

EFFORT TRANCHANT EN FLEXION SIMPLE ET COMPOSEE EN ETAT-LIMITE ULTIME DE SECTION RECTANGULAIRE, EN T , EN I OU CIRCULAIRE

Constat. Tous les règlements de calcul utilisent directement ou non la notion de bras de levier z pour déterminer les contraintes de cisaillement ou les efforts tranchants résistants.

1 – Rappel de résistance des matériaux - Section rectangulaire - Cisaillement

On considère un comportement élastique des matériaux béton et acier.

Soit deux sections droites rectangulaires aux abscisses x et $x+dx$ soumises respectivement aux moments M et $M + dM = M + V \cdot dx$ (Fig. 1).

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I} \rightarrow d\sigma = \frac{dM \cdot z}{I} = \frac{V \cdot dx \cdot z}{I}$$

$$dF = \tau \cdot b(z) \cdot dx = \int_0^z b(\zeta) \cdot d\sigma(\zeta) \cdot d\zeta = \int_0^z b(\zeta) \cdot \frac{V \cdot dx \cdot \zeta}{I} \cdot d\zeta = \frac{V \cdot dx}{I} \int_0^z b(\zeta) \cdot \zeta \cdot d\zeta = \frac{V \cdot dx}{I} \cdot \mu(z)$$

$$\tau = \frac{\frac{V \cdot dx}{I} \cdot \mu(z)}{b(z) \cdot dx} = \frac{V \cdot \mu(z)}{I \cdot b(z)}$$

τ est le cisaillement moyen de la section horizontale $b(z) \cdot dx$.

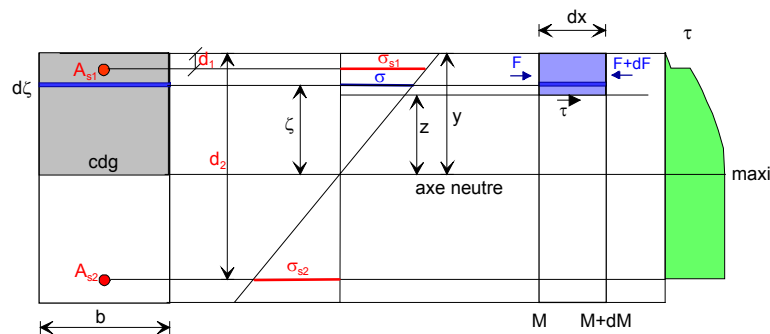


Fig. 1 – Cisaillement en domaine élastique

Avec

$b(z)$ largeur de la section à la cote z

$\mu(z)$ moment statique de la partie de la section située au-dessus de la cote z par rapport au centre de gravité de la section totale homog n s e (l'axe neutre en flexion simple).

I moment d'inertie de la section totale

V effort tranchant

Bien que la démonstration de cette formule ait été établie dans le domaine élastique pour la flexion simple et faute d'une représentation plus rigoureuse, elle est souvent utilisée à l'ELU.

C'était la solution qu'avait retenue le BPEL en son article 7.2.1.

En ELU, les contraintes du béton peuvent être considérées comme quasi-linéaires lorsque la section de béton est surabondante, c'est-à-dire pour de faibles déformations du béton (de l'ordre de 1 ‰).

De même, les contraintes des armatures peuvent être considérées comme linéaires pour des

déformations inférieures à $\frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s}$ (2,17 ‰).

Pour l'effort tranchant sur un appui de rive, les sections béton et armatures sont en général peu sollicitées. On peut considérer que l'équation (1) peut s'appliquer.

Pour des efforts tranchants aux nus des appuis intermédiaires, zones où les sections sont plus fortement sollicitées, l'équation (1) n'est pas représentative du comportement des sections.

Le cisaillement maximal, en domaine élastique, est obtenu pour un moment statique maximal, c'est-à-dire à l'axe neutre en flexion simple, sinon au centre de gravité de la section de béton comprimé et des armatures en flexion composée.

En flexion simple on peut remplacer I/μ par z , bras de levier, pour obtenir le cisaillement maximal.

Le fait que l'EC2 utilise la notion de bras de levier z dans l'équation (6.9) montre à l'évidence qu'il s'inspire d'un modèle élastique pour le comportement des matériaux. Nous verrons ci-après que cette approximation peut être largement non sécuritaire.

Pour cela, il nous faut déterminer les valeurs des contraintes de compression du béton dans un comportement non-linéaire. Nous retiendrons le diagramme de Sargin pour la relation contraintes-déformations du béton suivant l'équation (3.14) de l'EC2.

2 – Détermination des déformations et des contraintes pour des sollicitations données

Sous des sollicitations ELU, les déformations et les contraintes prennent en compte le comportement élasto-plastique des matériaux béton et acier de telle façon que le moment M_{Rd} et l'effort normal N_{Rd} résistants équilibrent le moment M_{Ed} et l'effort normal N_{Ed} agissants.

La recherche des déformations $\varepsilon_{c, haut}$ en fibre supérieure et $\varepsilon_{c, bas}$ en fibre inférieure nécessitent l'usage d'un programme de calcul (N° 126 par exemple pour les sections rectangulaires, en T ou en H, ou bien le programme N° 114 pour les sections circulaires).

Pour cela, on utilisera le diagramme de Sargin de l'équation (3.14) de l'EC2. Le diagramme parabole-rectangle n'étant qu'une simplification que nous ne retiendrons pas.

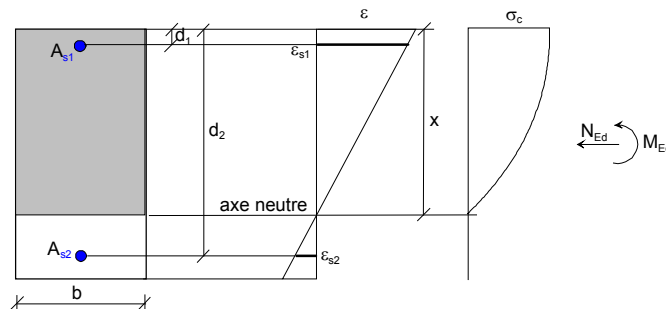


Fig. 2 - Section rectangulaire – Déformations et contraintes en flexion composée sous sollicitations ultimes

Exemple 1. Flexion simple. Section rectangulaire 0,30 x 0,60 m en flexion simple, armée de 3 HA14 à 40 mm de la fibre supérieure et de 6 HA25 à 540 mm de la fibre inférieure. Effort tranchant $V_{Ed} = 0,33$ MN.

