplacements et $[K_\sigma]$ la matrice de rigidité associée aux contraintes initiales.

L'objet n'est pas ici de développer toutes les possibilités offertes par les logiciels, mais d'insister (encore une fois) sur le fait qu'il convient de bien comprendre ce que fait son logiciel et quelle est l'incidence de la modification des paramètres de calcul. Un paramètre simple peut être tout simplement la subdivision nécessaire des barres pour obtenir les bons résultats, comme illustré dans l'exemple ci-après.

Illustration sur le portique contreventé du [Chapitre C.2. Lien vers l'exemple du calcul des coefficients critiques de flambement.](#)

Ce petit exemple confirme qu'il convient de maîtriser ce que fait l'outil et que, dès lors que l'on sort d'un calcul simple (calcul élastique linéaire, au premier ordre), il faut toujours se recaler sur des exemples simples et traités dans la littérature, par exemple.



Déformées modales

- Calculs en grands déplacements:

Ces calculs nécessitent la mise à jour des matrices de rigidité à chaque itération, que l'on soit en béton armé ou en métal. Ce qui est dit pour le calcul des coefficients critiques de flambement ci-avant quant à la maîtrise des paramètres du logiciel, reste parfaitement applicable.

Nous renvoyons à deux articles intéressants sur le sujet:

- Calcul au flambement des arcs - Comparaison entre un calcul approché et un calcul en grands déplacements du Bulletin Ouvrages d'art n°32" - [Lien vers l'article](#).
- Instabilité par flambement des arcs (CTICM) - [Lien vers l'article](#).

[A suivre : C.14 Compléments liés au béton précontraint](#)

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

[Retour vers l'accueil](#)

From:

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

Permanent link:

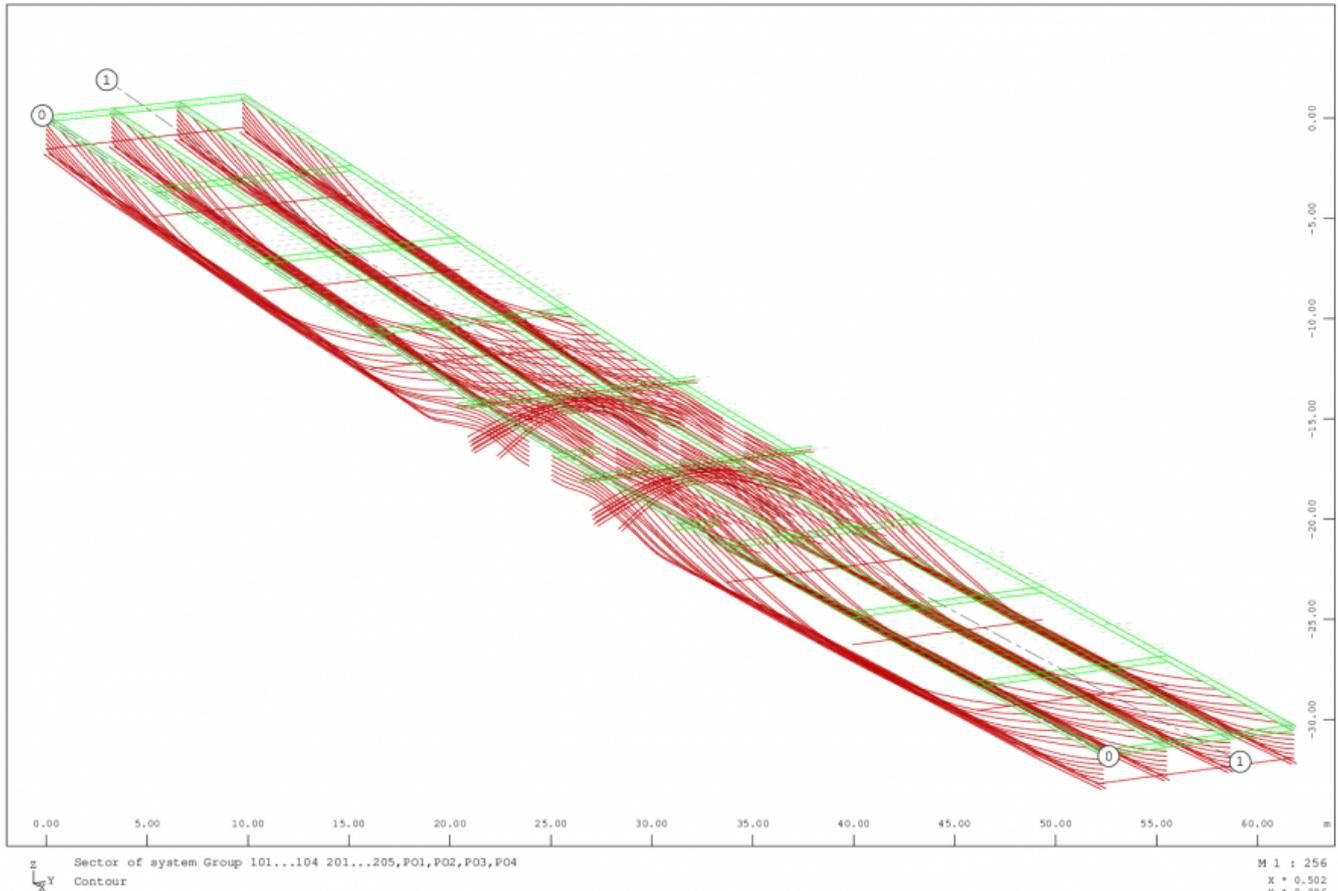
<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c13>

Last update: **2020/07/02 08:03**



C.14 Compléments liés au béton précontraint

La modélisation fine de la précontrainte nécessite l'utilisation d'un logiciel spécifique gérant les tracés des câbles, le calcul des tensions (calcul des pertes) et la prise en compte de phasages datés et des lois de fluage.



Exemple de câblage complexe

Il est cependant toujours possible, par exemple pour effectuer un calcul de prédimensionnement ou de vérification d'un calcul complexe, de modéliser la précontrainte de manière simplifiée.

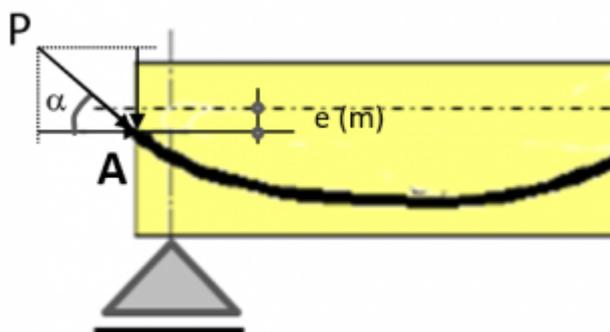
Les poutres (et coques) doivent être décrites au niveau de leur centre de gravité pour garantir le bon positionnement des câbles dans la section.

Les deux sous-sections suivantes présentent la modélisation simplifiée d'un câble intérieur au béton puis d'un câble extérieur. Elle suppose la connaissance d'un tracé *a priori* et une tension constante dans le câble (après pertes instantanées ou à long terme, par exemple). Il est utile de préciser que la modélisation des pertes de précontrainte se ferait suivant la même logique mais avec un signe opposé à l'action de la précontrainte initiale.

C.14.1 Câble intérieur au béton



La méthode des forces externes permet d’appréhender les effets des câbles, en les modélisant comme des forces concentrées aux abouts et par des pressions (poussées) le long du câble.



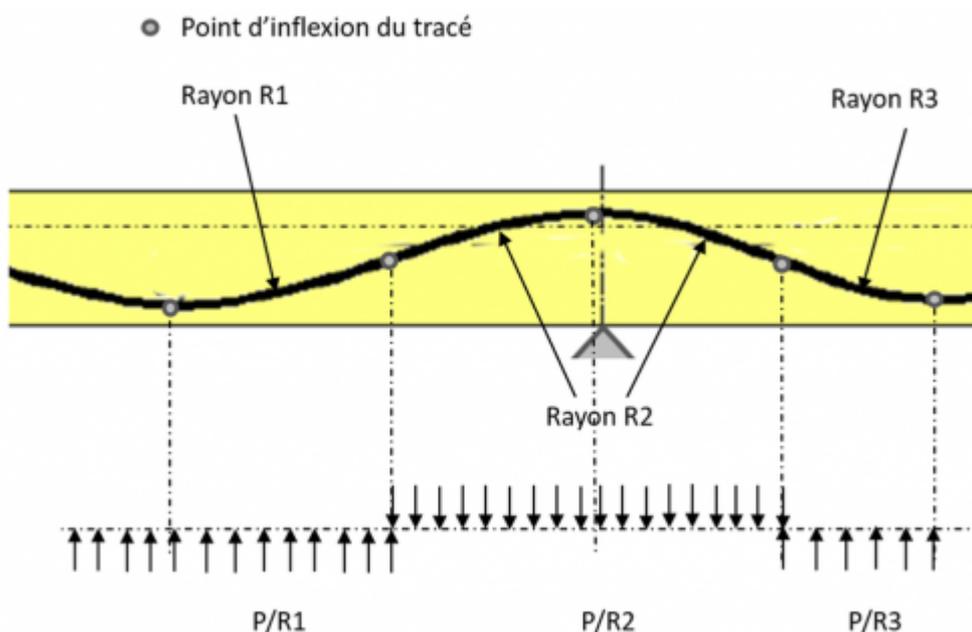
Ancrages d’abouts ou ancrages noyés, nous aurons :

- un effort horizontal $H_A = P \cdot \cos(\alpha)$
- un effort vertical $V_A = P \cdot \sin(\alpha)$
- un moment $M_A = H_A \cdot e$

(avec la convention de signes adaptée au logiciel)

Le long de la poutre, un câble exerce des poussées radiales, que l’on peut, dans le cas général, supposer verticales. Elles valent $p_i \approx P/R_i$. Il s’agit de la poussée au plein des câbles. Elles s’appliquent comme des charges réparties classiques.

Les segments rectilignes ne produisent pas de poussée ($R = \infty$).



On confond fréquemment H_A et P, $\cos(\alpha)$ étant souvent proche de 1.00.

Exemple de définition manuelle simplifiée d'un câble.

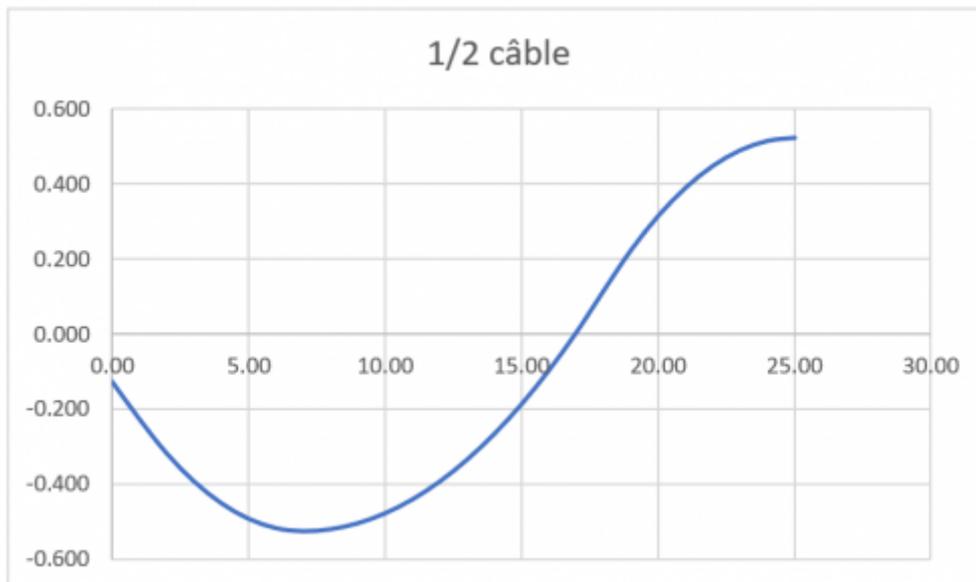
La poutre comprend deux travées de 25 m. La section est symétrique et a une hauteur de 1.25 m (pour fixer les limites du câble).

Données d'entrées du câble.

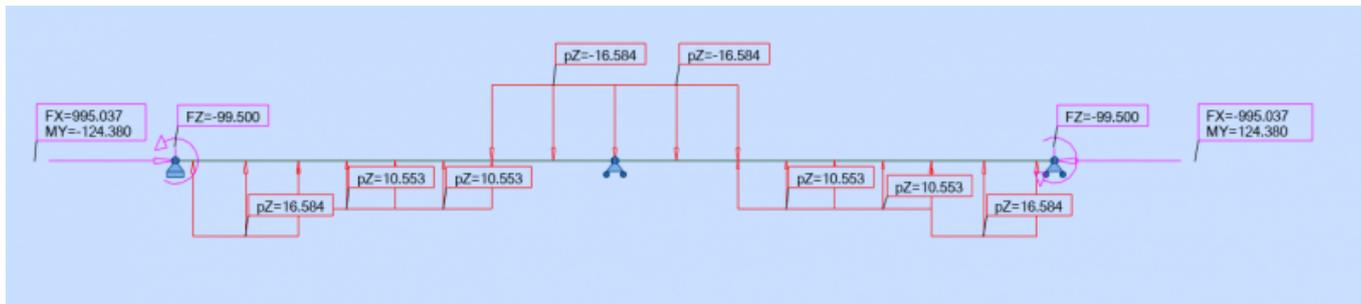
On vérifie que le câble reste dans la poutre (la limite est fixée à 10 cm des faces supérieures et inférieures pour ce cas d'école) et que les raccords aux points d'inflexions ont bien la même pente.

Pour la travée de gauche						
tan(α)=	0.100					
P (kN)=	1000.00		HA=	995.037	kN	
		d'où	VA=	99.504	kN	
eo (m)=	-0.125		MA=	-124.380	kN.m	
Définition du câble et des poussées						
x (m)	Δx (m)	R (m)	p (kN/m)	ΔZ (m)	exc (m)	pente
0.00					-0.125	
	1.00	∞	0.000	-0.10		0.1000
1.00					-0.225	
	6.00	60.000	16.584	-0.30		0.1000
7.00					-0.525	
	11.00	94.286	10.553	0.64		0.1167
18.00					0.117	
	7.00	60.000	-16.584	0.41		0.1167
25.00					0.525	

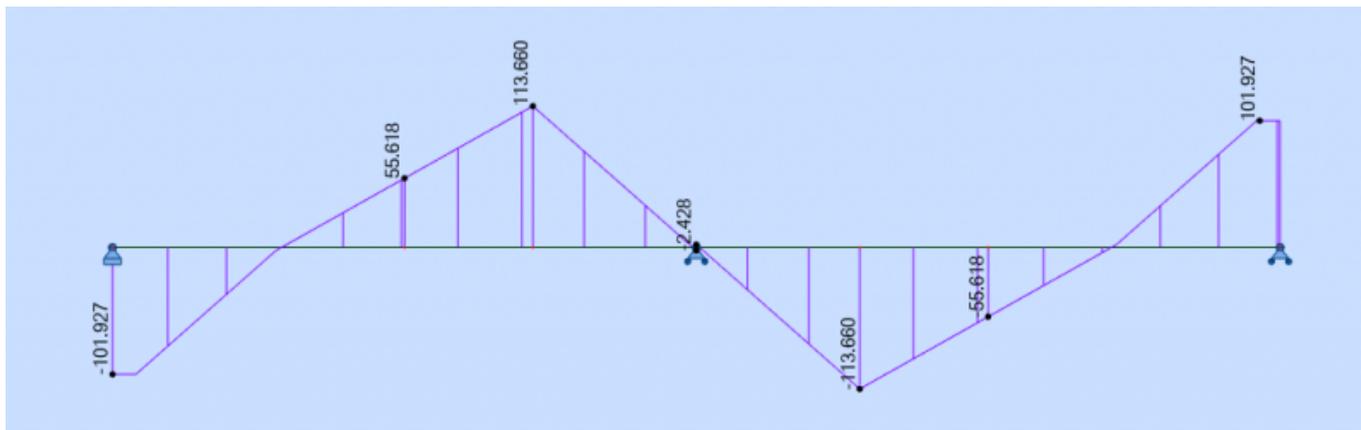
$\Delta Z = \Delta x^2 / (2R)$ pente = $\Delta Z / R$



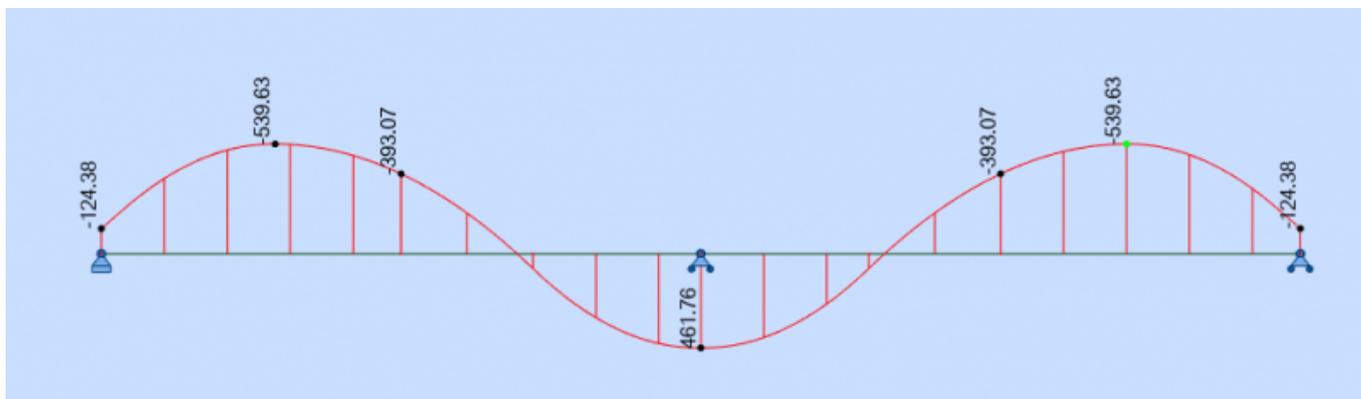
Traduit en chargement sur la poutre:



L'effort tranchant résultant, i.e. qui tient compte de l'hyperstaticité du système:



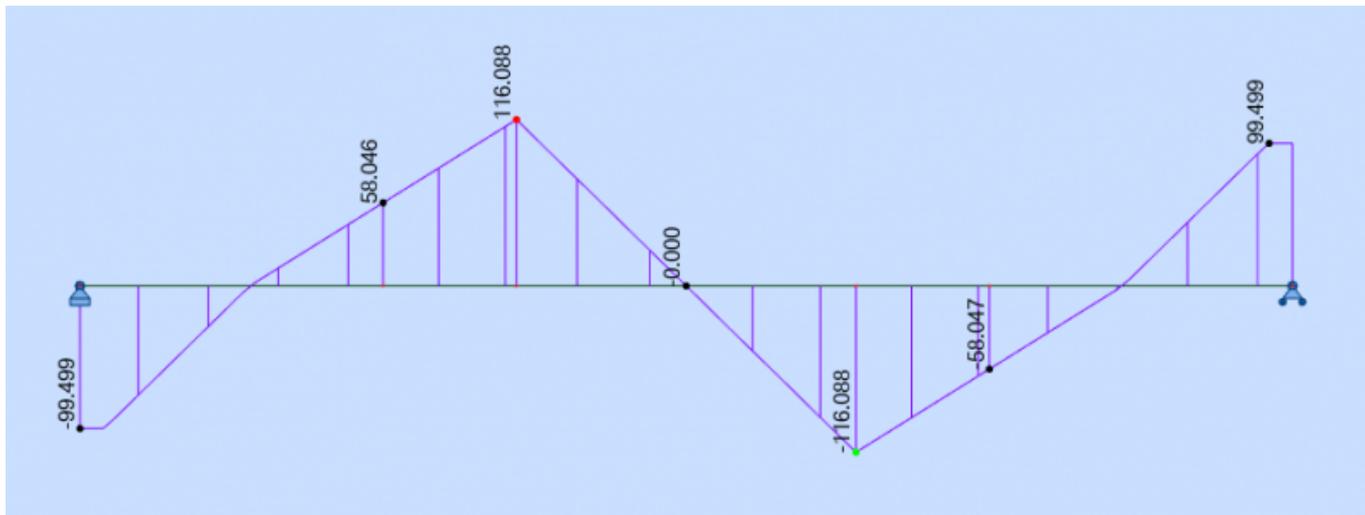
Le moment:



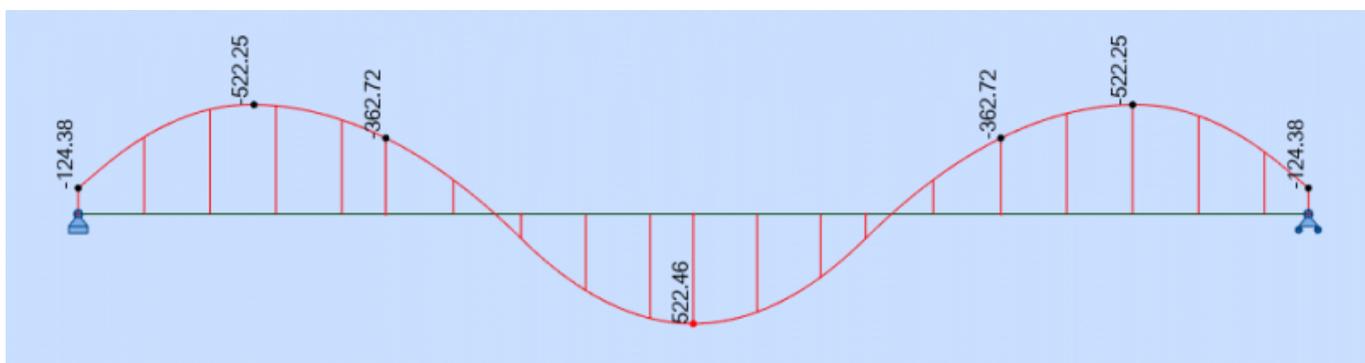
A des fins de contrôles, on peut :

- toujours se ramener à un système isostatique (ici en supprimant l'appui central) ;
- calculer le moment isostatique à mi portée (ou dans n'importe quelle section), par la somme des forces à gauche ou à droite. Les écarts ne doivent être supérieurs au % ;
- sur cet exemple, vérifier que les résultats sont symétriques puisque la structure et la précontrainte le sont.

