

**3<sup>e</sup> PARTIE :**

**Comment calculer  
conformément aux  
Eurocodes ?**

Copyright © Buildsoft s.a.2004

Tous droits réservés. Toute représentation ou reproduction, intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit (impression, photocopie, microfilm, support magnétique, xérographie ou autre), est strictement interdite sans autorisation préalable écrite de BuildSoft s.a..

Le plus grand soin a été apporté à la réalisation de ce texte. Ni la rédaction, ni BuildSoft s.a. ne pourront en aucun cas être tenus pour responsables des préjudices directs ou indirects, ni même des dommages de quelque nature qu'ils soient, pouvant résulter d'une utilisation correcte ou incorrecte de ce texte.

# 1 Table des matières

<b>1</b>	<b>TABLE DES MATIERES .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>5</b>
2.1	LES EUROCODES : .....	6
2.2	VIVEMENT LES NORMES EUROPEENNES .....	6
2.3	L'EUROCODE 1 : BASES DE CALCUL ET ACTIONS SUR LES STRUCTURES .....	7
2.3.1	<i>La méthode des états limites.....</i>	7
2.3.1.1	Pour l'état limite ultime : .....	10
2.3.1.2	À l'état limite de service : .....	11
2.4	EUROCODE 2 : CALCUL D'OUVRAGES EN BETON ARME .....	12
2.4.1	<i>Hypothèses de base &amp; Caractéristiques des Matériaux pour un Calcul Organique.....</i>	12
2.4.2	<i>Calcul à l'état limite ultime.....</i>	14
2.4.2.1	Dimensionnement des aciers longitudinaux : état limite de rupture suite à de la flexion et/ou à un effort longitudinal .....	14
2.4.2.1.1	Flexion simple .....	15
2.4.2.1.2	Flexion composée .....	16
2.4.2.2	Dimensionnement des aciers transversaux : état limite de rupture suite aux efforts tranchants .....	17
2.4.2.2.1	Éléments sans armatures transversales ( $V_{sd} \leq V_{Rd1}$ ).....	17
2.4.2.2.2	Éléments comprenant des armatures transversales .....	18
2.4.2.3	État limite atteint suite à une déformation de la structure portante (flambement).....	21
2.4.3	<i>États limites de service (E.L.S.).....</i>	25
2.4.3.1	E.L.S. atteint au niveau des contraintes.....	25
2.4.3.2	E.L.S. atteint au niveau des largeurs des fissures .....	26
2.4.3.3	E.L.S. atteint au niveau des flèches.....	29
2.5	EUROCODE 3 : CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER .....	34
2.5.1	<i>Questions prioritaires en matière de charpentes métalliques .....</i>	35
2.5.2	<i>Le matériau acier .....</i>	36
2.5.3	<i>Les nuances d'acier et leurs caractéristiques .....</i>	37
2.5.4	<i>Aperçu des aciers normalisés.....</i>	39
2.5.5	<i>Tolérances dimensionnelles .....</i>	40
2.5.6	<i>Classement des Sections.....</i>	41
2.5.6.1	La détermination des caractéristiques effectives des sections de classe 4 .....	44
2.5.6.2	Les coefficients partiels de sécurité sur la qualité des matériaux .....	45
2.5.7	<i>Le dimensionnement élastique des ossatures .....</i>	46
2.5.7.1	État limite de service.....	47
2.5.7.1.1	La flèche .....	47
2.5.7.1.2	Déplacements horizontaux.....	48
2.5.7.2	État limite ultime.....	48



# 2 Introduction

Il va de soi que le calcul conformément à ces Eurocodes diffère largement du calcul élastique de structures.

C'est essentiellement pour ce motif que certains bureaux d'études éprouvent des difficultés majeures à passer aux calculs dits aux états limites.

Une seconde raison qui freine l'évolution est incontestablement le manque de clarté et de lisibilité concernant la plupart des documents décrivant le calcul conformément aux Eurocodes. De plus, nous pouvons dire que les normes elles-mêmes sont loin d'être compréhensibles et qu'il n'est pas évident de dégager clairement la trame de base, encore moins de saisir les idées qui lui sont sous-jacentes.

Pourtant, un calcul conformément aux Eurocodes présente de nombreux avantages. En matière de dimensionnement d'éléments en béton armé, le calcul aux états limites permet de mieux simuler le comportement réel du béton et dès lors, de mieux comprendre ce matériau. D'autre part, cette compréhension parfaite du matériau contribue à des économies non négligeables au niveau des constructions, sans mettre pour autant en péril la stabilité de celles-ci.

Il faut toutefois reconnaître que la possibilité de dimensionner, grâce à un calcul aux états limites, des constructions plus sveltes et élégantes, exige d'autre part des conditions très strictes en matière de la sécurité (fonction de l'usage de la construction), de la durabilité des ouvrages et du suivi de leur chantiers.

Même si un dimensionnement à l'état limite ultime demeure certainement réalisable à la main, sachez que pour des constructions sveltes et élégantes, il faut effectuer de nombreux calculs annexes afin d'en garantir la sécurité au niveau de leur usages.

Songez, par exemple, aux calculs de précision en matière de contraintes de compression dans le béton, de flèche, de largeur des fissurations, etc.

Vous comprenez que ces calculs deviennent difficilement réalisables à la main ...

Le recours systématique à des méthodes de calculs intensives telles celles préconisées par les Eurocodes, invite d'autre part, à recourir à des logiciels de calculs très puissants.

Vous vous en rendrez très rapidement compte, notamment lorsque vous aurez à déterminer les combinaisons de charge à prendre en compte pour le dimensionnement.

La présentation de l'Eurocode 3, où le recours à un calcul du second ordre est omniprésent, vous en convaincra définitivement.

## **2.1 Les Eurocodes :**

## **2.2 Vivement les normes européennes ...**

Les Eurocodes se veulent avant tout, des documents de référence pour l'ensemble des pays de la communauté européenne. Ils ont comme objectif majeur, de développer une grande harmonisation entre les états membres; d'une part, au niveau des méthodes de calcul proprement dites, et d'autre part, au niveau de la définition des niveaux de sécurité sur les matériaux, des méthodes et des types de constructions.

Les premières démarches en matière d'Eurocodes datent de 1980. Dès 1984, elles ont abouti à une formulation provisoire de quelques Eurocodes isolés.

Leur développement ultérieur a donné naissance, à partir des années '90, aux ENV (prénormes européennes), éditées par le CEN (comité européen pour la normalisation). Après une période d'essai, pendant laquelle il est possible d'apporter des remarques et/ou modifications aux textes, ces derniers deviennent des normes européennes (EN au lieu de ENV). Initialement, il était prévu d'avoir dès 1995 des normes européennes effectives. La réalité a cependant voulu que, début 1997, aucun Eurocode n'ait encore un réel statut de norme européenne.

Les différents pays, membres de la Communauté européenne, adaptent actuellement leurs normes nationales à ces Eurocodes; ceci, de manière plus ou moins conforme mais variable, selon les pays ...

Comme nous vous l'avons déjà indiqué, la philosophie des Eurocodes est de fournir un document de référence unique, permettant une meilleure harmonisation et une analogie entre les différentes normes nationales. Toutefois ces Eurocodes ne veulent pas être des carcans pour les différents pays. Ils doivent rester parfaitement adaptables aux caractéristiques et particularités propres à chaque état membre.

La transcription de ces caractéristiques et particularités propres à chaque état membre, en annotations et remarques au niveau des textes officiels se fait au niveau des NAD (documents d'application nationale); le but étant d'aboutir à une norme unique pour tous les états membres (Eurocode ou EN), complétée par un NAD propre à chacun d'eux.

En Belgique par exemple, l'Eurocode 2 (qui s'intitule officiellement ENV 1992) est complété par le NAD correspondant à la nouvelle norme belge en matière de béton, la NBN B15-002 (Calcul des structures en béton).

A terme, 9 Eurocodes devraient mener à 9 EN :

EN 1991	Eurocode 1	Bases de calcul et actions sur les structures
EN 1992	Eurocode 2	Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3	Calcul des structures en acier
EN 1994	Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995	Eurocode 5	Calcul des structures en bois
EN 1996	Eurocode 6	Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7	Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8	Résistance des structures aux séismes
EN 1999	Eurocode 9	Calcul des structures en alliage d'aluminium

## 2.3 L'Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures

L'Eurocode 1 décrit la méthode de calcul requise pour analyser et étudier des structures. Elle donne également des indications quant aux valeurs de base pour les différents chargements (poids propre, charges utiles, charges mobiles, neige, vent,...).

La sécurité au niveau d'une structure est assurée par une vérification aux états limites. Cette méthode vérifie que la résistance du matériau utilisé, minoré par un facteur de sécurité, soit toujours supérieure aux contraintes auxquels il est soumis, majorées par un facteur de sécurité.

### 2.3.1 La méthode des états limites

On appelle états limites, les états des constructions, suite auxquels celles-ci cessent d'assurer les fonctions pour lesquelles elle ont été construites. Nous distinguons deux types d'états limites : les états limites ultimes et les états limites de service.

L'état limite ultime est l'état avec le maximum de capacité portante, ce qui correspond à l'état dont le dépassement rend l'ouvrage inutilisable.

Il convient de distinguer :

- une perte d'équilibre statique d'une partie ou de la totalité de la construction;
- le passage d'une structure portante à un mécanisme;

- l'état limite ultime atteint suite à la rupture (ou une déformation extrême) de sections dites critiques :
  - sous l'effet d'efforts normaux (M ou N)
  - sous l'effet d'efforts tangents (adhérence, ancrages, V, T, poinçonnements);
- états limites survenants suite à de l'instabilité (flambement, déversement, ...);
- états limites survenants suite à de la fatigue.

Les états limites de services font référence à l'utilisabilité et à la durabilité de la construction dans des circonstances dites normales. Ils sont déterminés en fonction des phénomènes suivants :

- la fissuration;
- la déformation;
- la vibration.

Outre la notion des états limites, nous devons ici recourir aux notions de résistance caractéristique et de chargement caractéristique. Ceux-ci expriment réciproquement les incertitudes sur les caractéristiques des matériaux et des chargements.

Les valeurs de calcul sont déterminées en affectant les valeurs caractéristiques de coefficients de sécurité.

Le coefficient de sécurité vaut 1,35 pour les actions permanentes défavorables et 1,5 pour les actions variables défavorables. Par contre, si ces actions sont favorables, il faut leur appliquer respectivement les coefficients 1,00 et 0,00.

	Effet défavorable	Effet favorable
actions permanentes	1,35	1,00
actions variables	1,50	0,00

(tableau 1)

Les préliminaires du calcul aux états limites se résument en trois étapes :

Il faut entamer la démarche à partir de valeurs dites caractéristiques. Ceci vaut d'une part pour les caractéristiques des matériaux et d'autre part pour celles des chargements. Toutes les valeurs caractéristiques sont munies d'un indice petit k : ...<sub>k</sub>.

Il convient ensuite d'y appliquer des coefficients de sécurité. D'une part, les propriétés de résistance du matériau sont amoindries par un coefficient de sécurité. Autrement dit, le matériau est sous-estimé pour des raisons de sécurité. D'autre part, les effets des différentes actions auxquelles la construction est soumise sont majorés par un autre coefficient de sécurité. En d'autres termes, les charges sont surestimées pour des raisons de sécurité. Les valeurs ainsi obtenues sont appelées valeurs de calcul et sont munies d'un indice petit d : ...<sub>d</sub>.

