

Mémoire de calcul
Structures 3D

Structures 3D

Mémoire de calcul



Software pour
l'Architecture et
l'Ingénierie de
la **Construction**

CYPE Ingenieros, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5
03003 **Alicante**
Tel. (+34) 965 92 25 50
Fax (+34) 965 12 49 50
cype@cype.com

www.cype.fr

IMPORTANT: CE TEXTE REQUIERT VOTRE ATTENTION

L'information contenue dans ce document est propriété de CYPE Ingenieros, S.A. et la reproduction partielle ou totale ainsi que la diffusion sous quelques forme et support que ce soit est interdite sans l'autorisation expresse et préalable de CYPE Ingenieros, S.A.. L'infraction des droits de propriété intellectuelle peut constituer un délit au sens de l'Article L.122-4 du Code de la Propriété Intellectuelle.

Ce document et l'information qui l'accompagne sont partie intégrante et indissociable de la documentation qui accompagne la Licence d'Utilisation des programmes informatiques de CYPE Ingenieros, S.A.. Par conséquent elle est soumise aux mêmes devoirs et conditions.

N'oubliez pas que vous devrez lire, comprendre et accepter le Contrat de Licence d'Utilisation du software associé à cette documentation avant toute utilisation d'un des composants du produit. Si vous N'ACCEPTÉZ PAS les termes du Contrat de Licence d'Utilisation rendez immédiatement le software et tous les éléments qui l'accompagnent au lieu d'achat afin d'en obtenir le remboursement intégral.

Ce manuel correspond à la version du software dénommé Structures 3D par CYPE Ingenieros, S.A. L'information contenue dans ce document décrit substantiellement les caractéristiques et méthodes d'utilisation du ou des programmes qu'elle accompagne.

L'information contenue dans ce document peut avoir été modifiée postérieurement à l'édition mécanique de ce livre sans avis préalable. Le software associé à ce document peut être soumis à des modifications sans avis préalable.

CYPE Ingenieros, S.A. dispose d'autres services parmi lesquels se trouvent les Mises à Jour, qui vous permettront d'acquérir les dernières versions du software et la documentation qui l'accompagne. Si vous avez des doutes sur les présentes conditions, par rapport au Contrat de Licence d'Utilisation du software, ou si vous souhaitez simplement rentrer en contact avec CYPE Ingenieros, S.A., adressez-vous à votre Distributeur Local Autorisé ou au Service Après-Vente de CYPE Ingenieros, S.A. à l'adresse suivante :

Avda. Eusebio Sempere, 5 · 03003 Alicante (Espagne) · Tel: +34 965 92 25 50 · Fax: +34 965 12 49 50 · www.cype.com

© CYPE Ingenieros, S.A.

Edité et imprimé à Alicante (Espagne)

Windows ® est une marque enregistrée de Microsoft Corporation ®

Présentation	5	1.9.4.1. Diagramme moment rotation	23
1. Mémoire de calcul	7	1.9.4.2. Analyse de la raideur rotationnelle des assemblages	24
1.1. Résolution de problèmes	7	1.9.5. Causes de non dimensionnement d'un assemblage	28
1.2. Analyse réalisée par le programme	7	1.10. Dimensionnement des assemblages tubulaires	28
1.3. Système unitaire	8	1.10.1. Typologies d'assemblages tubulaires	28
1.4. Matériaux employés	8	1.10.2. Vérifications	29
1.5. Actions	9	1.11. Poutres mixtes	29
1.5.1. Hypothèses additionnelles	9	1.12. Résistance au feu dans structures 3D	30
1.5.2. Etats limites (combinaisons)	9	1.12.1. Caractéristiques générales	30
1.5.3. Charges	10	1.12.2. Sélection des normes	30
1.5.4. Considération des effets du 2nd ordre (PA)	11	1.13. Fondations isolées	30
1.6. Description des barres	12	1.13.1. Semelles isolées	31
1.6.1. Flambement	13	1.13.2. Semelles sur pieux	33
1.6.2. Déversement	14	1.13.3. Plaques d'ancrage	36
1.6.3. Pièces et groupements	14	1.13.4. Semelles en béton massif	37
1.6.4. Flèches	14	1.13.4.1. Calcul de semelle suivant le modèle solido-rigide	37
1.6.4.1. Groupe de flèches	15	1.13.4.2. Calcul de la semelle comme structure en béton massif	37
1.7. Vérifications réalisées par le programme	15	1.13.4.3. Liste des vérifications	39
1.8. Dimensionnement des tirants	15	1.13.5. Longrines de redressement et de liaison	40
1.8.1. Application de la méthode	16	1.13.5.1. Longrines de redressement	40
1.9. Dimensionnement des unions en I	17	1.13.5.2. Longrines de liaison	42
1.9.1. Typologies des assemblages en I	18	2. Implémentations normatives	43
1.9.2. Dimensionnement des assemblages en I	19	2.1. Implémentation de la norme espagnole	43
1.9.3. Consultation des assemblages en I	22	2.1.2. Norme EA-95 (MV-103) (Abrogée)	43
1.9.4. Raideurs rotationnelles	22	2.1.3. Norme EA-95 (MV-110) (Abrogée)	45

2.2. Implémentations de la norme portugaise	46
2.2.1. Norme MV-110 pour le Portugal	46
2.2.2. Norme R.E.A.E.	47
2.3. Implémentation de la norme brésilienne	47
2.3.1. Norme AISI-Brésil (Abrogée)	47
2.3.2. Norme NBR8800 (Abrogée)	48
2.4. Implémentation de la norme chilienne	49
2.4.1. Norme NCH427	49
2.5. Normes AISC	49
2.5.1. Norme AISC.LRFD/86	49
2.5.2. Norme AISI.ASD/89	51
2.6. Autres normes	53

Présentation

Structures 3D est un logiciel puissant et efficace conçu pour le calcul des ossatures 3D formées de barres en acier, en bois et en aluminium, et de leurs fondations superficielles en béton armé.

Il dimensionne automatiquement les efforts et déplacements et possède une base très complète de données des profilés laminés, formés à froid et reconstitués soudés. Il calcule n'importe quelle structure et vérifie toutes les exigences requises par la norme sélectionnée.

Grâce à la génération de vues, vous pouvez travailler avec des fenêtres 2D et 3D de manière totalement interactive. D'autre part, le logiciel redimensionne et optimise toutes les structures en bois, en acier et en aluminium. Les éléments peuvent être cotés sans avoir besoin d'introduire des coordonnées ni des mailles rigides ; ils peuvent également être importés de fichiers de dessin avec les axes des barres de la structure.

Ce document est un mémoire de calcul expliquant la méthodologie suivie par le programme.

1. Mémoire de calcul

1.1. Résolution de problèmes

Structures 3D calcule des structures tridimensionnelles (3D) définies par des éléments type barres dans l'espace et nœuds à l'intersection de celles-ci.

Les barres peuvent être en acier, en bois, en aluminium, en béton et de sections génériques et il est possible de définir leurs caractéristiques mécaniques et géométriques.

Pour les barres en acier, en bois ou en aluminium, le dimensionnement sera réalisé automatiquement par le programme.

Les fondations superficielles et les longrines en béton armé sont calculées pour les appuis définis par des barres verticales ou inclinées arrivant sur l'appui.

L'introduction des données et la consultation des résultats sont réalisées de manière graphique. Toutes deux peuvent être listées en fichier texte et sorties sur imprimante.

Le dessin des plans et les diagrammes des efforts peuvent être obtenus par imprimante, plotter, fichiers DXF et méta-fichier.

1.2. Analyse réalisée par le programme

Le programme considère que les matériaux ont un comportement élastique et linéaire. Les barres définies sont des éléments linéaires.

Les charges appliquées sur les barres peuvent être placées dans n'importe quelle direction. Le programme ad-

met toutes les typologies : uniformes, triangulaires, trapézoïdales, ponctuelles, moments et incréments de températures différents en des faces opposées.

Au niveau des nœuds, il est possible d'introduire des charges ponctuelles, également dans n'importe quelle direction. Le type de nœud employé est totalement générique et il est possible de définir des liaisons intérieures encastrées ou articulées ; les extrémités des barres via des coefficients d'encastrement (entre 0 et 1) ou via leur raideur rotationnelle (moment/rotation), et ces extrémités peuvent également être articulées.

Il est possible de définir tout type d'appui, encastré ou articulé, ou en articulant un de ses degrés de liberté. Les appuis (ou liaison extérieure) peuvent être élastiques, en définissant les constantes correspondantes à chaque degré de liberté co-actionné.

Les cas de charge sont établis selon leur origine et peuvent être assignés à une charge permanente, d'exploitation, de vent, de séisme (statique), de neige ou accidentelle. Il est également possible de prendre en compte le séisme dynamique.

À partir des hypothèses basiques, peut être défini et calculé n'importe quel type de combinaison avec différents coefficients de combinaisons, qu'ils soient en accord avec la norme sélectionnée ou définis par l'utilisateur.

Les états limites et les combinaisons sont les suivants :

- E.L.U. rupture. Béton
- E.L.U. rupture. Béton en fondations
- E.L.U. rupture. Acier (Laminé et reconstitué soudé)

- E.L.U. rupture. Acier (Formé à froid)
- E.L.U. rupture. Bois
- E.L.U. rupture. Aluminium
- Contraintes sur le terrain (Actions caractéristiques)
- Déplacements (Actions caractéristiques)

Pour chaque état, toutes les combinaisons sont générées en indiquant leurs nom et coefficients, selon la norme appliquée, le matériau utilisé et la catégorie d'utilisation.

A partir de la géométrie et des charges introduites, sont obtenues les matrices de charges par hypothèses simples et la matrice de rigidité de la structure. La matrice des déplacements des nœuds de la structure est obtenue par inversion de la matrice de rigidité par des méthodes frontales.

Une fois les déplacements obtenus par hypothèses, sont calculées toutes les combinaisons pour tous les états ainsi que les efforts dans chaque section à partir des efforts aux extrémités des barres et des charges appliquées sur celles-ci.

1.3. Système unitaire

Le programme Structures 3D permet d'utiliser aussi bien le système M.K.S. que le système international S.I. pour la définition des charges appliquées et pour l'obtention des efforts.

1.4. Matériaux employés

Les matériaux employés pour les barres sont classés par catégories :

- Acier laminé et reconstitué soudé
- Acier formé à froid
- Bois
- Aluminium
- Béton armé
- Profil générique

1 et 2. Si le matériau sélectionné est l'acier, il existe des archives types d'acier et de leurs caractéristiques définies par :

- Type d'acier : laminé, armé ou préformé
- Module d'élasticité longitudinale : E
- Limite élastique : σ_e , suivant le type en kg/cm²
- Coefficient de minoration de l'acier γ_s
- Coefficient de Poisson : ν . Le module d'élasticité transversale $G = \frac{E}{(1+\nu) \cdot 2}$ est calculé internement.
- Coefficient de dilatation thermique : α
- Poids spécifique : $\gamma = 7,85 \text{ T/m}^3$
- Elancement limite

Dans le cas où des plaques d'ancrage sont calculées, les paramètres de matériau pour les boulons et les vis sont également inclus.

Pour définir les caractéristiques de l'acier, vous devez consulter le paragraphe faisant référence aux normes.

Il est possible d'éditer des profils ou d'utiliser ceux de la bibliothèque.

Si vous utilisez la bibliothèque de profils en acier que Structures 3D offre par défaut, vous pourrez choisir la typologie de profils existants en sélectionnant pour chaque ouvrage ceux que vous allez utiliser.

Si, au contraire, vous désirez créer de nouvelles séries et types de profils, vous devrez indiquer dans chaque cas la

géométrie par ses valeurs X et Y, les épaisseurs 'e' des plaques et les données relatives à sa définition en fonction du type de profil.

3. Bois. Le type et la classe résistante doivent être sélectionnés en accord avec la norme choisie (Eurocode 5, NBR 7190 et Código Técnico).

4. Aluminium. L'aluminium utilisé et l'aluminium extrudé, en sélectionnant l'alliage et l'état de remise, en accord avec l'Eurocode 9.

5. Béton armé. Le béton est sélectionné par classification (basée sur sa résistance, le niveau de contrôle, etc.), en accord avec la norme.

6. Profil générique. Définition de la géométrie, des caractéristiques mécaniques et des propriétés du matériau.

1.5. Actions

Les actions peuvent être statiques et dynamiques (dans le cas du séisme) et sont définies selon leur nature par des hypothèses simples.

1.5.1. Hypothèses additionnelles

Structures 3D prend en compte les actions caractéristiques de chaque hypothèse simple définie comme additionnelle :

- Charge permanente
- Charge d'exploitation
- Vent
- Séisme
- Neige

- Accidentelle

Celles que générées par le logiciel sont considérées comme automatiques, par exemple :

- Le poids propre des barres
- Le séisme dynamique, lorsqu'il est activé

Les autres hypothèses sont considérées comme additionnelles. Il est possible de créer des dispositions de charge distinctes pour chaque hypothèse. Lorsque plusieurs dispositions de charge sont créées, vous devez préciser si elles sont simultanées, compatibles ou incompatibles. Lorsque plusieurs hypothèses additionnelles du même type sont définies, vous devez préciser si elles sont combinables ou non. Tout ceci est définissable par l'utilisateur.

1.5.2. Etats limites (combinaisons)

Pour chaque matériau, catégorie d'utilisation et norme sélectionnés, toutes les combinaisons seront générées automatiquement pour tous les états.

- Béton
- Béton de fondations
- Acier formé à froid
- Acier laminé
- Bois
- Aluminium
- Contraintes sur le terrain
- Déplacements

Pour chacun d'eux, il est possible de définir différentes situations de projet, qu'elles soient générales de la norme ou définies par l'utilisateur.

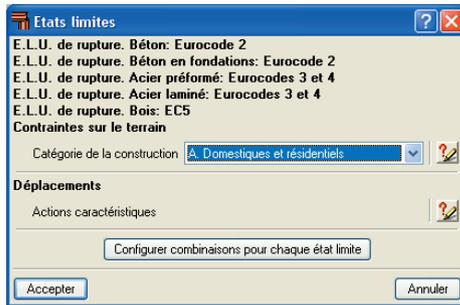


Fig. 1.1

1.5.3. Charges

Pour chaque hypothèse, il est possible de définir des charges :

- **Charges sur barres**

- Ponctuelle
- Uniforme
- En bande
- Triangulaire
- Trapézoïdale
- Moment ponctuel
- Augmentation uniforme de température
- Augmentation variable de température

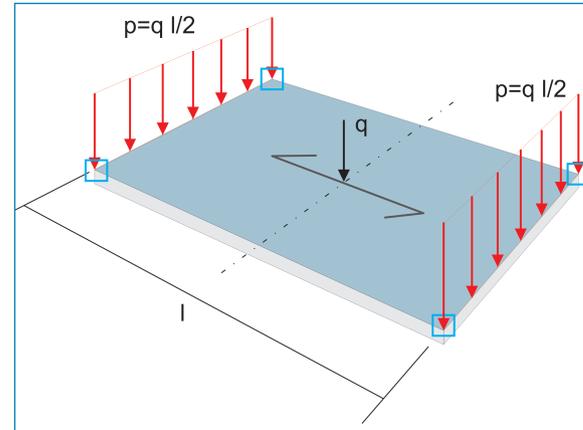
- **Charges sur nœuds**

Ponctuelles, dans n'importe quelle direction et n'importe quel sens suivant les axes généraux, ou en définissant le vecteur directeur selon ces axes (X,Y,Z).

- **Charges sur pans**

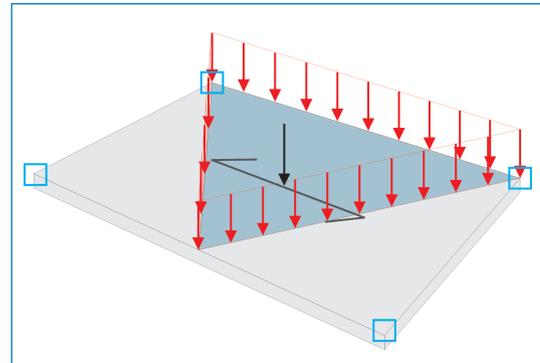
Un pan est une surface définie par des nœuds coplanaires. Sur un plan, il est possible de définir des charges superficielles uniformes ou variables, de manière à simuler un plancher ou une trame unidirectionnelle. Cette direction de répartition des charges appli-

quée peut être définie parallèlement à l'une des droites unissant les nœuds du périmètre du pan, en appliquant sur les barres les charges résultant d'une répartition isostatique des bandes ou des pannes tributaires.



- **Charges superficielles**

Ce type de charge agit de la même manière que celles appliquées sur les pans, avec comme particularité, la possibilité d'avoir des sommets étant des nœuds ou n'importe quel point intermédiaire des barres d'un pan.



Cette charge est répartie suivant la direction de répartition indiquée dans le plan.

Une seule charge superficielle peut être définie sur un même plancher.

- **Déplacements prescrits**

Pour chaque hypothèse de charge, il est possible de définir des déplacements suivant les axes généraux (déplacement et rotation) dans les nœuds d'appuis.

1.5.4. Considération des effets du 2nd ordre (PΔ)

Lorsqu'une hypothèse de vent ou de séisme est définie, il est possible de considérer l'amplification des efforts réduits par l'action de ces forces horizontales. Il est conseillé d'activer cette option pour le calcul.

La méthode se base sur l'effet P-delta dû aux déplacements produits par les actions horizontales, en abordant simplement les effets de second ordre à partir d'un calcul du premier ordre, et un comportement linéaire des matériaux, avec des caractéristiques mécaniques calculées avec les sections brutes des matériaux et leur module d'élasticité sécant.

Sous l'action horizontale, dans chaque nœud i , agit une force H_i . La structure se déforme et il se produit des déplacements Δ_i au niveau de chaque nœud. Dans chaque nœud, une charge de valeur P_i , transmise par le nœud à la structure, agit pour chaque hypothèse gravitaire.