Le diagramme d'interaction des efforts normaux et moments résistants est donné en Fig. 3 où l'on voit que le moment résistant maximal en flexion simple est de 0,56 MNm.

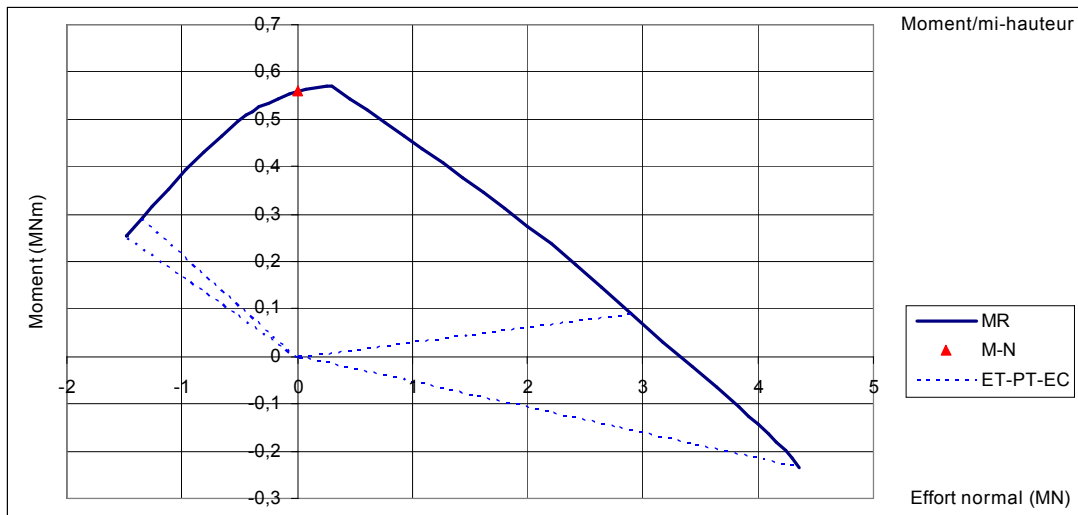


Fig. 3 – Courbe d'interaction M-N (Programme N° 126)

Une fois trouvé l'équilibre entre sollicitations agissantes (M_{Ed} , N_{Ed}) et sollicitations résistantes (M_{Rd} , N_{Rd}) pour une déformation $\epsilon_{c,haut}$ en fibre supérieure et $\epsilon_{c,bas}$ en fibre inférieure, on peut pour chaque coté z de la section déterminer la contrainte de compression $\sigma_c(z)$ du béton et pour chaque armature i , la contrainte $\sigma_s(i)$. On procède de même à l'abscisse $x + dx$ avec un moment $M + dM = M + V \cdot dx$ pour obtenir les contraintes du béton $\sigma_c(z) + d\sigma(z)$.

D'après le théorème de Cauchy, le cisaillement vertical est égal au cisaillement horizontal (glissement τ de la figure 4). L'équilibre du bloc de béton situé au dessus de la cote y permet d'écrire :

$$\tau \cdot b \cdot dx = dF = \int_0^y b(z) \cdot d\sigma(z) \cdot dz$$

A défaut de pouvoir intégrer algébriquement, on procédera à une intégration numérique par Simpson.

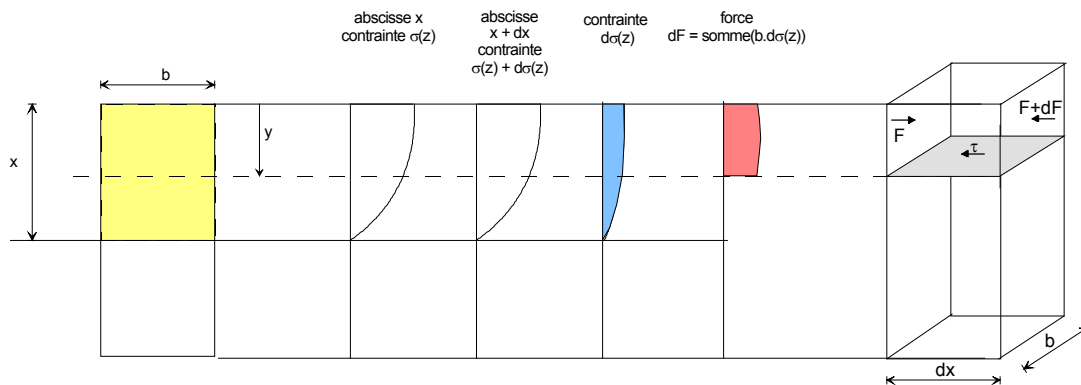


Fig. 4 – Section rectangulaire – Cisaillement τ

Ainsi pour différentes valeurs du moment en flexion simple, on obtient les schémas de la Fig. 5.

<p>$M_{Ed} = 0,55 \text{ MNm}$</p> <p>$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,37$</p> <p>$\epsilon_{c,haut} = 2,313 \text{ ‰}$ $\epsilon_{c,bas} = -2,635 \text{ ‰}$</p> <p>$x = 0,2805 \text{ m}$</p>	<p>$M_{Ed} = 0,3 \text{ MNm}$</p> <p>$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,206$</p> <p>$\epsilon_{c,haut} = 0,904 \text{ ‰}$ $\epsilon_{c,bas} = -1,34 \text{ ‰}$</p> <p>$x = 0,2417 \text{ m}$</p>	<p>$M_{Ed} = 0,1 \text{ MNm}$</p> <p>$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,069$</p> <p>$\epsilon_{c,haut} = 0,248 \text{ ‰}$ $\epsilon_{c,bas} = -0,431 \text{ ‰}$</p> <p>$x = 0,2194 \text{ m}$</p>
--	---	--

