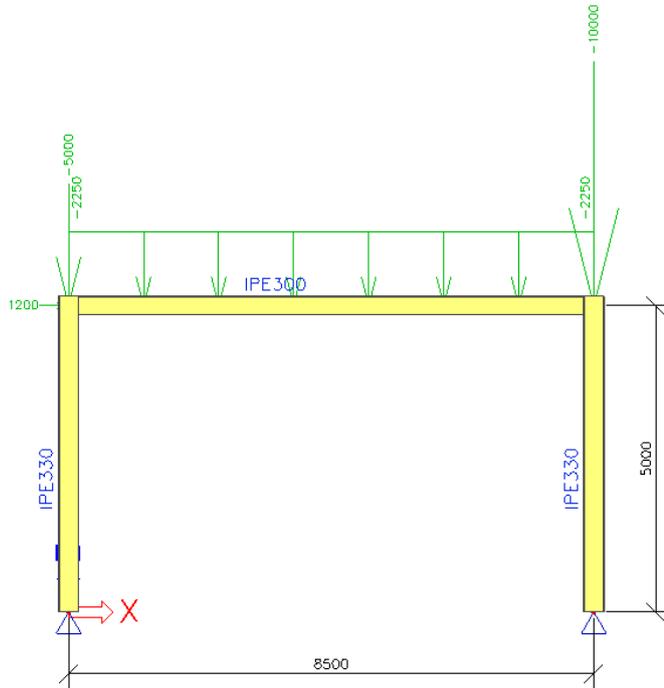


DONNEES ET RESULTATS RDM.

L'exemple proposé est un cas d'école qui présente le principal intérêt de permettre d'appliquer les différentes méthodes d'analyse globale admises par l'Eurocode 3.

Géométrie - Charges



Les charges sont pondérées pour les vérifications aux Etats Limites Ultimes.

Pour étendre les possibilités des choix d'analyse, on considère ici qu'il n'y a pas de risque de déversement, ni de flambement hors du plan du portique.

Acier S235 Limite d'élasticité : $f_y = 235$ MPa

Module d'élasticité : $E = 210\,000$ MPa

$\gamma_{M0} = 1,00$

$\gamma_{M1} = 1,00$

Caractéristiques des sections

		IPE 300	IPE 330
A	(cm ²)	53,8	62,6
I _y	(cm ⁴)	8356	11770
W _{el,y}	(cm ³)	557	713
W _{pl,y}	(cm ³)	628	804

Résultats du calcul élastique linéaire

Les sollicitations sont données dans la section la plus sollicitée (Sommet du poteau 2).

Charges	M _{yEd} (daNm)	N _{Ed} (daN)	δ (mm)
Verticales	10556	-19563	0
Horizontales	2999	-706	22.7

CHOIX DE LA METHODE D'ANALYSE.

Préalablement au calcul de l'ossature, il y a lieu de se poser 3 questions :

- La structure est-elle sensible aux effets de second ordre -> Oui si $\alpha_{cr} < 10$
- Doit-on prendre en compte l'imperfection globale de la structure -> Oui si $H_{Ed} < 0.15 V_{Ed}$.
- Doit-on prendre en compte les imperfections locales des éléments -> Oui si $N_{Ed} > 0.25N_{cr}$.

1. Calcul du facteur α_{cr} - Sensibilité aux effets du second ordre

La structure est réputée sensible aux effets du second ordre « structure souple » si le facteur de charge critique élastique α_{cr} est supérieur ou égal à 10 pour une analyse élastique (EC3 § 5.2.1 (3)).

Le facteur de charge critique peut être estimé par :

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed} * h}{V_{Ed} * \delta_{H,Ed}} \quad (EC3 \text{ § } 5.2.1 (4)).$$

$$\text{Soit : } \alpha_{cr} = \frac{1200 * 5000}{34125 * 22.7} = 7.74 < 10$$

$$(V_{Ed} = 2250 \times 8,5 + 10000 + 5000 = 34125 \text{ daN})$$

Avec $\alpha_{cr} = 7.74$,

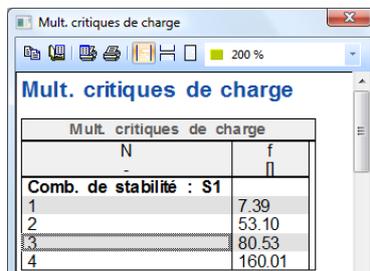
- la structure est donc considérée comme **sensible aux effets du second ordre globaux**
- et ceux-ci **doivent** être pris en compte dans la détermination des sollicitations.