À tout moment, il convient de vérifier que la sécurité de la construction soit toujours assurée, c-à-d que la valeur de calcul de la sollicitation soit toujours inférieure à la résistance de calcul correspondante.

Le tableau qui suit illustre schématiquement ces trois étapes.

Outre les incertitudes sur les valeurs de chargement et sur les caractéristiques résistives des matériaux, les facteurs de combinaisons interviennent également au niveau de la détermination des combinaisons. Ceux-ci expriment en effet, la probabilité de ne pas avoir simultanément différents cas de chargements. D'autre part, ils ne peuvent s'appliquer qu'aux charges variables.

Données disponibles	Chargements S	Matériaux R
Valeurs statistiques connues - moyenne - coefficient de variation - valeurs caractéristiques	$F_m$ $\delta_F$ $F_k = F_m \cdot (1 + 1,64 \cdot \delta_F)$ $F_{k'} = F_m \cdot (1 - 1,64 \cdot \delta_F)$	$f_m$ $\delta_f$ $f_k = f_m \cdot (1 - 1,64 \cdot \delta_f)$
Introduction de coefficients de sécurité : - valeurs de calcul	$F_d = F_k \cdot \gamma_F$ $F_{d'} = F_{k'} \cdot \gamma_F$	$f_d = f_k / \gamma_m$
Illustration pour différentes sections	$S_d \leq R_d$ 	

(tableau 2)

Les facteurs de combinaison les plus fréquents sont repris dans le tableau suivant.

Action	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Charges d'exploitation selon la catégorie :			
A: Habitations & logements	0.7	0.5	0.3
B: Lieux publics, bureaux,...	0.7	0.5	0.3
C: Théâtres, restaurants, magasins	0.7	0.7	0.6
D: Entrepôts	1.0	0.9	0.8
Charges de trafic selon la catégorie :			
E: Véhicules légers ( $\leq 30$ kN en $\leq 8$ pers.)	0.7	0.7	0.6
F: Véhicules moyens	0.7	0.5	0.3
Charge de neige	0.6	0.2	0.0
Action du vent	0.6	0.5	0.0
Action de la température	0.6	0.5	0.0

(tableau 3)

Les différentes combinaisons considérées en fonction de l'état limite étudié :

### 2.3.1.1 Pour l'état limite ultime :

Combinaison fondamentale :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

avec

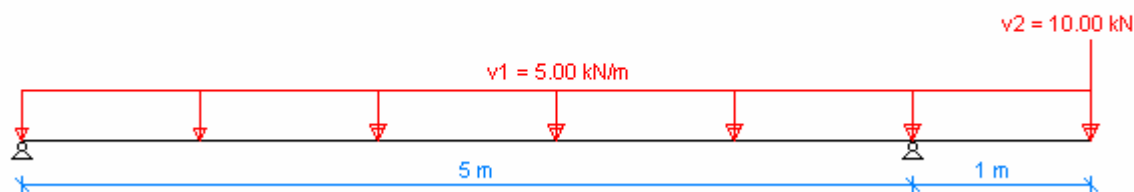
...<sub>k</sub> : valeurs caractéristiques

G et ...<sub>G</sub> : charges permanentes

Q et ...<sub>Q</sub> : charges variables

Q<sub>1</sub> : la charge variable la plus défavorable

Attention: Le terme 'combinaison' évoque à tort, l'idée qu'un seul cas de chargement précis est pris en compte. En réalité, il s'agit d'une courbe enveloppe englobant tous les cas de figure possibles et imaginables.



Observons plus attentivement le cas de la fig.1. Les charges v1 et v2 sont toutes les deux des charges variables, d'origine toutefois distinctes. La charge v1 provient, par exemple, de la présence d'un plancher au dessus de

la poutre, alors que v2 correspond à une charge supplémentaire s'appliquant à l'extrémité du porte-à-faux suite à la présence de neige sur le toit. La combinaison fondamentale contient 2 facteurs qui engendrent une courbe enveloppe.

D'une part, il y a le coefficient de sécurité  $\gamma$ . Celui-ci peut varier pour une même charge selon l'emplacement de celle-ci dans la structure. Ainsi, dans le calcul du moment présent dans la travée, la charge v1 est affectée d'un coefficient 1,5 au niveau de la travée et d'un coefficient nul au niveau du porte-à-faux alors que dans le calcul du moment à l'appui, cette même charge v1 est aussi affectée d'un coefficient 1,5 au niveau du porte-à-faux.

D'autre part, la charge la plus défavorable n'est pas la même pour tout point de la structure. Par exemple, v1 correspond à la charge la plus défavorable dans le calcul du moment présent dans la travée. Par contre dans le calcul du moment à l'appui, v2 ( $M = 10 \text{ kNm}$ ) est bien plus désavantageux que v1 ( $M = 2.5 \text{ kNm}$ ).

Ce genre de situation résulte du tableau 4 ci-dessous :

	v1 au niveau de la travée	v1 au niveau du porte-à-faux	v2
moment présent dans la travée	$\gamma = 1.50$ coefficient 1	$\gamma = 0.00$ coefficient 1	$\gamma = 0.00$ coefficient $\psi_0$
moment à l'appui	$\gamma = 0.00$ ou $1.50$ coefficient $\psi_0$	$\gamma = 1.50$ coefficient $\psi_0$	$\gamma = 1.50$ coefficient 1

(tableau 4)

Remarquez que pour une combinaison donnée, le coefficient de sécurité appliqué à un seul type de charge donné (dans notre cas de figure v1 et v2) ne doit pas rester le même pour l'ensemble de la structure étudiée, alors que pour le coefficient partiel de combinaison  $\psi_0$ , c'est pourtant bien le cas.

### 2.3.1.2 À l'état limite de service :

Combinaisons rares : 
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Remarquez que l'expression de la combinaison rare est du même type que celle de la combinaison fondamentale à l'état limite ultime, avec bien entendu, des coefficients de chargements adaptés à l'état limite de service. Ceux-ci valent 1.0 si l'effet est favorable et 0 si l'effet est défavorable. Il va de soi que les termes affectés d'un coefficient nul ne figurent pas

explicitement dans la formule. Ici encore, le terme 'enveloppe' conviendrait mieux que celui de 'combinaison'.

Combinaisons quasi-permanentes :  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Bien qu'aucune distinction ne soit faite au niveau du traitement des différentes charges variables (toutes les charges variables n'interviennent que pour une fraction  $\psi_2$ ), nous avons ici aussi à faire à des courbes enveloppes, étant donné que le coefficient de chargement  $\gamma$  appliqué à une charge peut varier selon l'emplacement de celle-ci dans la structure.

## 2.4 Eurocode 2 : Calcul d'ouvrages en béton armé

La méthode de travail pour dimensionner des ouvrages en béton armé est la suivante :

1 : Calcul à l'état limite ultime :

- détermination de la quantité requise d'armatures longitudinales
- détermination de la quantité requise d'armatures transversales
- vérification éventuelle au flambement

2 : Vérification aux états limites de services :

- limitation des efforts de compression dans le béton et des efforts de traction dans l'acier
- limitation de la flèche, compte tenu du phénomène de fissuration
- limitation de la taille des fissures.

### 2.4.1 Hypothèses de base & Caractéristiques des Matériaux pour un Calcul Organique

Le calcul organique d'éléments ou de structures en béton armé se fonde sur des hypothèses de base relativement simples, synthétisées dans le tableau 5 ci-après.

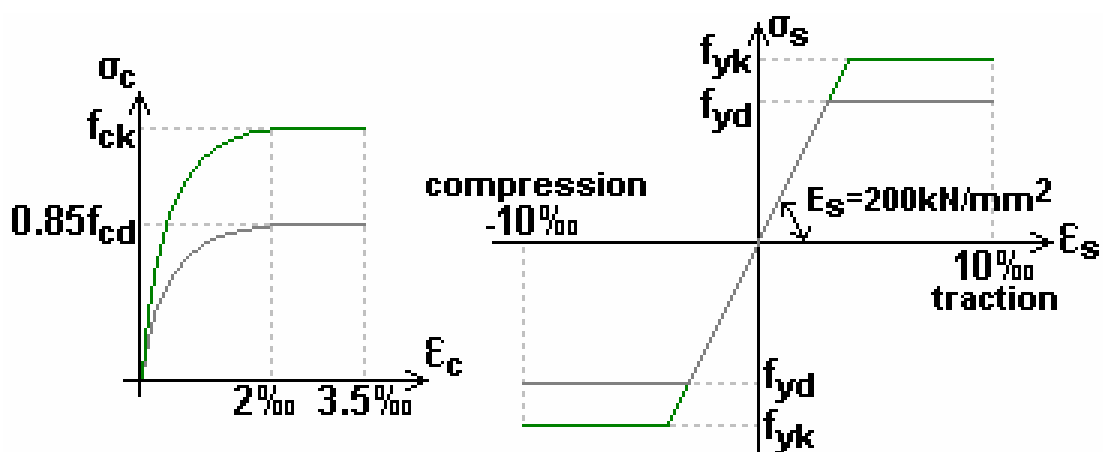
État limite ultime	État limite de service
Hypothèse de Bernoulli :	
les sections planes restent planes après déformation	
la résistance à la traction du béton est souvent négligée	
Rétrécissement maximal du béton :	Comportement élastico-linéaire :
$\epsilon_c < 3.5 \text{ ‰}$ pour de la flexion $\epsilon_c < 2 \text{ ‰}$ pour de la compression Allongement maximal de l'acier:	le rapport entre le module d'élasticité de l'acier et celui du béton est constant.
$\epsilon_s < 10 \text{ ‰}$	$E_s/E_c = \alpha = \text{cte.}$

(tableau 5)

Les deux figures ci-dessous correspondent respectivement aux diagrammes des déformations-contraintes du béton et de l'acier aux états limites ultimes. Les diagrammes caractéristiques sont représentés en trait plein ordinaire, les diagrammes de calcul sont représentés en trait gras. Les coefficients de sécurité sur les matériaux béton et acier valent respectivement 1,5 et 1,15:

béton :  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$  avec  $\gamma_c = 1,5$   
 acier :  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  avec  $\gamma_s = 1,15$

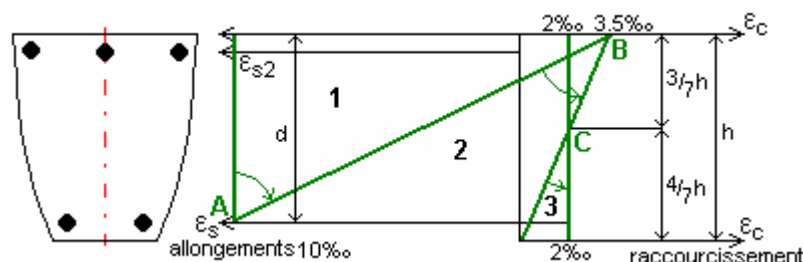
Un coefficient 0,85 affectant la valeur de calcul de la qualité du béton, fait intervenir l'effet des chargements 'longue durée'.