Un moment renversant M_H dû à l'action horizontale H_i , à la cote z_i par rapport à la cote 0.00 ou au niveau sans déplacements horizontaux, dans chaque direction d'agissement de celui-ci :

$$M_H = \sum H_i \cdot z_i$$

De la même façon, on définit un moment par défaut P-delta, $M_{P\Delta}$, dû aux charges transmises par les barres aux

nœuds P_i , pour chacune des hypothèses gravitaires (k) définies, par les déplacements dus à l'action horizontale Δ_i .

$$M_{P\Delta k} = \sum_i P_i \Delta_i$$

Avec:

k : Pour chaque hypothèse gravitaire (poids propre, surcharge,...)

Si l'indice $C_K = \frac{M_{P\Delta k}}{M_{HK}}$, qui est l'indice de stabilité pour chaque hypothèse gravitaire et pour chaque direction de l'action horizontale, est calculé, il est possible d'obtenir un coefficient amplificateur du coefficient de majoration de l'hypothèse due aux actions horizontales pour toutes les combinaisons dans lesquelles agissent ces actions horizontales. Cette valeur est nommée γ_Z est égale à :

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - (\sum \gamma_{fgi} \cdot C_i + \sum \gamma_{fqi} \cdot C_j)}$$

Avec :

γ_{fgi} : Coefficient de majoration des charges permanentes de l'hypothèse i

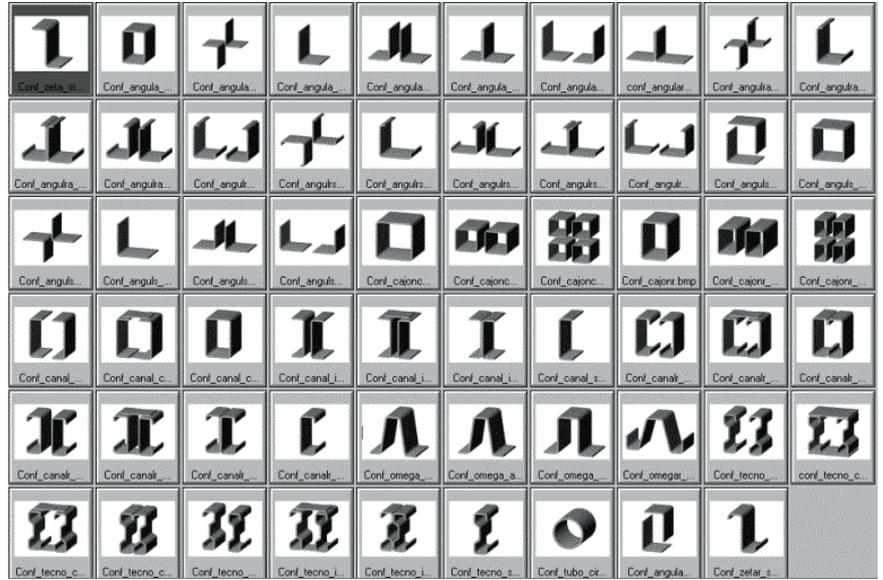
γ_{fqi} : Coefficient de majoration des charges variables de l'hypothèse j

γ_Z : Coefficient de stabilité globale

Pour le calcul des déplacements dus à chaque hypothèse d'actions horizontales, il ne faut pas oublier qu'un calcul du premier ordre a été réalisé, avec les sections brutes des éléments. Si on calcule les efforts pour le dimensionnement aux états limites, il paraîtrait logique que le calcul des déplacements de rigueur se fasse avec les sections fissurées et homogénéisées, ce qui serait très laborieux étant donné que cela suppose la non linéarité des matériaux, de la géométrie et des états de charge. Cela le rend inabordable du point de vue pratique avec les moyens normaux dis-

ponibles pour le calcul. Afin de simplifier le problème, on suppose donc une réduction des raideurs des sections, ce qui implique une augmentation des déplacements, étant donné qu'ils sont inversement proportionnels. Le logiciel sollicite comme donnée l'augmentation ou le 'facteur multiplicateur des déplacements' pour prendre en compte cette réduction de la raideur.

À ce point, il n'existe pas de critère unique ; c'est pourquoi le choix d'une valeur ou d'une autre est laissé à l'utilisateur en fonction du type de structure, du degré de fissuration estimé, des autres éléments raidissants, des noyaux, des escaliers, etc., qui, dans la réalité, peuvent réduire les déplacements calculés.

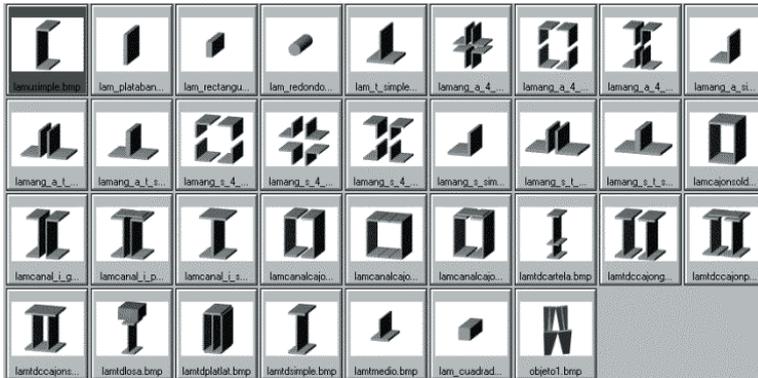


Formés à froid

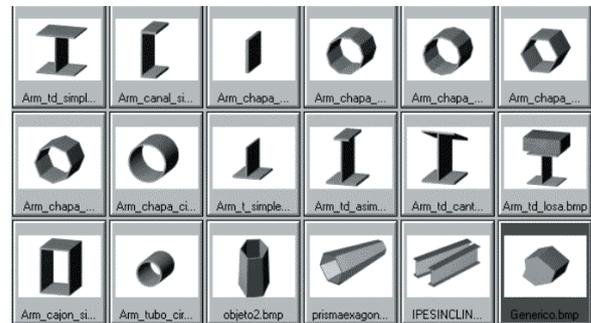
1.6. Description des barres

Pour chaque barre, il convient de définir son matériau, la forme de sa section (éditable ou de bibliothèque) et sa disposition, correspondant à l'ajustage de la section de la barre à l'axe de dessin.

- **Acier.** Il est possible de voir les différents types de sections simples ou composées que permet le logiciel : laminés, reconstitués soudés et formés à froid.



Laminés



Reconstitués soudés

- **Bois.** Section ronde, rectangulaire et variable.
- **Aluminium.** I, C simple, Angulaire, T, fer plat, tube rectangulaire et circulaire, creux et plein.

1.6.1. Flambement

Pour étudier les effets de flambement dus aux axes selon l'axe, il est possible de définir la longueur effective du flambement l_k ou le coefficient β , tel que $l_k = \beta \cdot l$, l étant la distance entre les nœuds de la barre. Lorsqu'une barre possède des nœuds intermédiaires, c'est la longueur ou le coefficient correspondant à la barre réelle entre ses appuis qui doit être donné, en tenant compte du fait qu'il est défini pour une barre qui est une partie de la totalité de celle-ci.

Il est également possible d'utiliser le « calcul approché de longueurs de flambement » en définissant la structure comme « à nœuds déplaçables » ou « fixe », en accord avec la méthode simplifiée et sa validité pour des structures sensiblement orthogonales, avec possibilité de consulter dans l'aide de la boîte de dialogue les hypothèses acceptées.

Sont également acceptées les hypothèses suivantes :

- Les poteaux flambent simultanément.
- Le raccourcissement élastique poteaux est négligé.
- Les poutres se comportent élastiquement et sont assemblées rigidement aux poteaux.
- La raideur des poutres n'est pas modifiée par les efforts normaux.

Les formules applicables sont :

- **Structures fixes**

$$\beta = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(K_A + K_B) + 1.1 K_A K_B}{K_A + K_B + 5.5 K_A K_B}}$$

avec

$$K_A = \frac{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_A}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_A + \sum \left(\frac{I_C}{L_C} \right)_A}$$

$$K_B = \frac{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_B}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_B + \sum \left(\frac{I_C}{L_C} \right)_B}$$

I_v : Inertie des poutres arrivant au nœud

L_v : Longueur des poutres arrivant au nœud

I_C : Inertie des poteaux arrivant au nœud

L_C : Longueur des poteaux arrivant au nœud

- **Structures à nœuds déplaçables**

$$\beta = \sqrt{\frac{9.6 + 4(R'_A + R'_B) + 1.25 R'_A R'_B}{R'_A + R'_B + 1.25 R'_A R'_B}}$$

avec

$$R'_A = 6 \frac{K_A}{1 - K_A} \quad R'_B = 6 \frac{K_B}{1 - K_B}$$

Limites du calcul approché

Il est important de prendre en compte les avertissements suivants :

- L'existence de nœuds intermédiaires dans des barres en continuité, auxquelles il n'arrive pas d'autres barres, invalide la méthode. Dans ce cas, il convient donc de réaliser les corrections manuelles considérées comme opportunes.

- La méthode approchée exige le classement de la structure comme « fixe » ou « à nœuds déplaçables », c'est pourquoi il faut faire attention à cette définition.
- Tout ce qui a été dit n'est applicable qu'aux barres métalliques.
- Si la structure introduite est un portique plan, les valeurs obtenues sont valables dans ce plan et peuvent ne pas l'être dans le plan perpendiculaire, étant donné qu'il n'existe pas d'éléments transversaux définis, surtout lorsqu'il existe des symétries, comme cela peut être le cas d'un portique à deux pans calculé de manière isolée.

1.6.2. Déversement

Dans des éléments fléchis, que se soit pour l'aile supérieure ou pour l'aile inférieure, il est possible de définir la distance ou la séparation entre les contreventements, ou le coefficient qui multiplie la longueur de la barre entre les nœuds, ainsi que le coefficient de moments applicable, distinct dans les différentes normes en fonction de la distribution des moments entre points d'étalement.

1.6.3. Pièces et groupements

Lorsqu'une barre est initialement introduite entre deux points, ses propriétés sont conservées, même si elle croise d'autres barres par la suite. Postérieurement, il est également possible de créer une pièce de barres alignées de plusieurs tronçons en marquant les extrémités.

Grouper permet de donner des caractéristiques communes à un ensemble de barres, qui sont dimensionnées pour la plus défavorable du groupe. Les barres peuvent ensuite être dégroupées.

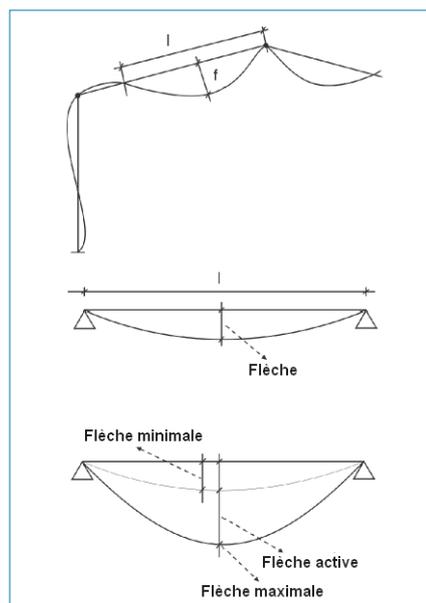
1.6.4. Flèches

Par 'flèche', on entend la distance maximale entre la droite unissant les nœuds extrêmes d'une barre et la déformée de la barre, sans prendre en compte que les nœuds extrêmes de la barre peuvent s'être déplacés. Cette distance se mesure perpendiculairement à la barre.

La 'flèche absolue' est la valeur en millimètres de la flèche, dans la direction considérée.

La 'flèche relative' est définie comme le quotient de la portée entre les points d'intersection de la déformée avec la barre divisée par une valeur à définir par l'utilisateur, et pouvant avoir, en plus des nœuds extrêmes de la barre de flèche nulle, un ou plusieurs points intermédiaires, en fonction de la déformée.

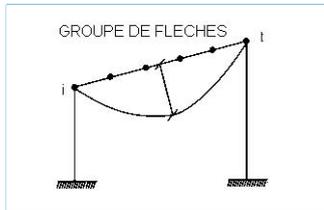
La 'flèche active' est la différence maximale en valeur absolue entre la flèche maximale et la flèche minimale de toutes les combinaisons définies dans l'état de déplacements.



Il est possible d'établir une limite pour la flèche maximale, la flèche active ou la flèche relative respectivement aux plans locaux xy ou xz de la barre.

1.6.4.1. Groupe de flèches

Lorsque les barres sont alignées, elles peuvent être groupées et la flèche peut être calculée entre les extrémités de cet ensemble de barres au lieu d'être calculée entre chacun des nœuds consécutifs.



Si la limite est dépassée, lors de la vérification de la barre après le calcul, celle-ci apparaîtra en rouge comme toutes les sections ne vérifiant pas les conditions.

1.7. Vérifications réalisées par le programme

En accord avec ce qui a été dit précédemment, le programme vérifie et dimensionne les barres de la structure selon les critères établis dans chaque norme et pour chaque matériau :

- Acier
- Bois
- Aluminium

Pour le béton et les profils génériques, seuls les efforts sont obtenus.

Si les limites sont dépassées, Structures 3D permet de réaliser un dimensionnement en cherchant dans la table des profils la section qui vérifie toutes les conditions, si elle existe.

Les barres ne satisfaisant pas apparaissent en rouge.

N'oubliez pas que chaque fois que vous modifiez un profil ou une barre, vous modifiez également la matrice de rigidité et théoriquement vous devez donc recalculer et révéifier les barres.

- **Vérifier les barres**

Lorsqu'une barre est sélectionnée, apparaît un tableau contenant la série du profil, les sections ne convenant pas étant marquées d'une croix rouge, et celles convenant d'un check vert. S'il y a des erreurs, elles sont indiquées.

- **Vérifications E.L.U.**

Il s'agit d'une liste détaillée contenant toutes les vérifications normatives, avec indication de l'article, de la formule et des valeurs appliquées pour les sollicitations défavorables de la section consultée.

En plus des vérifications de résistance, est réalisée :

- **La vérification de la résistance au feu**
- **La vérification des déformations (flèches)**

Ces deux dernières sont optionnelles et doivent être activées par l'utilisateur.

1.8. Dimensionnement des tirants

Les tirants sont un type de barre. Le fait que les tirants soient des barres à axe droit n'admettant que des efforts de traction dans la direction de leur axe implique que leur modélisation ne serait exacte que dans le cas où une analyse non linéaire de la structure serait effectuée pour chaque cas de charge, dans laquelle les tirants dont les axes sont de compression devraient être supprimés dans chaque calcul.

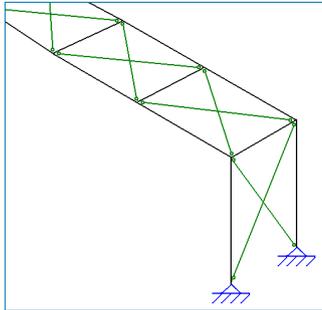
De plus, pour réaliser un calcul dynamique sans considérer les tirants comprimés, il serait nécessaire de réaliser une

analyse dans le domaine du temps avec des accélérogrammes.

Comme approximation à la méthode exacte, nous proposons une méthode alternative dont les résultats, dans les cas respectant les conditions détaillées ci-après, sont suffisamment acceptables pour la pratique habituelle de la conception de structures avec des éléments tirants.

La méthode possède les limites suivantes, dont le respect est vérifié par le logiciel :

1. L'élément tirant fait partie d'un raidissement en forme de croix de Saint André encadrée à ses quatre bords, ou à trois, si le raidissement arrive à deux liaisons extérieures. De plus, chaque cadre raidi doit former un rectangle (les quatre angles intérieurs droits).



2. La raideur normale des tirants (AE/L) est inférieure à 20% de la raideur normale des éléments qui encadrent cette croix de Saint André.
3. Chaque diagonale d'un même cadre raidi doit avoir la même section transversale, c'est-à-dire le même profil.

1.8.1. Application de la méthode

La méthode de calcul est linéaire et élastique avec formulation matricielle. Chaque tirant est introduit dans la matrice de raideur avec le seul terme de raideur normale (AE/L), où

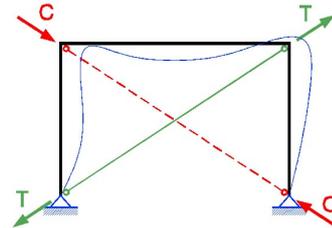
celle-ci est égale à la moitié de la raideur normale réelle du tirant. De cette manière, sont obtenus des déplacements dans le plan de raidissement semblables à ceux qui s'obtiendraient si la diagonale comprimée avait été supprimée de l'analyse matricielle, en considérant l'aire réelle de la section du tirant tracté.

Les efforts finaux sont obtenus dans chaque tirant pour chaque combinaison d'hypothèse. Et dans les cas où l'effort normal est de compression, on procède de la manière suivante :

- A. L'effort normal du tirant est annulé.
- B. Cet effort normal est ajouté à l'effort de l'autre tirant faisant parti du cadre raidi.
- C. L'équilibre des nœuds est restitué avec la nouvelle configuration des efforts normaux dans les tenseurs.

Étant donné que la méthode compatibilise des efforts et non des déplacements, il est important de prendre en compte la restriction des raideurs normales des sections formant le cadre raidi indiqué au paragraphe 2 précédent. En effet, plus les raccourcissements et les allongements relatifs des barres encadrant la croix de Saint André sont petits, plus la méthode gagne en exactitude. Dans tous les cas analysés par CYPE, les divergences entre les résultats obtenus par cette méthode et ceux obtenus par analyse non linéaire, ont été négligeables.

La figure suivante schématise le processus décrit.