Courbe de tranchant "isostatique":



Courbe de moment "isostatique" (la courbe divisée par H_A est le tracé du câble):



On peut s'assurer que les réactions d'appuis du cas de charges précontrainte "isostatique" sont

Noeud/Cas	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
1/ 100	0.000	0.001	0.00
2/ 100	0.0	0.001	0.00
Cas 100 Précontrainte			
Somme totale	0.000	0.002	0.00
Somme réaction	0.000	0.004	-0.06
Somme efforts	0.0	-0.004	0.06
Vérification	0.000	-0.000	-0.00
Précision	4.06587e-15	1.55643e-17	

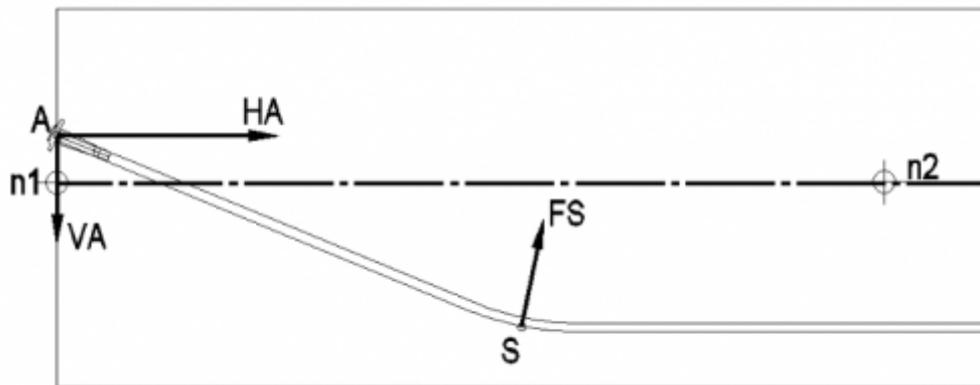
nulles:

Calcul à l'aide d'un logiciel spécifique :

Cet exemple a été traité à l'aide d'un logiciel permettant de modéliser directement les câbles de précontrainte. La comparaison des résultats est disponible dans le document [Exemple de précontrainte et excentrement](#).

C.14.2 Câble extérieur : forces aux ancrages et aux déviateurs

Comme ci-avant, en supposant une tension uniforme pour tout le câble, la méthode des forces externes permet d'appréhender les effets d'un câble de précontrainte en le modélisant comme une suite de forces concentrées.



Au niveau de l'ancrage A, le câble applique sur le nœud n1 du modèle le torseur (H_A, V_A, M_A) , M_A étant le couple produit par H_A au nœud 1. A chaque point de déviation, le câble applique la force FS sur la barre n1-n2. On procède ainsi pour toutes les déviations du câble en terminant par l'ancrage d'extrémité.

C.14.3 Modélisation de la précontrainte dans les dalles

L'étude de la précontrainte dans les dalles s'effectue selon le même principe que pour les poutres, mais sur des éléments de coques.

L'utilisation d'un logiciel spécifique est bien sûr souhaitable sinon nécessaire. Il faudra s'assurer que la modélisation des éléments est bien réalisée à leur centre de gravité, et que la somme des réactions d'appui du cas de charge précontrainte est nulle.

C.14.4 Mise en tension des câbles (côté, ordre)

Attention au fait que les efforts apportés par la précontrainte, après pertes par frottement et recul d'ancrage, dépendent fortement du mode de mise en tension (par un seul côté, des deux côtés). Pour des câbles très longs, l'erreur peut s'avérer importante.

De même pour des structures fortement précontraintes, l'ordre de mise en tension peut avoir un impact et il n'est pas inutile de vérifier la structure à certaines phases intermédiaires de mise en tension.

[A suivre : C.15 Compléments liés au calcul phasé](#)

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

[Retour vers l'accueil](#)

From:

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

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c14>

Last update: **2020/07/02 16:38**



Calcul de l'exemple de précontrainte manuel à l'aide d'un logiciel à barre permettant de définir des câbles de précontrainte (ST1 du CEREMA).

D. Guth – le 01/07/2020.

1) Objet

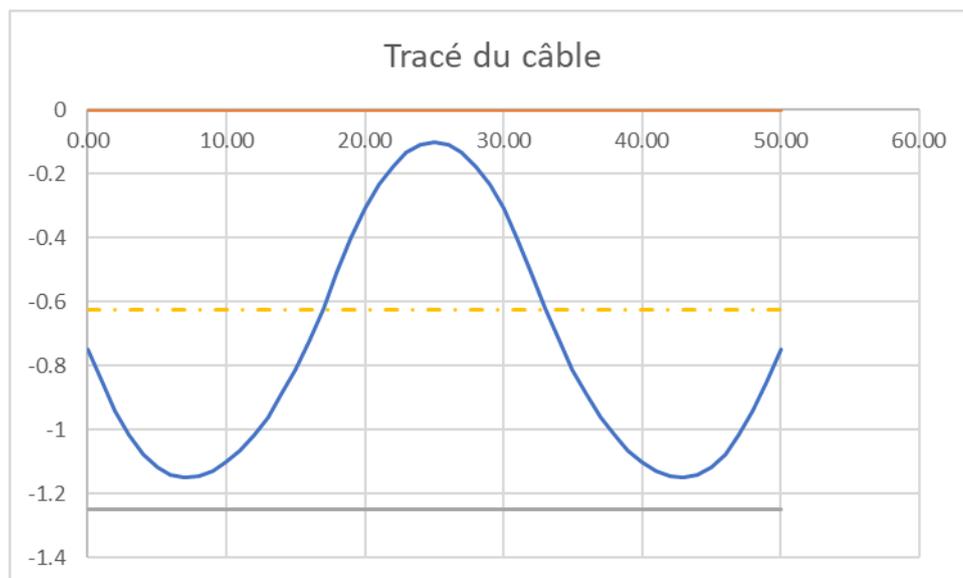
L'objet de l'exemple est :

- De montrer la validité de l'approche simplifiée proposée dans le wiki ;
- De servir de visuel à l'intérêt d'utiliser des excentremments.

2) Géométrie

Comme indiqué en [C.14](#), la poutre comporte deux portées de 25 m et a une section de 1.25 m ht * 1.00 m de large (par exemple).

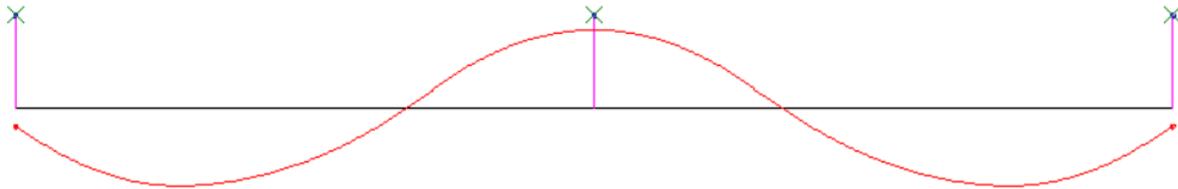
Le câble a été défini géométriquement par rapport à l'extrados supposé à la cote Z=0.00 (les données de base du tracé sont données dans en [C.14](#)).



- La poutre étant d'inertie constante, on pourrait définir directement l'axe neutre du tablier à la cote -1.25/2 m. En revanche en présence d'inerties variables cette manière de faire complique les choses (*). Nous choisissons de définir l'axe neutre du tablier à la cote z=0.00, et nous l'excentrons de -1.75/2 m (rappelons que nous n'obtiendrons les efforts de précontrainte corrects que si le câble et l'axe neutre suivent le tracé réel à une constante altimétrique près.

(*) si les sections du tablier évoluent pendant le projet, il suffit alors de redéfinir les excentrement des barres (le « vs » ou « vz » des sections qui est une propriété de la barre) dans les données sans toucher à l'altimétrie de l'extrados (qui est une donnée du projet). Certains logiciels définissent d'ailleurs le tracé des barres à partir d'un point de référence de la section et non pas de l'axe neutre (même si *in fine* le logiciel corrigera la géométrie de l'axe neutre de manière transparente pour l'utilisateur).

Illustration : le tracé du câble et les excentremments (échelle dilatée)



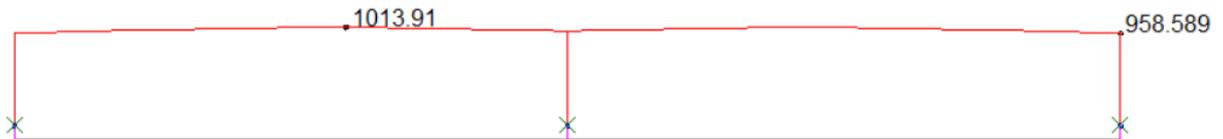
Caractéristiques du câble (1 seul câble défini et tendu).

- section $(4.95 \cdot 150e-6)$... il s'agit donc d'un 5 T15S ;
- mise en tension à 1440 MPa ;
- pertes $\mu = 0.2$ et $k\phi = 0.007$;
- recul d'ancrage = 0.006 m;
- $E_p = 190\,000$ MPa;
- $f_{prg} = 1860$ MPa;
- coef de relaxation = 2.5 ‰ ;
- tendu des deux côtés.

3) Résultats

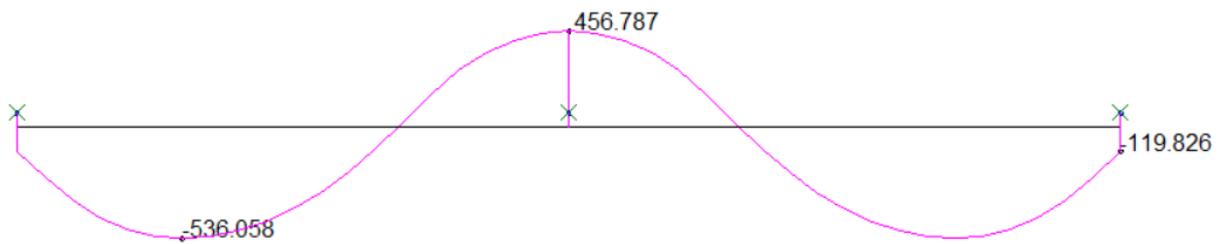
Nous sortons les efforts à la mise en tension :

- Effort normal (kN) :

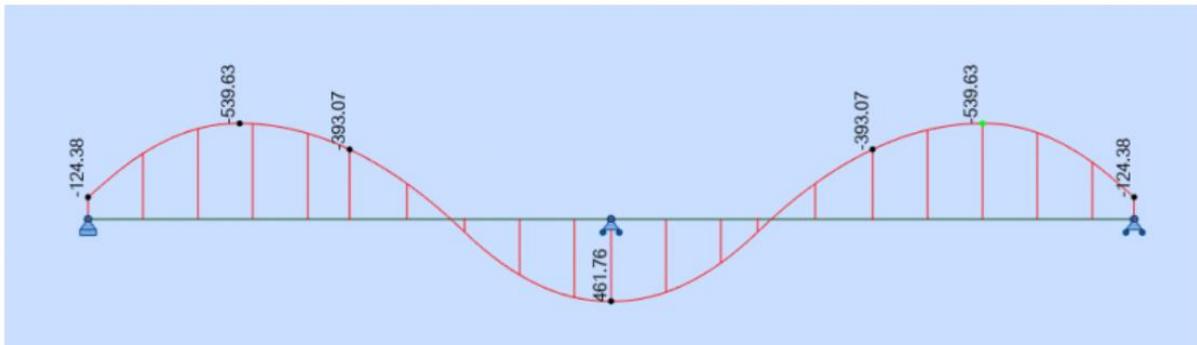


(L'effort normal de la méthode approchée vaut 995 kN, pour rappel).

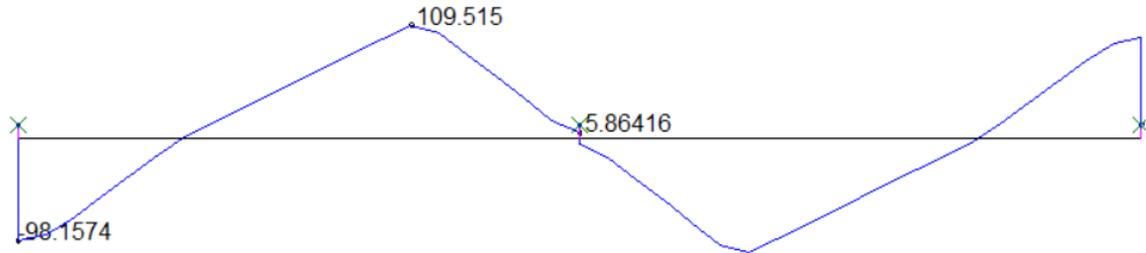
- Moment (kN.m) :



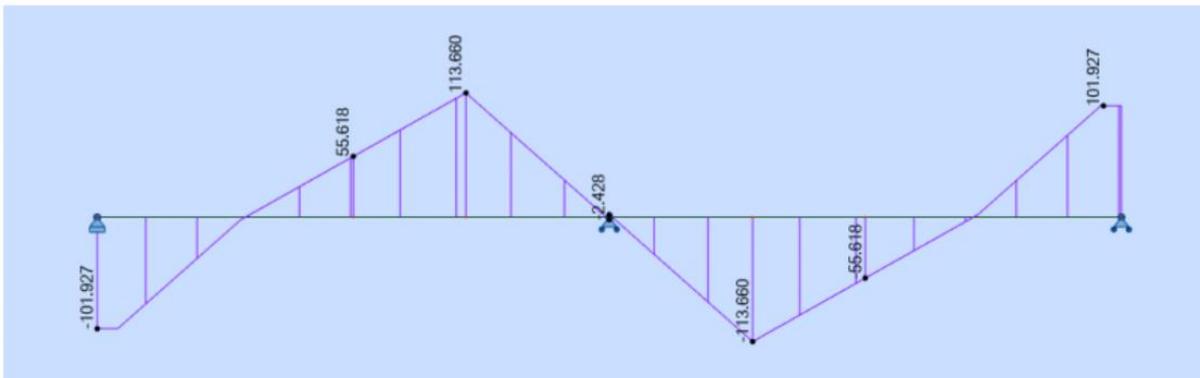
Rappel des moments de la méthode approchée :



- Effort tranchant (kN)



Rappel des efforts tranchants de la méthode approchée :



Conclusion :

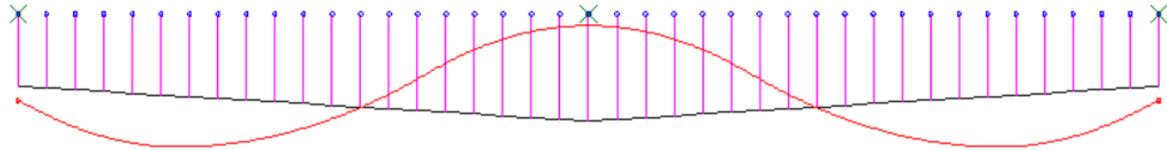
- ➔ On constate une très bonne concordance des deux méthodes sur ce cas de mise en tension.

=== 000 ===

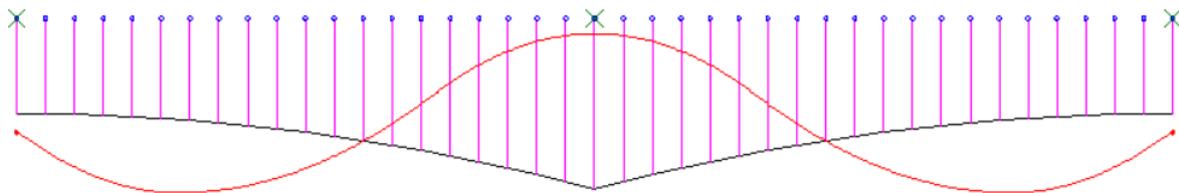
Le fichier (texte) ST1 de l'exemple se trouve ici : [LIEN](#) (on y retrouve le tracé complet du câble).

Illustration pour une poutre de hauteur variable de l'intérêt de raisonner par rapport à l'extrados et de définir les excentrement.

Variation linéaire



ou parabolique ...



C.15 Compléments liés au calcul phasé

Le phasage structurel peut conduire à la modification :

- des sections résistantes ;
- des conditions d'appui ;
- des conditions de continuité internes de la structure.

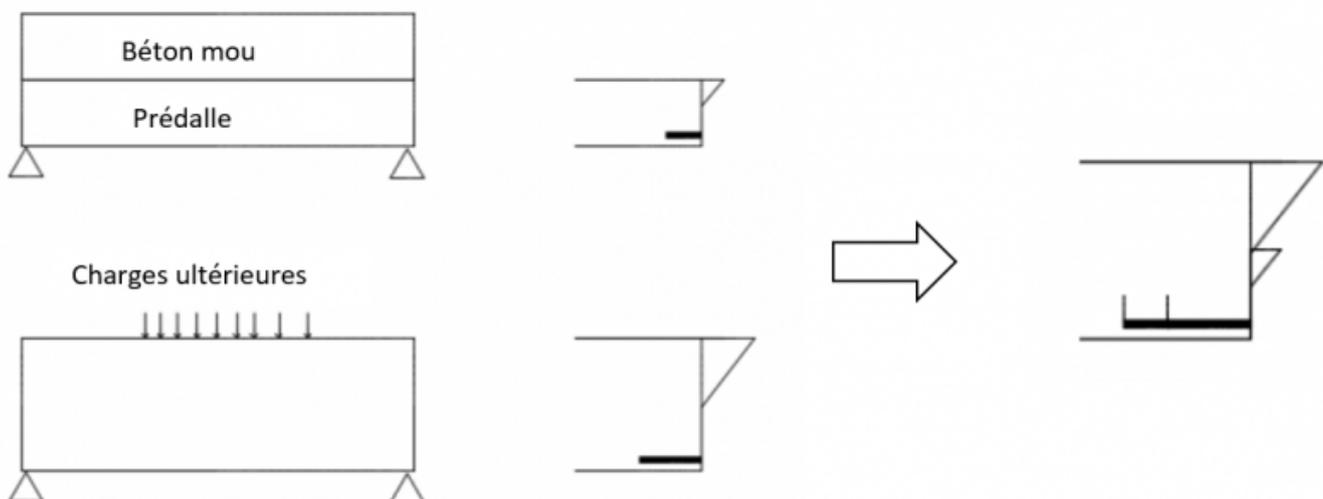
Il peut concerner aussi bien les structures en élévation que les structures linéaires, longitudinalement ou transversalement, et bien sûr, la combinaison de tous ces cas est possible.