## 2.4.2 Calcul à l'état limite ultime

### 2.4.2.1 Dimensionnement des aciers longitudinaux : état limite de rupture suite à de la flexion et/ou à un effort longitudinal

Suite à ces hypothèses de base, nous pouvons déterminer trois zones d'allongement, comme indiquées sur la figure ci-dessous.



La zone 1 comprend l'ensemble des droites passant par le pivot A (correspondant à la limite de rupture de l'acier). Les sections sont alors soumises à de la traction simple, de la traction faiblement excentrée, de la flexion simple ou de la flexion composée. Dans ces cas de figure, c'est l'acier qui provoque la destruction de l'ouvrage en béton armé.

La zone 2 comprend l'ensemble des droites passant par le pivot B (correspondant à la limite de rupture du béton en flexion). Les sections sont alors soumises à une flexion simple ou composée. Dans ces cas de figure, c'est le béton qui provoque la destruction de l'ouvrage en béton armé.

Finalement, la zone 3 comprend l'ensemble des droites passant par le pivot C (correspondant à la limite de rupture du béton en compression). Les sections sont alors soumises à de la compression simple ou de la compression faiblement excentrée. Dans ces cas de figure, c'est encore le béton qui provoque la destruction de l'ouvrage en béton armé.

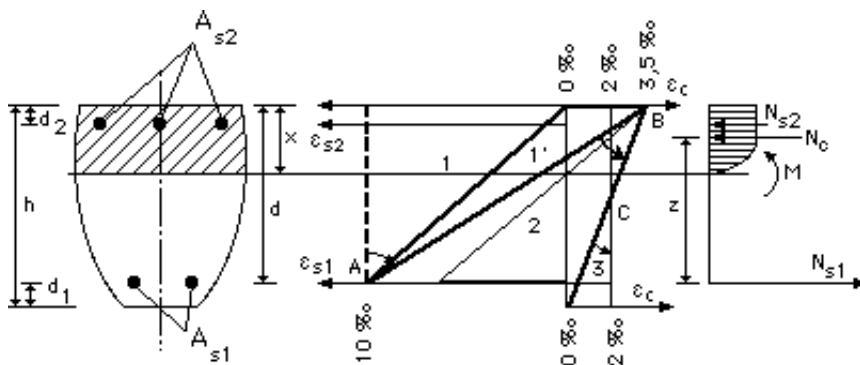
Pour des efforts normaux  $\leq (0.08 f_{ck}) \times$  (surface de la section), il est toléré de traiter la flexion composée comme une flexion simple en négligeant l'effort normal présent.

## 2.4.2.1.1 Flexion simple

Considérons un diagramme linéaire des déformations tel celui représenté à la figure suivante. A l'aide des diagrammes déformations-contraintes, nous pouvons déterminer les contraintes. Celles-ci correspondent à un effort normal  $N_R$  ( $= 0$  pour la flexion simple) et un moment fléchissant  $M_R$ . Nous devons toujours veiller à ce que les efforts sollicitants (indice S) soient en équilibre avec les propriétés résistantes (R):

$$N_R = N_S = 0$$

$$M_R = M_S$$



- $d_1, d_2$  : recouvrement, soit la distance séparant le centre de gravité de l'armature et le bord de la section considérée
- $d$  : hauteur utile =  $h - d_1$
- $x$  : hauteur de la zone de béton en compression
- $z$  : bras de levier des contraintes internes de compression et de traction

Deux types de conditions doivent toujours être vérifiées :

### la condition de compatibilité :

$$\varepsilon_c / \varepsilon_{s1} = x / (d-x)$$

### les conditions d'équilibre :

équilibre horizontal :

$$N_c + N_{s2} = N_{s1}$$

pour les sections en armature simple :  $N_c = N_s$

équilibre de rotation :

$$N_{s1} = M / z$$

pour les sections en armature simple :  $N_c = N_s = M / z$

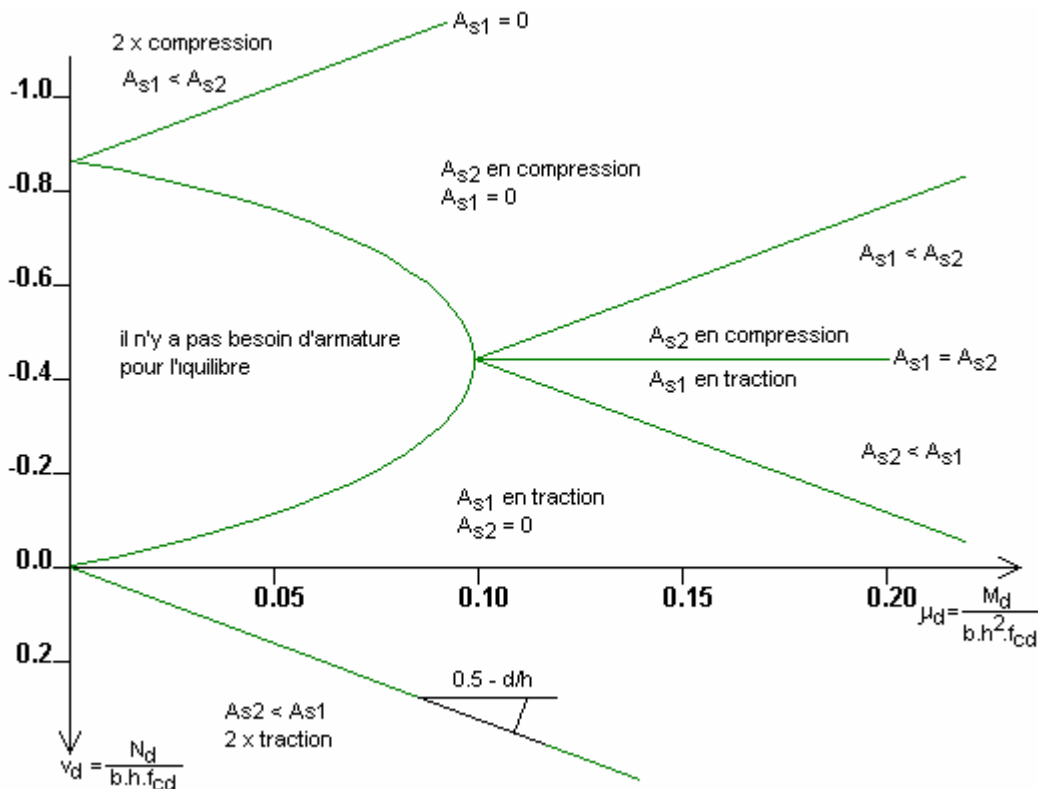
Pour différents types de sections, ces conditions mènent à des comparaisons et/ou des diagrammes permettant le dimensionnement des armatures requises.

### 2.4.2.1.2 Flexion composée

De manière analogue au cas de la flexion simple, nous exprimons ici encore, la condition de compatibilité, l'équilibre horizontal et l'équilibre de rotation. En pratique, nous préférons utiliser des abaques dites "interactives". Les moments fléchissants  $M_d$  y sont repris en abscisses, les efforts normaux  $N_d$ , en ordonnées. Ces diagrammes contiennent des isoquants (courbes d'équi-quantité) d'acier  $A_{s1}$ , correspondant à des valeurs fixées  $A_{s2}/A_{s1}$ ,  $d_1/h = d_2/h$ ,  $f_{cd}$  et  $f_{yd}$ .

Le grand désavantage de ces abaques est qu'il est impératif de fixer préalablement le rapport  $A_{s2}/A_{s1}$ . Lorsqu'un grand effort normal est accompagné d'un faible moment fléchissant, ce choix est très simple :  $A_{s2}/A_{s1} = 1$ . Par contre, dans les autres cas de figure, ce choix est nettement moins évident. D'autre part, très souvent, les abaques disponibles ne correspondent pas aux rapports souhaités.

La figure suivante vous aide à choisir un bon rapport  $A_{s2}/A_{s1}$ .



## 2.4.2.2 Dimensionnement des aciers transversaux : état limite de rupture suite aux efforts tranchants

Lors de la détermination de la quantité requise d'aciers transversaux, il convient de respecter les principes ci-dessous :

- une partie de l'effort tranchant est repris par la résistance au glissement du béton, d'autant plus que des armatures longitudinales ont été prévues;
- le reste de l'effort tranchant doit être repris par des armatures transversales.

### 2.4.2.2.1 Éléments sans armatures transversales ( $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$ )

Dans le cas des dalles pour lesquelles aucune armature transversale n'est prévue et dans lesquelles la répartition transversale des charges est assurée par des armatures de répartition, il ne faut effectuer qu'une vérification des contraintes dans les bielles de béton en compression. Pour ce faire, il convient de vérifier que la valeur de calcul de l'effort tranchant  $V_{Sd}$  ne dépasse jamais les deux valeurs suivantes :

Eurocode 2:  $V_{Sd} \leq V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot b \cdot d$  (1)

EC2:  $V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 1/2 v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d$  (2)

La première limite supérieure vérifie la nécessité de recourir à des armatures transversales. Dans la formule (1), nous avons :

$\tau_{Rd}$  : correspond à la valeur de calcul de la résistance au glissement du béton, exprimée en N/mm<sup>2</sup>. Celle-ci s'obtient par la formule

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctk0.05} / \gamma_c$$

Dans cette formule,  $f_{ctk0.05}$  correspond à la valeur caractéristique de la résistance à la traction du béton ( $= 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ ) et  $\gamma_c$  au coefficient de sécurité appliqué au béton;

- $k = 1,6 - d \geq 1$  (d en m);
- $k' = 1 + \sqrt{200/d}$  (d en mm);
- $\rho_l = A_s / (b \cdot d) < 0,02$  représente le pourcentage géométrique d'armatures longitudinales;

On ne peut prendre en considération que les armatures suffisamment ancrées, au delà de l'endroit où s'exerce l'effort tranchant.

- b la largeur minimale de la section, exprimée en mm;
- d la hauteur utile exprimée en mm.

La seconde limite supérieure vérifie les contraintes de compression dans les bielles de béton en compression. Dans l'équation (2), nous avons :

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 \geq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ exprimée en } N/mm^2).$$

## 2.4.2.2.2 Éléments comprenant des armatures transversales

Dans le cas des dalles, les armatures transversales sont dimensionnées, soit selon la **méthode classique**, soit selon la **méthode généralisée**.

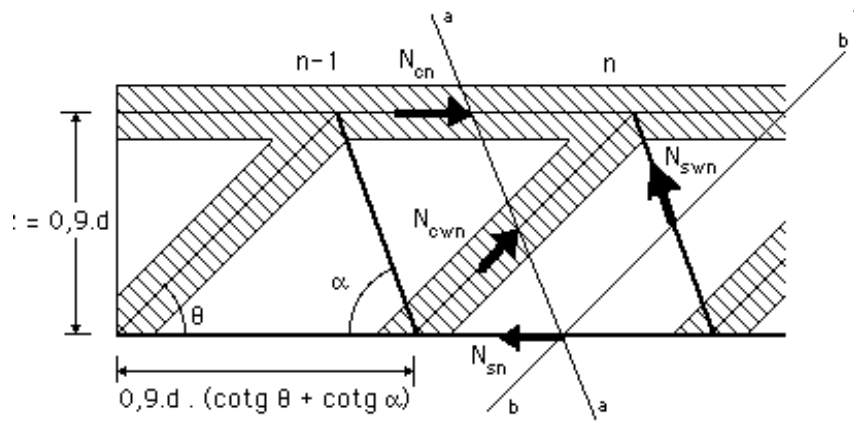
Tout d'abord, il convient de vérifier si les contraintes dans les bielles de béton en compression ne sont pas trop importantes. Pour les déterminer, il faut faire appel à la figure suivante. Celle-ci illustre comment le béton, les armatures longitudinales et les étriers travaillent simultanément.