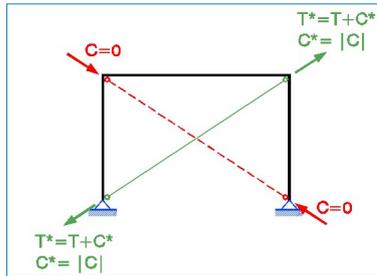
Efforts provenant de chacune des combinaisons d'étude :

T : effort normal dans le tirant en traction

C : effort normal dans le tirant comprimé

A. Annulation de l'effort dans le tirant comprimé. Asignation de la valeur de la compression au tirant en traction.

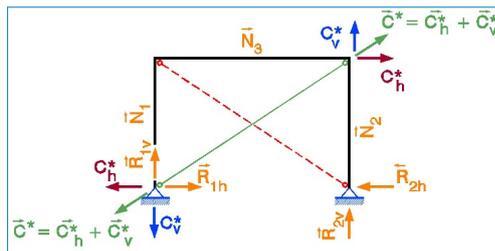
L'effort normal est supprimé dans le tirant comprimé ($C=0$), et ajouté au tirant en traction ($T^*=T+|C|$).



B. Distribution (par décomposition des forces) de l'augmentation de l'effort normal dans le tirant en traction (C^*).

L'augmentation de l'effort normal (C^*) dans le tirant est décomposée dans la direction des barres (ou réactions de liaison) qui arrivent aux nœuds.

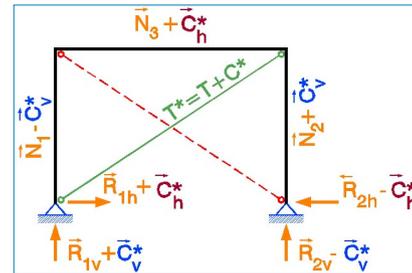
$N_1, N_2, N_3, R_{1h}, R_{1v}, R_{2h}, R_{2v}$: efforts et réactions dans les éléments qui encadrent le raidissement sans prendre en compte l'augmentation de traction dans le tirant tracté.



C. Restitution de l'équilibre dans les nœuds extrêmes ds tirants. Équilibre des forces.

Dans chaque barre et liaison externe de l'encadrement, la somme vectorielle des composantes de l'augmentation de traction (de même valeur absolue que la compression du tirant comprimé) est réalisée.

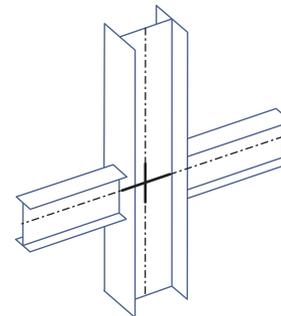
L'état final des efforts et des réactions résulte tel qu'indiqué sur la figure suivante :



Ces valeurs peuvent être consultées pour chaque barre ou nœud par hypothèses et pas combinaisons. Chaque hypothèse est traitée comme une combinaison unitaire.

1.9. Dimensionnement des unions en I

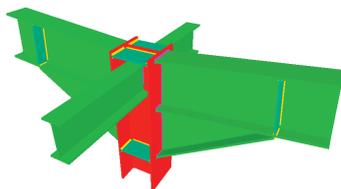
Lors du calcul des unions, il est considéré que les extrémités des barres sont des tronçons rigides sur la longueur que comprend le nœud.



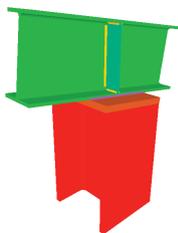
1.9.1. Typologies des assemblages en I

Vous trouverez ci-après quelques-unes des typologies implémentées dans Structures 3D. Vous trouverez l'ensemble des typologies disponibles sur notre page internet www.cype.com.

Assemblages I. Soudés. Hangars composés de profilés laminés et soudés en I.

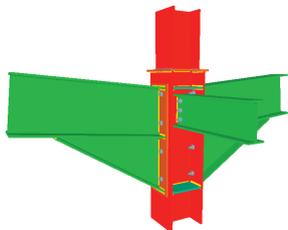


Assemblage soudé d'un poteau avec deux poutres encastrées avec jarrets, et avec une poutre orthogonale articulée (en extrémité de poteau)



Poutre passante appuyée sur poteau

Assemblages II. Boulonnés. Hangars composés de profilés laminés et soudés en I.

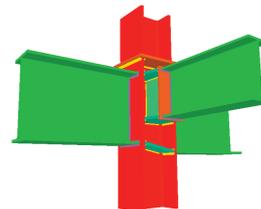


Assemblage boulonné d'un poteau avec deux poutres avec jarrets encastrées via des platines frontales et avec une poutre orthogonale articulée via une platine latérale (en transition de poteaux)

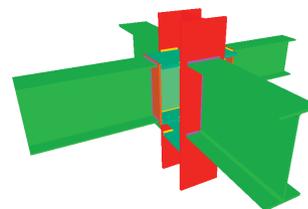


Assemblage boulonné en faitage de poutres avec jarrets inférieurs encastrés entre elles via des platines frontales

Assemblages III. Soudés. Portiques de bâtiment composés de profilés laminés et soudés en I.

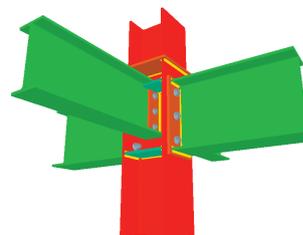


Assemblage soudé d'une poutre encastrée à l'âme du poteau et de deux autres aux ailes (en transition de poteaux)

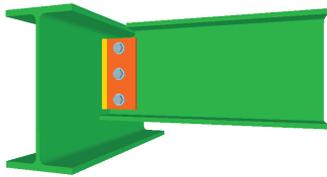


Assemblage soudé de deux poutres encastrées à l'âme du poteau et de deux autres aux ailes (poteau passant)

Assemblages IV. Boulonnés. Portiques de bâtiment composés de profilés laminés et soudés en I.



Assemblage boulonné de deux poutres encastrées aux ailes du poteau via des platines frontales et de deux autres orthogonales articulées via des platines latérales (en transition de poteaux)



Assemblage boulonné d'une poutre articulée à une autre via une platine latérale

1.9.2. Dimensionnement des assemblages en I

Lors du calcul d'une structure, le logiciel demande si vous désirez activer le calcul des assemblages soudés ou boulonnés. S'il n'est pas activé à ce moment, il est possible de le réaliser après le calcul en utilisant l'option « Assemblages > Calculer », en tenant en compte ce qui a été indiqué quant-à la taille des nœuds et à la prise en compte d'un tronçon extrême de la barre comme rigide dans la dimension finie du nœud.

Si, pendant le processus de calcul de la structure, des nœuds dont l'assemblage est résolu par le logiciel sont détectés, ce dernier dimensionnera l'assemblage et donnera un rapport et un plan détaillé de celui-ci.

Calcul des assemblages aux nœuds de l'ouvrage. EN 1993-1-8:2005

Sont dimensionnés les assemblages soudés et boulonnés (avec des boulons précontraints ou non).

Il est vérifié que les profilés des pièces et les composants des assemblages (raidisseurs, boulons, plaques, etc.) n'interfèrent pas entre eux, que les assemblages soient réalisables, que les cordons de soudure aient un espace suffisant pour pouvoir être réalisés et que les boulons peuvent être mis en place et serrés.

Tout le nœud est dimensionné en considérant les 6 efforts à chaque extrémité des barres qui arrivent au nœud, en optimisant les composantes en fonction de la forme, du comportement et de la géométrie du nœud.

Sont obtenus des plans détaillés, une liste justificative des vérifications réalisées et un métré détaillé de l'union et de ses composants.

Plusieurs options sont disponibles pour chaque type de vis, ainsi que de raidisseurs et de plaques d'ancrage de fondation.

Ces nœuds avec une géométrie équivalente, des profilés et des matériaux égaux, les mêmes coefficients d'encastrement ou de raideur rotationnelle différant de moins de 10%, et un comportement structural semblable, sont regroupés automatiquement.

Dans le cas d'assemblages boulonnés, la raideur rotationnelle est déterminée et un avis est émis lorsque la différence par rapport à celle assignée est supérieure à 20%. Dans le cas où sont observées des différences ne permettant pas d'assurer la validité des résultats du calcul, il est important de recalculer avec les nouvelles raideurs.

Vérification des assemblages en I boulonnés

Les vérifications des composantes qui sont réalisées sont :

- Cisaillement et élançement du panneau formé par l'âme du poteau. Il est renforcé avec une plaque soudée à l'âme.
- Contraintes combinées dans l'âme du profilé articulé.
- Contraintes combinées dans des raidisseurs et des plaques coplanaires avec des poutres encastrées à l'âme du poteau.
- Interaction flexion-cisaillement dans des plaques divisionnaires avec des profilés de différentes épaisseurs (raccords, transitions de poteaux, poutres encastrées à l'âme).

- Aire nette suffisante pour des tirants arrondis filetés.
- Flexion et poinçonnement par des forces perpendiculaires de l'âme ou de l'aile des pièces d'appui de profilés articulés.
- Résistance au flambement des raidisseurs.

Les vérifications dans les cordons de soudure sont :

- Épaisseur minimale des pièces à souder.
- Longueur réelle et effective minimale absolue et relative à la gorge du cordon.
- Épaisseur minimale et maximale ($0.7 t_{min}$) de gorge de soudure.
- Le matériau d'apport doit avoir au moins la même résistance que les pièces à unir.
- Angle minimal et maximal entre les surfaces à souder.
- Résistance des cordons : les trois composantes de la contrainte dans le plan de la gorge sont calculées et les équations sont vérifiées pour toutes les combinaisons d'actions de la norme. Dans des soudures en angle doubles, la vérification se fait dans l'angle aigu et dans l'angle obtus.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{//}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq K \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$K = 0.90 \text{ (EC3)}$$

$$K = 1.00 \text{ (CTE)}$$

Vérification des assemblages en I boulonnées

	Vérification	A.E.F.	A.A.F.	A.A.L.
1	Distances (maximales et minimales) des boulons aux bords, entre les boulons et aux pièces	x	x	x
2	Traction dans les boulons (y compris les forces de levier)	x	x	x
3	Cisaillement des boulons non précontraints et glissement aux E.L.U. pour des boulons précontraints	x	x	x
4	Interaction traction – effort tranchant des boulons non précontraints	x	x	x
5	Écrasement des boulons et de la platine	x	x	x
6	Écrasement des boulons et de l'âme du profilé articulé			x
7	Écrasement des boulons et de l'aile du profilé d'appui	x	x	
8	Poinçonnement de la platine	x	x	x
9	Poinçonnement de l'âme du profilé articulé			x
10	Poinçonnement de l'aile du profilé d'appui	x	x	
11	Flexion de la platine frontale	x	x	
12	Flexion de l'aile du profilé d'appui	x	x	x
13	Flexion de l'âme du profilé d'appui			x
14	Flexion de l'âme du profilé articulé		x	x
15	Flambement de l'âme du profilé articulé		x	
16	Flambement de la platine			x
17	Cisaillement et élanement du panneau formé par l'âme du poteau	x		
18	Déchirure de la platine		x	x
19	Déchirure de l'âme du profilé articulé			x
20	Traction de l'aile du profilé soudé à la platine	x		
21	Traction de l'âme du profilé soudé à la platine	x	x	
22	Traction de l'âme du poteau ou de la poutre passante	x	x	
23	Traction ou compression des raidisseurs	x	x	
24	Compression avec interaction des efforts tranchant et de torsion de l'aile du profilé soudé à la platine	x		
25	Compression avec interaction des efforts tranchant et de torsion de l'âme du profilé soudé à la platine	x		
26	Contraintes combinées dans l'âme du profilé articulé		x	
27	Contraintes combinées dans la platine			x
28	Poinçonnement de l'âme du profilé d'appui dû de la platine			x
29	Poinçonnement de l'aile du profilé d'appui dû de la platine			x
30	Contraintes dans les gorges effectives des soudures. L'influence des tractions dans les boulons est prise en compte.	x	x	x
31	Capacité de rotation. Moment résistant $M_{j,Rd}$. Mécanisme critique 1 ou 2 (charnière double ou simple)	x		

A.E.F.: Assemblage encastré avec platine frontale

A.A.F.: Assemblage articulé avec platine frontale

A.A.L.: Assemblage articulé avec platine latérale

Exportation des détails : lien entre projet et fabrication

Une fois la structure calculée avec les assemblages, il est possible d'exporter les détails à Tekla® Structures, à TecnoMetal® 4D et au format CIS/2, ce qui permet une communication directe entre la phase de projet et la phase de fabrication de la structure.

Plaques d'ancrage

Le module des assemblages soudés permet de dimensionner les plaques d'ancrages, les dimensions, les raidisseurs, les soudures et les boulons selon la norme d'acier sélectionnée.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq K \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

1.9.3. Consultation des assemblages en I

Après le calcul, il est possible de voir les assemblages qui ont été résolus en utilisant l'option **Consulter Assemblages** du menu **Assemblages**. Une fois cette option activée, si vous cliquez sur un nœud dimensionné (en vert), vous verrez les assemblages représentés.

Si vous cliquez sur un nœud pour lequel aucun assemblage n'a été dimensionné (en rouge), le logiciel affichera une vue 3D des barres arrivant à l'assemblage pour pouvoir voir s'il y a une interférence entre elles qui empêcherait la résolution de l'assemblage.

Si vous cliquez sur un nœud partiellement résolu (en orange), seuls les assemblages résolus apparaissent.

Vous pouvez consulter les onglets correspondants :

- **Détail.** Ce sont les dessins détaillés des assemblages dimensionnés.
- **Liste.** C'est le résumé des calculs réalisés et les métrés.
- **Vues 3D.** C'est une visualisation en 3D du nœud et de ses assemblages.

Bien que la licence d'utilisation ne dispose pas des modules d'assemblages, le logiciel permet à l'utilisateur d'activer le calcul des assemblages. Cela permet de visualiser, après le calcul, les vues 3D des assemblages qui pourraient être résolus avec les modules non acquis. Les détails et les listes de vérification et de métrés n'apparaissent pas dans ce cas. Lorsque le curseur est placé sur un de ces nœuds, un message apparaît indiquant les modules non acquis qui seraient capables de dimensionner l'assemblage.

1.9.4. Raideurs rotationnelles

Dans le calcul global de la structure, il est important de prendre en compte le comportement des assemblages afin que la distribution des efforts internes, des contraintes et des déformations soit correcte.

Pour établir de quelle manière doit être pris en compte l'effet du comportement des assemblages dans l'analyse de la structure, il est nécessaire de distinguer trois modèles simplifiés :

- Appuis simples : dans lesquels il est considéré qu'il n'y a pas transmission des moments fléchissants.
- Continus : dans lesquels il est considéré que le comportement des assemblages n'intervient pas significativement dans l'analyse de la structure.

- Semi-continus : dans lesquels il est nécessaire de prendre en compte le comportement de l'union dans l'analyse globale de la structure.

Étant donné que le logiciel réalise un calcul élastique de la structure, les relations suivantes surgissent des trois modèles précédents :

Classement des assemblages			
Type de modèle	Appui simple	Continu	Semi-continu
Analyse élastique	Articulation	Rigide	Semi-rigide

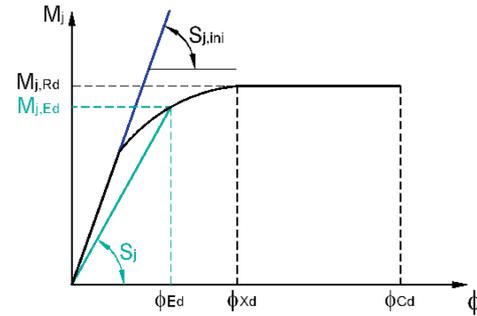
Les considérations correspondant aux types d'assemblages semi-rigides seront analysées plus loin.

1.9.4.1. Diagramme moment rotation

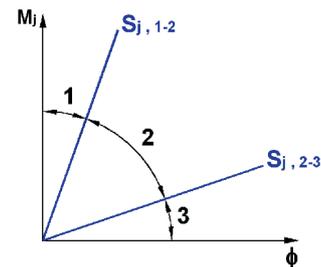
L'analyse du diagramme caractéristique moment-rotation permet d'étudier le comportement des assemblages, ce qui permet de définir les trois propriétés structurales principales de l'assemblage :

- Moment résistant $M_{j,Rd}$: Ordonnée maximale du diagramme.
- Raideur rotationnelle S_j : il s'agit de la raideur sécante pour une valeur du moment fléchissant $M_{j,Ed}$ agissant, définie jusqu'à la rotation ϕ_{Xd} qui correspond au point auquel $M_{j,Ed}$ égale $M_{j,Rd}$.
- Capacité de rotation ϕ_{Cd} : représente la rotation maximale du diagramme moment rotation.

La figure suivante montre un diagramme moment-rotation typique d'un assemblage :



Conformément à leur raideur rotationnelle S_j , les assemblages se classent en : articulations, assemblages rigides ou assemblages semi-rigides. Les limites entre un type et un autre sont montrées dans la figure suivante.



Avec:
 Zone 1. Assemblages rigides.
 Zone 2. Assemblages semi-rigides.
 Zone 3. Assemblages articulés.

1.9.4.2. Analyse de la raideur rotationnelle des assemblages

Le logiciel construit le diagramme caractéristique moment M_{yy} – rotation dans le plan xz pour chaque assemblage en extrémité de pièce pour laquelle a été possible le calcul de raideurs rotationnelles étant donnée la présence de composants déformables dans le nœud.