C.15.1 Comment faire un calcul phasé avec un logiciel non phasé ?

Cas A - Modification de la section résistante

C'est le cas lors de la mise en oeuvre des prédalles collaborantes autoportantes.

Dans la phase de réalisation, c'est la prédalle qui doit résister au poids de la structure (poids prédalle + dalle de compression). Ensuite, c'est le complexe [prédalle + dalle de compression] qui reprendra les charges ultérieurement mises en œuvre (superstructure, surcharges, ...).



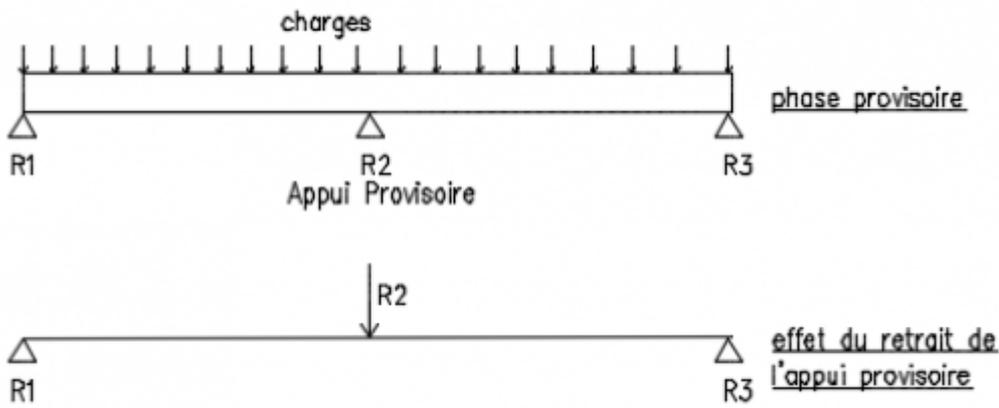
A l'ELS, il y a cumul des contraintes dans l'acier tendu, mais il n'y a pas de cumul direct des contraintes de compression dans le béton.

A l'ELU, la vérification est à réaliser pour la phase de bétonnage et pour la phase de service, mais sans prise en compte du phasage.

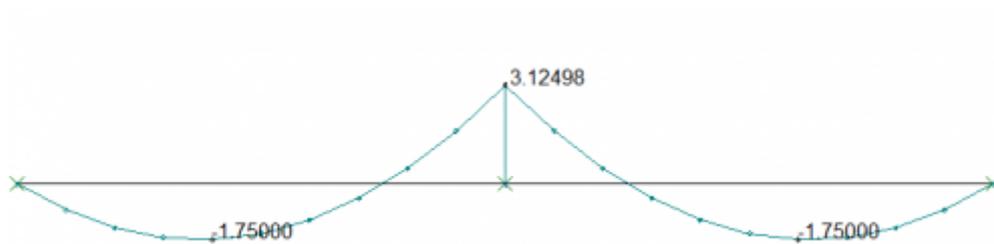
Cas B - Modification des conditions d'appui

C'est le cas d'une structure qui présente des appuis provisoires.

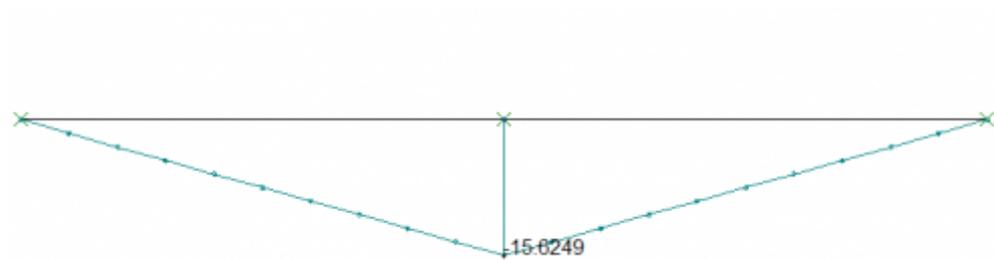
Il peut être associé à une modification de la structure résistante (exemple : prédalles collaborantes étayées).



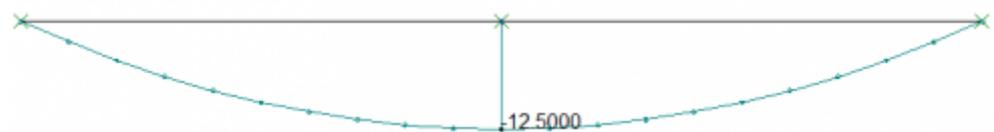
sollicitations → Cumul des



Phase 1 : Chargement sur la structure avec appui provisoire



Phase 2 : Retrait de l'appui provisoire



Phase 1 + Phase 2 : On retrouve bien une sollicitation finale identique à une structure non phasée.

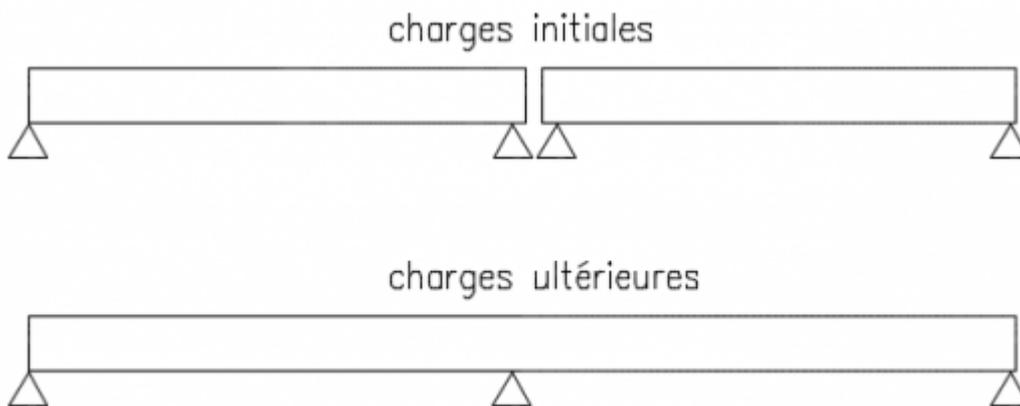
Cette méthode permet de traiter la mise en place et le retrait d'appuis provisoires.

Il faut toujours faire attention aux conditions de déformation des structures lors de la mise en place d'appuis provisoires (mise au contact de l'appui provisoire sur une structure déformée)

Cas C - Modification de la continuité structurelle

C'est le cas d'une structure qui est clavée en cours de construction.

On calcule les sollicitations générées par les charges associées à un schéma statique, puis on cumule les sollicitations (s'il n'y a pas eu d'évolution de la section résistante) ou on cumule les contraintes (s'il y a eu évolution de la section résistante).



sollicitations

→ Cumul des

Exemple :

Phase 1 : Poids propre repris par des travées isostatiques

Phase 2 : Surcharge reprise par une structure continue

Il faut faire attention à l'évolution des matériaux dans le temps. Dans le cas de structures en béton armé ou précontraint ou mixtes béton-acier, il faut prendre en compte le fluage (quantifiable par la différence entre la déformation instantanée et la déformation différée).

Dans l'exemple ci-dessus, avant clavage, la déformation de la structure correspond à une déformation quasi-instantanée. Après clavage, le béton réalise son fluage, tente donc d'augmenter ses déformations sous charge de longue durée, mais la structure est maintenant continue. Le bridages des déformations de fluage va ici générer sur l'appui un moment de continuité qui tend la fibre supérieure.

La prise en compte du fluage peut se faire de manière approchée (voir les documents du CEREMA sur le sujet) ou à l'aide d'un calcul EF avec fluage dit scientifique.

C.15.2 Poussage d'un pont en béton et lancement d'un pont métallique

Les deux modélisations ont en commun le fait que le pont, pendant ses phases de mise en place, va voir la position des nœuds d'appuis varier en fonction de l'avancement du poussage ou du lancement. Potentiellement, tout nœud de la structure peut être, à un moment donné, un nœud d'appui. Les logiciels acceptant un pseudo-langage de programmation peuvent, dans ce cas, présenter un avantage pour créer des boucles incrémentales permettant de simuler l'avancement (par incrémentation des numéros de nœuds d'appui). Dans la mesure du possible, avoir des barres de longueur identique facilite le déplacement régulier des appuis.

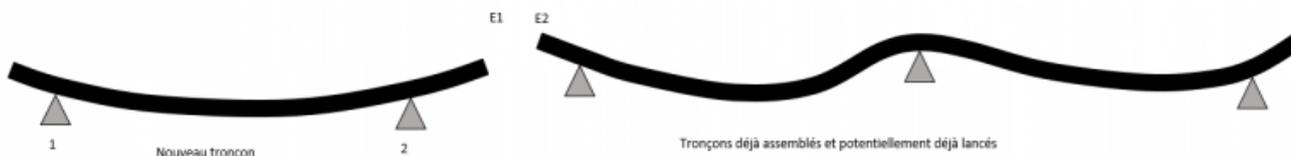
La modélisation des avant-becs, dans les deux cas, ne pose pas de problème particulier : ce sont des barres métalliques, généralement des I, encastrés à l'about de la structure définitive.

Pont poussé en béton : Le calcul est un calcul phasé presque classique. Les tronçons coulés sur longrines à l'arrière du pont sont modélisés par des barres reposant sur des appuis resserrés non linéaires en Z (soulèvement possible). Les barres, avec leurs dates de coulage, et la précontrainte, de poussage ou définitive sont activées, au fur et à mesure. In fine, l'avant bec et une partie de la précontrainte sont désactivés.

Charpente métallique lancée : les modèles peuvent représenter de très classiques bi ou multi-poutres mais également des caissons. Les principales différences avec le modèle du pont poussé en béton résident dans le fait :

- que la structure est très déformable ;
- qu'en phase provisoire, les tronçons rajoutés (de l'ordre de 30 m de longueur) reposent sur des appuis ponctuels, généralement deux appuis par tronçons, au lieu d'une longrine continue ;
- que la structure possède une contreflèche, déterminée préalablement par le calcul de la charpente sur ses appuis définitifs. La jonction des tronçons métalliques doit s'effectuer en prenant les dispositions nécessaires pour garantir la continuité des rotations des extrémités des tronçons ; les deux types de modélisations possibles pour la décrire sont détaillées ci-après.

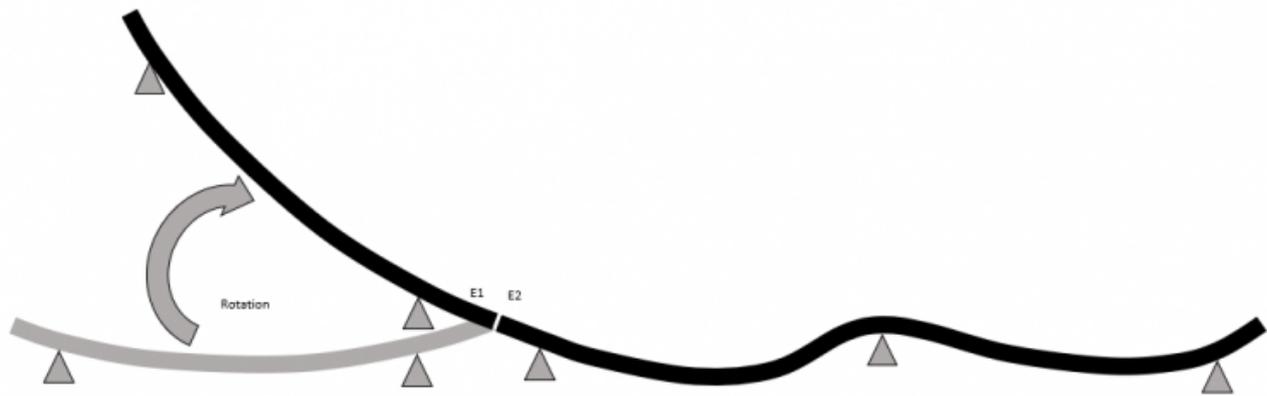
Lors de modélisation, lorsque l'on rajoute un tronçon à l'arrière de la charpente déjà réassemblée, il faut désactiver l'ensemble des barres et les réactiver en ayant rajouté le nouveau tronçon, sans quoi, il n'y a pas de continuité de la rotation au raboutage (figure ci-dessous) et la structure ne serait pas compatible avec le 3e point ci-dessus.



La modélisation peut aussi être réalisée par un phasage classique sous réserve de procéder à une « présentation » préalable des joints, ce qui consiste à trouver le décalage altimétrique des deux appuis 1 et 2 qui permet d'avoir la même rotation et la même altimétrie à chaque extrémité E1 et E2, schématiquement (figures suivantes) :



Translation verticale pour correspondance en Z des lèvres



Déplacement des appuis 1 et 2 pour générer une rotation du tronçon

Une fois ces opérations réalisées dans le modèle, la continuité est assurée.

Pour la lançage, une pratique consiste à modéliser les axes neutres de l'ossature et de l'avant-bec suivant une géométrie cumulant algébriquement la forme de l'intrados (rectiligne ou parabolique, par exemple), le profil en long et la contreflèche, à une altitude arbitraire choisie. Au cours de l'avancement de la structure, pendant le lançage, on impose aux nœuds situés au droits des appuis provisoires, une dénivellation correspondant au décalage altimétrique entre la géométrie décrite ci-dessus et l'altitude des appuis provisoires. On vérifiera que la charpente est au contact des appuis de lançage grâce au signe de la réaction d'appui. Un appui en tension signifie que la structure n'est plus au contact et qu'il faut libérer l'appui. Enfin, pour les accostages, il y a toujours deux cas à étudier, juste avant et juste après.

C.15.3 Phasage affectant la section droite des sections

Dès lors que le phasage de construction d'une structure a un impact sur la distribution des contraintes sur les sections droites de la structure, il doit être pris en compte.

C'est le cas des structures construites avec un phasage transversal, où seules certaines parties de la structure voient les premiers chargements : cas des ponts mixtes, à poutrelles enrobées, à nervures avec hourdis coulé dans une deuxième phase, cas des dalles mixtes ...

C.15.4 Élargissement d'une structure - Connexions différées

Dans le cas des élargissements, où une structure neuve (métallique ou en béton neuf) est connectée à une structure plus ancienne, la modélisation du phasage transversal et l'appréhension de la raideur relative des différents éléments est indispensable pour déterminer correctement les déformées de la structure et surtout les efforts de couture entre les structures.

Le cas des connexions différées entre plusieurs structures neuves est similaire: la prise en compte du fluage et du retrait s'avère indispensable pour un bon dimensionnement des efforts se développant dans les pièces.

[A suivre : C.16 Compléments liés aux calculs dynamiques et sismiques](#)

Laissez nous vos commentaires pour améliorer le site !

[Retour vers l'accueil](#)

From:

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

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c15>

Last update: **2020/06/28 20:09**



C.16 Compléments liés aux calculs dynamiques et sismiques

Les sollicitations dynamiques engendrent des efforts inertiels et cinématiques dans la structure.

Si l'on effectue un dimensionnement suivant l'Eurocode 8, ce dernier fournit une explication détaillée des simplifications admissibles, dans la modélisation et dans le calcul, selon la régularité de la structure. Cette notion de régularité est explicitée au §4.2.3 de l'EN1998-1. Pour les ponts, le guide « Ponts courants en zone sismique » fournit également des critères de régularité et les simplifications de calcul admissibles.

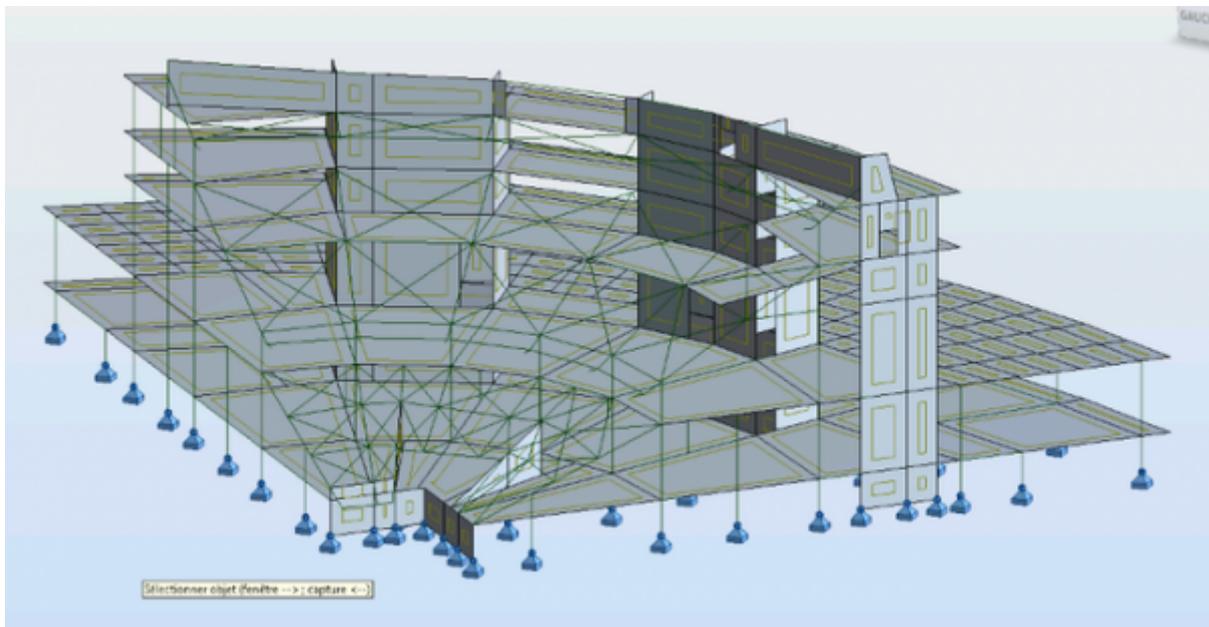
Selon la sophistication du modèle et les objectifs recherchés, plusieurs points de vigilance sont à envisager.