- $\alpha$  correspond à l'angle entre les armatures transversales et le plan horizontal
- $\theta$  correspond à l'angle entre les bielles de béton en compression et le plan horizontal

Dans le cas le plus général (méthode classique), les limites de  $\theta$  sont donnés par la relation  $0,5 < \cotg \theta < 2$ .

La méthode classique (modèle de Morsch) fait l'hypothèse que les bielles de béton en compression forment un angle de  $45^\circ$  avec le plan horizontal:

$$\theta = 45^\circ$$



$$\sigma_{cw} = V \cdot (1 + \cotg^2 \theta) / [b \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha)]$$

A présent, la limite supérieure de contrainte dans les bielles de béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{c wd} \leq v \cdot f_{cd},$$

de telle sorte que la limite supérieure d'effort tranchant soit donnée par :

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) / (1 + \cotg^2 \theta) \quad (3)$$

Dans cette formule, les différents paramètres ont la même signification que dans la formule (2).

Dans la méthode classique ( $\theta = 45^\circ$ ) l'expression (3) devient :

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 1/2 v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d (1 + \cotg \alpha) \quad (3')$$

Dans le cas d'étriers verticaux ( $\theta = 90^\circ$ ), les expressions (3) et (3') deviennent respectivement :

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d / (\tg \theta + \cotg \theta) \quad (3'')$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 1/2 v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \quad (3''')$$

Remarquons que l'expression (3''') correspond à l'expression (2) pour des éléments sans armatures transversales.

Dans le cas des éléments avec des armatures transversales, la capacité à reprendre l'effort tranchant est assurée à la fois par le béton et les armatures transversales :

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Le terme  $V_{cd}$ , représentant la contribution du béton dans la résistance globale au glissement de la section considérée, se calcule comme suit :

$$V_{cd} = V_{Rd1}$$

où

$V_{Rd1}$  est donné par l'expression (1).

Le terme  $V_{wd}$ , représentant la contribution des aciers transversaux, se calcule comme ci-dessous :

$$V_{wd} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cot \theta) \sin \alpha \quad (4)$$

Dans la méthode classique ( $\theta = 45^\circ$ ), l'équation (4) devient :

$$V_{wd} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (1 + \cotg \alpha) \sin \alpha \quad (4')$$

Dans le cas d'étriers verticaux ( $\alpha = 90^\circ$ ) les expressions (3) et (3') deviennent respectivement :

$$V_{wd} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cotg \theta \quad (4'')$$

$$V_{wd} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (4''')$$

Si la quantité d'armatures transversales prescrites par les équations (4), (4'), (4'') ou (4''') ci-dessus est inférieure au pourcentage minimum d'acier  $\rho_w$ , c'est ce dernier qu'il faut considérer :

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b \cdot \sin \alpha) \quad (5)$$

Le tableau ci-dessous donne différentes valeurs de  $\rho_w$  en fonction des qualités d'acier et de béton.

$f_{ck}$ (en $N/mm^2$ )	Qualité d'acier		
	S 220	S 400	S 500
$\leq 22,5$	0,0016	0,0009	0,0007
22,5 - 37,5	0,0024	0,0013	0,0011
$> 37,5$	0,0030	0,0016	0,0013

(tableau 6)

Outre le pourcentage minimum d'acier, l'Eurocode 2 propose aussi des distances intermédiaires maximales. Celles-ci sont fonction des efforts tranchants sollicitants.

Les limites supérieures  $s_1$  et  $s_2$  pour ces distances intermédiaires maximales sont données dans le tableau suivant.

$V_{Sd}$	$s_1$	$s_2$
$\leq 1/5 V_{Rd2}$	0,8 d	300 mm
$1/5 V_{Rd2} - 2/3 V_{Rd2}$	0,6 d	300 mm
$> 2/3 V_{Rd2}$	0,3 d	200 mm

(tableau 7)

Si on souhaite en plus limiter les largeurs de fissuration à 0,3 mm, il faut respecter les limites supérieures du tableau suivant.

$(V_{Sd} - 3 V_{cd}) / (\rho_w b_w d)$ (en $N/mm^2$ )	s (en mm)
$\leq 50$	300
50 - 75	200
75 - 100	150
100 - 150	100
150 - 200	50

(tableau 8)

Les limites supérieures  $s_{1b}$  et  $s_{2b}$  concernant la distance intermédiaire transversale entre deux armatures sont, elles aussi, fonction de l'effort tranchant sollicitant :

$V_{Sd}$	$s_{1b}$	$s_{2b}$
$\leq 1/5 V_{Rd2}$	d	800 mm
$1/5 V_{Rd2} - 2/3 V_{Rd2}$	0.6 d	300 mm
$> 2/3 V_{Rd2}$	0.3 d	200 mm

(tableau 9)

### 2.4.2.3 État limite atteint suite à une déformation de la structure portante (flambement)

A ce stade, il convient de faire la distinction entre les structures contreventées et celles qui ne le sont pas. D'autre part, il est également utile de distinguer les structures à noeuds déplaçables de celles qui ne le sont pas (structures à noeuds fixes).

Les structures sont dites contreventées si elles comprennent des éléments de consolidation. Il s'agit d'éléments présentant de fortes rigidités à la flexion et/ou aux efforts tranchants. Ils sont partiellement, voire parfaitement, ancrés

au niveau des fondations. Ils doivent être capables de reprendre toutes les charges horizontales appliquées à la structure et de les transmettre au niveau des fondations. De plus, ils assurent la stabilité des parties contreventées de la structure.

Les structures dans lesquelles ne figurent pas d'éléments de consolidation sont répertoriées comme étant des structures non-contreventées.

Les structures pour lesquelles l'influence des déplacements nodaux sur les efforts internes (M, N, V) peut être négligée, sont répertoriées comme étant des structures à noeuds non déplaçables.

Le complément de précision qu'apporte un calcul du second ordre est considéré comme négligeable, à partir du moment où l'accroissement constaté aux niveaux des efforts à caractère tranchant ne représente pas plus de 10 % des résultats obtenus par un calcul du premier ordre. En pratique, on se limite à la vérification d'accroissement au niveau des moments sollicitants. Si celle-ci est supérieure à 10 %, la structure est dite à noeuds déplaçables.

Les ossatures non-contreventées et les ossatures à noeuds non déplaçables doivent toujours être étudiées dans leur ensemble.

Les colonnes provenant de structures contreventées ou de structures à noeuds non déplaçables, peuvent, quant à elles, être étudiées de manière indépendante et isolée.

Si une structure est étudiée dans son ensemble, les effets d'éventuels défauts ou imperfections doivent être pris en compte par le biais d'un coefficient  $\nu$  chiffrant l'inclinaison de la structure :

$$\nu = 1 / (100 \cdot \sqrt{L})$$

Dans cette expression, L correspond à la hauteur totale de la construction et est exprimée en m.:

$\geq 1/400$  , le second ordre est négligeable (accroissement < 10%)

$\geq 1/200$  , le second ordre est NON négligeable (accroissement  $\geq 10\%$ )

Si l'ouvrage se voit consolidé par le fait même qu'il comprend plusieurs parties verticales et continues, le coefficient d'inclinaison peut éventuellement être réduit en recourant à un facteur de correction  $\alpha_n$  :

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{1+n}{2}}$$

Dans cette expression, n représente le nombre de sous-structures, verticales et continues.

Pour chacune des colonnes, la longueur effective  $l_0$  est déterminée comme suit :

$$l_0 = \beta l_{col}$$

Dans cette expression :

$\beta$  correspond au coefficient dépendant des conditions nodales (degrés de liberté). Il est directement déductible d'un abaque (nomogramme) de la norme. Un abaque correspond aux structures à noeuds fixes, un autre aux structures à noeuds déplaçables.

Attention :

La longueur effective  $l_0$  correspond en réalité à la longueur élastique de flambement. Dans le cas particulier des ossatures à noeuds non déplaçables ou contreventées, celle-ci équivaut à la longueur élastique de flambement de la théorie d'Euler.

On peut alors déterminer le degré d'élançement  $\lambda$ :

$$\lambda = l_0 / i$$

Dans cette formule,  $i$  représente le rayon d'inertie de la section :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Les colonnes isolées sont considérées comme élançées si les limites suivantes sont atteintes :

$$\lambda \geq 15 / \sqrt{v_u}$$

et

$$\lambda \geq 25$$

où  $v_u$  est calculé par l'expression:  $v_u = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$

Si la colonne n'est PAS élançée, il ne faut pas recourir à un calcul du second ordre. La colonne peut alors être dimensionnée tout simplement à partir des résultats du calcul du premier ordre. Toutefois, il convient de tenir compte d'une éventuelle excentricité accidentelle  $e_a = v \cdot l_0 / 2$ .

Si par contre, la colonne est élancée, il convient de comparer son élancement avec l'élancement critique  $\lambda_{crit}$ , déterminé comme suit :

$$\lambda_{crit} = 25 \cdot (2 - e_{01} / e_{02})$$

$$\lambda < \lambda_{crit}$$

Dans ce cas, il n'est pas indispensable de recourir à un calcul du second ordre, à condition que la colonne ne soit pas soumise à des charges transversales. Les extrémités sont dimensionnées par les expressions :

$$\begin{aligned} N_{Rd} &\geq N_{Sd} \\ \text{et} \\ M_{Rd} &\geq N_{Sd} \cdot h / 20. \end{aligned}$$

h correspondant à la hauteur de la section.

$$\lambda \geq \lambda_{crit}$$

Un calcul du second ordre s'impose.

Pour la section soumise au chargement le plus important, l'excentricité totale à prendre en compte  $e_{tot}$  se détermine comme suit :

$$e_{tot} = e_e + e_a + e_2$$

Dans cette formule :

$e_e$  correspond à l'excentricité équivalente

$$\begin{aligned} e_e &\geq 0.6 e_{02} + 0.4 e_{01} \\ &\geq 0.4 e_{02} \end{aligned}$$

$e_{01}$  et  $e_{02}$  correspondent aux excentricités du premier ordre

( $e_0 = M_{Sd} / N_{Sd}$ ) aux extrémités de la barre,

$$\text{avec } |e_{01}| \leq |e_{02}| \text{ et } e_{02} \geq 0$$

$e_a$  correspond à une excentricité accidentelle =  $v \cdot l_0 / 2$

$e_2$  correspond à l'excentricité du second ordre

Cette excentricité du second ordre peut être déterminée pour des colonnes rectangulaires ou circulaires, à l'aide de la méthode dite de la colonne modèle, à condition que  $\lambda < 140$  et  $e_0 \geq 0.1 h$  :

$$e_2 = K_1 (l_0^2 / 10) (1/r)$$

où

$$K_1 = \begin{cases} \lambda / 20 - 0.75 & \text{lorsque } 15 \leq \lambda \leq 35 \\ 1 & \text{lorsque } \lambda \geq 35 \end{cases}$$

1/r correspond à la courbure de la section critique considérée  
 Cette courbure peut éventuellement être approchée par la formule :

$$1/r = \frac{f_{yd}}{0.45 \cdot d \cdot E_s}$$

## 2.4.3 États limites de service (E.L.S.)

### 2.4.3.1 E.L.S. atteint au niveau des contraintes

Afin d'éviter l'apparition de longues fissures longitudinales suite à des contraintes de compression trop importantes au niveau du béton, il faut tout mettre en œuvre pour limiter celles-ci :

- sous l'effet des combinaisons rares :

-

Eurocode 2 : uniquement d'application pour les classes de milieux 3 ou 4 :  $\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$   
 (milieu humide, milieu gelé ou présence de sel de salage, milieu marin, ...)