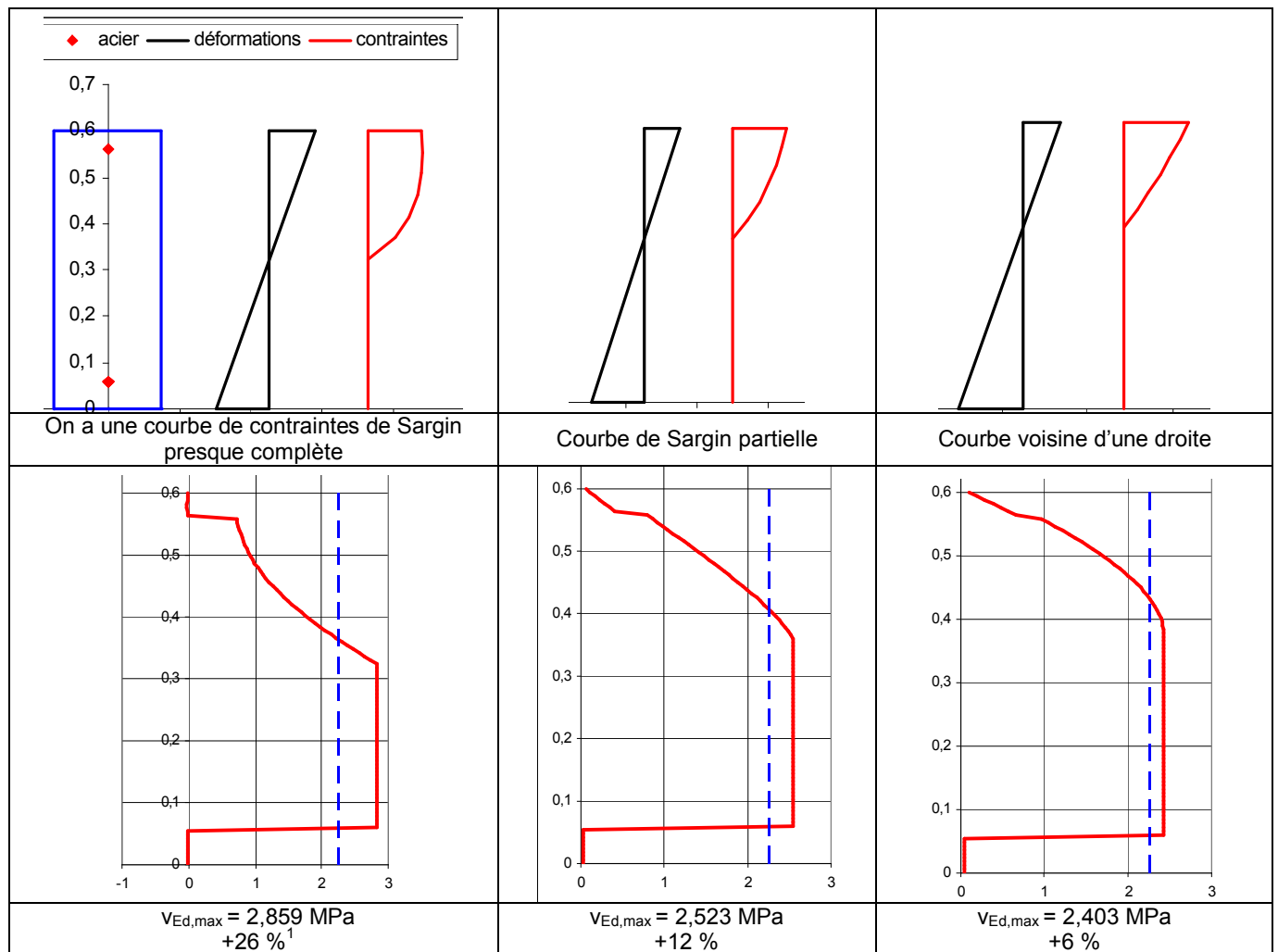


Fig. 5 - Flexion simple – Variation du cisaillement en fonction du taux de sollicitation pour $V_{Ed} = 0,33 \text{ MN}$ (Programme N° 139)

On constate que pour de faibles sollicitations, le cisaillement varie de façon parabolique (moment statique d'une section rectangulaire), pour des sollicitations moyennes, il varie pratiquement linéairement et pour de fortes sollicitations, la courbe ressemble à une parabole inversée.

Plus la section est sollicitée en flexion, plus la contrainte de cisaillement dépasse la valeur conventionnelle de l'Eurocode 2 (jusqu'à + 26% dans notre exemple).

3 - Exemple 2. Flexion composée. Section en double Té avec $M_{Ed} = 0,509 \text{ MNm}$, un effort normal $N_{Ed} = 0,5 \text{ MN}$ appliqué à mi-hauteur, effort tranchant $V_{Ed} = 0,12 \text{ MN}$. Utilisation du programme N° 139.

¹ Par rapport au cisaillement conventionnel EC2 qui vaut $V_{Ed} / (0,9b_w d) = 0,33 / (0,90 \times 0,3 \times 0,54) = 2,263 \text{ MPa}$

139 - Cisaillement de section en double T é en flexion composée

(diagramme de Sargin)

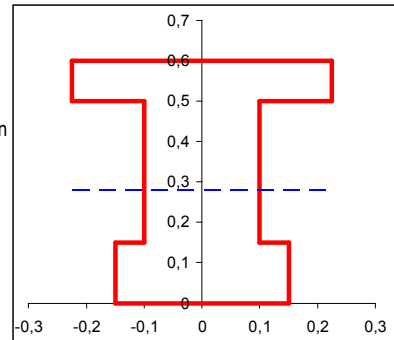
H. Thonier

10 mai 2012

L'auteur n'est pas responsable de l'utilisation faite de ce programme

Données

b ₁	0,45	m	largeur du rectangle supérieur
h ₁	0,1	m	hauteur du rectangle supérieur
b ₂	0,2	m	largeur du rectangle central
h ₂	0,35	m	hauteur du rectangle central
b ₃	0,3	m	largeur du rectangle inférieur
h ₃	0,15	m	hauteur du rectangle inférieur
M _{Ed}	0,509	MNm	moment
N _{Ed}	0,5	MN	effort normal centré sur la mi-hauteur de la section
V _{Ed}	0,12	MN	effort tranchant
cotθ	1		inclinaison des bielles
H	0,6	m	hauteur totale de la section
b _w	0,2	m	largeur de l'âme