1.9.4.2.1. Calcul de la raideur initiale $S_{j,ini}$

Pour les efforts normaux ne dépassant pas 5% de la capacité de la section transversale, la raideur S_j de l'assemblage pour un moment agissant $M_{j,Ed}$ peut être obtenu avec l'expression suivante :

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{k_i}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité de l'acier

z : Bras mécanique de l'assemblage

k_j : Coefficient de raideur pour la i ème composante basique

μ : Relation de raideurs

$$\mu = \frac{S_{j,ini}}{S_j}$$

Le coefficient μ peut être déterminé de la manière suivante :

Pour $M_{j,Ed} \leq 2/3 \cdot M_{j,Rd} \rightarrow \mu = 1.00$ (Comportement élastique)

Pour $2/3 \cdot M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$:

$$\mu = \left(1.5 \cdot \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2,7} \quad (1.00 \leq \mu < 3.00)$$

Pour le calcul de la raideur initiale de l'assemblage $S_{j,ini}$, on utilisera la méthode des composants, selon laquelle :

Pour les assemblages poteau-poutre :

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1}}$$

Pour les raccords et les liaisons en faitage

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{eq}}}$$

Avec :

z_{eq} : Bras mécanique équivalent de l'assemblage :

$$z_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r}$$

wh_r : Distance entre la rangée r et le centre de compression (considéré comme coïncidant avec l'aile comprimée)

n : Nombre de rangées en traction

k_1 : Assemblages encastrés d'une poutre à l'âme du poteau : Coefficient de raideur des ailes du poteau face à l'effort tranchant.

$$k_1 = \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z_{eq}}$$

A_{vc} : Aire de cisaillement du panneau du poteau.

β : Coefficient de distribution des efforts, on adopte $\beta = 1.0$.

k_{eq} : Coefficient de raideur équivalente des rangées en traction de l'assemblage :

$$k_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r}{Z_{eq}}$$

$k_{eff,r}$: Coefficient de raideur effective de la rangée r

Pour les assemblages poteau-poutre :

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$$

Pour les raccords et les liaisons en faîtage :

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_5} + \frac{1}{2 \cdot k_{10}}}$$

k_3 : Assemblages encastrés d'une poutre à l'aile du poteau face à la traction.

Assemblages encastrés d'une poutre à l'âme du poteau : Coefficient de raideur de la platine verticale face à la traction.

$$k_3 = \frac{0.7 \cdot l_{eff,1} \cdot t_{wc}}{d_c}$$

k_4 : Assemblages encastrés d'une poutre à l'aile du poteau : Coefficient de raideur de l'aile du poteau face à la flexion. Assemblages encastrés d'une poutre à l'âme du poteau : Coefficient de raideur de la platine d'appui face à la flexion.

$$k_4 = \frac{0.9 \cdot l_{eff,1} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$$

k_5 : Coefficient de raideur de la platine frontale face à la flexion :

$$k_5 = \frac{0.9 \cdot l_{eff,1} \cdot t_p^3}{m^3}$$

k_{10} : Coefficient de raideur des boulons face à la traction :

$$k_{10} = \frac{1.6 \cdot A_s}{L_b}$$

$l_{eff,1}$: Plus petite valeur de la longueur efficace de la rangée de boulons, considérée individuellement ou en groupe de rangées.

m : Distance du boulon de la longueur efficace de la rangée de boulons, considérée individuellement ou par groupe de rangées.

d_c : Assemblages encastrés d'une poutre à l'aile du poteau : Épaisseur de l'âme du poteau. Assemblages encastrés d'une poutre à l'âme du poteau : Largeur de la platine verticale.

t_{wc} : Assemblages encastrés d'une poutre à l'aile du poteau : Épaisseur de l'âme du poteau. Assemblages encastrés d'une poutre à l'âme du poteau : Épaisseur de la platine d'appui.

t_p : Épaisseur de la platine frontale

A_s : Aire résistant à la traction des boulons

L_b : Longueur étirable du boulon.

1.9.4.2.2. Calcul du moment résistant plastique $M_{j,Rd}$

Le moment résistant plastique de l'assemblage $M_{j,Rd}$ s'obtient de la façon suivante :

- Est calculée la résistance minimale de la zone de traction, pour laquelle est obtenue la résistance à la traction de la chaque rangée de boulons en commençant par la rangée la plus éloignée du centre de compression, qui est supposé coïncider avec le centre de l'aile comprimée du profilé à unir. Pour la résistance de chaque rangée de boulons, c'est la plus petite des valeurs suivantes qui est adoptée :
 - la résistance de l'âme du poteau à la traction (Assemblages encastrés d'une poutre à l'aile d'un poteau)
 - la résistance de la platine verticale à la traction (assemblages encastrés d'une poutre à l'aile du poteau)

- la résistance de l'âme de la poutre à la traction
 - la résistance de l'aile du poteau à la flexion (assemblages encastrés d'une poutre à l'aile du poteau)
 - la résistance de la platine d'appui à la flexion (assemblages encastrés d'une poutre à l'âme du poteau)
 - la résistance de la platine frontale à la flexion
 - la résistance des boulons à la traction.
- b) Est calculée la résistance minimale de la zone comprimée. Pour cela, la plus petite des valeurs suivantes est adoptée :
- la résistance à la compression des raidisseurs (assemblages poteau-poutre avec raidisseurs)
 - la résistance à la compression de l'âme du poteau (assemblages poteau-poutre sans raidisseurs)
 - la résistance à la compression de l'aile du profilé.
- c) Est calculée la résistance du panneau du poteau au cisaillement (assemblage poteau-poutre)
- d) Est calculée la force maximale admissible de l'ensemble comme étant la valeur minimale de :
- la résistance minimum de la zone en traction
 - la résistance minimum de la zone comprimée
 - la résistance du panneau du poteau au cisaillement
- e) Cette force maximale est répartie entre les rangées en traction, en commençant par la rangée la plus éloignée du centre de compression, de telle manière que la force assignée à chaque rangée $F_{T,E,d,i}$ ne dépasse pas la capacité préalablement calculée.
- f) Est déterminé le moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$ avec l'expression suivante :

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{T,E,d,i}$$

Avec :

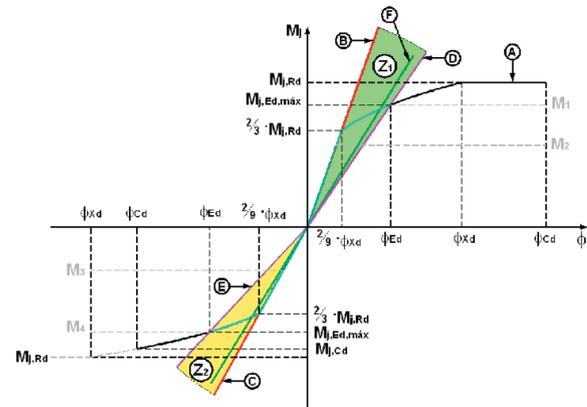
h_i : Distance entre la rangée de boulons avec indice i et le centre de compression.

$F_{T,E,d,i}$: Effort de traction dans la i ème rangée

n : Nombre de rangées de boulons situées dans la zone tractée de l'assemblage

1.9.4.2.3. Représentation du diagramme moment-rotation

Le diagramme moment-rotation de l'assemblage est dessiné à partir de la raideur initiale $S_{j,ini}$ et du moment résistant $M_{j,Rd}$, calculés dans les champs des valeurs positives et négatives, ainsi que des efforts agissant aux extrémités de la pièce. Sa représentation (courbe A) est affichée dans la figure suivante :



Sur le graphique, on distingue les données suivantes :

- a) Points caractéristiques du diagramme A :

$M_{j,Rd}$: Moment résistant élastique de l'assemblage.

$2/3 \cdot M_{j,Rd}$: Moment résistant élastique de l'assemblage.

$M_{j,Cd}$: Moment résistant correspondant à la capacité de rotation de l'assemblage ϕ_{Cd} .

$M_{j,Edmax}$: Moment sollicitant maximum de toutes les combinaisons (avec ou sans séisme).

ϕ_{Xd} : Rotation correspondant au moment résistant plastique.

$2/9 \cdot \phi_{Xd}$: Rotation correspondant au moment résistant élastique.

ϕ_{Cd} : Capacité de rotation de l'assemblage.

Lorsque que la rotation ϕ_{Cd} est inférieure à ϕ_{Xd} , le diagramme A s'interrompt au point correspondant ($M_{j,Cd}$; ϕ_{Cd}), étant donné que l'assemblage ne pourra pas atteindre la rotation ϕ_{Xd} pour le moment résistant $M_{j,Rd}$.

b) Droites :

B : Droite dont la pente est la raideur rotationnelle correspondant au plus petit moment positif agissant.

C : Droite dont la pente est la raideur rotationnelle correspondant au plus petit moment négatif agissant.

D : Droite dont la pente est la raideur rotationnelle correspondant au plus grand moment positif agissant.

E : Droite dont la pente est la raideur rotationnelle correspondant au plus grand moment négatif agissant.

F : Droite dont la pente est la raideur rotationnelle utilisée dans le calcul de la structure.

De plus, sont indiquées les droites dont les pentes sont la raideur rotationnelle initiale pour les moments positifs comme pour les moments négatifs.

c) Zones :

Z1 : Zone incluant les valeurs de raideur rotationnelle pour l'intervalle de moments positifs sollicitants.

Z2 : Zone incluant les valeurs de raideur rotationnelle pour l'intervalle de moments négatifs sollicitants.

De plus, sont indiquées les droites dont les pentes sont la raideur rotationnelle initiale pour les moments positifs comme pour les moments négatifs.

1.9.4.2.4. Application du diagramme moment-rotation

Raideur rotationnelle dans le plan xz de l'assemblage

Le logiciel propose d'adopter une valeur de raideur rotationnelle inférieure ou égale à la plus petite de celles correspondant aux droites D et E de la figure précédente.

Lorsqu'il existe une interaction significative du moment M_{yy} avec les efforts normaux et/ou les moments fléchissants M_{zz} (plan xy de l'assemblage), ce type d'analyse de la raideur perd en précision. C'est pourquoi le programme émet un avertissement si la condition suivante n'est pas vérifiée :

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.05$$

Avec :

$M_{z,Ed}$: Moment M_{zz} sollicitant.

$M_{z,pl,Ed}$: Moment résistant plastique du profilé.

N_{Ed} : Effort normal sollicitant.

$N_{pl,Rd}$: Effort normal résistant plastique du profilé.

Raideur rotationnelle dans le plan xy de l'assemblage

En considérant que les moments M_{zz} agissant sur un assemblage sont généralement négligeables devant les moments M_{yy} , le logiciel propose comme raideur rotationnelle la valeur correspondant à la raideur rotationnelle initiale $S_{j,ini}$ du plan xy, calculée de manière similaire à celle calculée pour le plan xz.

1.9.5. Causes de non dimensionnement d'un assemblage

Si le logiciel ne dimensionne pas un assemblage dont la typologie semble dans un premier temps implémentée dans le logiciel, cela peut être dû à l'une des circonstances expliquées ci-après :

a. Encastrement d'un profilé dans l'âme d'un autre

Dans le cas où l'on essaie d'encastrement un profilé dans l'âme d'un autre, cet assemblage ne pourra pas être résolu. Les extrémités d'une barre unies à l'âme d'une autre doivent toujours être articulées.

b. Interférence entre profilés

Si les ailes du profilé articulé qui vont être unies à l'âme d'un autre interfèrent avec celles de ce dernier, le logiciel ne pourra pas résoudre l'assemblage.

c. Épaisseur de la pièce

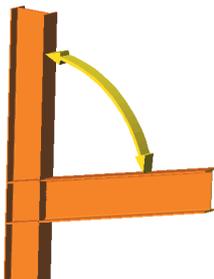
Dans le cas où l'épaisseur de gorge du cordon de soudure nécessaire est supérieur à 0,7 fois la plus petite épaisseur de pièce qu'elle unit.

d. Orthogonalité

Dans le cas où les plans contenant l'âme des barres ne sont pas les mêmes, ou qu'il ne sont pas perpendiculaires entre eux, le logiciel ne résoudra pas l'assemblage.

e. Angle

Si le point précédent est vérifié, l'angle que forme les faces des barres à souder doit être supérieur ou égal à 60° , dans le cas contraire, l'assemblage ne sera pas dimensionné.



f. Treillis

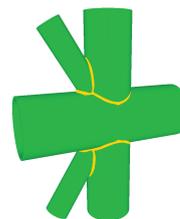
Si le nœud possède une configuration géométrique de barres pour laquelle il n'est pas possible d'appliquer les formules de résistance de la norme.

1.10. Dimensionnement des assemblages tubulaires

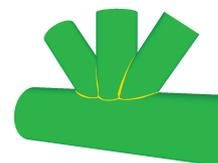
1.10.1. Typologies d'assemblages tubulaires

Sont présentées ci-après quelques-unes des typologies implémentées dans Structures 3D. Vous trouverez plus de typologies d'assemblages tubulaires sur notre site internet www.cype.com.

Assemblages V : Treillis plans composés de profilés tubulaires



Nœud double K sans espacement



Assemblage KT sans espacement

1.10.2. Vérifications

Deux groupes de vérifications sont réalisés : l'un comprenant les vérifications géométriques qu'exigent les normes et un autre comprenant les vérifications de résistance.

Les vérifications géométriques réalisées dans les assemblages avec des profilés tubulaires de section circulaires sont :

- Pour les cordons :
 1. Limite élastique maximum.
 2. Rapport entre le diamètre du cordon et son épaisseur.
 3. Classe de section (pour cordons comprimés).
 4. Épaisseur minimum et maximum de cordon.
- Pour les barres de remplissage :
 1. Limite élastique maximum.
 2. Rapport entre le diamètre de la barre et son épaisseur.
 3. Classe de section (pour pièces comprimées).
 4. Épaisseur minimum et maximum de la barre.
 5. Angle minimum entre les barres de remplissage et avec le cordon.
 6. Rapport entre le diamètre de la barre de remplissage et le diamètre du cordon.
 7. Espacement minimum entre barres de remplissage.
 8. Recouvrement minimum entre barres de remplissage.

Les vérifications de résistance réalisées dans les assemblages avec des profilés tubulaires de section circulaire sont :

1. Plastification de la face du cordon.
2. Poinçonnement de la face du cordon.
3. Interaction entre l'effort normal et les moments fléchissants.
4. Interaction entre l'effort normal et l'effort tranchant dans le cordon.
5. Effort tranchant dans la face du cordon dans le cas de barres se recouvrant.
6. On vérifiera la barre recouverte comme cordon de la barre recouvrante (pour un recouvrement supérieur au recouvrement limite indiqué dans la norme).
7. Plastification locale de la barre recouvrante.

Soudures :

Les cordons de soudure sont dimensionnés pour avoir au moins la plus petite résistance des barres à unir.

1.11. Poutres mixtes

Le calcul et le dimensionnement des poutres mixtes se fait selon l'Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.

Il est possible d'introduire des profilés en acier du type double T sous dalle de plancher avec tête supérieure en béton collaborant via l'utilisation de connecteurs.

En ce qui concerne le calcul, il faut définir la largeur de la tête de béton, laquelle influe sur la détermination du poids ; dans le dimensionnement à la flexion, il est nécessaire d'indiquer la largeur effective de la tête collaborante, qui est également considéré pour déterminer sa raideur.

On suppose qu'il y a des connecteurs, et on peut considérer que, si ceux réellement nécessaires ne sont pas mis en place, une connexion partielle peut être établie à l'aide d'un coefficient compris entre 0 et 1 (1 représente une collaboration totale).

Ainsi, le coefficient de fluage est sollicité pour déterminer le coefficient d'équivalence acier/béton de la section mixte, pour prendre en compte la durée des charges.

Pour le dimensionnement du profilé en acier sélectionné et de la dalle en béton, ce sont les normes d'acier et de béton correspondantes qui sont utilisées, en accord avec les critères indiqués dans l'Eurocode 4.

1.12. Résistance au feu dans structures 3D

1.12.1. Caractéristiques générales

Avec le module Contrôle de la résistance au feu (commun à CYPECAD), Structures 3D réalise la vérification de la résistance au feu et dimensionne le revêtement de protection des éléments structuraux en acier qui composent l'ouvrage selon l'Eurocode (EN 1993-1-2:2005).

La vérification de la résistance au feu pour les éléments structuraux en bois est réalisée par le module Profilés en bois. Ce module dimensionne les sections en bois face à l'action du feu pour qu'ils respectent la norme sélectionnée.

1.12.2. Sélection des normes

En ce qui concerne les aciers laminés et formés à froid, si la norme de dimensionnement sélectionnée est l'eurocode 3 et 4 et ses documents d'application correspondants pour la France et le Portugal, la norme utilisée pour la vérification de la résistance au feu est l'eurocode. Pour la norme CTE DB-SE A (Espagne), sont appliquées les prescriptions de la norme CTE DB-SI 6. Pour les autres normes d'acier laminé et formé à froid, la vérification de la résistance au feu n'est pour le moment pas réalisée.

Vous pouvez consulter les normes nationales et internationales implémentées sur notre site internet www.cype.com.

Les données pour la vérification de la résistance au feu dans Structure 3D (menu Ouvrage > Profilés en acier et Ouvrage > Profilés en bois).

Le module Contrôle de la résistance au feu réalise les vérifications suivantes :

- Pour les barres possédant des revêtements de protection, le logiciel dimensionnera l'épaisseur minimale nécessaire de ce revêtement de façon à ce que les exigences de la norme utilisée soient respectées.
- Pour les barres pour lesquelles aucun revêtement de protection n'a été défini, le logiciel vérifie cet élément avec les données de résistance au feu assignées.
- Si un revêtement est assigné à un élément structural et que le programme vérifie que celui-ci n'est pas nécessaire pour respecter les exigences de la norme utilisée, le logiciel émet un avis et considère une épaisseur minimale pour des raisons constructives.

1.13. Fondations isolées

Dans ce chapitre, sont indiquées les conditions générales prises en compte pour la vérification et le dimensionnement des éléments de fondation définissables dans Structures 3D sous les supports de la structure définie comme appui.

Les fondations et la structure peuvent être calculées indépendamment. Comme il s'agit d'éléments à appui fixe qui ne se tassent pas, ils n'influencent pas sur le calcul de la structure.

Etant donné qu'ils peuvent se calculer indépendamment, vous pouvez modifier la structure sans que cela n'affecte la fondation.

Il est également possible d'utiliser cette option comme un éditeur, en introduisant les éléments de fondation sans les calculer pour obtenir les plans et mesures.