- sous l'effet des combinaisons quasi-permanentes :  $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$

Cette limite est imposée en raison de l'importance du phénomène de fluage en présence d'importantes contraintes dans le béton. Dans ce cas le coefficient de fluage intervenant au niveau du module d'élasticité effective ne suffit plus pour estimer réellement le phénomène de fluage.

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \phi(t, t_0))$$

$E_{cm}$  correspond au module d'élasticité sécant du béton.

Il est obtenu par l'expression  $E_{cm} = 9,5 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$

La détermination des contraintes à l'état limite de service correspond à un calcul élastique. Pour déterminer le module d'élasticité du béton, il convient de considérer aussi les éventuels phénomènes de retrait et de fluage.

*Remarque : La norme NBN B15-002 mentionne explicitement que pour déterminer les contraintes de compression dans le béton, il est permis de prendre la valeur 15 comme rapport entre le module d'élasticité de l'acier (200.000 N/mm<sup>2</sup>) et celui du béton :  $\alpha = E_s/E_c = 15$*

Outre les contraintes dans le béton, il faut déterminer celles dans les armatures; ceci afin d'éviter l'apparition de fissures trop importantes.

- sous l'effet des combinaisons rares:  $\sigma_s \leq 0.8 f_{yk}$

## 2.4.3.2 E.L.S. atteint au niveau des largeurs des fissures

Afin de limiter la fissuration suite à des entraves aux déformations imposées, il faut respecter la règle de calcul suivante concernant les armatures  $A_s$ :

$$A_s \geq k_c \cdot k \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

où  $k_c$  = 1 dans le cas de la traction simple  
= 0,4 dans le cas de la flexion simple

$k$  = 0,8

$f_{ct,ef}$  = résistance effective à la traction au moment de la première fissuration. Celle-ci peut être déterminée à partir de la résistance à la compression au moment de la première fissuration :

$$f_{ctk0,95} = 1,3 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Lorsque la première fissure ne survient pas dans les 28 jours, il est conseillé de prendre  $f_{ct,ef} \geq 3 \text{ N/mm}^2$

$A_{ct}$  = surface de béton en zone de traction

$\sigma_s$  = la contrainte maximale qui peut être tolérée immédiatement après l'apparition de la première fissure est considérée comme étant égale à la limite de fluage  $f_{yk}$ .

Pour limiter la largeur des fissures, la norme envisage deux possibilités : soit, on détermine la valeur de calcul de la largeur des fissures à l'aide d'un calcul complexe; soit on respecte scrupuleusement un ensemble de règles pratiques prévues pour des fissures maximales de 0.3 mm.

La détermination directe de la valeur de calcul de la largeur des fissures, à savoir  $w_k$ , a toujours lieu sous la combinaison quasi-permanente, soit par la formule :

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{rm}$$

où  $\beta$  = 1,7 (fissuration suite à un chargement)  
 $\varepsilon_{rm}$  l'allongement moyen  
 $= \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$

où

$\sigma_s$  = contrainte dans les armatures en traction présentes dans la section fissurée

$\sigma_{sr}$  = contrainte dans les armatures en traction présentes dans la section fissurée, sous l'effet du chargement ayant provoqué la première fissuration.

$\beta_1$  = 1,0 (aciers aux soudures améliorées)

$\beta_2$  = 0,5 (chargements de longue durée)

$s_{rm}$  valeur moyenne finale des fissures  
 $= 50 + 0,25 k_1 k_2 \emptyset / \sigma_r$

où

$k_1$  = 0,8 (aciers crénelés)

$k_2$  = 0,5 dans le cas de la flexion

= 1,0 dans le cas de la traction pure

=  $(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2 \cdot \varepsilon_1)$  dans le cas de la traction excentrée

$\emptyset$  le diamètre moyen (mm)

$\sigma_r$  le rapport effectif des armatures

=  $A_s / A_{ceff}$  où  $A_{ceff}$  représente la section effective en traction :

$$\leq 2,5 \cdot (h - d)$$

$$\leq (h - x) / 3$$

Pour les classes de milieux 2 à 4, la largeur des fissurations doit être limitée à 0.3 mm :

$$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$$

Si vous ne souhaitez pas recourir à un calcul direct (et complexe) de la largeur des fissures, vous devez adopter les valeurs mentionnées dans le tableau suivant concernant le diamètre maximum et les distances intermédiaires maximales pour éviter tout problème à ce niveau.

$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	diamètre max. (mm)	distance max. (mm)	
		flexion	traction
160	32	300	200
200	25	250	150
240	20	200	125
280	16	150	75
320	12	100	-
360	10	50	-
400	6	-	-
450	8	-	-

(tableau 10)

La valeur du diamètre maximum peut éventuellement être augmentée d'un facteur  $\beta$  défini par :

$$\beta = \frac{h}{10 \cdot (h - d)}$$

Rappelons que pour maîtriser suffisamment la largeur des fissures lorsque l'élément est soumis à des efforts tranchants, il convient de respecter les valeurs du tableau 8.

Pour des raisons purement constructives, les armatures longitudinales doivent aussi respecter les règles suivantes :

$$\begin{aligned} A_s &\geq 0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk} \\ &\geq 0,0015 \cdot b \cdot d \\ &\leq 0,04 A_c \end{aligned}$$

Si les poutres étudiées ont une hauteur supérieure à 1 m, il faut également prévoir des armatures de surface. Celles-ci sont déterminées par la formule suivante :

$$A_s = k_c \cdot 0,5 \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct} / f_{yk}$$

Ici, les différents paramètres prennent les mêmes valeurs que dans la formule précédente.

Les valeurs mentionnées dans le tableau 7 concernant le diamètre maximum et les distances intermédiaires maximales sont aussi d'application pour les armatures principales, compte tenu toutefois que la contrainte dans l'acier  $\sigma_s$  correspond à la moitié de la valeur considérée pour les armatures principales :

$$\sigma_s = 1/2 \cdot \sigma_{s, \text{armatures principales}}$$

### 2.4.3.3 E.L.S. atteint au niveau des flèches

Pour déterminer la flèche, il faut tenir compte du phénomène de fissuration puisque celui-ci réduit fortement la rigidité des sections.

Commençons par déterminer le moment de fissuration :

$$M_r = f_r \cdot W$$

où

$f_r$  correspond à une estimation judicieuse de la résistance du béton à la traction. Faute de données précises, il est permis d'utiliser une valeur moyenne obtenue à partir de la résistance à la compression :

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$W$  le moment résistant de la section fictive de béton non fissurée.

Afin de déterminer les endroits où des fissures se forment, nous comparons le moment sollicitant sous la combinaison rare  $M_{CR}$  avec le moment de fissuration  $M_r$ . Il y a donc fissuration là où  $M_{CR} > M_r$ . Ailleurs, le phénomène n'existe pas.

Dans les zones de fissuration ( $M_{CR} > M_r$ ), toutes les sections ne sont pas effectivement fissurées pour autant. Il convient de calculer une courbure moyenne  $1/r$  :

$$1/r = (1 - \chi) 1/r_1 + \chi 1/r_2$$

où

$1/r_1$  correspond à la courbure d'une section non fissurée  
 $= M/EI_1$

$1/r_2$  correspond à la courbure d'une section entièrement fissurée  
 $= M/EI_2$

$$\chi = 1 - \beta_1 \beta_2 (M_r/M_{CR})^2$$

Dans ces formules :

$\beta_1 = 1,0$  (acier à haute adhérence)

$\beta_2 = 1,0$  pour des chargements uniques de courte durée

$= 0,5$  pour des chargements répétitifs et/ou de longue durée

M le moment de calcul correspondant à l'état limite de service considéré (correspond souvent à la combinaison quasi-permanente, détaillée plus loin dans cet ouvrage)

E le module d'élasticité pour le béton

$I_1$  le moment d'inertie de la section de béton fictive non fissurée. Celui-ci correspond à la section complète de béton, multiplié par  $\alpha$  (correspondant à  $E_s / E_c$ ) et par la section d'acier requise.

$I_2$  le moment d'inertie de la section de béton fictive fissurée. Celui-ci correspond à la section de béton en compression, multiplié par  $\alpha$  (correspondant à  $E_s / E_c$ ) fois la section d'acier requise.

Dans les zones sans fissuration ( $M_{CR} \leq M_r$ ), aucune section n'est fissurée mais il convient toutefois de déterminer la courbure  $1/r_1$ .

Par une double intégration de la courbure, il est possible de déterminer la flèche ( $1/r$  pour les zones fissurées,  $1/r_1$  pour les zones non fissurées).

Sous l'effet de combinaison quasi-permanente, il convient de limiter celle-ci à  $1/250$  de la portée (à  $1/125$  dans le cas d'un porte-à-faux):

$$u_{\max} \leq l / 250$$
$$\leq l / 125 \text{ (porte-à-faux)}$$

En imposant une contre-flèche, la flèche peut partiellement, voire entièrement, être compensée. Cette contre-flèche peut être créée en précinçant l'élément dans le sens opposé à la flèche effective. Dans le cas idéal, la flèche sous l'effet des charges amène alors l'élément en position parfaitement rectiligne. Les valeurs limites de cette contre-flèche sont, en valeurs absolues, les mêmes que pour les flèches traditionnelles.

Lorsqu'une flèche éventuelle peut causer des dégâts au niveau de parois de séparation, de finition ou autre, il est préférable de limiter la flèche après pose des éléments aux valeurs ci-dessous :

$$u_{\max} \leq l / 500$$
$$\leq l / 250 \text{ (porte-à-faux)}$$

La flèche après pose doit être interprétée comme étant le complément de flèche survenant après mise en place de l'élément.

Des limites étant imposées pour éviter des dégâts et non pas pour des raisons de confort, il faut limiter le complément de flèche sous l'effet de la combinaison rare et non pas de la combinaison quasi-permanente qui ne suffit pas.

Lors de la détermination de la flèche, il faut considérer le phénomène de fluage dans le béton. Celui-ci peut être pris en compte en recourant au module d'élasticité effective  $E_{c,eff}$ , donné par la relation :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)}$$

Dans cette formule,  $\phi(t, t_0)$  correspond au coefficient de fluage.  $t_0$  représente l'âge qu'a le béton lors du chargement et l'âge auquel la flèche est considérée.