Béton

f _{ck}	25	MPa	résistance du béton
γ _C	1,5		coefficient béton
f _{cd}	16,6667	MPa	résistance de calcul
k	3,41775		coefficient de l'Eq. 3.14
E _{cm}	31	GPa	module d'Young instantané
ε _{c1}	2,1	‰	raccourcissement au sommet
ε _{cu1}	3,5	‰	raccourcissement limite
f _{ctm}	2,6	MPa	résistance moyenne de traction
Aire	0,16	m ²	aire béton

Acier

f _{yk}	500	MPa	limite élastique de l'acier
γ _S	1,15		coefficient acier
	D		classe acier
f _{yd}	434,8	MPa	contrainte de calcul
k	1		coefficient
ε _{uk}	75	‰	allongement

Armatures

	1	2						2 série de barres
n	3	6						nombre
Ø	14	25						diamètre (mm)
d	0,04	0,54						distance à la fibre supérieure (m)
A _s	4,62	29,45						aire cm ² Σ A _s = 34,07
								% d'armatures 2,129% × A _c
								hauteur utile d 0,54 m

Résultats

OK		solution ?	
y	0,32087	m	hauteur de béton comprimé en ELU (Sargin)
ε _{c,h}	2,27221	‰	déformation en haut
ε _{c,b}	-1,9767	‰	déformation en bas
V _{Ed,max}	1,543	MPa	cisaillement maximal (28,9% de V _{Rd,max})
V _{Rd,max}	5,344	MPa	cisaillement résistant = 0,6(1-f _{ck} /250)/(cotθ+tanθ)
V _{Ed}	1,235	MPa	= V _{Ed} / (b _w ×0,9×d) pour info
rapport	1,25	V _{Ed,max} / V _{Ed}	
V _{Ed}	0,12008	MN	= V _{Ed} ? OK à 0 % près (par intégration du cisaillement)

σ _{cp}	3,125	MPa
σ _{cp} /f _{cd}	0,1875	
α _{cw}	1,1875	

Fig. 6 – Données et résultats du programme N° 139

Le cisaillement suivant l'Eurocode 2 : $v_{Ed} = \frac{V}{b_w \cdot z} = \frac{0,12}{0,2 \times (0,9 \times 0,54)} = 1,235$ MPa est à comparer à $v_{Ed,max} = 1,543$ MPa (+25% !).

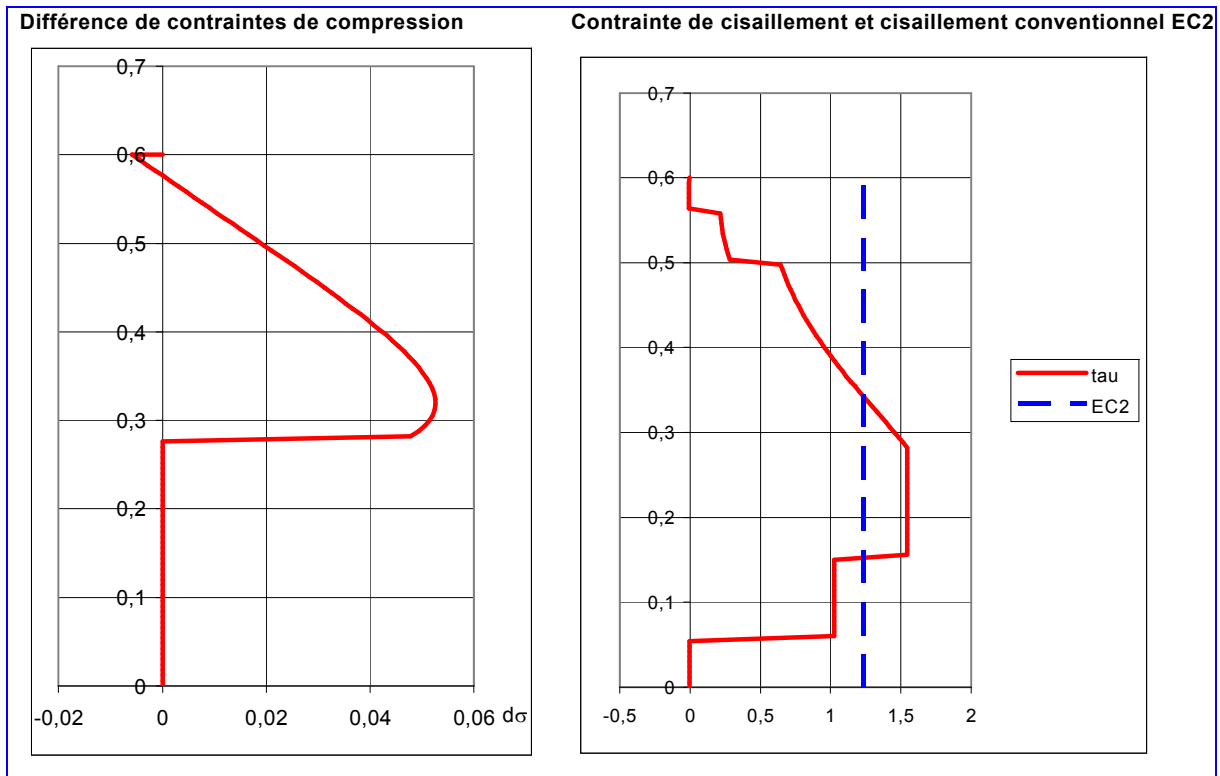


Fig. 7 – Variations de la différentielle de contrainte de compression et de la contrainte de cisaillement sur la hauteur de la section (Programme N° 139)

Remarque 1. On peut voir le positionnement du couple (M_{Ed} , N_{Ed}) par rapport à la courbe d'interaction (M_{Rd} , N_{Rd}) donnée par le programme N° 126. La section est fortement sollicitée.