1.13.1. Semelles isolées

Structures 3D calcule des semelles en béton armé et en béton massif. Les types de semelles étant les suivants :

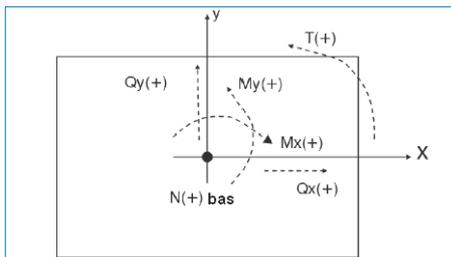
- Semelles d'épaisseur constante
- Semelles d'épaisseur variables ou pyramidales

En étage, elles se classifient en :

- Carrées
- Rectangulaires centrées
- Rectangulaires excentrées (cas particulier : milieux et coins)

Les charges transmises par les supports, se transposent au centre de la semelle pour obtenir leur résultante. Les efforts transmis peuvent être :

N : effort normal
 M_x : moment en x
 M_y : moment en y
 Q_x : effort tranchant en x
 Q_y : effort tranchant en y
 T : torseur



Les hypothèses considérées peuvent être : le Poids Propre, la Charge d'Exploitation, le Vent, la Neige et les Séismes.

Les états à vérifier sont :

- Les contraintes sur le terrain
- L'équilibre
- Le béton (flexion et effort tranchant)

Un dimensionnement peut être réalisé à partir des dimensions par défaut définies dans les options du programme, ou à partir de dimensions données.

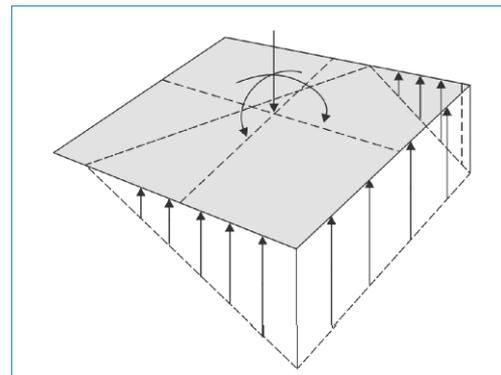
Il est aussi possible d'obtenir simplement l'armature à partir d'une géométrie donnée.

La vérification consiste à contrôler les aspects normatifs de la géométrie et de l'armature d'une semelle.

Contraintes sur le terrain

On considère un diagramme de déformation plan pour la semelle. Ainsi les diagrammes des contraintes du terrain obtenus en fonction des efforts sont de forme trapézoïdale. Les tractions ne sont pas admises et donc, lorsque la résultante sort du noyau central, des zones sans contrainte apparaissent.

La résultante doit rester à l'intérieur de la semelle, s'il n'en était pas ainsi, il n'y aurait pas équilibre. Le poids propre de la semelle est pris en compte.



Il est vérifié que :

- La contrainte moyenne n'est pas supérieure à celle du terrain.
- La contrainte maximale sur les bords ne dépasse pas un % de la moyenne selon le type de combinaison :
 - gravitationnelle : 25%
 - avec vent : 33%
 - avec séisme : 50%

Ces valeurs sont optionnelles et modifiables.

Etats d'équilibre

Il est vérifié que la résultante reste à l'intérieur de la semelle en appliquant les combinaisons des états limites correspondants.

L'excès relatif au coefficient de sécurité s'exprime par le concept de ' % de réserve de sécurité ' :

$$\left(\frac{0.5 \cdot \text{largeur semelle}}{\text{excentricité résultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

Si le résultat est égal à zéro, l'équilibre est strict ; plus il est grand, plus l'équilibre penche du côté de la sécurité.

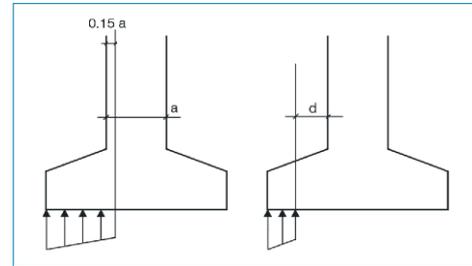
Etats du béton

La flexion de la semelle et les contraintes tangentielles doivent être vérifiées.

Moments de flexion

Dans le cas d'un poteau unique, la dimension du poteau vers l'intérieur est vérifiée avec la section de référence située à 0,15.

La vérification est effectuée dans les deux directions x et y, avec des poteaux métalliques et des plaques d'ancrage, au point milieu situé entre le bord de la plaque et le profil.



Efforts tranchants

La section de référence est située à une distance utile des bords du support.

Ancrage des armatures

L'ancrage est vérifié aux extrémités de ses armatures, en plaçant des ancrages en coude correspondants au cas considéré, et selon sa position.

Épaisseurs minimales

L'épaisseur minimale spécifiée dans la norme est vérifiée.

Séparation des armatures

Les séparations minimales prescrites par la norme sont vérifiées ; en cas de dimensionnement, un minimum pratique de 10 cm est pris.

Quantités minimales et maximales

La vérification des quantités minimales, mécaniques et géométriques spécifiées dans la norme est effectuée.

Diamètres minimaux

Il est vérifié que le diamètre soit celui correspondant au minimum établi dans la norme.

Dimensionnement

Le dimensionnement à la flexion oblige à disposer une certaine épaisseur de béton afin d'éviter la nécessité d'une armature de compression.

Il en va de même pour le dimensionnement à l'effort tranchant pour éviter la mise en place d'un renfort transversal.

Vérification à la compression oblique

Elle est réalisée au bord de l'appui, la contrainte dans le béton par rupture à la compression oblique ne pouvant pas être dépassée.

Selon le type de support, l'effort normal du support sera pondéré par :

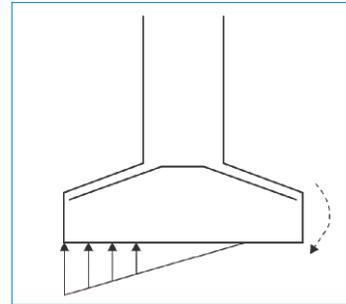
- Supports intérieurs : 1,15
- Supports au milieu : 1,4
- Supports en coin : 1,5

Ceci pour prendre en compte l'effet de l'excentricité des charges.

Le dimensionnement est toujours effectué avec des semelles rigides, bien que la vérification indique seulement la non vérification lorsque c'est le cas (débord/épaisseur ≤ 2).

Des options de disposition sont disponibles de façon à ce que l'utilisateur puisse choisir la forme de croissance de la semelle. Il est également possible de fixer une dimension, en fonction du type de semelle. Les résultats peuvent logiquement être différents en fonction de l'option sélectionnée.

Lorsque le diagramme des contraintes n'occupe pas toute la semelle, des tractions, dues au poids de la semelle en porte-à-faux, peuvent apparaître dans la face supérieure, au niveau de laquelle on mettra en place une armature supérieure si cela est nécessaire. L'utilisation du béton massif est également une option possible du logiciel.



1.13.2. Semelles sur pieux

Le programme calcule les semelles en béton armé sur des pieux de section carrée ou circulaire en accord avec les typologies suivantes :

- (A) Semelle sur 1 pieu
- (B) Semelle sur 2 pieux
- (C) Semelle sur 3 pieux
- (D) Semelle sur 4 pieux
- (B) Semelle sur pieux linéaire. Vous pouvez choisir un nombre de pieux (par défaut 3)
- (D) Semelle sur pieux rectangulaire. Vous pouvez choisir un nombre de pieux (par défaut 9)
- (D) Semelle rectangulaire sur 5 pieux (un central)
- (C) Semelle pentagonale sur 5 pieux
- (C) Semelle pentagonale sur 6 pieux (un central)
- (C) Semelle hexagonale sur 6 pieux
- (C) Semelle hexagonale sur 7 pieux (un central)

Critères de calcul

Les semelles sur pieux de type A sont basées sur le modèle de charges concentrées sur des éléments massifs. Elles sont armées avec des cercles verticaux et horizontaux (et optionnellement avec des diagonaux).

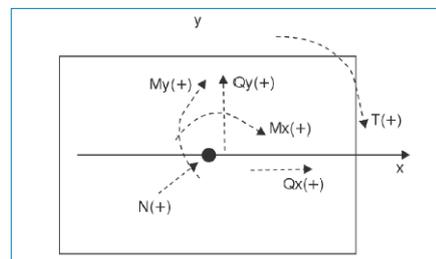
Les semelles sur pieux de type B sont basées sur des modèles de bielles et de tirants. Elles sont armées comme des poutres, avec une armature longitudinale inférieure, supérieure et de peau, en plus des cercles verticaux.

Les semelles sur pieux de type C sont basées sur des modèles de bielles et de tirants. Elles peuvent être armées avec des poutres latérales, diagonales, des grilles inférieures et supérieures et une armature périphérique de chaînage.

Les semelles sur pieux de type D sont basées sur des modèles de bielles et de tirants. Elles peuvent être armées avec des poutres latérales, diagonales (sauf les rectangulaires), et des grilles inférieures et supérieures.

Toutes les semelles sur pieux peuvent être vérifiées et dimensionnées. La vérification consiste à contrôler les aspects géométriques et mécaniques pour des dimensions et armatures données. Des charges peuvent ou non être définies. Le dimensionnement nécessite des charges et, à partir de dimensions minimales prises par le programme (dimensionnement complet) ou des dimensions initiales données par l'utilisateur (dimensionnement minimal), est obtenue (si c'est possible) une géométrie et des armatures en accord avec les normes et les options définies.

La norme EHE étant celle qui fournit le plus d'informations et d'analyses pour le calcul des semelles sur pieux, c'est celle qui a été adoptée comme norme de base pour les semelles sur pieux, toujours rigides. Dans les cas où d'autres normes telles que la ACI-318/95, la CIRSOC, la NB-1 ou la EH-91 sont possibles, la bibliographie technique du livre 'Estructuras de Cimentación' de Marcelo da Cunha Moraes et les critères de CYPE Ingenieros sont utilisés. Dans la liste des vérifications, apparaissent les normes et les articles appliqués.



Considérations de calcul et géométrie

Lors de la définition d'une semelle sur pieux, il est nécessaire d'indiquer les pieux, leur type, nombre et position. La capacité portante, c'est-à-dire la charge de service qu'est capable de supporter le pieu (sans majoration) est une donnée de celui-ci.

Il sera au préalable nécessaire de calculer la charge appliquée sur les pieux qui résultera du poids propre de la semelle, des actions extérieures et de l'application de la formule classique de Navier :

$$P_i = \frac{N}{\text{nb de pieux}} + M_x \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + M_y \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec les combinaisons de contraintes sur le terrain.

Le pieu le plus chargé est comparé avec sa capacité portante et, s'il la dépasse, un message est émis.

Lorsqu'un pieu est défini, la distance minimale entre les pieux est demandée. Cette donnée doit être fournie par l'utilisateur (la valeur par défaut est de 1 m) en fonction du type de pieu, du diamètre, du terrain, etc.

Lors de la définition d'une semelle sur pieu de plus de 1 pieu, vous devez définir les distances entre les axes des pieux (1 m par défaut). Il est vérifié que cette distance est supérieure à la distance minimale.

La vérification et le dimensionnement des pieux sont basés sur la charge maximale du pieu le plus chargé en appliquant les combinaisons de béton sélectionnées aux charges par hypothèses définies.

Si vous voulez que toutes les semelles sur pieux de même typologie aient une géométrie et une armature spécifique, vous disposez dans le menu Ouvrage > Options > Fondation sur Pieux d'une option appelée 'Charges par pieu' qui, lorsqu'elle est activée, permet d'unifier les semelles sur pieux, de manière à pouvoir dimensionner la semelle pour la capacité portante du pieu. Dans ce cas, définissez un coefficient de majoration de la capacité portante (coefficient de sécurité pour la considérer comme une combinaison de plus) nommé Coefficient d'utilisation du pieu (1,5 par défaut).

Si vous ne voulez pas prendre en compte toute la capacité portante du pieu, vous pouvez définir un pourcentage de celle-ci, appelée 'Fraction de charges des pieux' et variable de 0 à 1 (1 par défaut).

Dans ce cas, le programme déterminera le maximum entre la valeur précédente, qui est fonction de la capacité portante, et le maximum des poteaux par les charges extérieures appliquées.

Dans certaines zones et pays, c'est une pratique habituelle, et on obtient une seule semelle par diamètre et nombre de pieux, ce qui simplifie l'exécution. Par défaut, cette option est désactivée.

Relativement aux efforts, les vérifications suivantes sont réalisées :

- Avertissement des contraintes dans les pieux : contrainte maximale $\geq 10\%$ de la compression maximale.
- Avertissement des moments fléchissants : il sera nécessaire de disposer des longrines de liaison (semelles sur pieux A et B)

- Avertissement d'efforts tranchants excessifs : si dans une combinaison, l'effort tranchant est supérieur à 3% de l'effort normal avec vent ou, dans d'autres combinaisons, de l'à propos de mettre en place des pieux inclinés.
- Avertissement des torsions : si elles existent telles que définies dans les charges

Il n'est pas possible d'introduire des longrines de liaison. Ces longrines absorberont les moments dans la direction où elles agissent. Pour les semelles sur pieux de 1 pieu, elles sont toujours nécessaires dans les deux directions. Pour les semelles sur pieux de 2 pieux ou linéaires, elles le sont dans la direction perpendiculaire à la ligne des pieux. Cet avertissement apparaîtra toujours lors de la vérification.

Le programme ne considère aucune excentricité minimale ou constructive, bien qu'il soit habituel de prendre en compte 10% de l'effort normal afin d'éviter les poses incorrectes du pieu ou de la propre semelle sur pieu.

Vous pouvez incrémenter les moments de la valeur de $0,10 \times N$ dans les hypothèses de charge correspondantes si vous le jugez nécessaire.

Vérifications réalisées :

- **Vérifications générales :**
 - Affichage des erreurs directement sur l'écran
 - Avertissement qu'il n'y a pas de supports définis
 - Débord minimum depuis le périmètre du pieu
 - Débord minimum depuis l'axe du pieu
 - Débord minimum depuis le pilier
 - Largeur minimale du pieu
 - Capacité portante du pieu

- **Vérifications particulières :**

Pour chaque type de semelle sur pieux les vérifications géométriques et mécaniques indiquées dans la norme sont réalisées. Nous vous recommandons de réaliser un exemple de chaque type afin d'obtenir la liste des vérifications, où vous pourrez observer chacune des vérifications réalisées, les avertissements émis et les références aux paragraphes de la norme ou du critère utilisé par le programme.

Pour les semelles sur pieux, vous pouvez obtenir les listes des données introduites, les mesures des semelles sur pieux, le tableau des pieux et la liste des vérifications.

Pour ce qui est des plans, vous pourrez obtenir graphiquement la géométrie et les armatures obtenues ainsi qu'un tableau de mesures et de résumés.

1.13.3. Plaques d'ancrage

Pour la vérification d'une plaque d'ancrage, l'hypothèse de base assumée par le programme est celle de la plaque d'ancrage rigide ou hypothèse de Bernouilli. Ceci implique de supposer que la plaque d'ancrage reste plane face aux efforts auxquels elle est soumise, de façon à pouvoir négliger les déformations dues à la répartition des charges. Pour que cela soit vérifié, la plaque d'ancrage doit être symétrique (ce que le programme garantit dans tous les cas) et suffisamment rigide (épaisseur minimale en fonction du côté).

Les vérifications à effectuer pour valider une plaque d'ancrage sont divisées en trois groupes, selon l'élément contrôlé : béton de fondation, boulons d'ancrage et plaque proprement dite, avec ses raidisseurs, s'il y en a.

1. Vérification relative au béton. Elle consiste à vérifier qu'au point le plus comprimé sous la plaque, la valeur de la contrainte admissible du béton n'est pas dépassée.

La méthode utilisée est celle des contraintes admissibles, en supposant une distribution triangulaire des contraintes sur le béton qui peuvent seulement être de compression. La vérification du béton est uniquement effectuée lorsque la plaque est appuyée sur celui-ci, et qu'il n'y a pas de traction simple ou composée. D'autre part, la rotation entre le béton et la plaque d'ancrage est négligée, c'est-à-dire que la résistance aux efforts tranchants et de torsion repose exclusivement sur les boulons.

2. Vérifications relatives aux boulons. Chaque boulon est soumis, dans le cas général, à un effort normal et à un effort tranchant, tous deux étant évalués indépendamment. Le programme considère que dans les plaques d'ancrage appuyées directement sur la fondation, les boulons travaillent uniquement en traction. Dans le cas où la plaque d'ancrage est à une certaine hauteur au-dessus de la fondation, les boulons pourront travailler en compression, la vérification correspondante de flambement étant réalisée sur ceux-ci (en considérant le modèle de poutre bi-encastée, avec possibilité d'allongement relatif des appuis normal à la directrice : $b = 1$) ainsi que le déplacement des efforts à la fondation (il apparaît une flexion due aux efforts tranchants sur le profil). Le programme réalise trois groupes de vérification pour chaque boulon :

Contrainte sur la tige. Consiste à vérifier que la contrainte ne dépasse pas la résistance de calcul du boulon.

Vérification du béton environnant. A part l'épuisement de la tige du boulon, une autre cause d'échec est la rupture du béton qui l'entoure pour une ou plusieurs des raisons suivantes :

- Glissement par perte d'adhérence
- Arrachement par le cône de rupture
- Rupture par l'effort tranchant (concentration des contraintes par effet de prisme).

Pour calculer le cône de rupture de chaque boulon, le programme considère que la génératrice de celui-ci forme un angle de 45° avec son axe. Est prise en compte la réduction d'aire effective par la présence des autres boulons proches, à l'intérieur du cône de rupture en question.