Les valeurs de  $\phi(\infty, t_0)$  sont données par le tableau 11.

Âge du béton lors du chargement $t_0$ (en jours)	Dimension fictive $2 A_c / u$ (mm)					
	50	150	600	50	150	600
	atmosphère sèche (à l'intérieur) (RH = 50 %)			atmosphère humide (à l'extérieur) (RH = 80 %)		
1	5.5	4.6	3.7	3.6	3.2	2.9
7	3.9	3.1	2.6	2.6	2.3	2.0
28	3.0	2.5	2.0	1.9	1.7	1.5
90	2.4	2.0	1.6	1.5	1.4	1.2
365	1.8	1.5	1.2	1.1	1.0	1.0

(tableau 11)

Remarquons qu'au niveau de la détermination de la flèche, de nombreux paramètres influencent fortement le résultat final, mais qu'il n'est pas simple pour autant d'attribuer des valeurs rigoureuses à ces paramètres.

Citons plus particulièrement :

- la résistance à la traction  $f_r$ ;
- le coefficient  $\beta_{2i}$ ;
- le coefficient de fluage  $\phi(t, t_0)$

En ce qui concerne la résistance à la traction, les spécialistes sont plus ou moins d'accord pour utiliser la valeur moyenne donnée par la relation  $f_{ctm} =$

$0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ . Pourtant, des expériences effectuées par le laboratoire Magnel de l'Université de Gand (RUG) attestent que les flèches calculées en prenant en compte cette valeur de résistance à la traction dépassent amplement les flèches réellement observées et mesurées.

Quoique, théoriquement, le coefficient  $\beta_2$  soit considéré comme étant égal à 1,0 pour les chargements de faible durée et égal à 0,5 pour ceux de longue durée, la valeur 0,5 est toutefois très souvent adoptée en pratique pour tous les cas de chargements. Ceci se justifie par le fait que ni les charges fixes ni les charges d'utilisation ne présentent les caractéristiques correspondant à de réelles charges de courte durée, n'intervenant qu'une et une seule fois.

Matière à réflexion :

Etant donné que le coefficient  $\beta_2$  est appliqué au moment sous la combinaison rare  $M_{C.R.}$ , nous pourrions lui affecter une valeur entre 0,5 et 1,0 obtenue par la formule de la moyenne pondérée (reprise à la page suivante).

$$\beta_2 = \frac{M_{Q-P} \cdot 0.5 + (M_{C.R.} - M_{Q-P}) \cdot 1.0}{M_{C.R.}}$$

où

$M_{C.R.}$  correspond au moment sous la combinaison rare,  
 $M_{Q-P}$  correspond au moment sous la combinaison quasi-permanente

Le coefficient de fluage  $\phi(t, t_0)$  peut être déterminé à l'aide du tableau 11. Etant donné, qu'en pratique, le chargement total s'applique toujours graduellement, la flèche doit, elle aussi, théoriquement être déterminée pas à pas. À chaque incrémentation de charge correspond un coefficient de fluage précis. On comprend qu'un tel calcul devient rapidement très complexe. Pour une charge ( $p_1 + p_2$ ) appliquée en deux temps ( $p_1$  à l'instant  $t_1$  et  $p_2$  à l'instant  $t_2$ ), la flèche finale  $u_\infty$  ( $t = \infty$ ) se calcule comme suit :

$$u_\infty = u_1 + u_2$$

où :

$u_1$  correspond à la flèche à l'instant  $t_2$  (moment auquel la seconde charge  $p_2$  a été appliqué) sous la charge  $p_1$  :

le module d'élasticité à appliquer vaut  $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t_2, t_1)}$

la fissuration à prendre en compte est fonction de  $p_1$

$u_2$  correspond au complément de flèche suite aux charges  $p_1$  et  $p_2$  entre les instants  $t_2$  et  $\infty$  :

le module d'élasticité à appliquer vaut  $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_2)}$

la fissuration à prendre en compte correspond à la fissuration existante, majorée d'une estimation de l'accroissement de fissuration provoquée par  $(p_1 + p_2)$ .

Afin d'éviter des calculs trop complexes, nous proposons d'utiliser les paramètres ci-dessous pour les cas les plus courants :

$$f_r = f_{ctm}$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$\phi(t, t_0) \text{ de telle sorte que } E_{c,eff} = E_s / 15$$

Si la valeur de  $\phi(t, t_0)$  proposée vous paraît a priori trop faible, ne perdez pas de vue que les valeurs de  $f_r$  et  $\beta_2$  surestiment fortement la flèche. La valeur proposée n'est pas du tout aléatoire. Rappelez-vous que pour limiter les contraintes, nous avons adopté un rapport de 15 entre les modules d'élasticité de l'acier et du béton.

## 2.5 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier

L'Eurocode 3 est une réglementation très innovante. Les règles de calcul sont des plus détaillées et font appel à des notions et classements, on ne peut plus pertinents, notamment au niveau du classement des sections.

L'ingénieur doit choisir entre diverses méthodes de calcul alternatives, selon la nature de la structure, la stratégie de calcul ou encore la précision des objectifs fixés. Il peut opter pour un dimensionnement élastique ou plastique, un calcul au premier ou au second ordre, et ainsi de suite.

La méthode se base sur des principes semi-probabilistes permettant d'assurer suffisamment de sûreté et de sécurité au niveau du comportement d'une structure, mais faisant appel à un très grand nombre de formules pour calculer sa résistance.

L'Eurocode 3 mérite réellement d'être rédigé sous une forme plus lisible : la trame de base est loin d'être évidente, les formules abondent d'indices les rendant très peu lisibles, l'ouvrage est trop théorique et exige une énorme capacité de calcul de la part de son utilisateur (assisté ou non de logiciels appropriés), etc. Nous sommes convaincus que cette nouvelle réglementation échappe complètement aux approximations et préoccupations qui font pourtant la réalité quotidienne de nombreux bureaux d'études et d'entrepreneurs.

A ce jour, nous n'avons cependant trouvé aucun ouvrage permettant de remplacer l'Eurocode 3; même ce manuel de référence n'a, du reste, nullement cette prétention.

Dans un premier temps, nous souhaitons illustrer la trame de base de l'Eurocode 3. Le schéma que nous développons se veut un repère de base, à partir duquel il vous sera plus aisé de comprendre le document initial. Chacun de nos chapitres s'intègre parfaitement dans la philosophie générale de celui-ci.

D'autres auteurs ont déjà rédigé des articles et des ouvrages en ce sens. Les titres ci-dessous méritent, en tout cas, d'être consultés :

*Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*

auteur : Jean Morel

Editions Eyrolles, 1994, ISBN 2-212-11819-8

*L'Analyse élastique des ossatures au moyen de l'Eurocode 3*

auteurs: Marc Braham & Eric Lascrompes

Construction Métalliques n° 4-1992

Centre Technique Industriel de la Construction Métallique

*Design handbook according to Eurocode 3 for braced or non-sway steel buildings.*

auteurs: Ph. Chantrain, Y. Conan & Th. Mauer

Profil Arbed Recherches

Les ouvrages ci-dessous sont édités par le ECCS - Advisory Committee 5.

Ils proposent un aperçu synthétique des méthodes de calcul prescrites par l'Eurocodes 3 et les illustrent à l'aide d'exemples.

*Essentials of Eurocode 3. Design Manual for Steel Structures in Building.*

*Examples to Eurocode 3.*

auteur: European Convention for Structural Steelwork (ECCS)

Avenue des Ombrages, 32/36 bte 20

1200 Bruxelles.

L'Eurocode 3 proprement dit peut être obtenu auprès de l'Institut Belge de Normalisation ou aux éditions Eyrolles en France.

## **2.5.1 Questions prioritaires en matière de charpentes métalliques**

Par rapport aux constructions en béton armé, les charpentes métalliques exigent une attention toute particulière en matière de :

- liaisons (assurées par des boulons ou des soudures). Des liaisons trop fragiles peuvent lâcher subitement et provoquer l'effondrement de la structure.
- instabilité élastique : flambement, déversement (torsion latérale), voilement local. Ces phénomènes augmentent fortement les efforts suite à l'élancement des structures métalliques.

Les avantages des charpentes métalliques par rapport aux structures en béton sont les suivantes :

- Il y a possibilité de préfabrication rapide et précise. Le transport est aisé et le montage facile, vu la légèreté des éléments.

- Les caractéristiques mécaniques sont intéressantes. La grande résistance à la traction permet des travées plus importantes. Le comportement plastique assure une grande sécurité.
- Le comportement plastique ainsi que l'égalité des résistances à la traction et à la compression garantissent une très bonne résistance sismique.
- Il est très aisé de modifier une charpente métallique.
- Les possibilités architecturales sont illimitées.

Les désavantages sont :

- Sensibilité accrue au flambement.
- Résistance au feu limitée.
- Nécessité de prévoir de fréquents entretiens anticorrosifs.

## 2.5.2 Le matériau acier

l'acier est constitué essentiellement de fer et d'une infime quantité de carbone (généralement moins de 1 %).

La dureté de l'acier est directement proportionnelle à sa teneur en carbone.

La plupart des aciers de construction sont des aciers doux ayant une teneur en carbone inférieure à  $< 0.3$  %.

Les sections d'acier les plus fréquentes sont des profilés laminés à chaud. Leurs dimensions sont standardisées et consultables dans des tableaux (IPE, IPN, HEA, etc.).

Ces éléments profilés à chaud renferment en divers endroits des tensions internes résultant de la phase de refroidissement. Ces tensions internes proviennent d'un refroidissement non-homogène des profilés. Une poutrelle en H, par exemple, refroidit plus lentement au niveau des jonctions entre son âme et ses semelles. Ces tensions internes portent le nom de tensions résiduelles et peuvent s'élever à 30 %, voire plus, de la contrainte à la limite élastique.

Un traitement thermique, consistant à chauffer et refroidir successivement l'élément tout en restant dans un spectre de températures bien défini, permet toutefois de réduire très fortement ces tensions résiduelles.