C.16.1 Définition des axes généraux X et Y

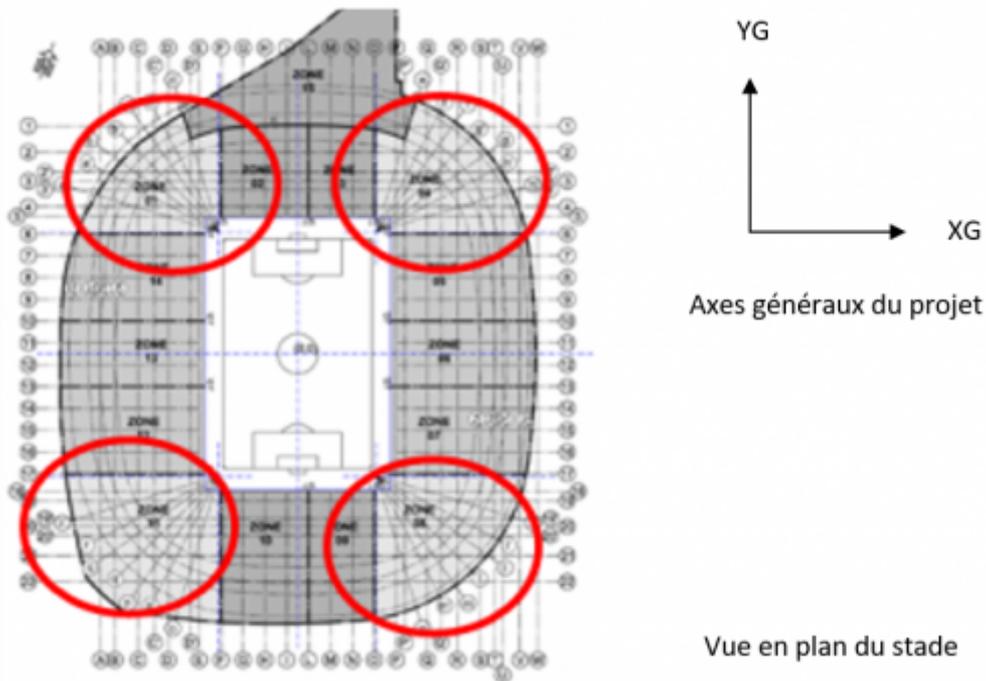
La définition des axes généraux X et Y demande une attention particulière, car les résultats sismiques peuvent être erronés si ces axes ne sont pas proches des axes principaux d'inertie de la structure.

Nous indiquons ci-après 2 exemples visualisant ce sujet.

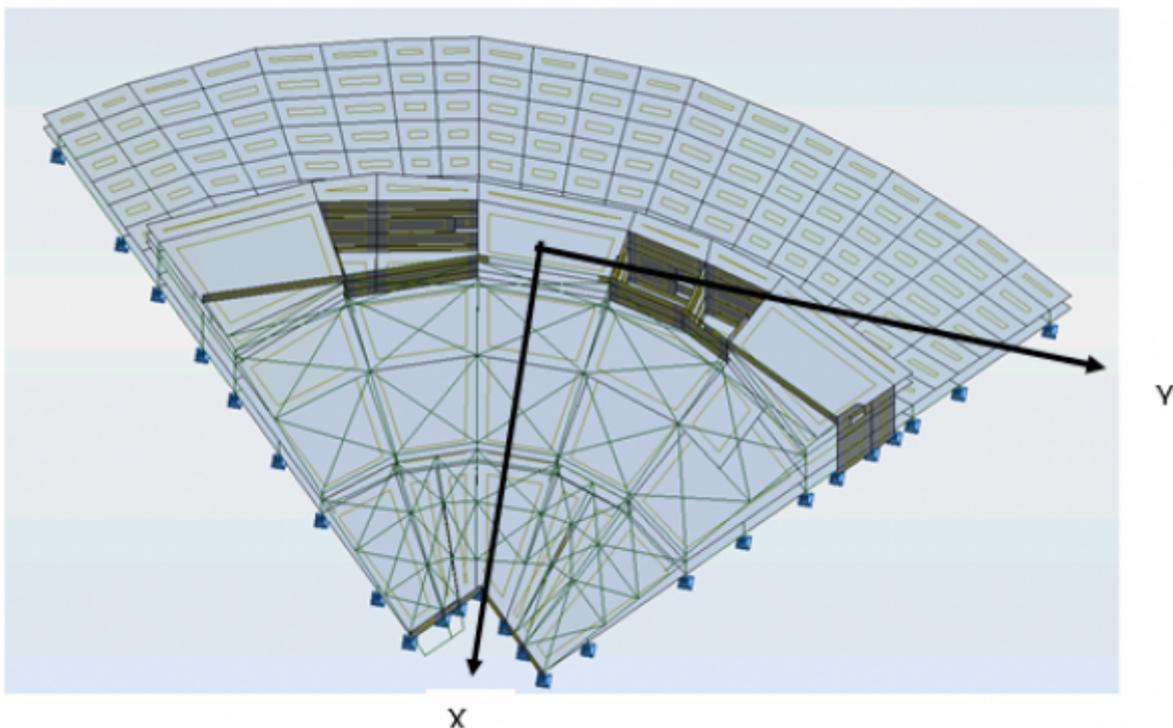
Exemple: Bloc d'angle d'un stade



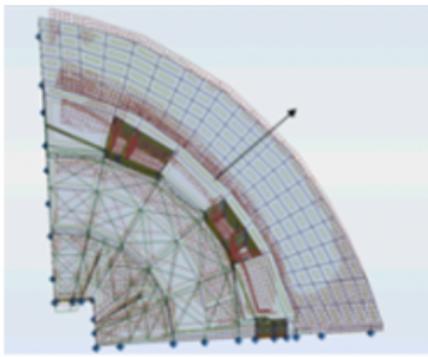
Vue d'ensemble du modèle du bloc d'angle



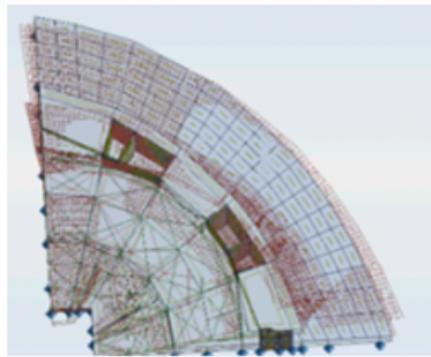
Il est nécessaire d'adopter pour les blocs d'angles des axes de description (X,Y) différents de ceux du projet général (XG,YG). L'axe X doit être radial dans le sens du 1er mode de vibration.



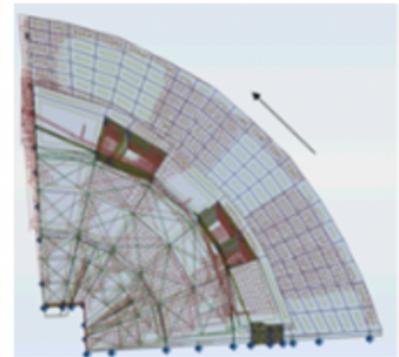
L'étude des modes propres montre alors que l'on retrouve les modes fondamentaux d'un bâtiment classique avec des modes bien différenciés selon les directions X et Y et un mode de torsion ce qui ne serait pas le cas en adoptant les axes généraux XG, YG, car chaque mode entraînerait des masses selon les 2 directions, ce qui perturberait les combinaisons CQC et celles de Newmark.



Mode 1 radial



Mode 2 torsion



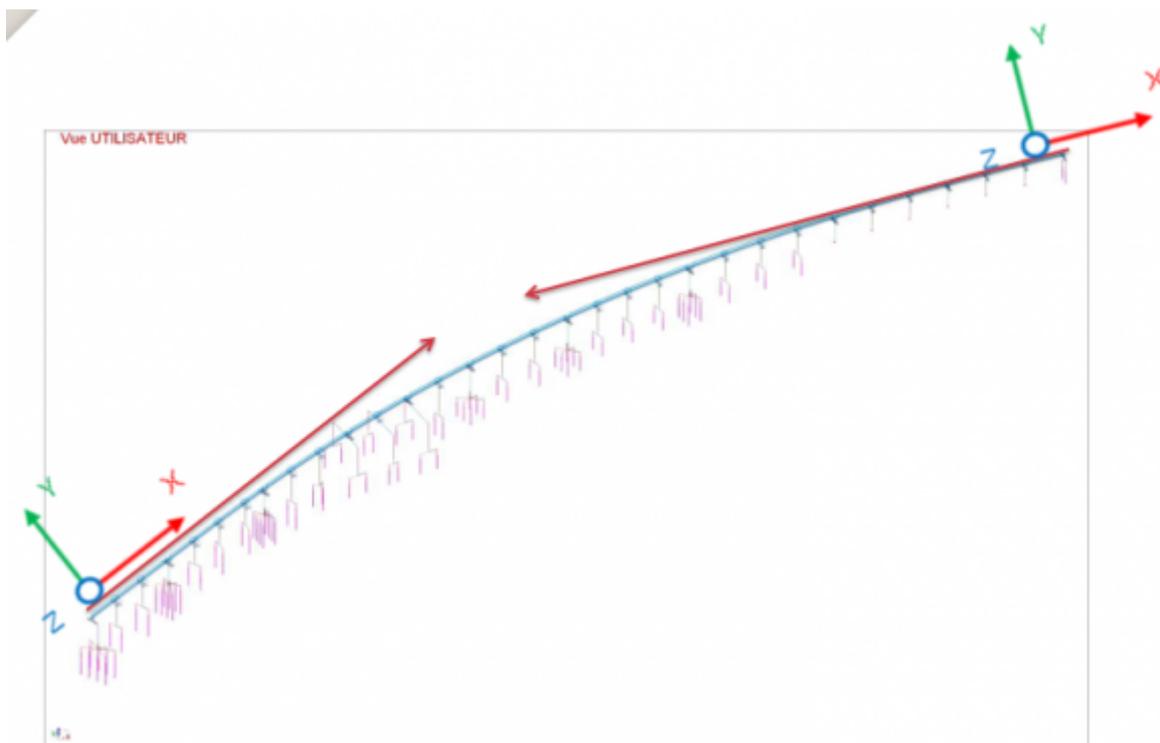
Mode 3 tangent

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
16/ 1	2.04	0.49	46.90	0.04	16972070.19	16972070.19
16/ 2	2.27	0.44	10.43	0.17	16972070.19	16972070.19
16/ 3	2.68	0.37	0.10	62.41	16972070.19	16972070.19
16/ 4	3.27	0.31	0.14	0.00	16972070.19	16972070.19
16/ 5	3.60	0.28	0.00	0.01	16972070.19	16972070.19

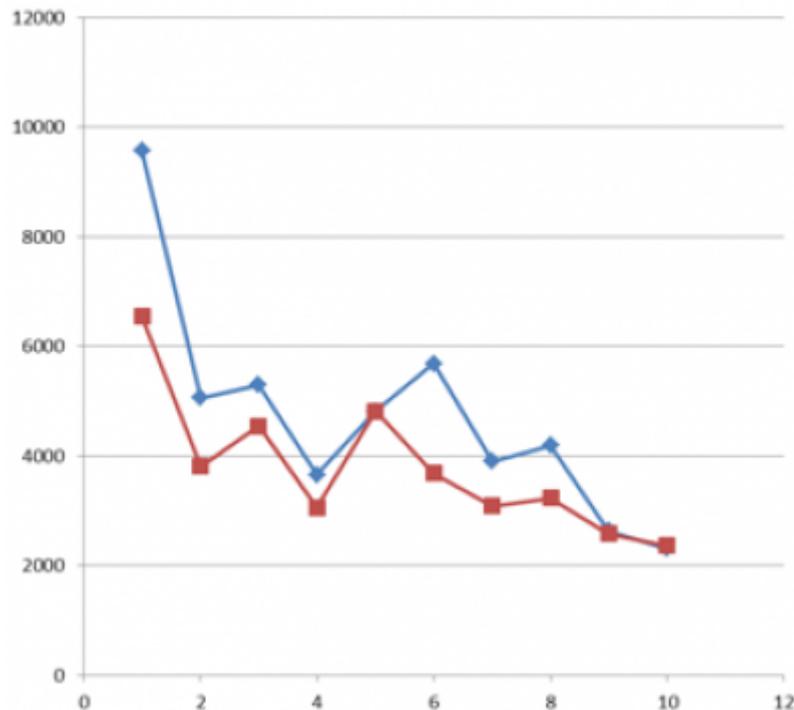
Exemple : Séisme sur un pont courbe

Dans l'exemple ci-après, deux calculs sismiques ont été réalisés pour ce viaduc TGV présentant une courbure en plan.

Le premier selon les axes généraux X et Y orientés selon la culée de gauche et le deuxième avec des axes orientés selon la culée de droite.



Le passage d'un modèle à un autre est réalisé en modifiant les coordonnées des nœuds du modèle. La comparaison des efforts à la base des appuis met en évidence des résultats très différents entre les 2 modèles.



Graphique n° appui/effort en pied (kN)

Il est donc conseillé de réaliser les calculs sismiques des ponts sur des tracés droits en plan si la courbure le permet (se référer aux guides CEREMA), sinon, il faut réaliser plusieurs calculs en faisant varier les axes pour chaque appui étudié, solution complexe à éviter de préférence.

C.16.2 Modélisation des éléments non structuraux ou secondaires

Voir [C.4 Modélisation des éléments non structuraux ou des équipements](#).

Les éléments non structuraux et les équipements n'ont pas à être modélisés si leur masse reste faible par rapport à celle du bâtiment. Cependant, il faut s'assurer que leur raideur n'influence pas le comportement de la structure. Dans le cas contraire, il faut les prendre en compte. Pour un complément d'information, on peut se référer au §2.4.5.2 du guide de l'ASN et au cahier technique 36 de l'AFPS concernant le dimensionnement des éléments non structuraux sous séisme.

La masse de ces éléments non structuraux devra être définie correctement dans l'espace, lorsqu'elle n'est pas négligeable. Par exemple, le décalage des masses des éléments latéraux des ponts par rapport au centre des sections devra être bien défini pour prise en compte dans les modes de torsion.

La répartition des masses sur les planchers peut engendrer de nombreux modes locaux lors d'une analyse modale et rendre difficile l'exploitation du modèle. Il est recommandé, dans ce cas, de privilégier des masses ponctuelles et de refaire une étude locale si besoin.

C.16.3 Transformation des charges en masse

La majorité des logiciels calculent directement le poids de la structure ou possèdent une option pour le faire sur la base de la densité ou du poids volumique des matériaux.

Pour les calculs sismiques et dynamiques, il faut veiller à ce que les poids, forces et pressions soient convertis en masses avec la pondération règlementaire (cas des équipements et superstructures ou d'une partie des charges d'exploitation).

Pour réduire le nombre de modes propres non utiles à un calcul global, on peut privilégier les options qui transforment les masses réparties en masses aux nœuds ou introduire soi-même les masses ajoutées à la main, aux nœuds.

C.16.4 Attention à la cohérence des unités

La justesse des calculs sismiques ou dynamiques est particulièrement sensible à la cohérence des unités. Les forces d'inerties font intervenir l'accélération de la pesanteur g , dont l'unité (généralement définie par défaut) doit être cohérente avec toutes les autres.

Trivial, mais il est toujours utile de rappeler que l'unité de masse est ... le kilogramme.

On sera particulièrement vigilant dans le cadre de l'utilisation d'anciennes normes ou règlements, pouvant employer des unités telles que le kgf (kilogramme force). De manière générale, **il est conseillé de privilégier l'utilisation stricte des unités système international**, a minima pour le contrôle des résultats.

Prenons l'exemple simple du calcul du poids propre. Pour la plupart des logiciels, l'action de la pesanteur est définie par l'application d'une accélération verticale appliquée à l'ensemble de la structure. En interne, le logiciel va calculer la masse de la structure en calculant au préalable pour chaque élément son volume multiplié par la densité de son matériau. Si on désire obtenir le poids propre en N et que les dimensions géométriques et la densité ont été définies respectivement en mm et en kg/mm^3 , l'accélération devra être définie en... m/s^2 :

$$P(N) = m(\text{kg}) \times g(\text{m/s}^2) = \rho(\text{kg/mm}^3) \times V(\text{mm}^3) \times g(\text{m/s}^2)$$

Par exemple la masse équivalente à une surcharge d'exploitation de 20 KN est égale à $20\,000 \text{ (N)} / 9.81 \text{ (m/s}^2) = 2038 \text{ Kg}$ soit 2.038 tonnes.

C.16.5 Matériaux

Les lois des matériaux ainsi que les coefficients partiels dépendent du type d'analyse effectué.

En béton, par exemple, le module d'Young instantané sera privilégié.

Pour tenir compte de l'état de fissuration des éléments, le module E_I peut être modifié :

- soit par un coefficient minorateur appliqué sur le module d'Young E ;
- soit par modification de la section résistante ou de l'inerte directement.

Le référentiel appliqué peut préciser le coefficient de Poisson à appliquer en fonction du type de calcul. Celui-ci pourra être modifié pour tenir compte de l'état de fissuration, par exemple, égal à zéro dans le cas d'un élément fissuré ou sous séisme ELA.

C.16.6 Modélisation des éléments de contreventements des structures métalliques

Les éléments de contreventement assurent la stabilité latérale de la structure. Il est important de traduire leur fonctionnement réel. Par exemple, pour des Croix de Saint-André, les barres ne travaillent qu'en traction, leur mise en compression entraînant leur flambement, instantanément. Les croix ne doivent donc pas être modélisées en totalité si un calcul linéaire est prévu. Dans le cas contraire, on surestimerait la capacité des contreventements avec un facteur de l'ordre de 2. Voir [C.2 Modélisation des éléments principaux](#)

C.16.7 Conditions aux limites

Selon les modèles, la prise en compte de l'interaction sol-structure dynamique peut être nécessaire. Il est nécessaire de s'assurer que la structure ne se soulève pas de manière exagérée pour rester dans le domaine de validité d'une étude linéaire si les ressorts sont modélisés de la sorte.

Pour les études sous séisme, l'ingénieur peut calculer les raideurs en se référant aux documents suivants :

- « Ponts en zone sismique » édité par le CEREMA qui propose au chapitre 4.3.3.2 des formules de calculs assez simples;
- Conception-construction parasismique - V. Davidovici §4.3.4.4 Modélisation du sol par un système de ressorts amortis - Collection Eurocode - Afnor Editions;
- Formules de Gazetas : que l'on peut consulter dans l'annexe D de « Fondations et procédés d'amélioration du sol de Davidovici » (ou autres références).

Tous ces documents déterminent les raideurs à partir des modules de cisaillement et des coefficients de Poisson des sols, mais également des dimensions caractéristiques de la fondation. Ces raideurs dépendent des fréquences de vibration de la structure étudiée.

Cas des radiers :

La modélisation d'un radier sous chargement dynamique est plus complexe, car les ressorts devront représenter à la fois les raideurs verticales, horizontales et en rotation, déterminées par l'étude d'interaction sol-structure.

On se référera aux documents spécifiques à ce type d'études.

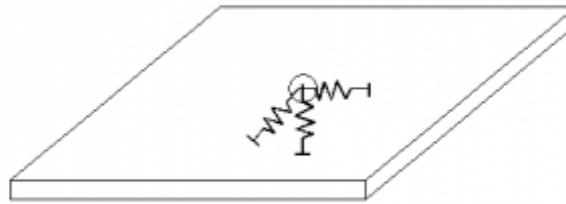
Plusieurs formes de modélisation sont possibles :

- par un ressort ponctuel au centre du radier affecté des 6 raideurs (et 6 amortissements), avec des liaisons rigides sur tous les nœuds du radier;

Avantage : une représentation fidèle de l'ISS dans les calculs dynamiques.

Inconvénient : il n'est pas possible de déterminer les efforts dans le radier du fait de la présence des liaisons rigides qui rigidifient artificiellement le radier. Il faut alors procéder à un calcul local du radier

soumis aux pressions de sols déduites des efforts dans le ressort central. En particulier, dans le cas d'un radier de grandes dimensions par rapport à son épaisseur, cette méthode n'est pas adaptée.



- par des ressorts placés uniformément sous le radier (comme pour l'étude statique);

Dans ce cas chaque nœud du radier est relié à 3 ressorts, un dans chaque direction X, Y, Z.

Les ressorts horizontaux selon X ou Y seront déduits directement des raideurs globales en translation, par contre les raideurs des ressorts verticaux devront représenter soit la raideur verticale globale, soit la raideur en rotation globale dans une direction donnée. Cette approche implique 3 modèles de calcul pour analyser les 3 directions de séisme.

Avantage : une modélisation plus simple, permettant de calculer les efforts dans le radier.

Inconvénient : une des 2 raideurs verticales ou en rotation n'est pas représentée dans chacun des modèles de calcul. La raideur en torsion n'est de fait pas intégrée.

- par la mise en place d'un matelas de ressorts;

Ce type de modélisation est surtout utilisé dans les structures complexes, un matelas de ressorts affectés à chaque nœud du radier permet de représenter toutes les raideurs globales.