Ne sont pas pris en compte les effets suivants, dont l'apparition doit être vérifiée par l'utilisateur :

- Boulons très proches du bord de la fondation. Aucun boulon ne doit être à une distance du bord de la fondation plus petite que celle de sa longueur d'ancrage, étant donné que l'aire effective du cône de rupture sera réduite et que, de plus, apparaîtra un autre mécanisme de rupture latérale par effort tranchant non pris en compte dans le programme.
- Epaisseur réduite de la fondation. N'est pas pris en compte l'effet du cône de rupture global qui apparaît lorsqu'il y a plusieurs boulons groupés et que l'épaisseur du boulon est petite.

Ecrasement de la plaque. Le programme vérifie également que, dans chaque boulon, l'effort tranchant que produit l'écrasement de la plaque contre le boulon n'est pas dépassé.

1.13.4. Semelles en béton massif

Dans les semelles en béton massif, les efforts à l'état limite ultime sont uniquement repris par le béton.

Cependant, le programme permet de mettre en place des grilles dans les semelles, mais le calcul sera réalisé comme pour une structure faiblement armée, c'est-à-dire comme pour des structures dans lesquelles les armatures ont pour seul but de contrôler la fissuration due à la rétraction thermique, sans considérer les effets résistants (aux efforts).

Il convient de signaler que, contrairement à la croyance couramment répandue, les structures en béton massif requièrent des attentions plus grandes que celles en béton armé ou précontraint lors du projet et de l'exécution.

Dans le mémoire de calcul, il sera traité des aspects de ces semelles qui présentent des différences significatives avec les semelles en béton armé, et il sera fait référence au mémoire de calcul des semelles en béton armé pour les aspects communs aux deux.

1.13.4.1. Calcul de semelle suivant le modèle solido-rigide

Le calcul de la semelle comme solido-rigide comprend, pour les semelles isolées, deux vérifications :

- Vérification de basculement
- Vérification des contraintes sur le terrain

Ces deux vérifications sont identiques à celles réalisées pour les semelles en béton armé, et sont expliquées dans le mémoire de calcul de ces semelles.

1.13.4.2. Calcul de la semelle comme structure en béton massif

Dans ce paragraphe sont présentées les différences fondamentales avec les semelles en béton armé. Sont exposées ci-après les trois vérifications réalisées pour le calcul structural des semelles en béton massif.

Vérification à la flexion

Les sections de référence employées pour le calcul à la flexion dans les semelles en béton massif sont les mêmes que celles utilisées dans les semelles en béton armé et sont développées dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

Dans toutes les sections, il doit être vérifié que, dans l'hypothèse de déformation plane, les contraintes de flexion produites par l'action du moment fléchissant de calcul, sont inférieures à la résistance à la flexotraction donnée par la formule suivante :

$$f_{ck,min} = 1,43 \cdot \left(\frac{16,75 + h^{0,7}}{h^{0,7}} \right) \cdot f_{ctd,min}$$

$$f_{ctd,min} = \frac{0,21}{1,5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Dans les formules précédentes, f_{ck} est en N/mm² et h (épaisseur) en mm.

Vérification à l'effort tranchant

Les sections de référence employées pour le calcul à l'effort tranchant sont les mêmes que pour les semelles en béton armé, et sont décrites dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

Dans toutes les sections, vous devez vérifier que la contrainte tangentielle maximale produite par l'effort tranchant ne dépasse pas la valeur de $f_{ct,d}$ donnée par la formule suivante :

$$f_{ct,d} = \frac{0,21}{1,5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Vérification à la compression oblique

La vérification d'épuisement du béton par compression oblique est réalisée au bord de l'appui et il est vérifié que la contrainte tangentielle de calcul au périmètre de l'appui est inférieure ou égale à une valeur maximale donnée.

Cette vérification sera la même quelle que soit la norme, en appliquant l'article 46.4 de la norme espagnole EHE-98.

Cet article établit ce qui suit :

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d}$$

$$F_{sd,ef} = \beta$$

$$\tau_{rd} = f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd}$$

Où :

- f_{cd} est la résistance de calcul du béton à la compression simple.
- F_{sd} est l'effort normal que transmet le support à la semelle
- β est un coefficient prenant en compte l'excentricité de la charge. Lorsqu'il n'y a pas transmission des moments entre le support et la semelle, ce coefficient prend la valeur unitaire. Dans le cas où les moments sont transmis, selon la position du poteau, le coefficient prend les valeurs indiquées dans le tableau suivant.

Valeur du coefficient d'excentricité de la charge	
	β
Supports intérieurs	1,15
Supports au milieu	1,4
Supports en coin	1,5

- u_0 est le périmètre de vérification, qui prend les valeurs suivantes :
 - Pour les supports intérieurs, sa valeur est celle du périmètre du support.
 - Pour les supports milieux, il vaut :

$$u_0 = c_1 + 3 \cdot d \leq c_1 + 2 \cdot c_2$$

- Pour les supports en coin, il vaut :

$$u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$$

Où c_1 est la largeur du support parallèle au côté de la semelle pour laquelle le support est au milieu et c_2 est la largeur de la semelle dans la direction perpendiculaire à celle du milieu.

- d est l'épaisseur utile de la semelle.

Cette vérification est réalisée pour tous les supports arrivant à la semelle et pour toutes les combinaisons du groupe de combinaison du béton.

Dans la liste des vérifications apparaît la contrainte tangentielle maximale obtenue en parcourant tous les piliers et toutes les combinaisons.

Comme vous pouvez le constater, cette vérification est analogue à celle réalisée pour les semelles en béton armé.

1.13.4.3. Liste des vérifications

Dans ce paragraphe, seront commentées les vérifications réalisées dans le cas des semelles en béton massif, qu'elles soient d'épaisseur constante, variable ou pyramidales.

Vérification de l'épaisseur minimale

Il s'agit de vérifier que l'épaisseur des semelles est supérieure ou égale à la valeur minimale indiquée par les normes pour les semelles en béton massif.

Dans le cas de semelles pyramidales ou d'épaisseur variable, cette vérification est réalisée sur le bord.

Vérification de l'épaisseur minimale pour l'ancrage des amorces

Il est vérifié que l'épaisseur de la semelle est supérieure ou égale à la valeur minimale nécessaire pour ancrer l'arma-

ture des piliers ou les boulons dans les plaques d'ancrage qui appuient sur la semelle.

Dans le cas de semelles pyramidales, l'épaisseur vérifiée est celle du piédestal.

Vérification de l'angle maximal du talus

Cette vérification est analogue à celle réalisée dans le cas des semelles en béton armé, et est expliquée dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

Vérification du débord

La vérification du débord est analogue à celle réalisée pour les semelles en béton armé, et est expliquée dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

Vérification des contraintes sur le terrain

Les vérifications des contraintes s'exerçant sur le terrain sont analogues à celles réalisées pour les semelles en béton armé, et sont expliquées dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

Vérification à la flexion

La vérification est réalisée en accord avec ce qui est dit au paragraphe 2.1. et les données apparaissant dans la liste de vérifications pour chaque direction sont indiquées ci-après.

- Le moment de calcul le plus défavorable agissant sur la section.
- Dans le paragraphe d'information additionnel apparaît le coefficient de profit maximal qui est la plus grande relation entre les efforts sollicitants et les efforts résistants.

Si une section n'est pas vérifiée, les données apparaissant dans la liste de vérifications pour cette direction sont les suivantes :

- Le premier moment fléchissant rencontré pour lequel la section ne résiste pas.
- La coordonnée de la section à laquelle agit le moment de flexion.

Vérification à l'effort tranchant

La vérification à l'effort tranchant est réalisée en accord avec ce qui a été expliqué au chapitre 1.13.4.2 de ce Mémoire de calcul, et les données apparaissant dans la liste de vérifications sont celles indiquées ci-après.

Dans le cas où toutes les sections vérifient les conditions de l'effort tranchant, dans la liste, pour chaque direction il est indiqué :

- La contrainte tangentielle de calcul produite par la relation la plus grande entre la contrainte tangentielle sollicitante et la contrainte tangentielle résistante.
- La contrainte tangentielle résistante de même section que celle où apparaît la contrainte tangentielle de calcul maximale.

Dans le cas où il existe une section (pour une direction) dans laquelle ne sont pas vérifiées les conditions à l'effort tranchant, les données apparaissant dans la liste des vérifications sont les suivantes :

- La contrainte tangentielle de calcul de la première section rencontrée pour laquelle les conditions de l'effort tranchant ne sont pas vérifiées.
- La coordonnée de la dite section.

Vérification de compression oblique

Cette vérification est analogue à celle réalisée pour les semelles en béton armé et est expliquée dans le paragraphe correspondant du mémoire de calcul.

Vérification de séparation minimale des armatures

C'est l'unique vérification réalisée sur les armatures que l'utilisateur peut mettre en place dans la semelle, étant donné que ces dernières ne sont pas prises en compte dans le calcul.

Cette vérification contrôle que la séparation entre les axes des armatures est supérieure ou égale à 10 cm, qui est la valeur adoptée pour toutes les normes comme critère de CYPE Ingenieros.

Cette vérification est uniquement réalisée dans le cas où l'utilisateur introduit une grille, afin d'éviter que les barres ne se placent démesurément proches les unes des autres, ce qui générerait le béton de la semelle.

1.13.5. Longrines de redressement et de liaison

1.13.5.1. Longrines de redressement

Le logiciel calcule les longrines de redressement en béton armé entre les fondations.

Les longrines de redressement sont utilisées pour le centrage des semelles superficielles et sur pieux. Deux types existent :

- Moments négatifs :  $A_s > A_i$
- Moments positifs :  armature symétrique

Des tables d'armature, définissables et modifiables, existent pour chaque type.

Les efforts sur les longrines de redressement sont :

- Moments et efforts tranchants nécessaires à l'effet de redressement.
- Aucune charge n'est admise sur elle et son poids propre n'est pas pris en compte car on suppose qu'il est transmis au terrain et ne reprend aucun effort.
- Lorsque plusieurs longrines de redressement arrivent sur une semelle, l'effort que reçoit chacune d'entre elles est proportionnel à sa raideur.
- Elles peuvent recevoir des efforts à une extrémité ou aux deux.
- Elles reprennent les efforts normaux de la même manière qu'une longrine de liaison, de même que la surcharge de compactage.

Si leur longueur est inférieure à 25 cm, un avis de longrine courte est émis.

Il existe une table d'armature pour chaque type, cette dernière étant vérifiée respectivement aux efforts auxquels elle est soumise.

Les vérifications suivantes sont réalisées :

- Largeur minimale des longrines ($\geq 1/20$ de la portée)
- Hauteur minimale des longrines ($\geq 1/20$ de la portée)
- Diamètre minimal de l'armature longitudinale
- Diamètre minimal de l'armature transversale
- Séparation minimale entre armatures longitudinales
- Séparation minimale entre cadres
- Séparation maximale de l'armature longitudinale
- Séparation maximale des cadres
- Ratio géométrique minimal de traction
- Ratio mécanique minimal (une réduction est acceptée)

- Ratio maximal d'armature longitudinale
- Vérification à la fissuration (0,3 mm)
- Longueur d'ancrage armature supérieure
- Longueur d'ancrage armature de peau
- Longueur d'ancrage armature inférieure
- Vérification à la flexion composée (ne pas avoir d'armature de compression)
- Vérification à l'effort tranchant (béton + cadres résistant à l'effort tranchant)

Une certaine tolérance est admise dans l'angle de déviation de la longrine de redressement lorsqu'elle entre par le bord de la semelle (15°).

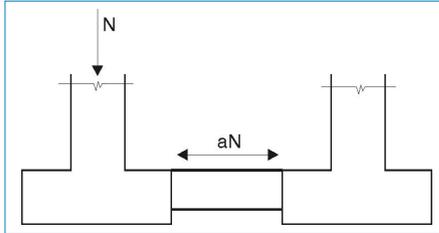
Il existe une option qui permet de fixer une quantité géométrique minimale de traction.

Il existe des critères pour disposer la poutre par rapport à la semelle, en fonction de la hauteur relative entre les deux éléments, en l'arasant par la face supérieure ou inférieure.

Pour toutes les vérifications et le dimensionnement, ce sont les combinaisons des longrines de redressement comme élément en béton armé qui sont utilisées, excepté pour la fissuration, pour laquelle sont utilisées celles des contraintes sur le terrain.

1.13.5.2. Longrines de liaison

Le logiciel calcule des longrines de liaison entre fondations en béton armé.



Les longrines de liaison servent à contreventer les semelles, en absorbant les efforts horizontaux par l'action du séisme.

L'effort normal maximal est multiplié par l'accélération sismique de calcul 'a' (non inférieur à 0,05), et ces efforts sont considérés en traction et en compression ($a \cdot N$).

Elles peuvent optionnellement être dimensionnées à la flexion pour une charge uniforme p (1 T/m ou 10 kN/m) produite par le compactage des terres et du dallage supérieur. Elles sont dimensionnées pour un moment $pl^2/12$ positif et négatif et un effort tranchant $pl/2$, l étant la portée de la longrine.

Pour le dimensionnement, sont utilisées les combinaisons appelées des Longrines de liaison comme élément en béton armé.

Des tables d'armature à armature symétrique dans les faces sont utilisées.

Les vérifications suivantes sont réalisées :

- Largeur minimale des longrines (1/20 de la portée)
- Hauteur minimale des longrines (1/12 de la portée)
- Diamètre minimal de l'armature longitudinale
- Diamètre minimal de l'armature transversale
- Séparation minimale entre armatures longitudinales
- Séparation maximale entre armatures longitudinales
- Séparation minimale entre cadres
- Séparation maximale entre cadres
- Quantité géométrique minimale de l'armature de traction (si la charge de compactage a été activée)
- Quantité géométrique minimale de l'armature de compression (si la charge de compactage a été activée)
- Quantité minimale de cadres
- Armature mécanique minimale
- Fissuration (0,3 mm, sans prendre en compte le séisme)
- Longueur d'ancrage armature supérieure
- Longueur d'ancrage armature de peau
- Longueur d'ancrage armature inférieure
- Vérification à l'effort tranchant (uniquement avec une charge de compactage)
- Vérification à l'effort normal

Des options existent pour étendre l'armature transversale jusqu'à la face de la semelle ou jusqu'au support.

La position de la longrine avec arase supérieure ou inférieure avec la semelle en fonction de ses hauteurs relatives est également optionnelle.

2. Implémentations normatives

2.1. Implémentation de la norme espagnole

La norme espagnole appliquée ici correspond aux paragraphes MV-103 et MV-110 l'EA-95.

2.1.2. Norme EA-95 (MV-103) (Abrogée)

La norme **MV-103** est applicable aux profils laminés et armés. La formule implémentée dans le programme réalise les vérifications suivantes :

Vérifications dimensionnelles des éléments de la section transversale. Pour les ailes des profils, les limites dimensionnelles appliquées sont celles indiquées dans l'article 3.6. *Epaisseurs des éléments plans des pièces comprimées* et dans le paragraphe 5.1.3. *Ailes comprimées*. Pour les âmes, l'élancement limite est donné dans l'article 5.6.1.2.

Calcul des contraintes. Le calcul des contraintes est réalisé via le critère de plastification de Von Misses. Pour les contraintes normales, est incluse la formule complète de la résistance des matériaux, c'est-à-dire que le produit d'inertie dans les profils décrits dans les axes non principaux (angulaires) est inclus.

La vérification au flambement se fait au moyen des coefficients w les plus défavorables correspondants, ceux-ci étant calculés à partir des élancements, selon ce qui est indiqué dans la norme.

Calcul des élancements. En plus du calcul des deux élancements de chaque axe du profil, sont pris en compte l'élancement complémentaire dans les profils contenant des traverses (pour les profils pour lesquels le programme

ne calcule pas les traverses, la valeur prise par défaut est 50, qui est la valeur maximale permise par la norme) et l'élancement maximum dans les profils non décrits dans les axes principaux (angulaires).

Pour ces derniers, le programme calcule internement le produit d'inertie et il n'est donc pas nécessaire de l'indiquer dans la description du profil. La longueur de flambement prise est la plus grande des deux axes.

Déversement. La formule du déversement est différente selon qu'il s'agit de profils ouverts ou fermés.

Pour les profils ouverts, on utilise l'annexe 4 de la norme sur les poutres de sections constante et de symétrie simple, cette formule étant étendue aux poutres en console. Elle est particularisée pour les charges appliquées au barycentre de la section. Il est important de prendre cela en compte étant donné que $e^* = 0$.

Le rayon de torsion est calculé pour le cas le plus défavorable, c'est-à-dire appuis fourchus (degré d'encastrement nul aux points d'entretoisements) et courbure libre dans les sections extrêmes. De cette façon, on obtient une sécurité supplémentaire dans la vérification qui peut également être prise en compte.

Le programme calcule internement la coordonnée du centre des efforts tranchants et l'intégrale 'rx' lorsque cela est nécessaire.

Les longueurs de déversement sont indiquées au programme via les distances entre entretoisements dans les ailes supérieure et inférieure (par défaut la longueur de la barre). Le programme sélectionne l'une d'elles suivant le signe du moment fléchissant.

Pour le déversement, on travaille toujours sur l'axe fort du profil.

Un autre paramètre très important est le coefficient de moments **entre points d'entretoisements (!)**. Le programme en utilise également deux, un pour chaque aile. Son inclusion est due au fait que la formule du déversement est développée pour des barres soumises à une distribution du moment fléchissant constante, ce qui reste dans la majorité des cas du côté de la sécurité.

Ainsi le programme multiplie le moment critique de déversement obtenu pour la distribution uniforme par le coefficient de moments correspondant (dans l'annexe de la norme, il est nommé 'z').

Certaines valeurs du coefficient de moments sont données dans le tableau de la page suivante, pour différentes distributions du moment fléchissant entre points d'entretoisements.

Les coefficients de moments doivent être supérieurs à zéro et les distances entre entretoisements nulles si possible. Dans ce cas, on ne vérifie pas le déversement.

Pour des profils fermés, on utilisera la formule donnée dans l'*art.5.5.2*, sans prendre en compte le coefficient de moments, étant donnée que la raideur de torsion des profils fermés est très grande.