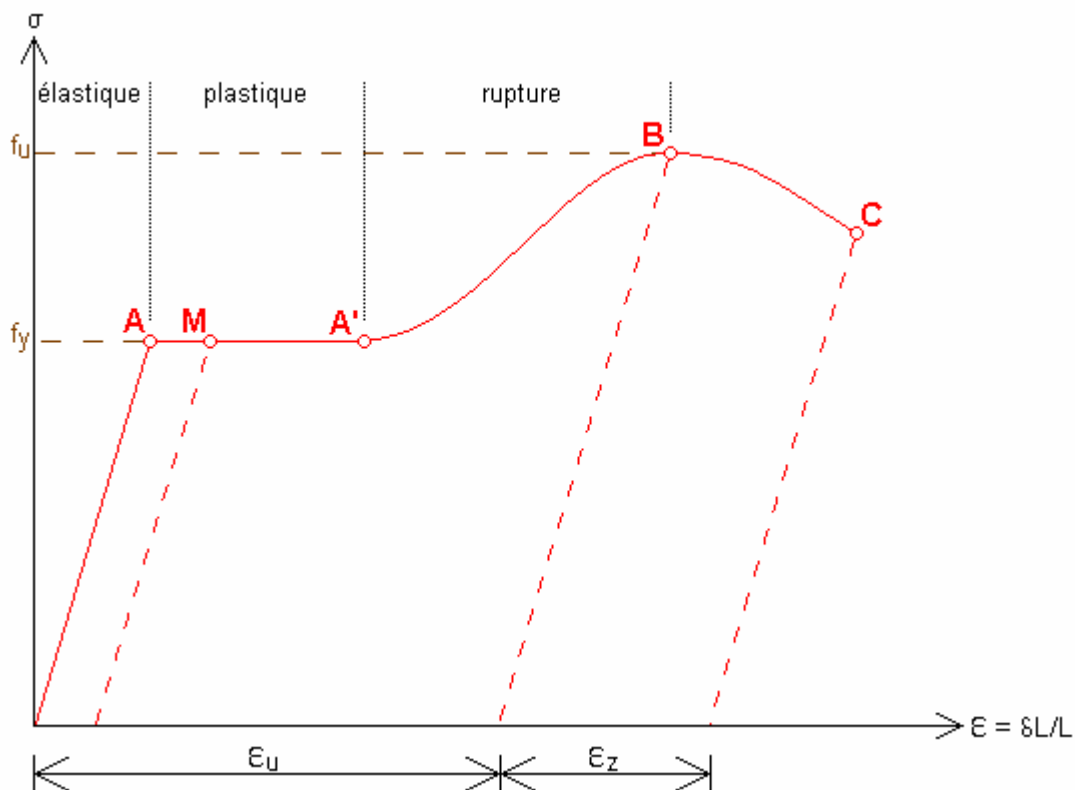
## 2.5.3 Les nuances d'acier et leurs caractéristiques

Les principales caractéristiques des aciers, à savoir ...

- le module d'élasticité  $E$
- le coefficient de Poisson
- la contrainte à la limite élastique
- la résistance caractéristique à la rupture
- l'allongement à la rupture

peuvent être déterminés par un essai destructif à la traction.

Pour ce faire, une éprouvette cylindrique (constituée de l'acier à étudier) est soumise à la traction jusqu'à ce qu'il y ait rupture. Le diagramme contraintes-déformation observé est le suivant :



Il contient 4 zones distinctes.

### La zone de déformation élastique

Les allongements observés sont directement proportionnels à l'effort de traction croissant. Lorsque l'effort de traction disparaît, l'éprouvette reprend sa longueur initiale.

### **Une zone de déformation plastique**

Ce palier correspond à un allongement sous l'effet d'un effort constant. Tout se passe comme si l'acier s'écoulait. Lorsque l'effort de traction disparaît, les déformations observées sur ce palier subsistent. C'est le phénomène de plastification.

### **Une zone de striction**

Au niveau de cette troisième zone, l'allongement s'accroît avec l'effort.

### **Une zone de destruction**

Lors de cette dernière phase, l'allongement s'emballe, même si l'effort de traction décroît, jusqu'à atteindre la rupture.

Ce diagramme, tracé expérimentalement, permet de déterminer de nombreuses valeurs utiles :

- $f_y$ , la contrainte de l'acier à la limite élastique. Celle-ci indique à partir de quand les déformations deviennent permanentes et ne sont plus proportionnelles à l'effort de traction. Par convention, cette limite est fixée à un allongement de 0.2 %.
- $f_u$ , la contrainte de l'acier à la rupture (résistance à la traction)
- le module d'élasticité longitudinale

$$E = \operatorname{tg} \alpha = \sigma / (\delta L / L) = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

- le module de cisaillement  $G = E / 2(1 + \nu) = 81\,000 \text{ N/mm}^2$
- le coefficient de Poisson  $\delta a / a = -\nu \delta L / L$

$$\text{avec } \nu = 0.30$$

La seconde zone, correspondant à un allongement sous l'effet d'un effort constant, permet la plastification, extrêmement vitale en matière de charpentes métalliques.

En effet, il est concevable qu'un endroit précis, dans une structure donnée, soit soumis au delà de sa limite élastique. Le palier du diagramme permet alors à ce lieu critique de se décharger partiellement de ses contraintes en les transmettant aux zones qui lui sont adjacentes.

Lorsque la teneur en carbone augmente, la qualité de l'acier s'accroît ( $f_y$  devient plus important), mais la zone correspondant à un allongement sous

l'effet d'un effort constant se réduit considérablement et limite donc le phénomène de plastification que nous venons de vous décrire. C'est la raison pour laquelle, on ne tolère que des aciers doux dans les constructions métalliques. En effet, si on utilise des aciers plus durs, tels par exemple la fonte, il peut arriver qu'une cassure brutale survienne au delà de la limite élastique, sans le moindre signe de déformation préalable (comprenez, sans avertissement).

Grâce à leur propriété de plastification, les structures métalliques ont la possibilité de redistribuer les efforts qu'elles subissent. Il s'agit de déformations plastiques. Les règles de calcul de l'Eurocode 3 prennent en compte ce comportement élastico-plastique.

Remarquez que ce n'est pas parce qu'une section précise d'un profilé métallique donné a un comportement plastique, que l'entièreté de ses sections se comportent comme tel. Nous reviendrons sur ce point lorsque nous aborderons le classement des sections conformément à l'Eurocode.

Les autres caractéristiques de l'acier sont :

- le coefficient de dilatation thermique  $\lambda = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
- la masse volumique  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

## 2.5.4 Aperçu des aciers normalisés

Il s'agit des différentes nuances d'aciers, non alliés, profilés à chaud et destinés à la construction, soudables ou non.

Dans le cas des constructions métalliques, on utilise essentiellement 3 nuances d'acier : du Fe 360 pour la majorité des constructions; du Fe 430, voire du Fe 510, pour des cas plus spécifiques, tels par exemple des ouvrages d'art. Ces 3 nuances répondent aux exigences pour les calculs plastiques.

Les valeurs caractéristiques, correspondant aux différentes qualités d'acier, sont fonction de l'épaisseur nominale de l'élément, soit  $t$  exprimée en mm.

**$f_y$  correspond à la contrainte de l'acier à la limite élastique.**

**$f_u$  correspond à la contrainte de l'acier à la rupture.**

qualité d'acier	épaisseur en mm			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$

EN 10025				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
prEN 10113				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

(tableau 11)

Les coefficients de sécurité partiels, appliqués à ces valeurs caractéristiques, varient d'un pays à l'autre et sont fonction du classement des sections (détaillé plus loin dans ce manuel).

## 2.5.5 Tolérances dimensionnelles

Les calculs de stabilité sont basés sur les dimensions théoriques parfaites des sections.

Or, les dimensions réellement obtenues lors de la production des profilés, peuvent différer quelque peu de ceux-ci.

Cinq types d'erreurs peuvent être répertoriés :

- Erreurs dimensionnelles. Dans le cas des profilés IPE et HE, la hauteur peut s'écarter jusqu'à 1 % de la valeur prescrite. Pour les semelles, cet écart peut atteindre 15 %.
- Les semelles ne sont pas toujours parfaitement perpendiculaires par rapport à l'âme.
- Asymétrie. L'épaisseur peut présenter de légères variations.
- L'âme peut présenter une courbure de 1 à 2 mm.
- L'axe de la section n'est pas forcément parfaitement droit et peut présenter une courbure de 2 à 3 pour mille par rapport à sa longueur.

Ces erreurs peuvent diminuer l'inertie du profilé, provoquer des moments de torsion, des phénomènes de flambement et autres désagréments. Afin de les prendre en considération, des coefficients majorateurs sont appliqués sur les charges de même que sur le poids propre.

Prenons, par exemple, en compte les écarts suivants sur les dimensions d'un profilé IPE 200 :

$$b = 100 \pm 2.00 \text{ mm}$$

$$h = 200 \pm 3.00 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.6 \pm 0.75 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.5 \pm 1.50 \text{ mm}$$

Dans le pire des cas, on observera un écart de 22.5 % sur la valeur du moment d'inertie de torsion de la section.

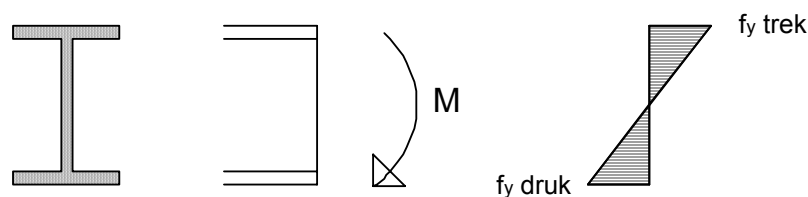
Les tolérances sur la fabrication des profilés peuvent entraîner que les sections réellement utilisées lors de la construction, ne résistent qu'à 80 % du moment résistant estimé par calcul.

Ceci justifie la nécessité d'imposer des mesures de sécurité lors du dimensionnement des constructions

## 2.5.6 Classement des Sections

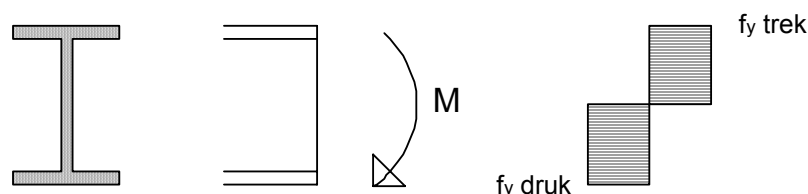
Les méthodes classiques de calculs élastiques prévoient toujours une répartition élastique des efforts dans les sections.

Dans une section symétrique, l'évolution des efforts dans la section se présente comme suit:



Ici, la contrainte de l'acier à la limite élastique est atteinte dans les fibres extrêmes de la section. Il va de soi que la section ne cède pas pour autant, étant donné que le reste de la section est soumis à des efforts moins importants.

Si la section possède suffisamment de capacité rotative, elle ne cèdera que lorsqu'elle sera soumise à une répartition d'efforts telle qu'illustrée ci-dessous:



c'est-à-dire, lorsque la section est entièrement soumise à une contrainte correspondant à la limite élastique de l'acier.

Pour les sections qui ne cèdent que lorsqu'elles sont soumises à de telles répartitions d'efforts, le module de flexion plastique est considérablement plus important. Les exemples ci-dessous sont issus du catalogue ARBED:

	élastique	plastique	% de différence
IPE 220	252.00	285.40	13.25
IPE 400	1156.00	1307.00	13.06
HEA 200	388.60	429.50	10.52
HEA 400	2311.00	2562.00	10.86
HEB 200	569.60	642.50	12.80
HEB 400	2884.00	3232.00	12.07

Le surplus au niveau des valeurs est loin d'être négligeable pour ces profilés. Pour un profilé carré de 200 mm sur 200 et ayant une épaisseur de tôle de 8 mm, le module de flexion plastique est même 17 % supérieur au module de flexion élastique.

Selon leur aptitude à se plastifier ou à l'inverse, selon leur prédisposition au voilement local, les sections transversales ont été répertoriées en 4 classes. Selon les résistances caractéristiques désirées, on choisira l'une ou l'autre classe.