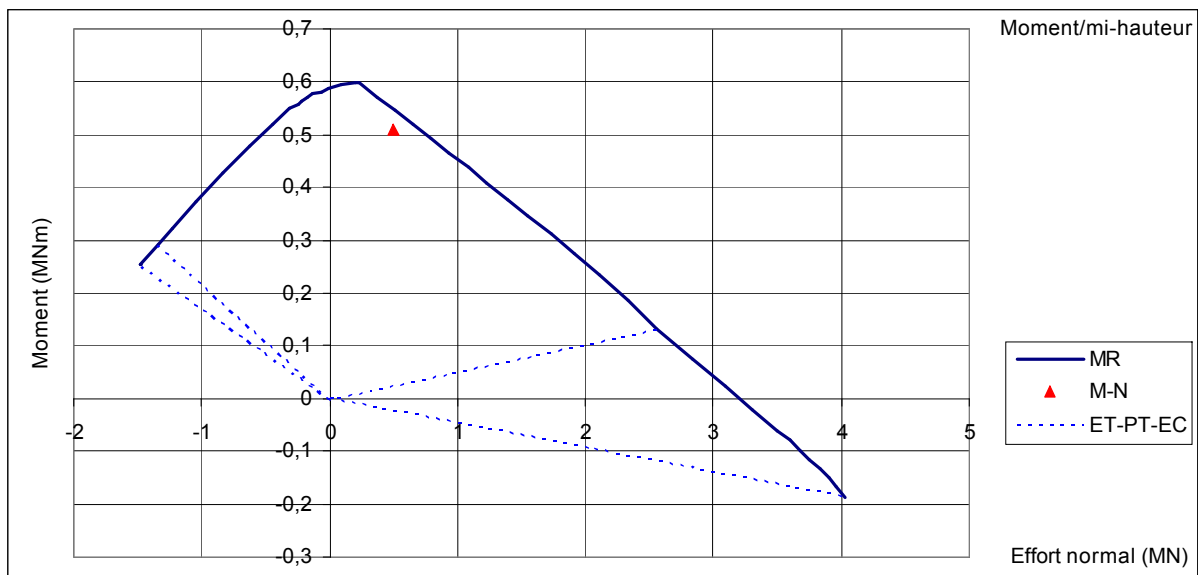


Fig. 8 – Diagramme d'interaction (Programme N° 126)

Remarque 2. On vérifie bien : $V = \int_0^h b(z) \cdot \tau(z) \cdot dz$

Conclusion. En flexion composée avec section partiellement tendue, la contrainte maximale de cisaillement peut être plus importante que la valeur donnée pour la flexion simple $v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot (0,9d)}$ (FS)

ou pour une section entièrement comprimée $v_{Ed} = \frac{1,5 V_{Ed}}{b \cdot h}$ (EC).

4 – Section circulaire

On procède suivant le même raisonnement, à l'aide d'une feuille de calcul Excel.

Du fait que la largeur b varie avec la cote z , qu'elle est maximale au milieu du cercle et qu'elle diminue ensuite, la contrainte maximale de cisaillement n'est que rarement au niveau du centre de gravité. Il faut faire une étude de toutes les positions de calcul de $z = 0$ à $z = D$.

Exemple 3. Flexion composée

Poteau de 0,6 m de diamètre armé de 6HA16 avec un enrobage de 40 mm à l'axe.

Sollicitations ELU : $N_{Ed} = 2 \text{ MN}$, $M_{Ed} = 0,3 \text{ MNm}$, $V_{Ed} = 0,34 \text{ MN}$

Calcul avec le programme N° 114 pour s'assurer que la section béton et les sections d'armatures sont suffisantes. Ce que l'on constate sur le diagramme d'interaction de la fig. 9.

114 - Calcul des déformées et des contraintes béton et acier pour une section circulaire et un ferrailage donné en flexion simple ou composée, section entièrement tendue partiellement tendue ou entièrement comprimée avec au choix un diagramme parabole-rectangle ou Sargin

H. Thonier
30 avril 2012
L'auteur n'est pas responsable de l'utilisation faite de ce programme

Géométrie

D m diamètre poteau (ou pieu)

Sollicitations

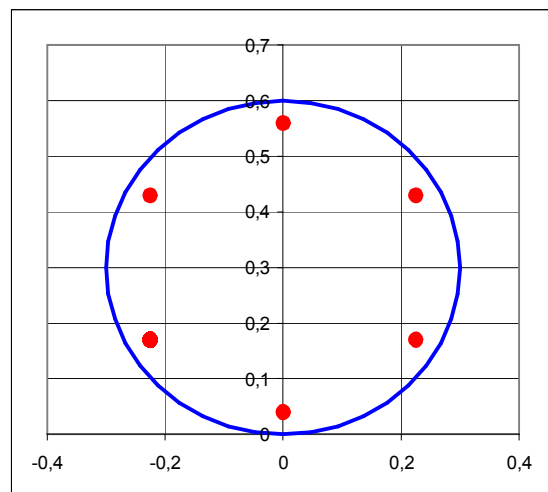
N_{Ed} MN effort normal centré
 M_{Ed} MNm moment

Béton

f_{ck} MPa résistance du béton
 γ_c coefficient béton
PRS 1=parabole-rectangle, 2=Sargin, 3=linéaire

Acier

Diagramme de Sargin choisi
clas classe des aciers (A, B, C ou D)
 f_{yk} MPa limite élastique des aciers
 γ_s coefficient sur l'acier
na nombre de barres ≤ 20
 \emptyset mm diamètre des barres
c mm enrobage à l'axe
 décalage d'un demi-angle =1, sinon =0