Les profils en tube cylindrique ne se déversent pas car l'inertie est la même aux deux axes (ceci est applicable à des tubes carrés).

Pour finir, n'oubliez pas que le programme prend en compte le cas du déversement dans le domaine non élastique, dont la formule est décrite dans l'*art.5.5.3* de la norme.

Voilement de l'âme. On vérifie que le voilement des âmes ne dépasse pas l'éclatement donné dans le paragraphe 5.6.1.2. Cela est seulement permis dans les profils armés (les laminés ne sont pas vérifiés au voilement). Les ailes ayant un éclatement supérieur à celui donné dans le paragraphe 5.6.1.3 ne sont pas permises.

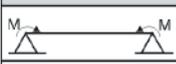
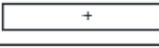
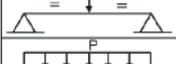
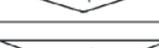
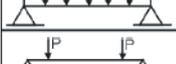
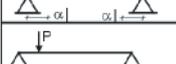
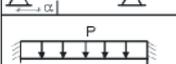
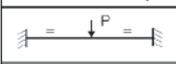
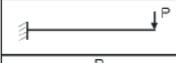
Si l'âme nécessite d'être vérifiée au voilement, vous devrez forcément placer des raidisseurs transversaux, lesquels sont supposés être ultra rigides. Ceci est indiqué au programme en appliquant une distance entre raidisseurs supérieure à zéro.

La formule implémentée pour le voilement est celle décrite dans la norme, art. 5.6. Voilement de l'âme dans les poutres d'âme pleine, la formule dans le champ non élastique étant incluse.

Autres points d'intérêt. La bibliothèque de profils laminés pour la norme **MV-103** a été augmentée des séries '**L**', '**T**' et '**LD**' décrites dans la norme **MV-102**. Pour les profils armés, toutes les séries données dans le Prontuario de Ensidesa sont incluses, y compris les profils en '**I**', '**I**' asymétrique et '**T**'.

La norme portugaise **R.E.A.E.** permet l'utilisation de la norme espagnole **MV-103**, excepté dans le cas du flambement des barres comprimées, pour lequel une formule propre a été incorporée. Il y a également des différences dans le cas du déversement, mais l'information détaillée sur ce sujet n'est pas fournie.

Ainsi, la norme portugaise a été implémentée pour des profils laminés et armés avec la même formule que la **MV-103**, excepté pour les vérifications des barres soumises à la compression simple ou composée pour lesquelles sont utilisées les formules données dans l'*art.42°* de la norme R.E.A.E.

Type de charge	Forme du diagramme des moments	Coeff. moments
		1.00
		1.75
		2.56
		1.35
		1.13
		$1 + \alpha^2$
		$1.35 + 1.95 (0.5 - \alpha)^2$
		1.30
		1.70
		1.28
		2.04

2.1.3. Norme EA-95 (MV-110) (Abrogée)

La norme MV-110 est applicable aux profils préformés.

Le calcul des profils préformés est, dans la majorité des cas, plus complexe que pour les profils armés et laminés du fait de la grande instabilité de ce type de profils. C'est pourquoi plus de vérifications sont réalisées et en plus de points de la section transversale.

Ainsi, le calcul de profils préformés suivant une norme peut s'avérer significativement plus lent que celui des profils laminés et armés.

Ci-après, sont brièvement résumés les aspects principaux de l'implémentation de la norme **MV-110** dans **Structures 3D** :

1. Les élancements limites pour les éléments de la section transversale sont les suivants :
 - Eléments non raidis ou avec raidisseur de bord : 60
 - Âmes entre éléments : 150
 - Raidisseurs : celui de l'élément raidis
2. En relation avec le point précédent, il faut prendre en compte que pour la vérification des barres soumises à la compression, on utilise la formule donnée dans le *Chapitre V* de la norme, dans lequel il est également stipulé que la validité de cette formule est limitée aux éléments d'élancement inférieur à 80.
3. Le programme vérifie les dimensions minimales des raidisseurs suivant ce qui est indiqué dans l'*art. 1.7*.
4. Le voilement est vérifié pour des contraintes normales et tangentielles selon ce qui est exposé au Chapitre II. Pour cela, sont calculés les coefficients de voilement sous contraintes normales (toujours pour des éléments longs) et tangentielles, ainsi que la section efficace du profil pour chaque combinaison d'efforts (une méthode itérative est utilisée). L'interaction entre voilements sous contraintes tangentielles et normales est également prise en compte (*art.2.6*).
5. La courbure (équivalente au déversement) est vérifiée pour les sections dans lesquelles il y a une aile comprimée. On prend en compte ce qui est prescrit dans l'*art.3.5* pour les pièces avec deux têtes comprimées avec coaction élastique entre elles.

Les types de sections pour lesquels la vérification à la courbure est effectuée sont les suivants :

Profils en 'C', raidie ou non. Lorsque l'axe vertical est l'axe fort, ils sont calculés comme des profils en 'oméga' s'il possède des raidisseurs. Dans le cas contraire, la vérification n'est pas réalisée.

Profils en 'Z', toujours raidie excepté lorsque l'axe fort est l'axe horizontal.

Profils en 'Oméga'. Le coefficient de courbure est toujours calculé, quel que soit l'axe fort.

Profils en 'C' unis par leurs âmes pour former un **profil en 'Y'**, ou par leurs raidisseurs pour former un profil en caisson (ou avec séparation). Dans le cas où les 'C' ne sont pas raidies, le coefficient de courbure est uniquement calculé lorsque l'axe fort est l'axe horizontal et que la séparation entre les profils est nulle.

Profils en caisson. Avec la formule de la norme *MV-103*.

Angulaires raidis, chaque fois qu'il existe un axe fort.

Deux angulaires raidis unis par leurs ailes verticales.

Pour les **profils en tube**, la courbure n'est pas vérifiée et, par manque d'information, l'élançement maximal pris pour leurs parois est la valeur donnée par la norme AISI.

6. Il faut prendre en compte qu'à la différence de la norme *MV-103*, les effets de courbure et de voilement sont inclus dans la contrainte finale de comparaison fournie par le programme à travers des coefficients correspondants pour ces instabilités, et ne constituent pas des vérifications séparées, comme dans le cas des profils laminés et armés.
7. Dans le calcul des contraintes normales, est inclus le produit d'inertie calculé pour la section efficace.
8. Le programme inclus la torsion dans le calcul des contraintes tangentielles en supposant qu'il s'agit d'une torsion uniforme, laquelle est plus proche des profils fermés. Le degré de validité de cette supposition pour les profils ouverts dans le paragraphe 4.3, bien que nous rappelons que les profils préformés, et de surcroît de section ouverte, ne sont pas adaptés pour résister aux efforts de torsion.

9. Les élançements efficaces sont calculés pour chaque état de charge en considérant ce qui suit :

- Pour les profils composés avec séparation et longueur de flambement non nulle dans le plan de la séparation, un élançement supplémentaire de 50 est ajouté.
- Pour les profils non décrits dans leurs axes principaux (angulaires, z, etc.), l'inertie minimale est calculée pour l'un d'eux, en prenant la même vérification que pour la compression simple.

10. La formule pour les éléments soumis à la compression simple ou composée est celle exposée dans l'*art.5.2* de la norme. Le programme calcule les excentricités d'imperfection et les facteurs d'amplification des moments fléchissants lorsque cela est nécessaire.

11. Pour finir, nous précisons que la bibliothèque de profils préformés incluse dans le programme pour la norme *MV-110*, correspond aux séries données dans le *Pronuario de Ensidesa*, qui contient à son tour les profils des normes *MV-108* et *MV-109*. Sont également définies les différentes combinaisons possibles entre les profils précédents pour former des profils composés.

2.2. Implémentations de la norme portugaise

2.2.1. Norme MV-110 pour le Portugal

Le Portugal ne dispose pas de spécifications officielles pour le calcul des profils préformés, il a donc été introduit une version de la norme espagnole *MV-110*, avec pour seule différence les matériaux employés, qui correspondent aux aciers les plus utilisés dans ce pays.

Pour des combinaisons de charges comprenant d'éventuelles actions (vent et/ou séisme), le programme incrémente automatiquement la valeur des contraintes admissibles de **33%**, et il réduit d'autant les efforts servant au calcul de la section efficace du profil (vérification au voilement).

2.2.2. Norme R.E.A.E.

La norme R.E.A.E. (Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios) est la norme officielle pour les structures en acier au Portugal. La version utilisée dans le programme correspond à l'édition de 1986.

La méthode de calcul développée par cette norme correspond aux états limites, les coefficients de pondération correspondant aux groupes de combinaisons associés ayant été incorporés dans le programme.

En ce qui concerne l'exposé général des vérifications, la norme se contente d'énumérer les aspects structuraux devant être effectués en proposant cependant une méthode de calcul (presque toujours basée sur les spécifications d'autres pays) qui se révèle parfois incomplète étant donné que tous les types de sections normalement utilisés dans des bâtiments en acier ne sont pas traités.

Par ce fait, la méthode de calcul implantée pour cette norme est la *MV-103/1972*, en effet cette dernière est suffisamment connue au Portugal et possède une grande partie des limitations dimensionnelles, élancements, etc. qui est commune à ce que spécifie le texte de la norme.

Néanmoins, la norme R.E.A.E. propose une formule propre pour la vérification des barres soumises à la compression simple et composée (*art.42*), cette fois basée sur la norme belge *NBN-B51001* de 1977. Cette formule a été substituée à l'exposé de coefficients oméga de la *MV-103* et implantée dans le programme.

Le programme incorpore les aciers les plus courants au Portugal et, pour les bibliothèques de profils laminés et armés, les mêmes que pour la norme espagnole.

2.3. Implémentation de la norme brésilienne

2.3.1. Norme AISI-Brésil (Abrogée)

Les spécifications de l'A.I.S.I. (American Iron and Steel Institute), relatives au design des profils en acier préformé (profils légers), sont reconnues comme standard pour le calcul de ce type de profil. Le manuel *Cold-Formed Steel Design Manual* est largement utilisé sur tout le continent américain et est recommandé par la majorité des normes officielles.

Ceci est le cas du Brésil, qui est un pays ne possédant pas de norme officielle pour les profils en acier préformé et dans lequel l'utilisation des spécifications de l'A.I.S.I. est largement diffusée. Ainsi, le programme incorpore pour le Brésil la méthode de calcul établie dans les recommandations A.I.S.I. complétée par les aciers et profils les plus utilisés dans ce pays.

Les spécifications A.I.S.I. sont basées sur la méthode des contraintes admissibles, elle opère donc avec les valeurs caractéristiques des actions et, à l'égal des normes américaines pour les profils laminés, fournit les facteurs de contraintes adimensionnelles, équivalents aux inverses des coefficients de sécurité. Le programme calcule ces facteurs de contraintes et affiche les plus défavorables obtenus en consultant les contraintes.

L'implémentation de cette norme est commune à toutes celles basées sur les spécifications A.I.S.I. et leurs aspects fondamentaux sont les suivants :

- Calcul automatique des paramètres de section (nets et efficaces).
- Vérification de l'élancement de chaque élément du profil en tenant compte de sa typologie (raidisseur de bord, âme, élément non raidi, etc).
- Pour les éléments élancés non raidis, sera calculé le facteur de flambement local correspondant qui augmentera la contrainte moyenne de celui-ci.

- Pour les éléments élancés raidis, sera calculée la largeur efficace pour chaque état de charge avec la contrainte moyenne de celui-ci.
- Pour les raidisseurs de bord et intermédiaires, l'aire efficace pour chaque combinaison est calculée en prenant en compte l'élancement de l'élément qu'ils raidissent ainsi que sa largeur effective.
- Pour chaque combinaison ou état de charge, la section efficace est calculée itérativement, le profil étant vérifié avec les paramètres efficaces obtenus (position du centre de gravité, inerties, etc.). Pour le calcul des contraintes normales, on prend en compte que le profil peut ne pas être sur les axes principaux, le produit d'inertie efficace étant calculé.
- Il est vérifié que la contrainte normale de compression moyenne dans les éléments non raidis ne dépasse pas la contrainte basique multipliée par la contrainte de flambement local.
- Les âmes des profils sont vérifiées en prenant en compte leurs élancements ainsi que l'interaction entre les contraintes tangentielles et normales de celle-ci (flambement pour contraintes tangentielles).
- Vérification de la contrainte aux points critiques de la section (extrémités) avec interaction entre effort normal et moments fléchissants. Dans les éléments comprimés, l'effet défavorable de l'effort normal sur les moments fléchissants est pris en compte, les efforts normaux critiques étant calculés, et les longueurs efficaces de flambement étant prises en compte, ainsi que le coefficient de moments en chaque plan de flexion indiqué par l'utilisateur.
- Calcul des contraintes tangentielles avec interaction entre efforts tranchants et torseur (la torsion étant supposée uniforme).
- Vérification de l'élancement limite du profil, avec calcul d'élancement complémentaire en profils composés et

élancement suivant les axes principaux pour des sections non décrites dans ces derniers (angulaires, z, etc.).

- Vérification au flambement latéral suivant l'axe fort des profils considérés pour la norme, des distances distinctes entre entretoisements pour les ailes inférieure et supérieure pouvant être indiquées ainsi que le coefficient de moments entre points d'entretoisement. Pour des sélections contenant les deux ailes comprimées, le calcul du déversement prend en compte la coaction élastique entre celles-ci (omégas).

2.3.2. Norme NBR8800 (Abrogée)

Il s'agit de la norme officielle de calcul pour les profils laminés et armés actuellement en vigueur au Brésil et correspondant à la version d'Avril 1986. Elle est directement basée sur les spécifications AISC.LRFD/86, présentant les seules différences appréciables dans les vérifications de flambement global et dans la combinaison (coefficients de pondération des actions utilisées).

Les vérifications effectuées par le programme sous cette norme sont donc exactement égales à celles énumérées par la AISC.LRFD/86.

La vérification du flambement global est effectuée avec la formule indiquée dans le texte de la NBR8800, dans lequel sont établies différentes courbes de flambement pour chaque type de profil et processus de fabrication (soudé ou laminé), la plus appropriée à la section étudiée étant choisie de façon automatique.

De plus, les bibliothèques de profils soudés et laminés les plus couramment utilisés au Brésil sont incluses dans le programme, ainsi que les aciers correspondants accompagnés de leurs facteurs de résistance.

2.4. Implémentation de la norme chilienne

2.4.1. Norme NCH427

La *NCH427* est la norme chilienne officielle pour le calcul général des structures en acier. L'organisme chargé de son élaboration et de son maintien est l'*Instituto Nacional de Normalización* (INN) du Chili.

Le texte de la norme est une compilation des méthodes de calcul applicables à tous les types d'éléments structuraux métalliques, incluant les profils laminés, armés (soudés) et préformés. Dans ce paragraphe, nous ne faisons référence qu'aux deux premiers, étant donné que les profils préformés et leurs normes correspondantes seront traités plus loin.

La méthode de calcul proposée pour cette norme est basée sur les spécifications *AISC.ASD*, et utilise donc la méthode des contraintes admissibles.

Le programme incorpore les aciers et profils laminés et armés les plus utilisés au Chili et les groupes de combinaisons (actions caractéristiques) correspondantes.

- Actuellement, la version disponible des spécifications *AISC.LRFD* est celle de 1993, laquelle est incorporée, avec ses dernières révisions, dans le programme.
- Le coefficient de moments de flambement global (' C_m ') reflète le caractère translationnel ou non de la structure dans chaque direction ainsi que le type de charges appliquées dans les éléments comprimés. Ce coefficient, utilisé dans les formules d'interaction compression-flexion, apparaît dans la presque totalité des spécifications américaines.
- Réellement, plusieurs coefficients de contraintes sont générés pour les différents aspects de contraintes et de stabilité vérifiés, cependant le programme n'affiche que le plus défavorable.
- Lorsque, dans l'ensemble des hypothèses de charge combinées, apparaissent les charges éventuelles (vent

et/ou séisme), la norme envisage dans presque tous les cas, une augmentation des contraintes admissibles de 33%. Ceci est automatiquement pris en compte par le programme, la modification des coefficients d'hypothèse n'étant pas nécessaire.

- Le coefficient des moments de déversement sert à prendre en compte la forme du diagramme des moments fléchissants entre les points d'entretoisement et les ailes (mêmes spécifications que dans la *LRFD*).

Sa formule se trouve dans le texte de la norme et est valide entre 1 et 2,3. La première valeur est celle assignée par Structures 3D par défaut car c'est la plus défavorable (elle correspond à un diagramme de moment fléchissant constant).

- Une des différences entre les spécifications *LRFD* et *NBR8800* sont les différentes valeurs assumées pour les facteurs de résistance à la compression. Ces valeurs sont jointes à la définition des aciers de chaque norme (0,85 pour *LRFD* et 0,9 pour *NBR8800*).

2.5. Normes AISC

2.5.1. Norme AISC.LRFD/86

Les spécifications *AISC.LRFD* ont été proposées et développées par l'*American Institute of Steel Construction (AISC)* ; sa première version, à laquelle nous nous référons ayant été publiée en 1986. Cette spécification représente une alternative aux *AISC.ASD2*, proposées par le même institut mais basées, à la différence de la précédente, sur les nommés 'facteurs de charge et de résistance' qui, d'après nous, est une méthode intermédiaire entre les états limites, largement utilisés dans la norme espagnole, et les contraintes admissibles, méthodologie habituellement utilisée par le *AISC* jusqu'à la publication de la méthode *LRFD* ('*Load and Resistant Factor Design*').

La spécification *LFRD* fut rapidement acceptée sur tout le continent américain comme base des normes officielles de plusieurs pays ou au moins reconnue comme méthode alternative de calcul. Sa facilité d'application, la reconnaissance et l'acceptation des spécifications développées par l'ASIA ainsi que le fait que, en conditions normales, il est habituel de fournir des designs plus économiques que la méthode des contraintes admissibles, sans perte de sécurité de la part de la structure, ont grandement contribué à son acceptation.