Avantage : l'ISS est modélisée finement.

Inconvénient : la modélisation est complexe et ne peut être appliquée qu'en utilisant des logiciels spécifiques en connaissance de cause.

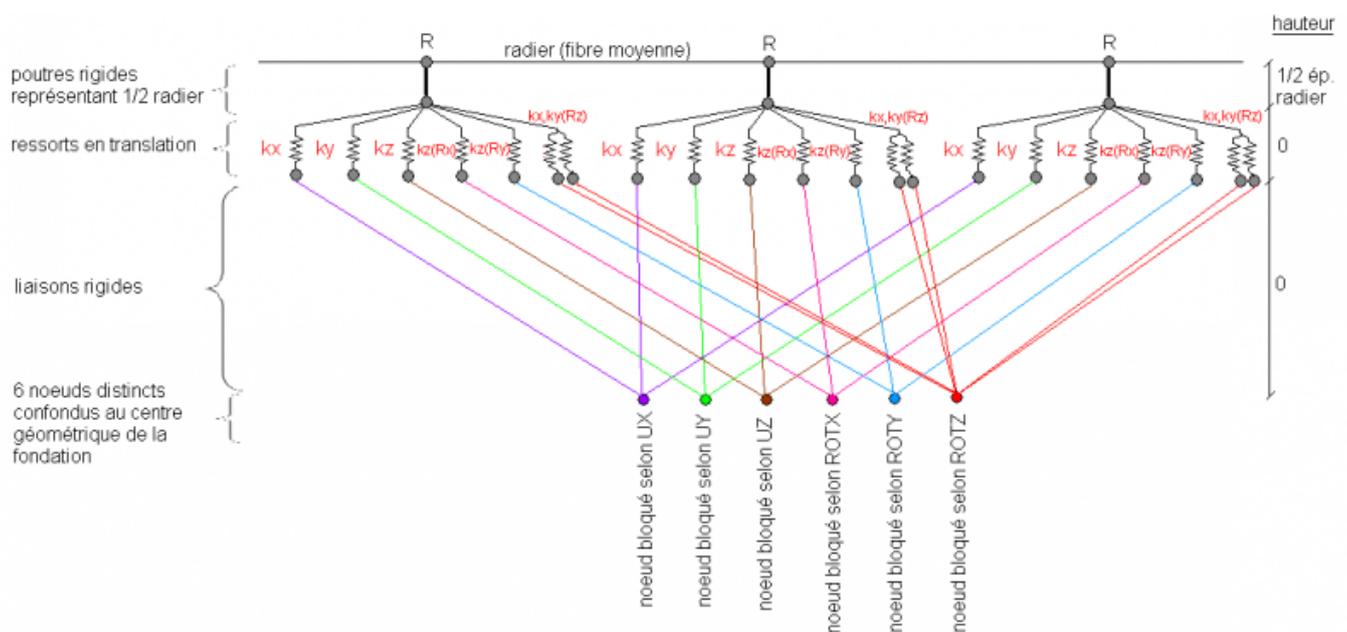


Figure : Schématisation du matelas de ressorts, image Tractebel

C.16.8 Analyse modale spectrale

Troncature - nombre de modes

La notion théorique de troncature est définie dans la partie 1 de ce guide. En pratique, concernant le nombre de modes à retenir pour le calcul, on conseillera :

- de ne pas dépasser 100 modes pour les ouvrages classiques;
- d'aller jusqu'à la fréquence de coupure (généralement 33 Hz);
- de faire appel à un pseudo mode pour la masse participante non prise en compte (EN 1998-2/§4.2.1.2);
- de ne pas se limiter aux modes ayant le plus de masses participantes, car les modes antisymétriques ont classiquement une masse participante très basse mais induisent des efforts non nuls;
- de réfléchir à la pertinence de retenir ou non dans l'analyse, les modes locaux.

Coefficients de comportement

Le coefficient ou plutôt les coefficients de comportement, puisqu'ils peuvent être différents dans chaque direction, sont intégrés dans la définition des spectres de calcul. Attention à vérifier que les déplacements calculés sont bien remultipliés par ce même coefficient.

Signature des modes

A l'issue de la combinaison des réponses spectrales, le signe des efforts est perdu (toutes les valeurs sont positives). Ceci peut générer des difficultés d'exploitation lorsque l'on souhaite calculer un torseur ou que l'on souhaite étudier des efforts concomitants (cf. D 7.4.5).

Pour réattribuer un signe aux différentes quantités calculées, il existe plusieurs approches possibles dont celles décrites ci-dessous :

1. Attribution du signe d'un des modes. Pour les structures ayant un mode prépondérant dans chaque direction, il est possible d'assigner le signe du mode prépondérant aux quantités calculées. Ceci est intéressant pour le comportement global de la structure et s'avère très efficace tant que la participation de ce mode est supérieur à 60% de la masse modale de la structure. Par contre, pour les éléments répondant sur des modes locaux plus élevés, ceci peut ne pas être approprié (cf. exemple de planchers épais dans des sites industriels);
2. Attribution du signe suite à une analyse d'accélération uniforme. Pour chaque direction, on applique une accélération unitaire et on retient le signe obtenu;
3. Analyse par la méthode des ellipses. Lorsque la justification d'un élément structurel doit prendre en compte plusieurs composantes de sollicitations, il est loisible d'établir le domaine de concomitance de ces grandeurs, pour ne pas introduire de conservatisme dans le calcul.

C.16.9 Amortissement

Dans le cadre d'une étude de structure avec un spectre de calcul comportant un coefficient de comportement, ce dernier tient déjà compte de l'amortissement. Il ne faut pas vouloir chercher à en rajouter un autre.

Si on est dans le cadre d'un dimensionnement à l'aide d'un spectre de réponse élastique, il faut retenir les amortissements des matériaux.

On veillera dans la mise en données à ce que l'amortissement des matériaux compris ou pris par défaut par le logiciel soient cohérents avec le règlement et l'analyse menée. Par exemple, il est nécessaire de distinguer le béton armé du béton précontraint, ou encore les charpentes soudées des charpentes boulonnées dans la définition des amortissements des matériaux.

C.16.10 Schéma d'intégration en temps et discrétisation

La résolution d'une sollicitation dynamique nécessite la mise en œuvre d'une méthode d'intégration spécifique. Le chapitre 2 de la partie 1 fournit des détails sur ces méthodes et des indications pour choisir le pas de temps et le maillage en fonction du problème à résoudre. Il convient de faire appel à des ingénieurs spécialistes de ce type d'étude.

[A suivre : D.1 Généralités sur les calculs numériques](#)

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

[Retour à l'accueil](#)

From:

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

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-2:chapitre-c:c16>

Last update: **2020/06/23 17:57**



D.1 Généralités sur les calculs numériques

D.1.1 Temps de calcul

Le temps de calcul (au sens large : résolution du système d'équations et stockage des résultats) est un point primordial dans la réflexion à associer à une modélisation aux Eléments Finis.

Il doit rester compatible avec le budget et le délai associés au projet. La recherche d'un temps de calcul optimisé est même un des éléments clés de l'économie d'un projet.

Le temps de calcul est influencé par différents facteurs.

- Le modèle aux éléments finis :
 - Nombre de degrés de liberté ;
 - Formulation des éléments, nombre de points d'intégration.

Des moyens d'optimisation peuvent être l'utilisation de modèles simplifiés, de sous-modèles, de sous-structures, de symétries, de tailles de mailles adaptées localement. Attention toutefois pour les calculs explicites, le pas de temps est calé sur la dimension du plus petit élément.

- Les moyens informatiques :
 - la mémoire vive (stockage temporaire) ;
 - le système d'exploitation (32 ou 64 bits) ;
 - le calcul est-il fait en local (sur le poste de l'utilisateur) ? sur un serveur local ? sur un serveur externe ? Les temps de copie du modèle et des résultats peuvent s'avérer longs, de même que le temps associé à la liste d'attente des autres calculs lancés sur un même serveur ;
 - la capacité et le nombre de processeurs : on vérifiera le « temps CPU » (Central Processing Unit) généralement fourni par le logiciel.

L'optimisation, pour un moyen informatique donné, peut consister à effectuer le calcul en batch (lancement du calcul en lignes de commande sans l'interface), à paralléliser les calculs (sur plusieurs cœurs de processeurs) et/ou à effectuer des poursuites de calcul, si le logiciel le permet.

- Le type d'analyse :
 - Linéaire/non-linéaire et les algorithmes de résolution associés ;
 - Méthode d'intégration numérique (intégration directe/projection sur base modale, schéma implicite/explicite) et le choix du solveur pour les calculs en dynamique.

Le type d'analyse est logiquement associé au problème à résoudre et à la précision souhaitée des résultats ; l'optimisation est donc laissée à la charge du modélisateur. On souligne toutefois que dans le cas d'un calcul transitoire, la durée du calcul (en termes de chargement et réponse de la structure) ne doit pas être surévaluée pour ne pas impliquer de durée de calcul (temps machine) superflue.

- L'anticipation des « post-traitements » :
 - pour certains logiciels, il est possible de ne sélectionner (et conserver) que les grandeurs d'intérêts choisies par l'utilisateur, de même que les instants (dans le cas de calculs transitoires ou par phases) : le temps machine d'écriture des résultats s'en trouve réduit ;
 - le nombre de modes à sauvegarder/réutiliser dans le cas d'une analyse modale peut généralement être modifié (définition des filtres variables selon les logiciels) ;
 - la visualisation en temps réel des résultats peut permettre de stopper un calcul en cours

- (mais elle entraîne généralement une augmentation des durées de calcul) ;
- l'analyse des résultats peut être effectuée à l'aide de post-processeurs indépendants du logiciel de calcul aux Éléments Finis pour réduire les temps d'exploitation.

L'automatisation du calcul et des post-traitements (après validation du premier tour de calcul et avec une utilisation réfléchie incluant les vérifications appropriées) s'avère intéressante lorsque l'on considère que l'utilisateur va être amené à réaliser plusieurs fois le même calcul sur différents modèles ou des calculs similaires sur un même modèle.

L'acceptabilité du temps de calcul doit être appréciée en intégrant le fait que le modèle va tourner de nombreuses fois et va se complexifier au fur et à mesure des phases d'étude.

D.1.2 Convergence du logiciel - Cas des calculs élastiques directs

Dans les calculs élastiques directs (calcul statique linéaire et calcul modal spectral), il y a très peu de raisons pour que le logiciel ne converge pas :

- soit la structure est instable ;
- soit l'inversion de la matrice de raideur est rendue impossible par des écarts de rigidité trop grands entre les éléments.

Tous les messages d'erreur, à ce stade, sont liés à ces deux cas.

Du fait des conditions aux limites mises en place, certains déplacements, translation(s) et/ou rotation(s) de nœuds de la structure sont imposés (un blocage est un déplacement imposé nul). L'ensemble de ces déplacements bloqués peut cependant apparaître insuffisant pour empêcher un mouvement d'ensemble de la structure.

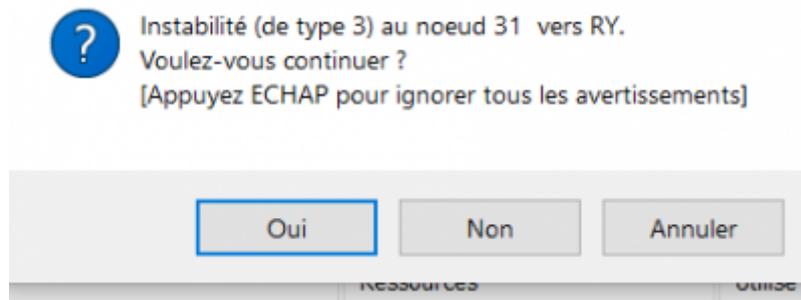
Il convient, en se plaçant dans un repère approprié, d'analyser les effets de l'ensemble des déplacements imposés sur les mouvements d'ensemble de la structure et d'ajouter éventuellement un ou plusieurs blocages afin d'assurer la stabilité de la structure. On vérifiera à la fin de l'exécution des calculs que les réactions au droit de ces blocages supplémentaires sont nulles ou négligeables ; effort pour un blocage en déplacement, moment pour un blocage en rotation.

Certains logiciels, pour certaines configurations géométriques de structures, passent outre ce problème d'instabilité ; dans ce cas, les contraintes et les déformations sont correctes mais certains déplacements sont quelque peu déraisonnables. Une autre instabilité souvent rencontrée concerne la liaison de types d'éléments structuraux différents est précisée au [paragraphe C.6.3](#).

Il est à noter que les messages d'erreur des logiciels sont parfois peu explicites sur le caractère global, local et/ou numérique des instabilités.

En outre certains logiciels permettent d'aller au bout du calcul malgré un message d'avertissement ou d'erreur. Ceci peut éventuellement aider à comprendre ou visualiser d'où vient le problème, mais on ne saurait se satisfaire des résultats obtenus dans ce cadre.

Il convient, *in fine*, d'arriver à un modèle qui tourne sans erreurs.



Ces problèmes d'instabilités globales et locales peuvent être détectés en procédant à de simples calculs :

- soit des calculs statiques linéaires en appliquant une accélération globale (10 m/s^2 par exemple) à la structure ; on peut créer trois cas de charges selon les 3 directions principales ;
- soit à un calcul modal (détermination des premières fréquences propres).

Si la structure présente des instabilités globales, le calcul statique a peu de chances d'aboutir tandis que le calcul modal présentera des modes rigides.

Si la structure présente des discontinuités, ces dernières seront mises en évidence par l'observation de l'allure de la déformée ou des modes propres. Attention, la prise en compte des déformées d'effort tranchant conduit à des ruptures d'allures de déformées.

D.1.3 Convergence du logiciel - Cas des calculs itératifs

Pour les calculs non-linéaires, la convergence d'un calcul aux Eléments Finis est atteinte lors de l'obtention d'une fonction interpolant la solution pour chacun des éléments finis (principe de la discrétisation).

Les critères de convergence sont soit donnés par le calculateur, soit pris par défaut par le logiciel. Le calcul aux éléments finis consiste en une série d'itérations et il s'arrête soit quand le nombre maximum d'itérations prédéfini a été atteint, soit quand certaines mesures d'écart entre deux itérations successives sont inférieures à des seuils prédéfinis (c'est ce qu'on appelle les critères de convergence).

Par contre, ce n'est pas parce que le calcul s'arrête qu'il a convergé vers une solution valide. Par exemple, des critères de déformations trop lâches par rapport à la réalité ou un nombre maximum d'itérations trop faible peuvent fournir un résultat très éloigné de la réalité.

D.1.4 Convergence du modèle

On considère qu'on a atteint la convergence d'un modèle, quand une faible modification de la taille et de la répartition des mailles ne vient pas perturber sensiblement les résultats.

En toute rigueur, il est conseillé d'effectuer une étude de sensibilité du maillage sur les grandeurs post-traitées; ainsi, effectuer la même analyse sur différents maillages (réduction de la taille de maille, par exemple), devrait - si ce n'est fournir des résultats similaires (tolérance à apprécier) - converger vers une solution acceptable par l'utilisateur. On veillera à ne pas raisonner sur les valeurs de pics et à ne pas oublier que plusieurs raffinements successifs de mailles peuvent conduire à une

divergence des résultats.

Il convient également d'analyser les messages d'alerte du logiciel (« Warning » sur la taille ou la forme des mailles) pour estimer s'ils sont de nature à altérer les résultats.

[A suivre : D.2 Combinaisons d'actions](#)

[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:d1>

Last update: **2020/06/23 18:07**



D.2 Combinaisons d'actions

D.2.1 Combinaisons et enveloppes

Rappelons qu'utiliser une combinaison d'actions consiste à cumuler les effets structurels de différentes actions, en affectant des coefficients de pondération aux différentes actions, pour correspondre aux combinaisons qui sont définies dans les normes.

En toute rigueur, les règlements demandent de vérifier toutes les combinaisons. Dans le cas d'un bâtiment, le nombre de ces combinaisons reste limité et il est possible pour le logiciel de toutes les calculer. En revanche, dans les cas complexes et notamment dans le cas des charges roulantes, le nombre théorique de combinaisons devient ingérable ; on utilise alors les enveloppes d'efforts.

Une enveloppe est constituée de plusieurs cas de chargement et enregistre uniquement les valeurs extrêmes des différentes composantes (avec les composantes concomitantes).

Conformément aux règlements, certaines actions sur les structures ne sont pas à cumuler, l'occurrence de l'une étant incompatible avec celle de l'autre. Il est alors utile d'intégrer ces actions non cumulables dans une enveloppe, qui va retenir, pour chaque effet étudié, l'action la plus défavorable parmi un groupe d'actions non cumulables. Pour les ponts, on a ainsi classiquement l'enveloppe des actions thermiques, l'enveloppe des actions du vent et l'enveloppe des charges routières.

Rappelons que vouloir cumuler des cas unitaires calculés par une approche non linéaires (NL) n'a pas de sens physique. Certains logiciels autorisent cependant des calculs non linéaires sur des "combinaisons". Dans ce cas, le logiciel va recréer un cas (la "combinaison") à partir des cas de charges unitaires et effectuer le calcul NL sur cette somme de charges. Si le logiciel ne le permet pas, il faudra créer des combinaisons en regroupant à la main les charges unitaires. Dans ce cas de figure, il est, encore une fois, fondamental de comprendre ce que fait le logiciel.

Illustration du texte ci-avant sur un exemple

Il s'agit d'une galerie secondaire d'un tunnel. La structure est intégralement appuyée sur des ressorts non linéaires - le sol ne reprenant pas de traction, les ressorts sont neutralisés par le logiciel s'il y a un décollement sol-structure.