- classe 1** Les sections transversales pouvant former une rotule plastique et possédant suffisamment de capacité rotative pour une analyse plastique.
- classe 2** Les sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique mais ayant une capacité rotative limitée.
- classe 3** Les sections transversales dont les contraintes dans les fibres extrêmes de l'élément peuvent atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- classe 4** Les sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local puisque celui-ci a lieu avant que la limite élastique soit réellement atteinte au niveau des fibres extrêmes.

Classe	Modèle de comportement	Résistance de calcul	Capacité de rot. plastique
1		Plastique sur sect. complète 	Importante
2		Plastique sur sect. complète 	Limitée
3		Élastique sur sect. complète 	Aucune
4		Élastique sur sect. efficace 	Aucune

Les sections de classe 4 sont typiquement des sections relativement hautes et à bases étroites. De telles sections sont plus sensibles au voilement local.

Les profilés HEB et HEM sont généralement de classe 1 ou 2 et exploitent pleinement leur résistance plastique.

Selon la classe de la section :

- Les coefficients de sécurité partiels varient.
- Les caractéristiques de sections intervenant au niveau du calcul sont différentes. On utilise  $W_{pl}$  (module de résistance plastique) pour les classes 1 et 2;  $W_{el}$  (module de résistance élastique) pour la classe 3 et les grandeurs  $W_{eff}$  (module élastique de la section efficace),  $A_{eff}$  (aire efficace de la section) et  $e_N$  (moment additionnel dû au décalage de l'axe central de la section efficace) pour la classe 4.
- Des formules et coefficients différents sont utilisés pour effectuer les vérifications de la résistance des sections et du flambement des éléments.

Le classement d'une section transversale dépend des dimensions de chacune de ses parois en compression. En effet, la classe d'une section,

correspond toujours à la classe la plus haute, et donc la plus défavorable, de ses parois comprimées.

Il y a donc lieu de prendre certaines précautions en la matière. Une section ne correspond pas définitivement à une classe donnée. La classe reste fonction de la nature du chargement et de la répartition des efforts que celui-ci engendre au niveau de la section.

La qualité d'acier influence également le classement. Celle-ci peut aussi varier, selon qu'il s'agisse de sections laminées ou soudées.

Si l'on était contraint d'effectuer les calculs à la main, on pourrait s'imposer de n'utiliser que des sections de la classe 3 et dès lors toujours dimensionner à la limite élastique. Dans de nombreux cas, cette méthode s'avérerait certainement efficace du point de vue de la sécurité, mais très peu intéressante du point de vue économique.

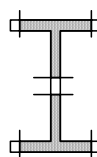
Dans le cas où l'on recourt à des sections élancées (voire même des cornières), il est indispensable de calculer, avec la plus grande précision, les caractéristiques effectives de celles-ci. Elles dépendent également du cas de chargement de la section.

### **2.5.6.1 La détermination des caractéristiques effectives des sections de classe 4**

Le phénomène du voilement local d'une section avant que celle-ci atteigne sa limite élastique, intervient au niveau du calcul de nouvelles caractéristiques élastiques pour cette section donnée. Nous parlons alors de résistance caractéristique effective.

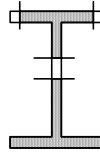
Celle-ci s'obtient en négligeant certaines zones de la section et en ne prenant en compte que les zones restantes, fondées sur des largeurs efficaces, pour déterminer le moment résistant.

Dans le cas des sections qui sont exclusivement soumises à de la compression, les zones représentées en blanc sur la figure ci-dessous, seront négligées :

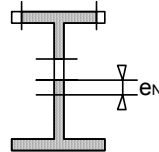


Le moment résistant effectif de la section correspond alors au moment résistant des zones restantes, hachurées sur la figure.

Dans le cas où les sections sont également soumises à un moment sollicitant, il s'agit de déterminer le moment résistant des zones hachurées sur la figure suivante :



De plus, dans ce cas précis, il faut également tenir compte du fait que le centre de gravité de la section efficace se décale d'une distance  $e_N$  par rapport à celui de la section brute :



En utilisant des formules adéquates, il est alors possible, pour une section donnée soumise aux efforts  $N_{Sd}$  et  $M_{Sd}$ , de déterminer le moment résistant effectif  $W_{eff}$ , la surface effective  $A_{eff}$  et l'excentricité avec laquelle s'applique l'effort normal  $e_N$ .

$N_{Sd}$  et  $M_{Sd}$  sont les valeurs caractéristiques de l'effort normal et du moment sollicitant à l'état limite ultime (compte tenu des coefficients majorateurs sur les charges).

## 2.5.6.2 Les coefficients partiels de sécurité sur la qualité des matériaux

Comme nous l'avons déjà signalé auparavant, les coefficients partiels de sécurité à affecter aux valeurs caractéristiques correspondant à une qualité donnée d'acier, dépendent de la classe de la section :

Coefficients partiels de sécurité

Résistance des sections de classe 1, 2 ou 3  
 Résistance des sections de classe 4 ou d'éléments présentant des instabilités telles le flambement  
 Résistance de la section au droit des trous (de boulons par exemple)

$\gamma_{M0} =$	1.10
$\gamma_{M1} =$	1.10
$\gamma_{M2} =$	1.25

## 2.5.7 Le dimensionnement élastique des ossatures

Dans les chapitres précédents, nous avons décrit les principaux éléments qui constituent la trame de base de l'Eurocode 3.

Les premières pages de ce manuel de référence ont été consacrées à l'Eurocode 1 et aux combinaisons de charges à considérer lors des calculs aux états limites (E.L.U. & E.L.S.).

A l'état limite ultime :

$$\text{combinaison fondamentale : } \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

k : valeurs caractéristiques

G : charges permanentes

Q : charges variables

Q1 : la charge variable la plus contraignante

A l'état limite de service :

$$\text{combinaison rare : } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{combinaison quasi-permanente : } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nous noterons que, dans le domaine spécifique de la construction, des formules simplifiées peuvent être utilisées. A l'état limite ultime, nous nous contenterons de calculer l'expression la plus contraignante parmi les deux ci-dessous :

$$1.35 \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1.5 Q_{k,\max} \quad \text{ou} \quad 1.35 \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1.35 \sum_{i > 1} Q_{k,i}$$

Pour l'état limite de service, des simplifications analogues sont tolérées.

Nous traitons successivement les exigences ayant rapport aux états limites de services et celles se rapportant aux états limites ultimes.

## 2.5.7.1 État limite de service

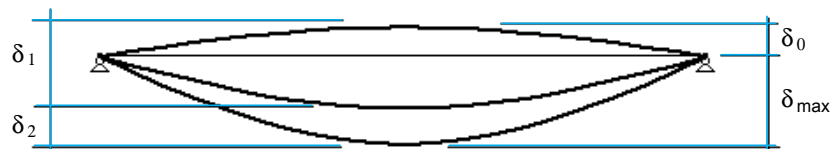
Dans le domaine des ouvrages métalliques, les états limites de services correspondent à des déformations diverses : flèches d'éléments, déplacements latéraux au niveau des noeuds, ...

Les valeurs limites tolérées varient selon le type de bâtiment ou d'élément. Tous les calculs se font en prenant en compte un module d'élasticité  $E$  de  $210.000 \text{ N/mm}^2$  et un poids propre de  $7.850 \text{ kg/m}^3$  pour l'acier.

### 2.5.7.1.1 La flèche

Il convient de limiter, tant la flèche finale de l'élément (par rapport à la droite reliant les appuis)  $\delta_{\max}$ , que la variation de la flèche de l'élément suite à la présence de charges variables, augmentée de toute déformation dans le temps suite aux charges permanentes  $\delta_2$ .

$\delta_0$  correspond à un précintrage (ou contre-flèche) de l'élément à son état non chargé.  $\delta_1$  correspond à la flèche de l'élément sous l'effet des charges permanentes, immédiatement après sa mise en charge.  $\delta_2$  représente la variation de flèche suite aux charges variables et aux déformations provoquées dans le temps par les charges permanentes.

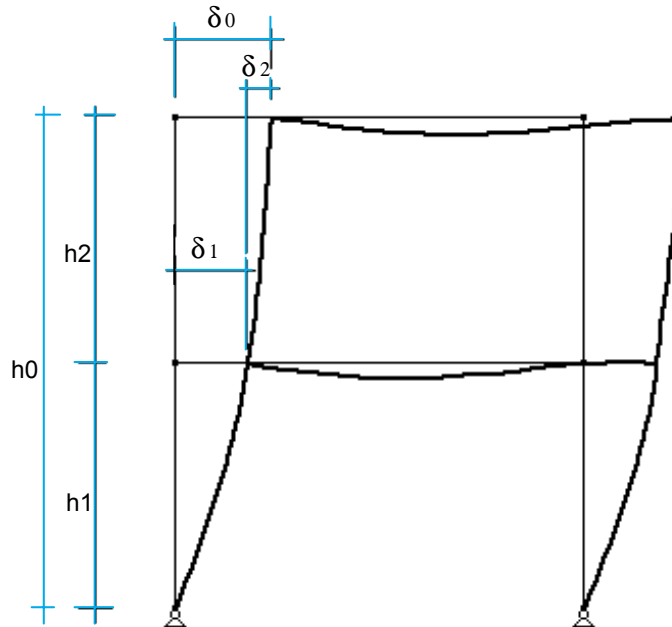


Les valeurs limites recommandées sont données par le tableau ci-après :

	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Toitures en général :	L/200	L/250
Planchers en général :	L/250	L/300
Planchers supportant des colonnes :	L/400	L/450

## 2.5.7.1.2 Déplacements horizontaux

Les déplacements horizontaux  $\delta_1$  sont limités à  $h_1/300$  pour le premier étage des bâtiments. Pour les autres niveaux, on prévoit  $\delta_2 < h_2/300$ .



$\delta_0$ , représente la flèche horizontale totale et doit toujours être inférieure à  $h_0/500$ .

Pour les structures à un seul niveau et ne comportant pas de ponts roulants, la limite recommandée de la flèche horizontale est de  $h/150$ .

## 2.5.7.2 État limite ultime

Le but premier de l'Eurocode 3 est d'effectuer un certain nombre de vérifications concernant l'état limite ultime. Ces vérifications concernent la résistance pure des profilés d'une part, et le danger d'instabilité d'autre part.

Dans ces calculs de vérification, interviennent des valeurs de calcul des moments sollicitants, des efforts normaux et des efforts tranchants.

Ces valeurs proviennent des combinaisons fondamentales telles que spécifiées dans l'Eurocode 1.

Les combinaisons de charges défavorables sont celles qui, lors des vérifications, donnent des valeurs critiques pour  $N$ ,  $M$  ou  $V$ . Il s'agit d'un critère très explicite mais difficilement exploitable en pratique.

Que nous exécutions les calculs à la main ou à l'aide de logiciels appropriés, nous sommes très souvent amenés à utiliser des critères plus simples, telle par exemple les valeurs de calcul des contraintes de traction et de compression.

Les valeurs de calcul des moments sollicitants et des efforts normaux sont, elles aussi, déterminantes au niveau des classes des sections et par voie de conséquence, des caractéristiques de résistance des profilés. Rappelez-vous, précédemment, nous avons déjà fait la distinction entre les moments de résistance plastique, élastique et effective.

Nous souhaitons faire remarquer ici, que la classe d'une section peut varier selon les combinaisons fondamentales de chargements.