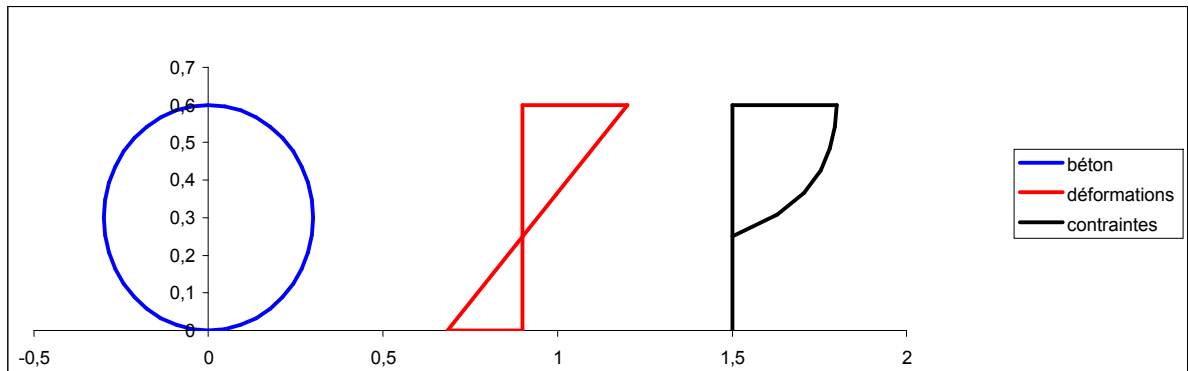
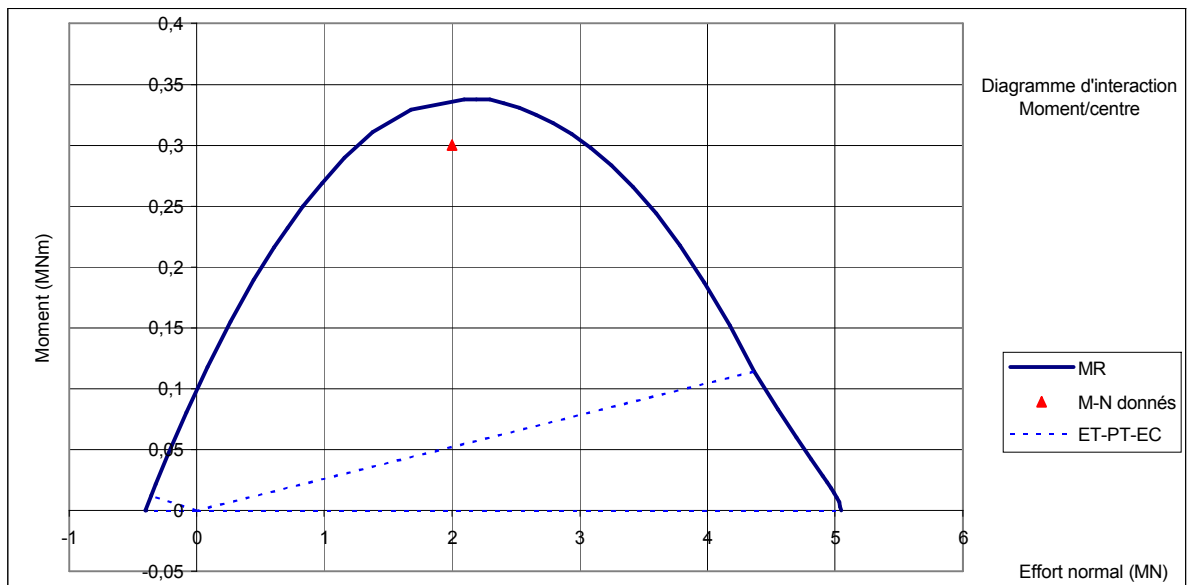


Fig. 9 – Programme N° 114 – Position du couple (M_{Ed} , N_{Ed}) par rapport à la courbe d'interaction des sollicitations résistantes

Le programme N° 140 (Fig. 11) conduit à un cisaillement maximal $v_{Ed,max} = 2,34$ MPa ce qui correspond sensiblement, dans cet exemple, à $\frac{2V_{Ed}}{\pi D^2 / 4} = \frac{2 \times 0,34}{0,2827} = 2,40$ MPa ou $\frac{2,5V_{Ed}}{D^2} = \frac{2,5 \times 0,34}{0,36} = 2,48$ MPa !

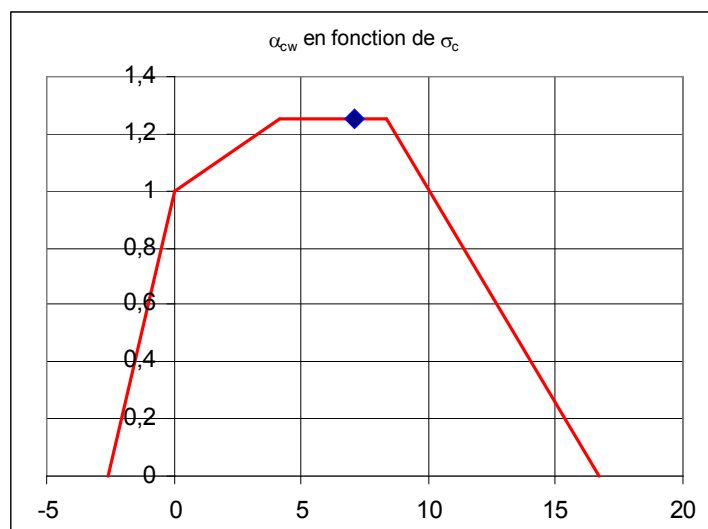


Fig. 10 – Coefficient α_{cw}

140 - Cisaillement de section circulaire en flexion composée
(diagramme de Sargin)

H. Thonier
8 mai 2012
L'auteur n'est pas
responsable de
l'utilisation faite
de ce programme

Données

D **0,6** m diamètre poteau (ou pieu)

Sollicitations ELU

N_{Ed} **2** MN effort normal centré sur la mi-hauteur de la section
 M_{Ed} **0,3** MNm moment
 V_{Ed} **0,33** MN effort tranchant
 $\cot\theta$ **1** inclinaison des bielles

Béton

f_{ck} **25** MPa résistance du béton
 γ_c **1,5** coefficient béton
 f_{cd} **16,6667** MPa résistance de calcul
 k **3,41775** coefficient de l'Eq. 3.14
 E_{cm} **31** GPa module d'Young instantané
 ϵ_{c1} **2,1** ‰ raccourcissement au sommet
 ϵ_{cu1} **3,5** ‰ raccourcissement limite
 f_{ctm} **2,6** MPa résistance à la traction
Aire **0,28274** m² aire béton

Acier

f_{yk} **500** MPa limite élastique de l'acier
 γ_s **1,15** coefficient acier
D classe acier
 f_{yd} **434,8** MPa
 k **1** coefficient
 ϵ_{uk} **75** ‰ allongement

Armatures

n_a **6** nombre de barres ≤ 20
 \emptyset **14** mm diamètre des barres
 c **40** mm enrobage à l'axe
 $deca$ **0** décalage d'un demi-angle =1, sinon =0