Le champ d'application de cette norme est constitué des structures à base de profils en acier laminé ou armé (soudés). Dans Structures 3D, en plus de l'implémentation de la méthode de calcul, sont incluses les combinaisons ou coefficients de pondération des actions, les aciers (avec les facteurs de résistance correspondants) et la bibliothèque des profils (laminés) proposée dans la norme.

Sont résumées ci-après les vérifications effectuées par le programme sur les sections calculées avec cette norme.

- Il est vérifié que les dimensions principales des sections appartiennent à l'intervalle défini par la norme (élançements limites, etc.).
- Les élançements de tous les éléments composant le profil sont vérifiés, la section étant internement définie comme compacte, non compacte ou élançée (cette classification est commune à la majorité des spécifications nord américaines).
- Pour les sections compactes convenablement entretoisées, on utilise les moments fléchissants plastiques comme efforts limites (obtenus à partir des modules résistants plastiques).
- Pour les sections non compactes ou compactes non entretoisées latéralement, il est fait l'interpolation entre les moments plastiques et élastiques tel qu'indiqué dans la norme.
- La vérification complète au voilement est réalisée sur tous les types de profils, qu'ils soient laminés ou armés, les points suivants étant pris en compte :
 - Pour des sections élançées avec éléments raidis, on calcule la section effective pour chaque état de charge (combinaison), celle-ci étant vérifiée avec les paramètres effectifs obtenus et en recalculant les efforts admissibles de chaque combinaison.
 - Pour des sections élançées avec éléments non raidis, on calcule le coefficient de flambement local de minoration de résistance.
 - Aux sections en tube, on applique la limite de finesse de ses parois fournie dans les spécifications.
 - Pour les poutres armées, on utilise le champ de traction pour l'intervalle d'élançement de l'âme fourni dans les spécifications, dans ce cas, la résistance à l'effort tranchant étant augmentée tandis que le moment résistant correspondant est diminué (le champ de traction s'applique toujours sur l'axe fort). De plus, l'interaction entre effort tranchant et moment fléchissant est prise en compte dans les âmes vérifiées avec le champ de traction.
- Le déversement (toujours sur l'axe fort) des sections incluses dans la norme est vérifié en prenant en compte la possibilité de plusieurs entretoisements dans les ailes inférieure et supérieure du profil, et avec le coefficient de moments entre points d'entretoisements fixé par l'utilisateur.
- L'élançement maximum est vérifié en évaluant l'élançement complémentaire dans les profils composés et les élançements sur les axes principaux d'inertie pour des sections non définies sur ceux-ci (angulaires).
- Des raidisseurs d'âme sont admis, leur séparation étant vérifiée et la résistance à l'effort tranchant évaluée en les prenant en compte.
- L'interaction entre efforts normaux (moments fléchissants et efforts normaux) en calculant les efforts normaux critiques et en majorant l'effet des moments fléchissants.

chissants avec des efforts normaux à la compression. Pour le calcul de la résistance à l'effort normal, l'aire efficace et l'existence d'éléments non raidis élancés sont prises en compte.

- La majoration des moments fléchissants combinés avec l'effort normal en compression est contrôlée par l'utilisateur à travers le coefficient de moments de flambement global et le facteur de longueur effective de flambement en chaque plan de la barre.
- Calcul des contraintes tangentielles avec interaction entre torseur et efforts tranchants dans chaque direction.
- Les facteurs de résistance sont définis indépendamment pour chaque type d'acier et de sollicitation (effort tranchant, normal, etc.).

Pour finir, il est bon de signaler qu'à la différence des normes espagnoles, qui travaillent en contraintes, la méthode de calcul utilisée par les normes américaines (y compris celles de l'acier préformé) présente un résultat sous forme de coefficient adimensionnel qui est l'inverse du coefficient de sécurité (ou coefficient d'utilisation de base à un).

C'est pourquoi, dans **Structures 3D**, lorsque vous consultez les contraintes dans le menu **Courbes enveloppes** ou dans **Listes**, les valeurs qui vous apparaissent correspondent à un coefficient adimensionnel de contrainte qui sera inférieur ou égal à 1 si l'élément est bien dimensionné ou supérieur dans le cas contraire.

2.5.2. Norme AISI.ASD/89

Les spécifications *AISC.ASD* sont basées sur la méthode des contraintes admissibles '*Allowable Stress Design*' et ont été développées par le '*American Institute of Steel Construction*' de la même manière que les *AISC.LRFD* bien qu'elles soient très antérieures à ces dernières, en effet leur première édition date de 1923.

La méthode de calcul implémentée correspond à la dernière révision des spécifications, éditée en 1989. L'un des principaux changements effectués dans le texte par rapport à l'édition précédente (1978) est précisément la réordination des recommandations pour être cohérent avec la méthode *LRFD*.

Les vérifications des sections métalliques suivant les deux méthodes sont donc très similaires en ce qui concerne le processus général, les principales différences apparaissant dans les formules concrètes de chaque aspect structural vérifié.

Les spécifications *AISC.ASD* sont largement utilisées à travers le monde, elles représentent la base des normes officielles dans plusieurs pays et bien que la tendance actuelle semble être l'adaptation à la méthode *LRFD*, elles continuent à être grandement diffusées du fait de l'expérience accumulée par son utilisation et du contraste des designs fournis.

La méthode des contraintes admissibles, sur laquelle sont basées les spécifications, travaille avec les charges sans les majorer, la marge de sécurité étant obtenue en diminuant la résistance fournie par les différents éléments structuraux.

Le programme inclut des groupes de combinaisons d'actions non majorées assignés pour la norme *AISC.ASD/89*. De plus, sont fournis les aciers et profils laminés figurant dans les manuels de l'*AISC*.

Comme il a déjà été dit, le processus de calcul est similaire est similaire pour les spécifications *ASD* et *LRFD* bien qu'elles diffèrent dans leur formule concrète. Les vérifications effectuées sur les sections pour la norme considérée sont donc pratiquement les mêmes que pour la précédente. Elles sont résumées ci-après.

- Il est vérifié que les dimensions principales des sections sont comprises dans l'intervalle fourni par la norme (élançements limite, etc.).
 - Sont vérifiés les élançements de tous les éléments composants le profil, la section étant internement classée compacte, non compacte ou élancée. Selon la classification de la section, les contraintes admissibles formulées par la norme sont choisies internement pour chaque cas.
 - Pour les sections élancées avec des éléments raidis, la section effective est calculée pour chaque état de charge (combinaison) et est vérifiée avec les paramètres de section obtenus (calcul du coefficient d'aire effective Q_a).
 - Pour les sections élancées avec des éléments non raidis, on calcule le coefficient de flambement local de minoration de résistance (coefficient Q_s).
 - Le déversement des sections incluses dans la norme est vérifié (toujours suivant l'axe fort) en prenant en compte la possibilité de plusieurs entretoisements dans les ailes supérieure et inférieure du profil (longueurs entre points entretoisés des ailes) et en utilisant le coefficient des moments entre les points d'entretoisements fixés par l'utilisateur (coefficient C_b dans la formule des spécifications).
 - L'élançement maximum est vérifié en évaluant l'élançement complémentaire dans les profils composés et les élançements sur les axes principaux de l'inertie pour des sections non définies sur ceux-ci (angulaires).
 - Pour les poutres armées, on utilise le champ de tractions décrit dans la norme pour l'intervalle d'élançement de l'âme, les contraintes admissibles utilisées pour l'effort tranchant et le moment fléchissant étant automatiquement modifiées (le champ de traction est toujours appliqué sur l'axe fort). De plus, l'interaction entre effort tranchant et moment fléchissant est prise en compte dans les âmes vérifiées avec le champ de traction.
 - Des raidisseurs d'âme sont admis, leur séparation étant vérifiée et leur résistance à l'effort tranchant évalué en les prenant en compte.
 - Interaction entre efforts normaux (moments fléchissants et effort normal) en calculant les efforts normaux critiques et en majorant l'effet des moments fléchissants avec des efforts normaux à la compression. Pour le calcul de la résistance à l'effort normal, l'aire efficace et l'existence d'éléments non raidis élancés sont prises en compte.
 - La majoration des moments fléchissants combinés avec l'effort normal en compression est contrôlée par l'utilisateur via le coefficient de moments et le facteur de longueur effective de flambement dans chaque plan de la barre.
- Calcul des contraintes tangentielles avec interaction entre torseur et effort tranchant dans chaque direction.

2.6. Autres normes

À chaque pays correspond un ensemble de normes, incluses dans l'installation, pour l'application correcte du logiciel.

L'utilisateur peut consulter dans sa licence les normes qu'il possède et optionnellement en ajouter d'autres (mentionnées dans la liste précédente ou le paragraphe « Normes implémentées » du site internet de CYPE) en s'adressant à son distributeur ou directement à CYPE.

Structures en béton

Argentine

- CIRSOC 201-1982
- CIRSOC 201-2005

Brésil

- ABNT NBR 6118:2007
- ABNT NBR 6118:2003
- ABNT NB-1

Bulgarie

- Eurocode 2 (Bulgarie)

Chili

- ACI 318-99 (Chili)

Espagne

- EHE-08
- EH-91S
- EHE-98

France

- BAEL-91 (R-99)
- Eurocode 2

Inde

- IS 456: 2000

Italie

- NTC: 14-01-2008

Mexico D.F.

- NTCRC

Portugal

- REBAP
- Eurocode 2 (Portugal)

Roumanie

- Eurocode 2 (Roumanie)

UE International

- Eurocode 2

USA International

- ACI 318M-11
- ACI 318M-99
- ACI 318M-08

Structures en acier laminé et reconstitué soudé

Allemagne

- DIN 18800:2008-11

Brésil

- ABNT NBR 8800: 2008
- ABNT NBR 8800: 1986

Bulgarie

- Eurocode 3 (Bulgarie)

Canada

- CAN/CSA S16-01

Chili

- NCh427

Espagne

- CTE DB SE-A
- EA-95 (MV103)

France

- Eurocode 3 (France)

Inde

- IS 800: 2007

Italie

- Eurocode 3 (Italie)
- NTC: 14-01-2008

Mexique

- NTCRC Estruct.Metal.

Portugal

- REAE
- Eurocode 3 (Portugal)

UE International

- Eurocode 3

USA

- AISC ASD 89
- AISC LRFD 86
- ANSI/AISC 360-10 (LRFD)
- ANSI/AISC 360-05 (LRFD)

Structures en acier formé à froid

Allemagne

- DIN 18800:2008-11

Brésil

- ABNT NBR 14762: 2010
- ABNT NBR 14762: 2001
- AISI

Bulgarie

- Eurocode 3 (Bulgarie)

Canada

- CAN/CSA S136-07

Chili

- NCh427

Espagne

- CTE DB SE-A
- EA-95 (MV110)

France

- Eurocode 3 (France)

Italie

- Eurocode 3 (Italie)
- NTC: 14-01-2008

Mexique

- AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (Mexique)

Portugal

- MV110 (Portugal)
- Eurocode 3 (Portugal)

UE International

- Eurocode 3

USA

- AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (USA)

USA International

- AISI

Structures mixtes acier-béton**UE International**

- Eurocode 4

Structures en aluminium**UE International**

- Eurocode 9

Structures en bois**Belgique**

- Eurocode 5 (Belgique)

Brésil

- ABNT NBR 7190

Espagne

- CTE DB SE-M

France

- Eurocode 5 (France)

UE International

- Eurocode 5

Actions sur les structures. Séisme**Allemagne**

- DIN 4149:2005-04

Algérie

- RPA 99 / v 2003

Argentine

- CIRSOC 103-1991

Belgique

- Eurocode 8 (Belgique)

Bulgarie

- Decreto N°2, 23.07.2007

Canada

- NBC 05

Chili

- NCh433.Of1996 Modificada en 2009
- NCh-433.Of96

Colombie

- NSR-10
- NSR-98

Costa Rica

- CSCR-2002

Cuba

- NC 46:1999

Équateur

- CPE INEN 5:2001

Espagne

- NCSE-02
- NCSE-94

France

- PS 92 (version révisée 2010)
- PS 92
- Eurocode 8 (France)

Guatemala

- NSE-10

Honduras

- CHOC-04

Inde

- IS 1893 (Part 1): 2002
- IS 1893 (Part 1): 2002 (Section 7.5)

Internacional

- Coefficients par étage (statique)
- Analyse modale spectrale

Italie

- N.T.C. (Italie)

Maroc

- RPS 2011
- RPS 2000

Mexique

- CFE 2008
- CFE93

Mexico D.F.

- NTC - 2004
- NTC – 95

Panamá

- REP-04

Pérou

- Norma Técnica E.030

Portugal

- RSA - Modal spectral
- Eurocode 8 (Portugal)

Porto Rico

- 2011 PRBC

République Dominicaine

- M-001 1979

Roumanie

- P100-1/2006

UE International

- Eurocode 8

USA Internacional

- 2009 IBC
- ASCE 7-05
- UBC: 1997

Venezuela

- COVENIN 1756-1:2001

Combinaisons d'actions sur les structures**Algérie**

- Structures en béton
Normes de combinaisons d'actions utilisées avec le BAEL-91 (R-99)
 - BAEL-91 (R-99) (actions non sismiques)
 - RPA 99 (actions sismiques)

Allemagne

- Structures en acier laminé, soudé et formé à froid
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la DIN 18800:2008-11
 - DIN 1055-100

Argentine

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la CIRSOC 201-2005
 - CIRSOC 201-2005
- Normes de combinaisons d'actions utilisées avec la CIRSOC 201-1982
 - CIRSOC 105 (actions non sismiques)
 - CIRSOC 103 (actions sismiques)

Belgique

- Structures en bois
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 5 (Belgique)
 - Eurocode 0

Brésil

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ABNT NBR 6118:2003
 - ABNT NBR 6118:2003
- Normes de combinaisons d'actions pouvant être utilisées avec la ABNT NB-1
 - ABNT NB-1
 - ABNT NBR-8681/84
- Structures en acier laminé et soudé
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ABNT NBR 8800:2008
 - ABNT NBR 8800: 2008

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ABNT NBR 8800:1986

- ABNT NBR 8800: 1986
- Structures en acier formé à froid
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ABNT NBR 14762: 2001
 - ABNT NBR 14762: 2001
- Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la AISI (Brésil)
 - AISI (Brésil)

- Structures en bois
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ABNT NBR 7190
 - ABNT NBR 7190

Bulgarie

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 2 (Bulgarie)
 - Eurocode 0
- Structures en acier laminé, soudé et formé à froid
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 3 (Bulgarie)
 - Eurocode 0

Canada

- Structures en acier laminé et soudé
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la CAN/CSA S16-01
 - CAN/CSA S16-01

- Structures en acier formé à froid structures
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la CAN/CSA S136-07
 - CAN/CSA S136-07

Chili

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ACI 318-99 (Chili)
 - ACI 318-99 (Chili)
- Structures en acier laminé, soudé et formé à froid
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la NCh427
 - ASD

Espagne

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la EHE-08
 - CTE DB SE

Normes de combinaisons d'actions pouvant être utilisées avec la EHE-98

 - CTE DB SE
 - EHE-98

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la EH-91

 - EH-91
- Structures en acier laminé et soudé
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la CTE DB SE-A
 - CTE DB SE

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la EA-95 (MV103)

- EA-95 (MV103)

- Structures en acier formé à froid structures
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la CTE DB SE-A
 - CTE DB SE

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la EA-95 (MV110)

EA-95 (MV110)

- Structures en blocs de béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la CTE DB SE-F
 - CTE DB SE
- Structures en bois
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la CTE DB SE-M
 - CTE DB SE

France

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la BAEL-91 (R-99)
 - BAEL-91 (R-99)
- Structures en acier laminé, soudé et formé à froid
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 3 (France)
 - Eurocode 0

- Structures en bois
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 5 (France)
 - Eurocode 0

Inde

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la IS 456: 2000
 - IS 875 (Part 5): 1987

Italie

- Structures en acier laminé, soudé et formé à froid
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 3 (Italie)
 - Eurocode 0

Maroc

- Structures en béton
Normes de combinaisons d'actions utilisées avec le BAEL-91 (R-99)
 - BAEL-91 (R-99) (non-actions sismiques)
 - RPS 2000 (actions sismiques)

Mexico D.F.

- Structures en acier laminé et soudé
- Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la NTCRC Metallic Struct
 - NTCRC Metallic Struct

- Concrete and concrete block structures
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la NTCRC
 - Regulation DF

Mexique

- Structures en acier formé à froid structures
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la AISI/NASPEC – 2007 (LRFD) (Mexico)
 - AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (Mexico)

Pérou

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ACI 318M-99
 - NT E.060

Portugal

- Structures en béton
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 2 (Portugal)
 - Eurocode 0
 Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la REBAP
 - RSA
- Structures en acier laminé et soudé
Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 3 (Portugal)
 - Eurocode 0

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la REAE

- RSA

- Structures en acier formé à froid structures

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 3 (Portugal)

- Eurocode 0

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la MV110 (Portugal)

- RSA

Roumanie

- Structures en béton

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec l'Eurocode 2 (Roumanie)

- Eurocode 0

UE International

- Structures en béton, en acier laminé, soudé et formé à froid, mixtes béton-acier, en blocs de béton, en aluminium et en bois

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec tous les Eurocodes implémentés

- Eurocode 0

USA

- Structures en acier laminé et soudé

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ANSI/AISC 360-05 (LRFD)

- ASCE/SEI 7-05

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la AISC ASD 89

- ASD

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la AISC LRFD 86

- AISC LRFD 86

- Structures en acier formé à froid

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (USA)

- ASCE/SEI 7-05

USA International

- Structures en béton

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ACI 318M-08

- ACI 318M-08

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la ACI 318M-99

- ACI 318M-99

- Structures en acier formé à froid

Norme de combinaisons d'actions utilisée avec la AISI/NASPEC-1977

- ASD