CALCUL DANS SCIA ENGINEER

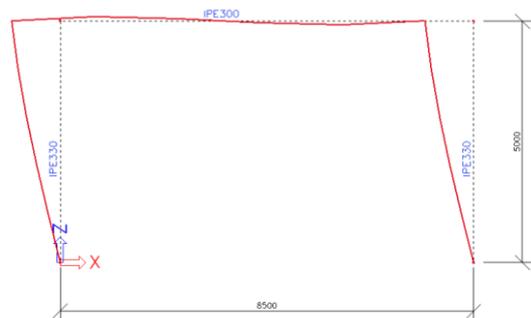
On active la fonctionnalité **Stabilité**, et dans les configurations du maillage, nous indiquerons 5 pour le nombre moyen de division des éléments 1D.

Nous créerons la combinaison de stabilité à partir de la combinaison ELU (1*Charges horizontales + 1* Charges verticales)

Après une analyse de stabilité linéaire sur 4 valeurs critiques (configurations du solveur), l'onglet Résultats/Multiplicateurs de charges critique donne :



Mult. critiques de charge	
N	f
Comb. de stabilité : S1	
1	7.39
2	53.10
3	80.53
4	160.01



7.39 à comparer à 7.74 obtenu par la méthode simplifiée. Nous visualisons à droite la déformée du maillage sous la combinaison de stabilité S1/1 - 7.39

2. Nécessité de l'imperfection globale de la structure

Selon l'**EN 1993 1-1 § 5.3.2 (4)B**, si $H_{Ed} < 0,15 V_{Ed}$, une imperfection initiale d'aplomb de la structure **doit** être prise en compte dans l'analyse globale.

La charge verticale totale étant $V_{Ed} = 34125$ daN

et : $H_{Ed} = 1200$ daN $0,15 V_{Ed} = 5119$ daN

l'imperfection initiale d'aplomb de la structure **doit donc** être prise en compte dans l'analyse globale.

Cette imperfection globale est calculée selon l'**EN 1993 1-1 § 5.3.2 (3)a**.

$\Phi = \Phi_o \alpha_h \alpha_m$ avec $\Phi_o = 1/200$

$m = 2$

$$\alpha_m = \sqrt{[0,5 \times (1 + 1/2)]} = 0,866$$

$h = 5$ m

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{5} = 0,894$$

Soit $\Phi = 1/258$

Cette imperfection peut être introduite :

- soit en modifiant la géométrie de la structure,
- soit en appliquant une charge horizontale équivalente au sommet du portique.

Nous retenons ici cette dernière possibilité : l'imperfection globale est remplacée par une **charge horizontale équivalente** :

$$V_{Ed} \cdot \Phi = 34125 \times 1/258 = 132 \text{ daN}$$

L'imperfection globale (seule) se traduit par les effets (sollicitations et déplacement horizontal) **suivants** :

Charges	M_{yEd} (daNm)	N_{Ed} (daN)	δ (mm)
$V_{Ed} \cdot \Phi$	330	78	2.5

obtenus par simple règle de trois à partir du premier tableau, pour la charge $V_{Ed} \cdot \Phi$.

3. Nécessité de l'imperfection locale dans les poteaux

Il convient d'introduire dans l'analyse structurale de l'ossature, en plus des imperfections globales d'aplomb, des **imperfections locales en arc** pour chaque élément respectant les 2 conditions :

- une des extrémités de la barre transmet un moment,
- son élancement est tel que :

$$\bar{\lambda}_{lim} = 0.5 \sqrt{\frac{A^* f_y}{N_{Ed}}} \quad (\text{EC3 § 5.3.2 (6)}).$$

Ici, $N_{Ed} = 19563+706+78 = 20347$ daN (en incluant l'effort normal dû à $V_{Ed} \cdot \Phi$)

$$\bar{\lambda}_{\text{lim}} = 0.5 \sqrt{\frac{62.6 * 2350}{20347}} = 1.34$$

Pour les sections de classe 1, 2 ou 3, l'élançement réduit est donné par :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} \quad (\text{EC3 § 6.3.1.2}).$$

où N_{cr} est l'effort normal critique de la barre en prenant, pour longueur de flambement, la longueur d'épure de la barre :

$$N_{cr} = \pi^2 E I_y / L^2$$

$$I_y = 11770 \text{ cm}^4 \quad L = 5 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \pi^2 E I_y / L^2 = 975788 \text{ daN}$$

et $A = 62,6 \text{ cm}^2$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{62.6 * 2350}{975788}} = 0.39$$

Il n'est **donc pas nécessaire** d'introduire l'imperfection locale en arc dans les poteaux.