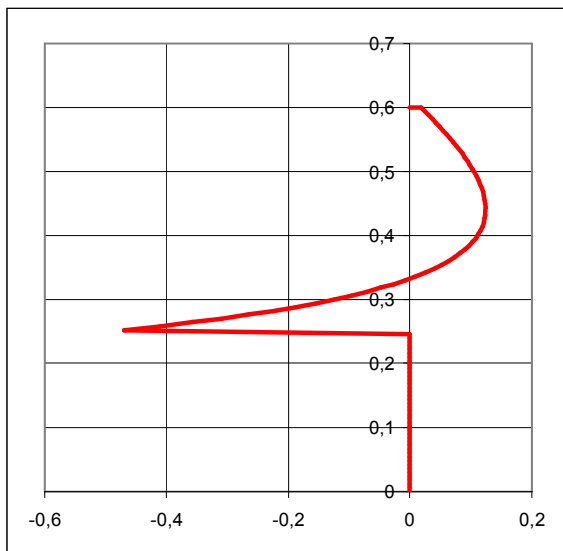
ΣA_s **9,24** cm² aire totale des armatures
 ρ_s **0,327%** $\times A_c$ % d'armatures
 d **0,56** m hauteur utile

Résultats

OK
 x **0,34934** m hauteur de béton comprimé en ELU (Sargin)
 $\epsilon_{c,h}$ **2,03381** ‰ déformation en haut
 $\epsilon_{c,b}$ **-1,4593** ‰ déformation en bas
 $V_{Ed,max}$ **2,340** MPa cisaillement maximal (41,6%)
 $V_{Rd,max}$ **5,625** MPa cisaillement résistant
 V_{Ed} **1,091** MPa = $V_{Ed} / (D \times 0,9 \times d)$ pour info
rapport **2,14** $V_{Ed,max} / V_{Ed}$
 V_{Ed} **0,32483** MN = $V_{Ed} ?$ OK à -1,6 % près

σ_{cp}	7,0736 MPa
σ_{cp}/f_{cd}	0,4244
α_{cW}	1,25

Différence de contraintes de compression $d\sigma$



Contrainte de cisaillement et cisaillement conventionnel EC2

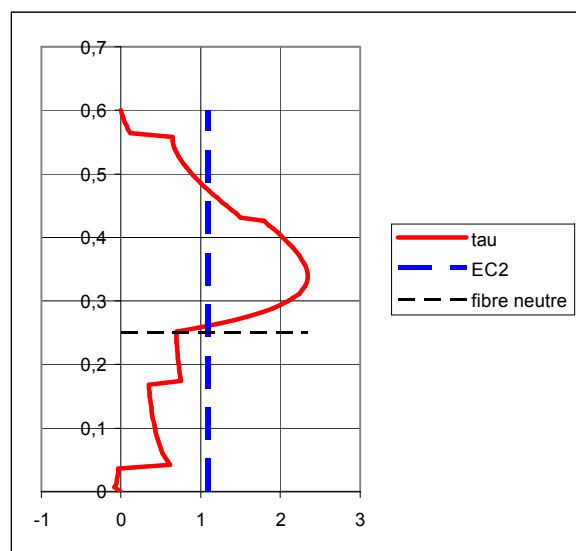


Fig. 11 – Cisaillement d'une section circulaire

5 - De l'ambiguïté des équations (6.9) et (6.14) de l'EC2

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \dots\dots\dots (6.9)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \dots\dots\dots (6.14)$$

L'équation (6.9) est l'application de l'équation (6.14) au cas de cadres verticaux avec $\alpha = 90^\circ$.

5.1 - Bielle ABCD voisine de la bielle d'appui (rose) de forme parallépipédique (Fig. 12)

La résultante des forces transmises par la bielle de pente θ vaut : $F = \frac{V}{\sin \theta}$.

La largeur perpendiculairement à cette résultante vaut : $\frac{z \cdot \cot \theta}{\sin \theta}$.

La contrainte de compression moyenne dans la bielle vaut :

$$\sigma_c = \frac{V / \sin \theta}{b_w \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / \sin \theta} = \frac{V \cdot (1 + \cot \theta)^2}{b_w \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}$$

Si l'on écrit que cette contrainte est égale à la contrainte résistante d'une bielle de type 2 (§ 5.5.2(2) de

l'EC2), $0,6v' \cdot f_{cd}$, on obtient : $\sigma_c = \frac{V / \sin \theta}{b_w \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / \sin \theta} = \frac{V \cdot (1 + \cot \theta)^2}{b_w \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = 0,6v' \cdot f_{cd}$ qui est bien

l'équation 6.14 avec $V = V_{Rd,max}$ et $v' = v_1$.

Autrement dit, la vérification de l'effort tranchant limite représente la condition de non-écrasement de la bielle de béton.

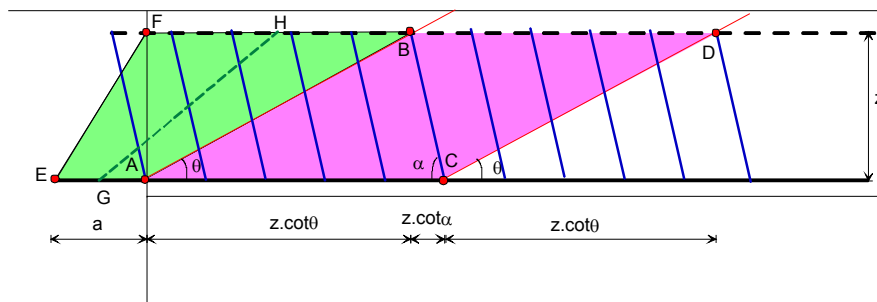


Fig. 12 – Bielles d'appui et voisine d'appui

Problème 1. L'effort tranchant V ci-dessus est celui du point B et non du nu de l'appui comme pour l'EC2. On remarquera que l'effort tranchant agissant V_{Ed} n'est pas défini dans l'EC2.