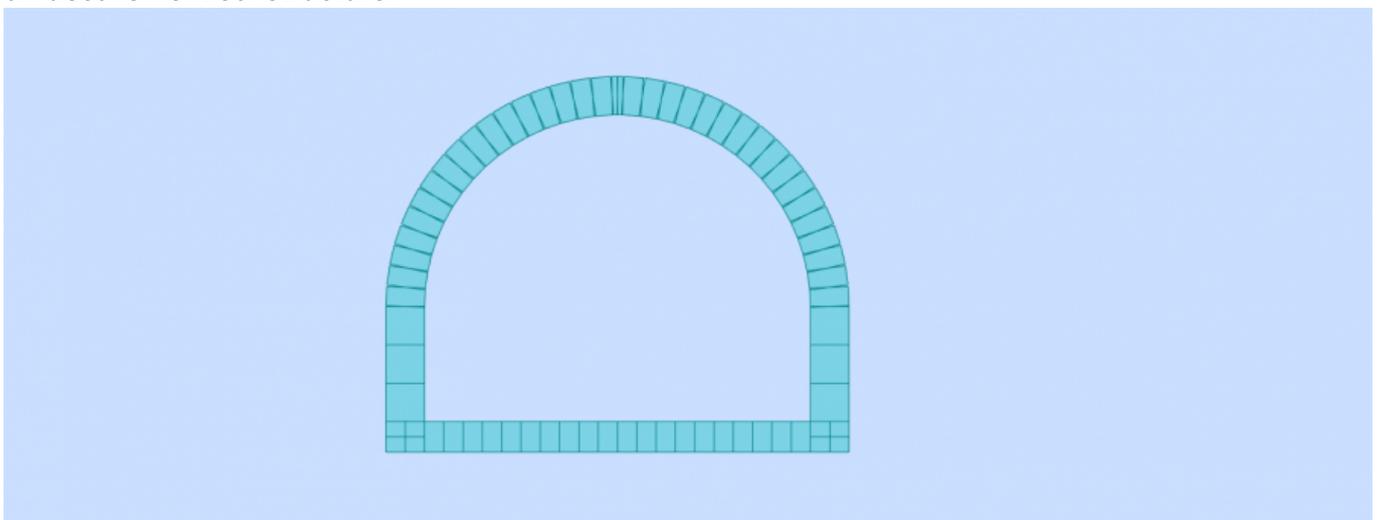
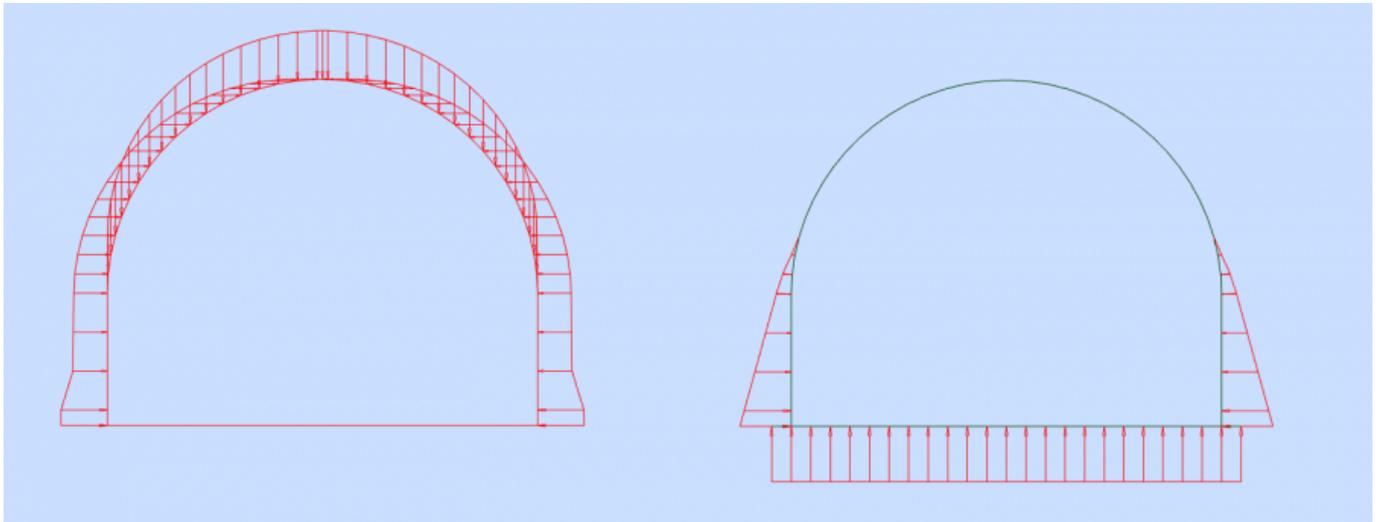


Schéma de la structure

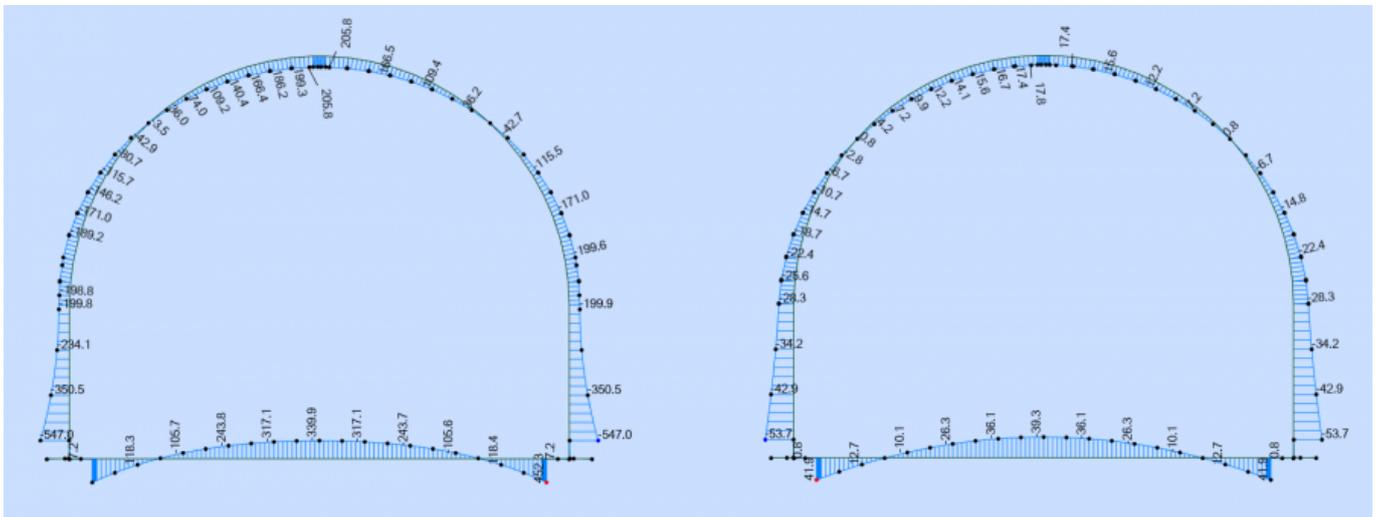
On définit les deux cas unitaires suivants:

- poids propre + poids et poussée des terres ;
- sous-pressions hydrostatiques.

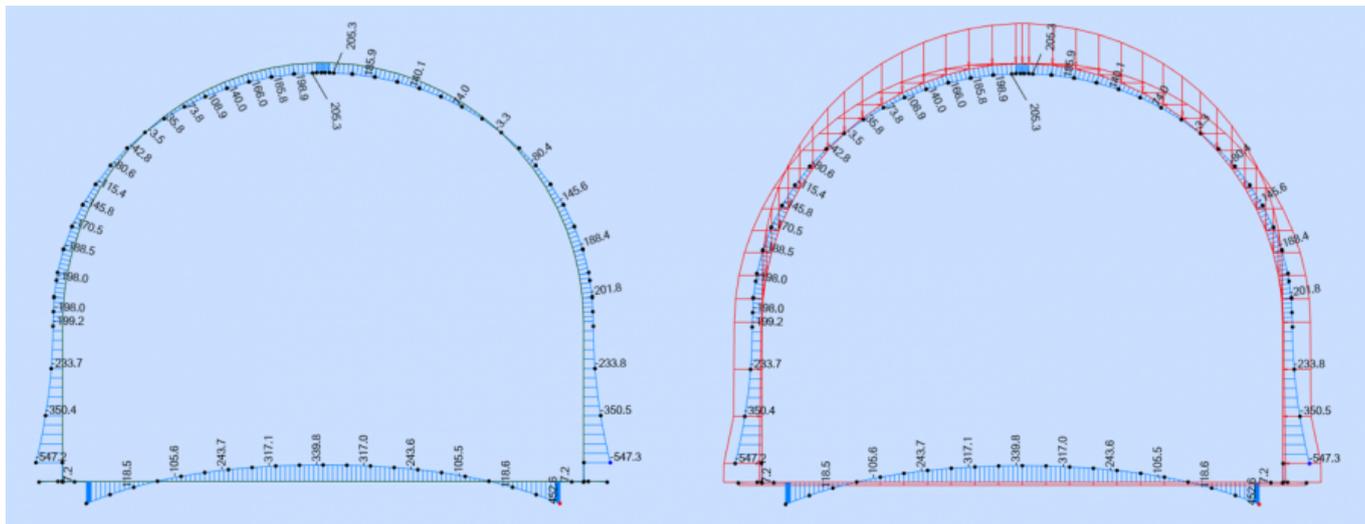


Charges gravitaires (à gauche) et charges de sous-pressions d'eau (à droite)

Les résultats suivants montrent que bien que le logiciel soit capable de calculer tous les cas unitaires en non-linéaire, la combinaison des deux cas est recalculée intégralement et indépendamment...



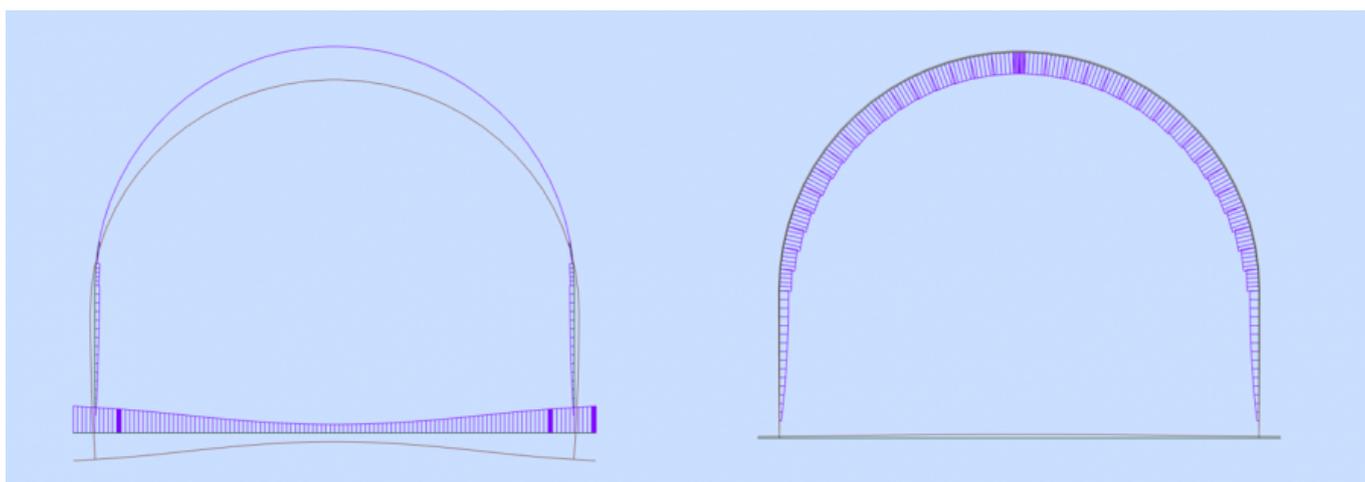
Résultats des cas unitaires: moments de flexion - charges gravitaires (à gauche) et charges de sous-pressions d'eau (à droite)



ombinaison des deux cas : moments de flexion - combinaison logiciel (à gauche) et cumul des charges dans un nouveau cas créé manuellement à partir des cas unitaires (à droite) - résultats identiques

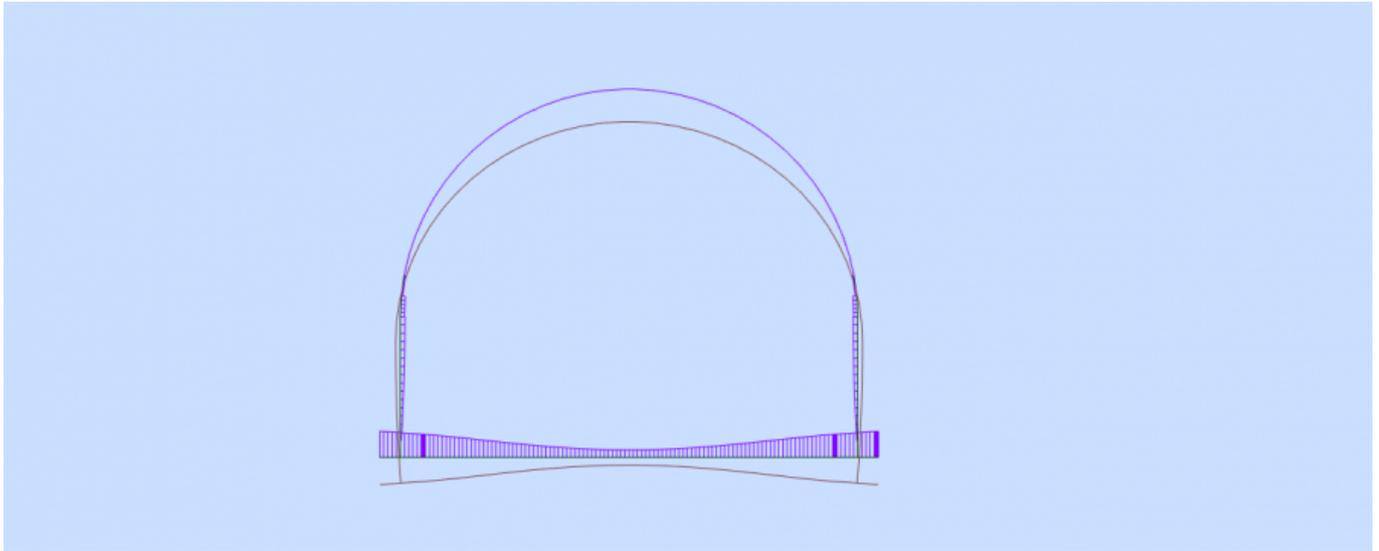
... puisque le cumul des cas unitaires n'aboutit pas aux résultats de la combinaison.

Le diagramme des **pressions sur le sol** est parlant: les sous-pressions d'eau forcent la voûte à s'appuyer sur le sol en partie haute "vers le haut" (figure de droite) ...



le sol sous charges gravitaires (à gauche) et sous charges de sous-pression d'eau (à droite)

... mais une fois cumulé au cas des charges gravitaires, le sommet de la voûte ne pousse plus vers le



Pressions sur le sol de la combinaison des charges gravitaires et des sous-pressions

Remarque: sans ressorts sur la voûte, le second cas ne convergerait pas.

D.2.2 Attention à l'exploitation des résultats d'enveloppes

L'utilisation des enveloppes entraîne l'enregistrement en base de données des déplacements, des valeurs extrêmes d'efforts, de contraintes ou de réactions d'appui.

La plupart des logiciels de calcul offrent la possibilité de stocker les valeurs extrêmes des efforts et contraintes, soit seules, soit accompagnées des valeurs des efforts et contraintes concomitantes.

Il convient de bien comprendre, avant d'utiliser les résultats des enveloppes pour des post-traitements ultérieurs, si les efforts et contraintes sont ou non concomitants.

Par exemple, si on veut reconstituer l'état de contrainte le plus défavorable d'une section, il convient de vérifier que les contraintes extrêmes que l'on retient pour les fibres supérieure et inférieure sont bien concomitantes.

Penser également à baser l'analyse des résultats, non seulement sur les sollicitations les plus défavorables avec leurs concomitances, mais aussi sur les sollicitations concomitantes qui génèrent les états de contraintes les plus défavorables. Un effort normal maximal associé à un moment concomitant petit peut ainsi générer des effets moins défavorables qu'un effort normal un peu plus petit, mais associé à un moment plus grand.

Pour la vérification d'une section, il est acceptable dans des phases très amont de faire la vérification avec tous les efforts extrêmes dans un même torseur ; mais en phase d'exécution, pour des questions d'optimisation, il convient de récupérer des torseurs d'efforts concomitants.

D.2.3 Attention aux combinaisons automatiques !

L'utilisation des combinaisons d'actions est différente entre le bâtiment et les ouvrages d'art.

Dans le bâtiment, les cas de charges élémentaires induisent de très nombreuses positions possibles qui doivent toutes être explorées pour déterminer les effets maximaux sur chaque élément de structure. Cette multiplicité de charges et de configurations amène très naturellement à l'utilisation de modules de combinaisons automatiques.

De manière générale, l'utilisation des modules de combinaisons automatiques proposés par la plupart des logiciels doit être assortie de précautions particulières car c'est une source fréquente d'erreurs. Certains modules relèvent de la boîte noire et tous les logiciels ne permettent pas de savoir directement quels sont les cas de charge élémentaires dimensionnants dans les combinaisons enveloppes.

De plus, la vérification et le codage des combinaisons est un exercice fastidieux et il est difficile de détecter une erreur.

Une des méthodes les plus efficaces pour se prémunir des erreurs liées aux combinaisons et enveloppes consiste à faire l'exercice de décorticage des efforts et contraintes dimensionnants. Il s'agit pour quelques efforts ou contraintes clés de la structure (moment de flexion maximum, contraintes extrêmes) de retrouver la participation de chaque cas de charge élémentaire dimensionnant dans l'effort ou la contrainte globale. On peut ainsi vérifier qu'il n'y a pas d'erreur dans les cumuls et les coefficients et que les cas de charge « logiques » sont bien dimensionnants.

Pour le bâtiment, le même exercice peut être fait sur les réactions d'appui.

[A suivre : D.3 Exploitation des résultats](#)

[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:d2>

Last update: **2020/06/23 14:12**



D.3 Exploitation des résultats

D.3.1 Contraintes/déformations ou efforts internes

L'important est de définir ce que l'on recherche avant de se lancer dans les calculs, et ceci dépend du type d'étude :

- pour des ouvrages d'art modélisés en poutre simple, on privilégiera l'exploitation des efforts internes ;
- pour des bâtiments de génie civil, l'approche en contrainte permet d'appréhender le fonctionnement global de la structure en repérant les différentes zones. En revanche, quand l'objectif pour ces bâtiments est d'obtenir des résultats de ferrailage (quantité ou contraintes internes), il est nécessaire d'exploiter les efforts internes et d'effectuer les calculs correspondant dans un second temps.

D.3.2 Valeurs aux nœuds, valeurs aux points de Gauss ou valeurs au centre

Voir également [A.2 Qu'est-ce qu'un élément fini ?](#)

Le logiciel calcule les valeurs des contraintes et des déformations en général aux points de Gauss, dont la position est définie dans la notice du logiciel relative aux éléments finis. Il peut en déduire la valeur au centre de l'élément. Il extrapole à chaque nœud et, comme un nœud est forcément lié à plusieurs éléments, il moyenne les valeurs obtenues à partir de chaque élément.

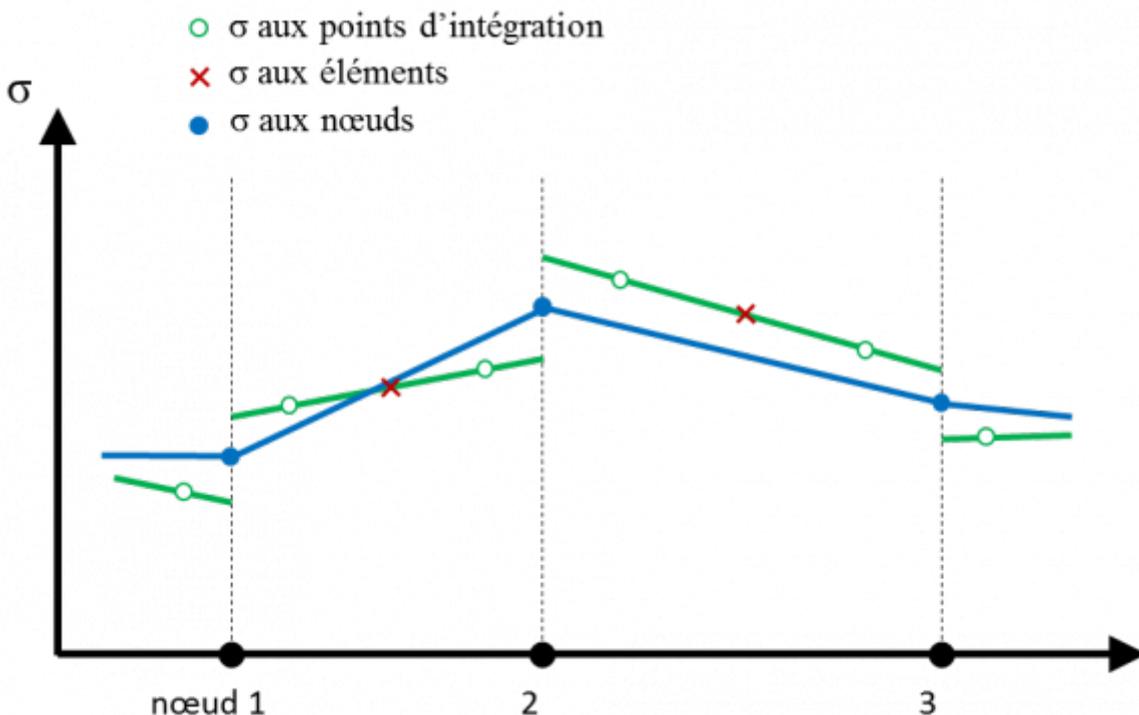
Dans les zones régulières, et avec un maillage adapté au [paragraphe C.3](#), les valeurs au centre, aux nœuds ou aux points de Gauss sont très proches.

La question se pose à l'approche du pic, où il faut une réflexion sur la valeur la plus représentative.

Type de valeurs affichées

La plupart des logiciels calculent les sollicitations aux points d'intégration (ou points de Gauss). Mais il existe deux façons de les visualiser :

- soit aux éléments - Cette première façon consiste à tracer directement la valeur moyenne sur chaque élément ; valeur moyenne des valeurs calculées aux points d'intégration de l'élément. Le tracé de la sollicitation présente alors des discontinuités d'autant plus marquées que la discrétisation n'est pas bien adaptée à la zone observée. Les résultats affichés au centre des éléments sont fiables ;
- soit aux nœuds - Cette seconde façon consiste à afficher les valeurs moyennes aux nœuds. Pour chacun des nœuds, la valeur calculée est la valeur moyenne pondérée des sollicitations issues des éléments sélectionnés adjacents au nœud. Ce traitement, appelé lissage (*), est destiné à afficher un champ continu ce qui peut apparaître plus pertinent.



Champ de contraintes - Principe de calcul des valeurs affichées

(*) ne pas confondre cette action de lissage avec les lissages décrits aux paragraphes D.5 et D.6 qui consistent à moyenner des efforts sur une longueur donnée.

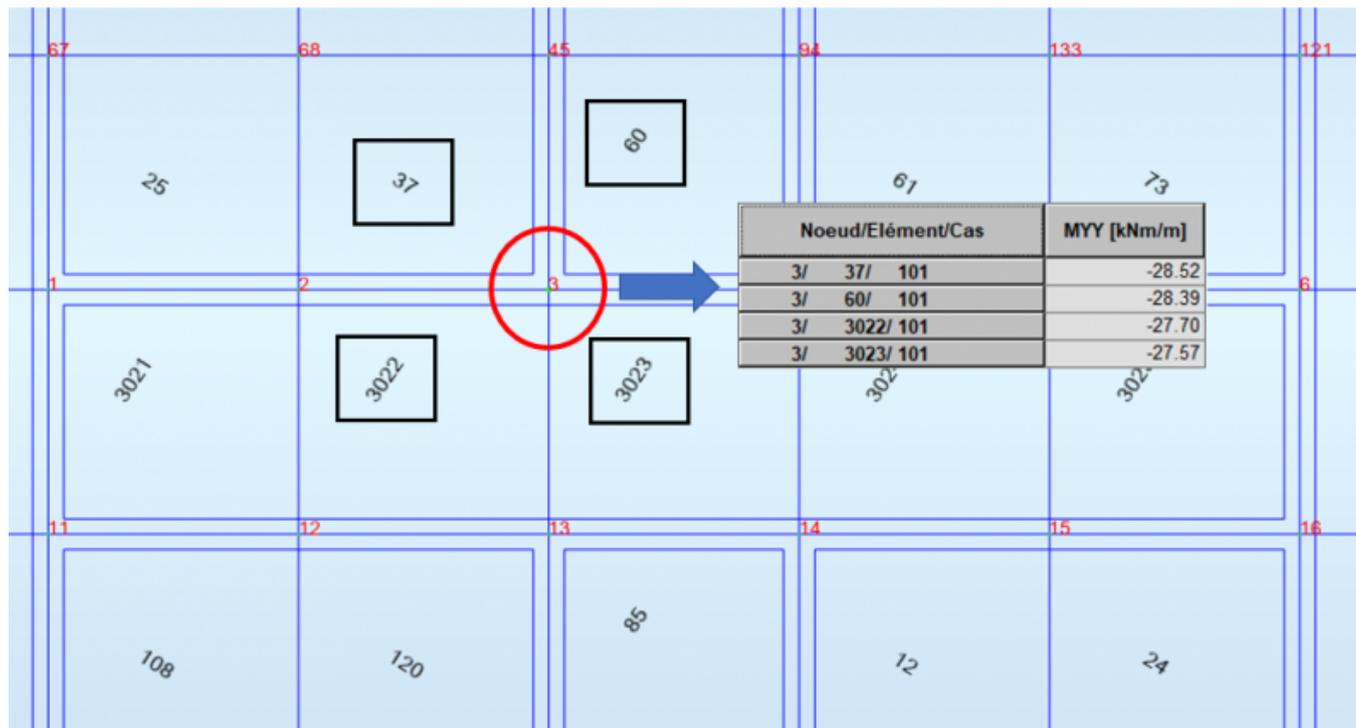
Sur la figure ci-après, les sollicitations calculées aux points d'intégration ont été extrapolées aux nœuds avant de procéder à la moyenne. C'est ce qu'effectuent par défaut certains logiciels.

Nous pouvons l'illustrer à partir de l'exemple de la roue Br ([Exemple D - Cas simple : modélisation d'une roue Br](#)). Le logiciel utilisé ne donne pas accès aux valeurs aux points de Gauss.

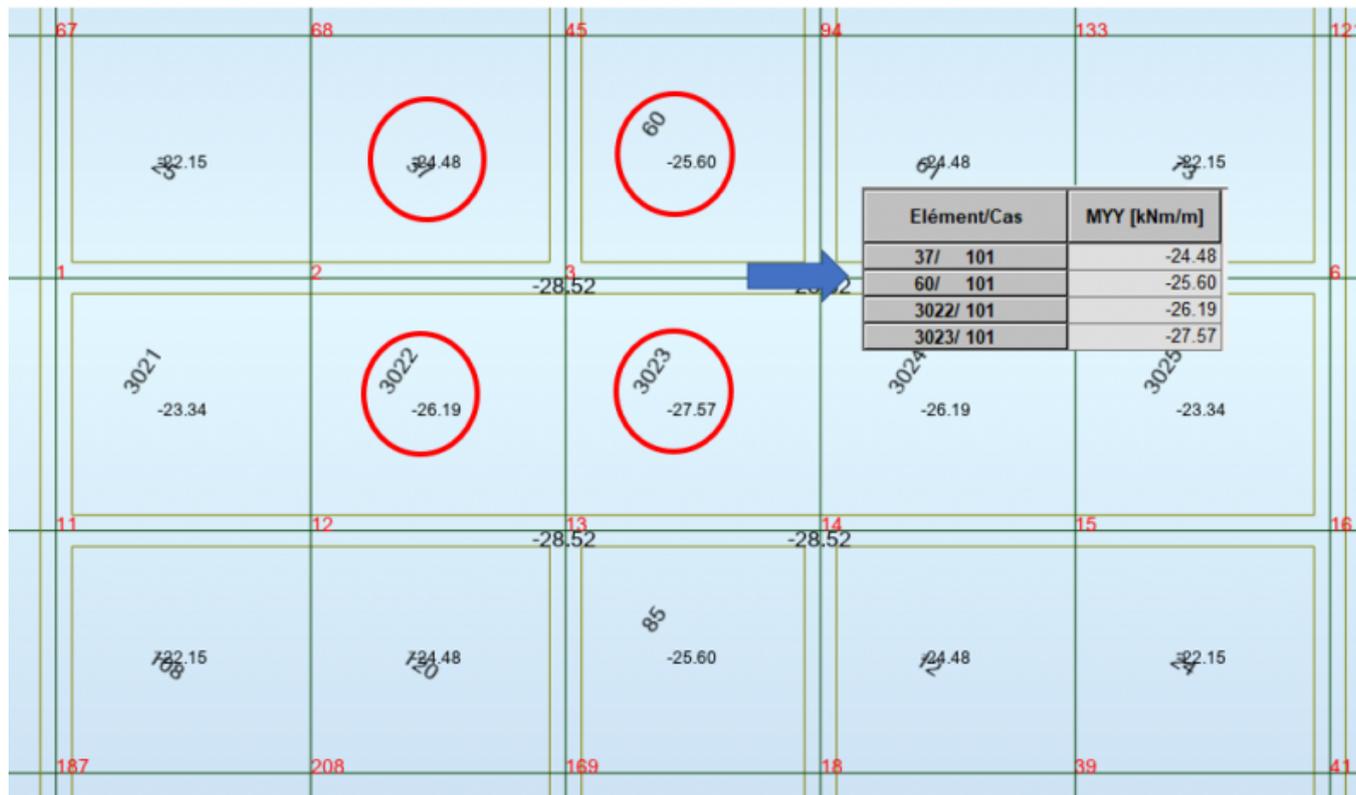
-16.49	-17.86	-19.17	-20.22	-20.66	-20.22	-19.17	-17.86	-16.49
-17.89	-19.86	-22.15	-24.48	-25.60	-24.48	-22.15	-19.86	-17.89
		-28.52		-28.52				
-18.41	-20.64	-23.34	-26.19	-27.57	-26.19	-23.34	-20.64	-18.41
		-28.52		-28.52				
-17.89	-19.86	-22.15	-24.48	-25.60	-24.48	-22.15	-19.86	-17.89
	-18.59							
-16.49	-17.86	-19.17	-20.22	-20.66	-20.22	-19.17	-17.86	-16.49

n

ts transversaux - valeurs au centre des dalles - vue d'ensemble (28.52 kN.m/m est une valeur extrême du calcul)



Valeurs au noeud 3 - elles sont différentes suivant l'élément fini de lecture



Valeurs au centre des éléments - Zoom

La documentation propre à chaque logiciel doit renseigner sur sa façon de gérer l’affichage des sollicitations et sur les options proposées. Un logiciel peut proposer par défaut que la partie linéaire du résultat du point d’intégration soit extrapolée au nœud alors que la partie non-linéaire (déformation plastique par exemple) soit copiée. Et une option de ce même logiciel peut permettre de copier les parties linéaire et non-linéaire aux nœuds.

On verra plus loin au [paragraphe D.5](#) les variations importantes qui peuvent être liées à des lissages sur les noeuds ou sur les éléments.

D.3.3 Analyse des sollicitations - Repérage des zones sensibles

Pour donner suite aux précisions ci-avant, l'affichage des sollicitations aux éléments permet de mieux visualiser les zones de forte discontinuité. Dans les structures métalliques, on affiche généralement la contrainte équivalente de Von Mises ce qui permet d'avoir une idée des zones fortement sollicitées et/ou présentant un fort gradient de contraintes. On peut également afficher l'énergie interne de déformation de chaque élément. Dans les structures en béton armé, on affiche soit les contraintes, soit les cartographies d'aciers qui permettent de visualiser les zones fortement sollicitées.

A suivre : [D.4 Validations réglementaires : comportement en béton armé des éléments](#)

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:d3>

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



D.4 Validations réglementaires : comportement en béton armé des éléments

D.4.1 Cartographies d'acier - calcul règlementaire BA / bielles

Les calculs des cartographies d'aciers sont réalisés par les logiciels courants en utilisant généralement la méthode de Capra Maury (Annales de l'ITBTP de décembre 1978) ou la méthode de Wood et Armer (The reinforcement of slabs in accordance with a predetermined field of moments » Concrete février 1968, Aout 1968).

Ces méthodes permettent de déterminer les 4 sections d'aciers A_{xi} , A_{yi} , A_{xs} , A_{ys} sur les faces inférieures et supérieures d'un élément en fonction des 2 directions de ferrailage considérées orthogonales X et Y.

Une bonne approche du calcul de ces cartographies peut être faite à partir de la méthode de Wood en la simplifiant :

Soit un élément soumis aux composantes d'efforts suivantes :

- N_{xx} , N_{yy} , N_{xy} efforts de membrane (positif si traction) ;
- M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} efforts de flexion.

La première étape est de calculer les efforts intermédiaires suivants :

- $N_{wx} = N_{xx} + |N_{xy}|$;
- $N_{wy} = N_{yy} + |N_{xy}|$;
- $M_{wx} = M_{xx} + |M_{xy}|$ si M_{xx} est positif sinon $M_{wx} = M_{xx} - |M_{xy}|$;
- $M_{wy} = M_{yy} + |M_{xy}|$ si M_{yy} est positif sinon $M_{wy} = M_{yy} - |M_{xy}|$.

D.4.2 Éléments en flexion : dalles

Les dalles sont principalement sollicitées par les efforts de flexion M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Les efforts de membranes N_{xx} , N_{yy} , N_{xy} sont souvent négligeables.

Les moments M_{xy} peuvent être importants, ils sont nuls dans les zones où les moments principaux sont alignés avec les axes principaux (généralement confondus avec les directions du ferrailage) donc en milieu de travée et sur les appuis continus.

Il ne faut pas les négliger surtout dans les angles des dalles et dans le cas de charges concentrées.

Les calculs des aciers passifs réalisés dans la détermination de cartographies sont conformes aux règles de l'Eurocode, car ils se ramènent à l'étude d'une section rectangulaire soumise à un couple de chargement (N, M), ils peuvent donc être réalisés à l'ELS et à l'ELU.

Le calcul des aciers à l'ELS en prenant en compte les ouvertures des fissures est plus délicat et nécessite l'emploi d'un logiciel éprouvé. En effet, la présence des moments M_{XY} nécessite des calculs d'aciers sur plusieurs facettes car la fissuration ne se produit pas nécessairement selon les directions des ferrailages.

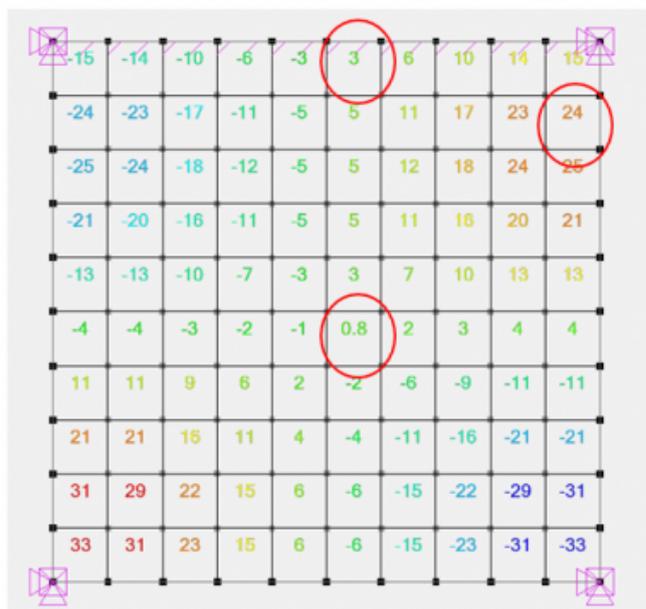
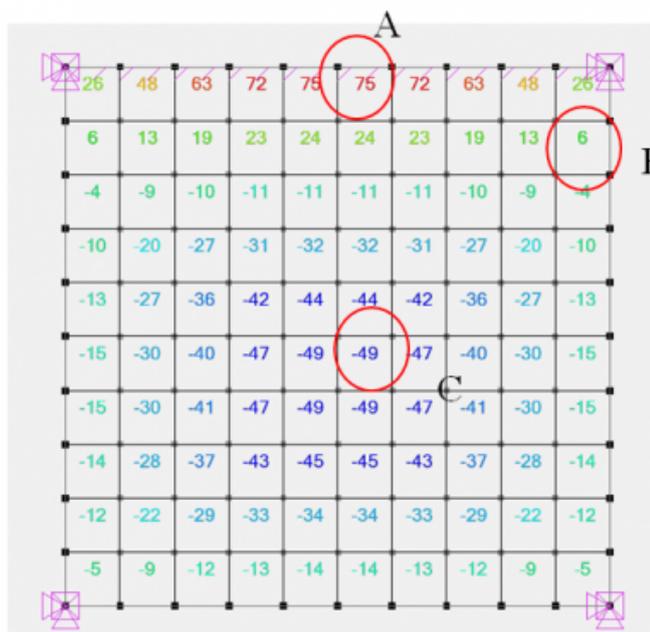
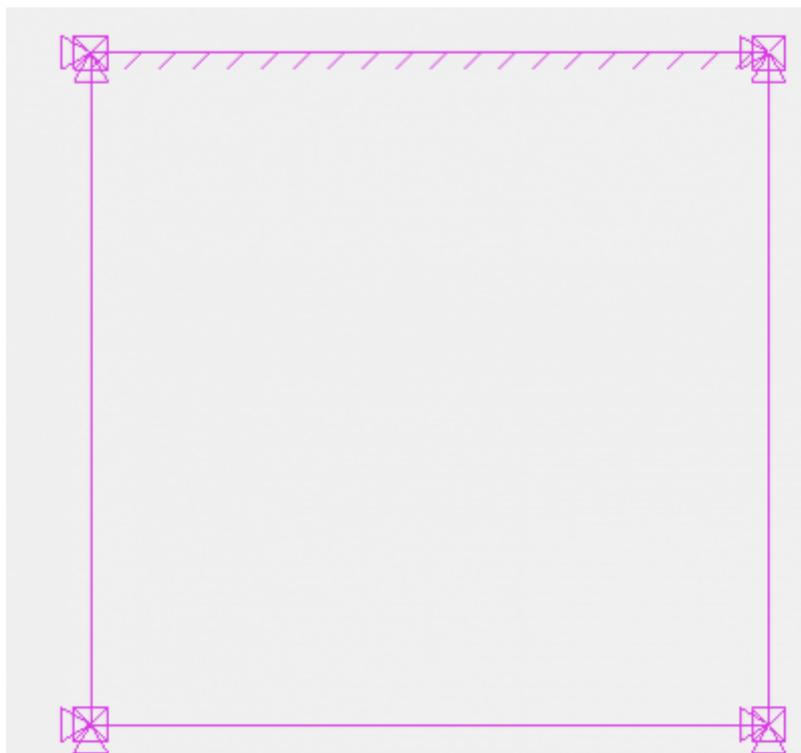
Le comportement des dalles en flexion étant conforme à celui des poutres, il est nécessaire de

réaliser un décalage des courbes de moment pour respecter le fonctionnement en treillis.

Les sections d'aciers A_x sont calculées directement à partir du couple d'efforts (N_{wx} , M_{wx}) et les armatures A_y à partir de (N_{wy} , M_{wy})

Exemple : Dalle carrée de 5 m de côté

La dalle est articulée sur 3 côtés et encastrée sur le 4ème, elle est soumise à une charge permanente uniforme de 50 kN/m^2 , son épaisseur est de 20 cm, l'enrobage des aciers de 3 cm.



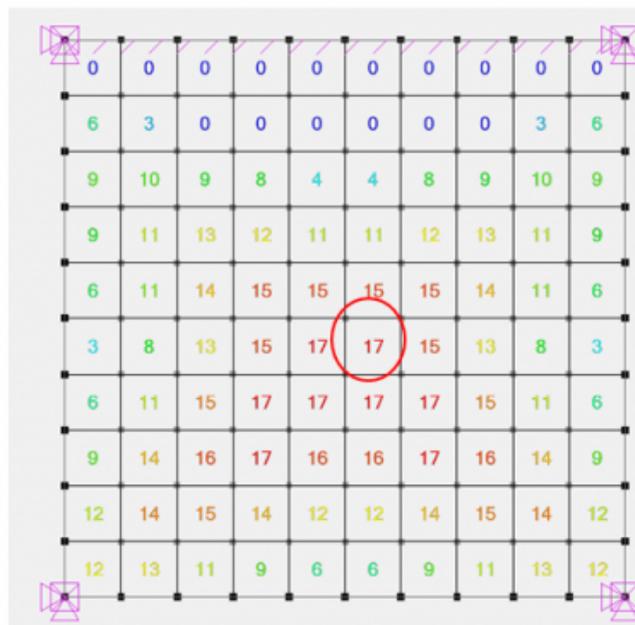
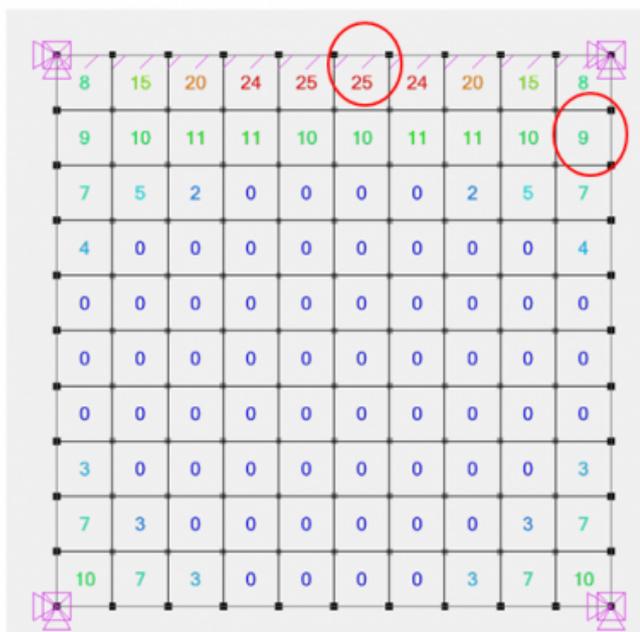
Moments d'axe horizontal M_{yy} | Moments croisés M_{xy}

Les aciers A_y sont calculés manuellement avec $f_{yd}=200$ MPa (ELS).

sections :	A	B	C
M_{yy}	75.0 kN.m	6.0 kN.m	-49.0 kN.m
M_{xy}	3.0 kN.m	24.0 kN.m	0.8 kN.m
$M_{yy}+M_{xy}$	78.0 kN.m	30.0 kN.m	-49.8 kN.m
A_y manuel	25 cm ²	10 cm ²	-16 cm ²
A_y logiciel	25 cm ²	9 cm ²	17 cm ²

$$A_y \text{ manuel} = 10 \times (M_{yy} + M_{xy}) / (0.9 \times 0.17 \times 200) \text{ cm}^2$$

Valeurs qui peuvent être comparées avec les sections d'aciers calculées par le logiciel :



Aciers A_y logiciel / Aciers A_{yi} logiciel

Il y a une bonne concordance entre les sections d'aciers calculées manuellement et celles déterminées par le logiciel (méthode de CAPRA MAURY).