5.2 - Bielle d'appui ABEF (verte) de forme trapézoïdale (Fig.12)

Si la longueur d'appui a est plus petite que la longueur $z \cdot \cot \theta$, la compression maximale de la bielle a

lieu en G et vaut : $\sigma_c = \frac{V' / \sin \theta_A}{b_w \cdot a / \sin \theta_A} = \frac{V' \cdot (1 + \cot \theta_A)^2}{b_w \cdot a} = 0,6v' \cdot f_{cd}$ où V' représente la valeur de l'effort

tranchant au nu de l'appui et θ_A l'inclinaison de la bielle moyenne d'appui qui est telle que

$$\cot \theta_A = \frac{(z \cdot \cot \theta + a) / 2}{z} = 0,5 \cot \theta + 0,5 \frac{a}{z}.$$

Problème 2. Cette inclinaison est identique à l'inclinaison θ des bielles courantes seulement si $a = z$, cas qui est rarement rencontré.

Ceci conduit à définir un effort tranchant résistant au nu de l'appui égal à :

$$V'_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot a \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (1 + \cot \theta)^2 \text{ au lieu de l'équation (6.13).}$$

5.3 – Effort de glissement à ancrer en A (Fig. 12)

L'effort de traction à ancrer sur appui est donné par l'équation (9.3) de l'EC2, corrigée par l'Annexe nationale française : $F_{Ed} = |V_{Ed}| a_l / z + \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{z}$ (9.3)

Cette équation fait référence au décalage a_l défini par l'équation (9.2) :

$$a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \text{ (9.2)}$$

Ce qui conduit à : $F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \frac{(\cot \theta - \cot \alpha)}{2} + \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{z}$.

Pour un appui de rive, sans effort normal, on trouve : $F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \frac{(\cot \theta - \cot \alpha)}{2}$

Dans le cas d'un modèle en treillis simple de Ritter-Mörsch, l'équilibre du nœud d'appui conduit à ;

$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cot \theta + \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{z}$ et pour le cas particulier d'un appui de rive en flexion simple à armatures verticales : $F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \cot \theta$, soit le double de la valeur prescrite par l'EC2.

Dans le cas d'une superposition de m treillis, on démontre² que le décalage a_l vaut :

$$a_l = \frac{z \cdot \cot \theta}{2} \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right) - \frac{z \cdot \cot \alpha}{2} \cdot \left(1 - \frac{1}{m}\right)$$

On constate que le décalage donné par l'EC2 correspond au cas d'un nombre infini de treillis superposés.

Remarque. On retrouve également la formule de l'Eurocode en faisant $a = 0$ dans l'équation vue plus

haut : $\cot \theta_A = \frac{(z \cdot \cot \theta + a) / 2}{z} = 0,5 \cot \theta + 0,5 \frac{a}{z} = 0,5 \cot \theta$.

C'est-à-dire en supposant que toutes les bielles convergent en un point qui est au nu de l'appui;

Problème 3. On ne peut pas avoir un nombre infini de treillis superposés. Ce nombre est donné par le rapport $\frac{z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{s}$ pour un espacement s des cadres. Or ce nombre est fini. Tout au plus il peut valoir 4 ou 5. Ce qui, pour $m = 5$, donne un décalage $(0,6 \cot \theta - 0,4 \cot \alpha) \cdot z$

En conséquence, pour 5 treillis, l'effort F_{Ed} vaut : $F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot (0,6 \cot \theta - 0,4 \cot \alpha) + \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{z}$

Pour un appui de rive en flexion simple et armatures droites :

Un treillis unique : $F_{Ed} = |V_{Ed}|$

Un treillis double : $F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot (0,75 \cot \theta)$

Un treillis triple : $F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot (0,67 \cot \theta)$

Un treillis quadruple : $F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot (0,625 \cot \theta)$

...

Problème 4. Quel valeur donner à z de l'équation (6.14) dans le cas de flexion composée de compression avec section entièrement comprimée ? Quelle valeur donner au produit $b_w \cdot z$ pour une section circulaire en flexion simple ? A fortiori, pour une section entièrement comprimée ?

Problème 5. L'équation (6.14) ne doit être utilisée que pour des sections rectangulaires en flexion simple. Pour des sections en Té, en I, circulaires et en flexion simple ou composée, elle n'est pas sécuritaire. Une étude spécifique doit être faite à chaque fois.

² THONIER H. (2009) – L'Eurocode 2 pratique – Presses des Ponts – p. 338

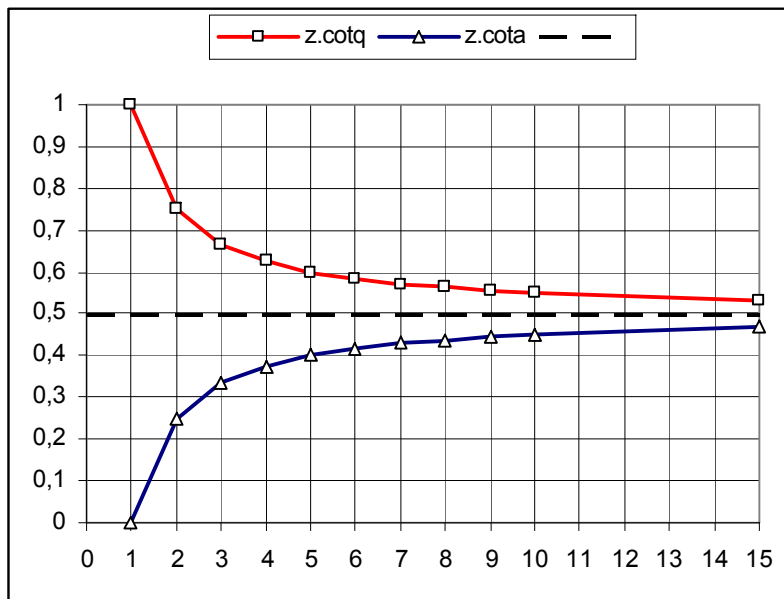


Fig. 13 – Coefficients multiplicateurs de $\cot\theta$ et $\cot\alpha$ en fonction du nombre de treillis superposés

Remarque. Le BAEL avait retenu un seul treillis (décalage z). Le CCBA68 avait retenu un seul treillis pour le 1^{er} lit et un nombre infini de treillis pour les lits suivants (décalage $z/2$)