Il s'en déduit que les moments M_{xy} se cumulent avec les Moments M_{xx} et M_{yy} .

D.4.3 Éléments en cisaillement dans leur plan : voiles

Les voiles de contreventement d'un bâtiment sont soumis à des efforts normaux et à des efforts de cisaillements dans leur plan.

Ce sont par exemple les « murs de grandes dimensions en béton peu armé » étudiés dans l'EC8-1 chapitre 5.4.3.5., ou des dalles de transfert de bâtiment soumises à des efforts horizontaux (poteaux inclinés).

Pour ces éléments, les composantes M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} , V_{xz} et V_{yz} sont très faibles voire nulles.

Ils ne sont soumis qu'à des efforts de membrane N_{xx} , N_{yy} , N_{xy} :

- N_{xx} et N_{yy} étant les efforts de traction/compression selon les axes x et y ;
- N_{xy} le cisaillement dans le plan du voile.

En reprenant le calcul précédent des cartographies d'aciers, cela donne :

- $N_{wx} = N_{xx} + |N_{xy}|$;
- $N_{wy} = N_{yy} + |N_{xy}|$.

D'où les armatures :

- $A_x = (N_{xx} + |N_{xy}|)/f_{yd}$;
- $A_y = (N_{yy} + |N_{xy}|)/f_{yd}$;
- A_x et A_y étant la somme des armatures suivant X et Y (2 faces comprises) ;
- et f_{yd} la contrainte de calcul des aciers.

Ces formules amènent à la constatation que si les efforts normaux sont nuls ($N_{xx}=N_{yy}=0$), alors les armatures A_x et A_y sont des armatures de cisaillements et leurs valeurs sont égales à : $A_x = |N_{xy}|/f_{yd}$ et $A_y = |N_{xy}|/f_{yd}$

Le cisaillement nécessite donc des armatures dans les deux directions, contrairement aux calculs classiques de cisaillement réalisés selon l'EC2. Cela est dû à la non-prise en compte de la résistance du béton.

Les armatures de cisaillements calculées par les cartographies sont donc « supérieures » à celles calculées habituellement en utilisant l'EC2.

On se référera à l'article 5.4.3.5.2 de l'EC8-1 qui concerne l'étude des « murs de grandes dimensions en béton peu armé » qui autorise dans un tel cas de ne pas disposer d'armatures d'effort tranchant si V_{ed} est inférieur à V_{rdc} .

Il est donc recommandé dans ces cas de n'utiliser les cartographies d'aciers que pour prendre en compte les effets locaux, et de réaliser les calculs des armatures principales en effectuant des coupures à la base des voiles et de déterminer les ferraillements à partir des torseurs résultants au niveau de ces coupures.

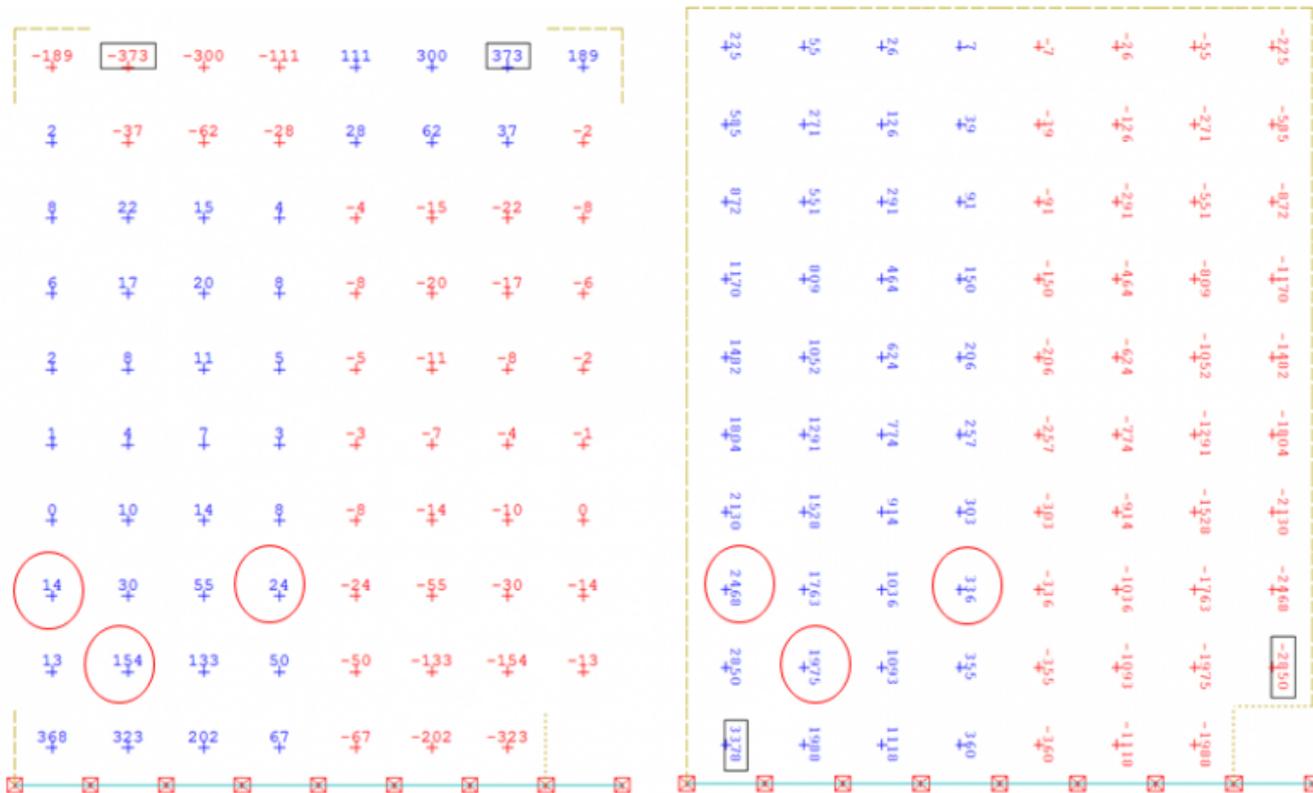
Exemple d'un voile :

Etudions un voile isolé de 5 m de hauteur, 4 m de largeur et 20 cm d'épaisseur.

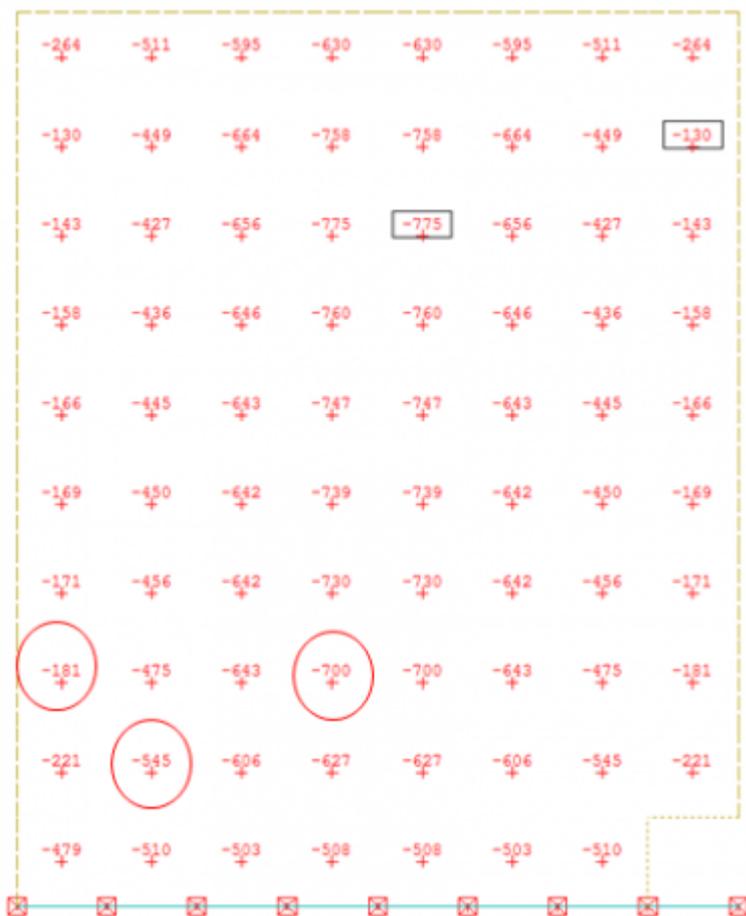
Il est appuyé à sa base, et soumis à une charge horizontale sismique de 2000 kN en tête.

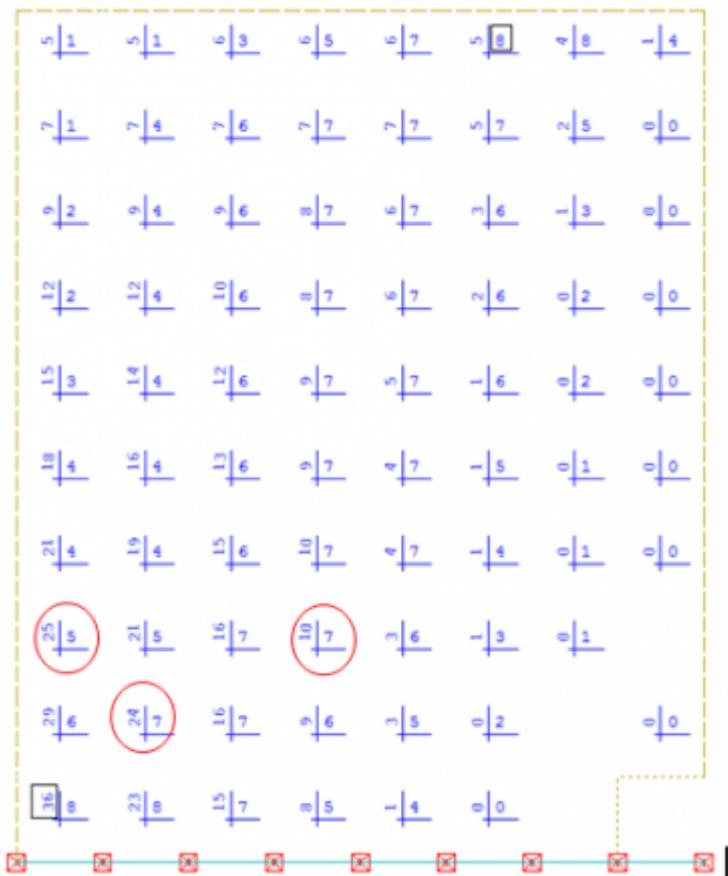
Afin d'éviter les pics d'efforts, la charge horizontale est linéarisée sur la largeur du voile (500 kN/ml).

Voici ci-dessous les efforts de membranes résultants N_{xx} , N_{yy} et N_{xy} .



Efforts Nxx (horizontaux)(kN/m) - Efforts Nyy (verticaux) (kN/m)





Efforts Nxy (cisaillement) - Cartographies d'aciers (cm²/m²) pour une nappe

Les sections d'aciers sont calculées manuellement et comparées avec les valeurs des cartographies.

sections :	A	B	C
N _{xx}	14 kN	154 kN	24 kN
N _{yy}	2468 kN	1975 kN	336 kN
N _{xy}	181 kN	545 kN	700 kN
N _{xx} +N _{xy}	195 kN	699 kN	724 kN
(Axi+Axs) manuel	4 cm ²	14 cm ²	14 cm ²
(Axi+Axs) logiciel	10 cm ²	14 cm ²	14 cm ²
N _{yy} +N _{xy}	2649 kN	2520 kN	1036 kN
(Ayi+Ays) manuel	53 cm ²	50 cm ²	21 cm ²
(Ayi+Ays) logiciel	50 cm ²	48 cm ²	20 cm ²

Ce tableau montre que d'une part le calcul manuel fournit une bonne approximation des sections d'aciers et d'autre part que les efforts de cisaillement Nxy se rajoutent aux deux efforts de membranes Nxx et Nyy, ce qui ne traduit pas la réalité du fonctionnement en béton armé du voile.

Étude réglementaire du voile :

Le voile se recalcule réglementairement selon l'EC2.

Au niveau d'une coupure à la base du voile, les efforts résultants sont égaux à :

- M-flexion = 2000 x 5 = 10 000 kN.m ;

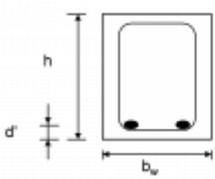
- $V_u = 2000 \text{ kN}$ (ELA).

D'où les aciers de flexion : $A_{\text{tirant}} = 10\,000 / (0.9 \times 3.9 \times 50) = 57 \text{ cm}^2$ soit 29 cm^2 par nappe.

CISAILLEMENT :

EC2-1-1 §6.2

Type d'ouvrage: Voile



$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1.50$
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1.00$
 $\alpha = 90^\circ$

vérification sismique de pont (EC8-2 §5.6) : non
 $\gamma_{red} = 1$

(inclinaison des cadres sur l'axe)
 $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

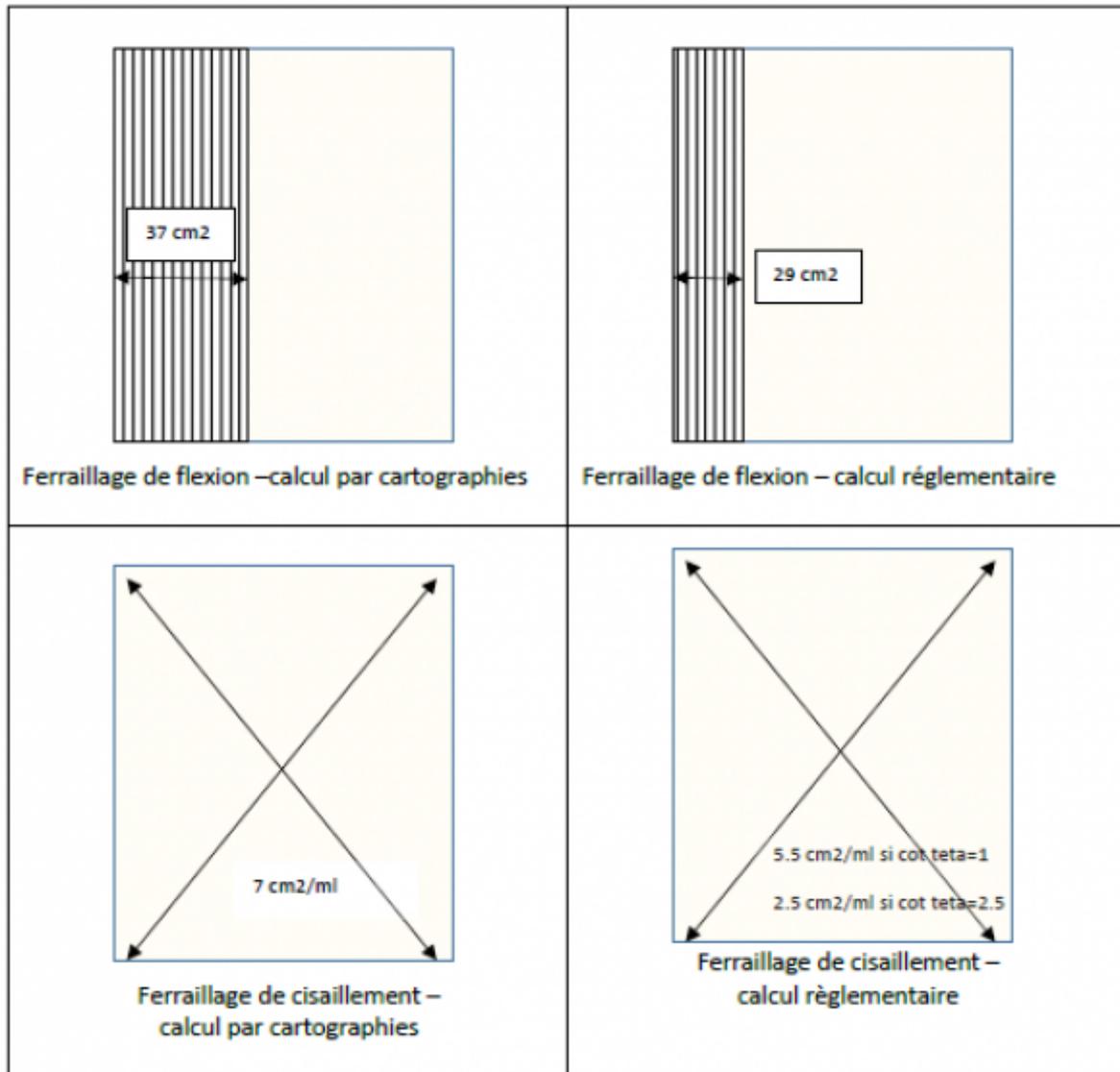
Sections	b_w (m)	h (m)	d' (m)	A_{sL} (cm^2)	V_{Ed} (KN)	N_{Ed} (KN)	$\cot \theta$	$V_{Rd,c}$ (KN)	$V_{Rd,max}$ (KN)	A_{sw} / s (cm^2/ml)
	0.20	4.00	0.10	0	2000	0	1.00	997	3707	11

$V_{rdc} = 997 \text{ kN}$ est inférieur à $V_u = 2000 \text{ kN}$ d'où la nécessité de disposer des armatures de cisaillement égales à $11 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (soit $6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par nappe) en considérant $\cot(\theta)=1$ ou $5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $\cot(\theta)=2.5$.

Comparaison entre les 2 méthodes :

Les aciers de flexion sont plus importants dans les cartographies car il faut disposer $(36+23+15) \text{ cm}^2/\text{ml} \times 0.5 \text{ m} = 37 \text{ cm}^2$ pour 29 cm^2 dans le calcul réglementaire (30% de supplément).

En ce qui concerne les cisaillements , il faut disposer $7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec les cartographies alors que le calcul réglementaire permet de ne disposer que $2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ en considérant $\cot(\theta) = 2.5$.



Récapitulatif de la comparaison du calcul d'un voile soit par les cartographies d'aciers soit par la méthode réglementaire béton armé (EC2)

D.4.4 Méthode des coupures

La majorité des logiciels permettent de réaliser des coupures sur des éléments afin de calculer des torseurs résultants en leurs centres.

Prenons l'exemple de l'étude de la base d'un voile :