Cette valeur de 0,39 par rapport à 1,34 (soit 29%) traduit une compression relative du poteau très faible.

4. Possibilités d'analyse globale manuelle

$3 < \alpha_{cr} = 7,74 < 10$ nous impose la prise en compte des effets du second ordre.

Dans notre cas d'une structure à un seul niveau analysée élastiquement, plusieurs méthodes permettent de prendre en compte ces effets.

Méthodes abordables "manuellement" :

- utilisation d'une analyse globale au second ordre :
 - la méthode itérative
- alternatives basées sur une analyse globale au 1er ordre :
 - méthode d'amplification des effets de déformation latérale (§5.2.2(5)B) ou
 - méthode des longueurs de flambement à noeuds déplaçables (§5.2.2(8) + A.N.)

Ces différentes analyses sont respectivement détaillées dans les articles suivants (§ 8 - § 6 - § 7)

ANALYSES AU PREMIER ORDRE.

1. Analyse au premier ordre avec amplification des effets de déformations latérales

La prise en compte des effets du second ordre consiste à appliquer une **charge horizontale équivalente en tête du portique**.

Ceci revient à amplifier les effets des charges horizontales et donc à multiplier les moments et efforts normaux dus à ces charges par un coefficient donné par : $1 / (1 - 1 / \alpha_{cr})$ (EC3 § 5.2.2 (5) B).

Valeur du coefficient d'amplification :

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1}{7.74}} = 1.15$$

Cette amplification est effective dans toutes les barres de la structure comportant une part d'effet des charges horizontales (poteaux et traverse).

Dans les cas courants, l'amplification des efforts normaux a peu d'influence sur la vérification des éléments et peut être négligée.

Les efforts amplifiés dans la section la plus sollicitée peuvent être calculés en utilisant les résultats des 2 tableaux précédents :

$$N_{Ed} = 19563 + 1.15 \times (706 + 78) = 20465 \text{ daN}$$

$$M_{y,Ed} = 10556 + 1.15 \times (2999 + 330) = 13934 \text{ daN.m}$$

L'amplification du déplacement donne: $d = 1.15 \times (22.7 + 2.5) = 29 \text{ mm}$

Vérification de la résistance du poteau - Option N°1

Après ce type d'analyse globale, qui n'introduit pas les imperfections locales des poteaux (et donc, qui ne prend pas en compte les effets du 2nd ordre associés dans ceux-ci), on procède à une vérification du poteau selon le §6.3.3.

Cette vérification locale du poteau consiste à s'assurer de sa résistance au flambement en considérant :

- une longueur de flambement prise égale à la **longueur d'épure** (5m),
- les efforts amplifiés ci-dessus dans la section la plus sollicitée.

Vérification de la résistance du poteau - Option N°2

On peut également effectuer une analyse au second ordre du poteau :

- considéré isolé de la structure,
- supposé articulé,
- soumis aux efforts amplifiés ci-dessus,
- avec une imperfection locale tirée du **tableau 5.1 de l'EC3** (courbe de flambement a), soit : $e_0 / L = 1 / 300$ (analyse élastique).

A l'issue du processus, la vérification de la section la plus sollicitée est menée selon le §6.2.9(en **résistance des sections transversales**) mais en remplaçant γ_{M0} par γ_{M1} dans les formules de calcul (voir **Annexe Nationale**).

2. Analyse au premier ordre avec longueurs de flambement à noeuds déplaçables

Dans cette méthode, l'analyse au 1^{er} ordre est faite sans aucune imperfection ([EC3 §5.2.2\(8\) + AN](#)).

Les sollicitations à considérer dans la section S sont donc :

$$N_{Ed} = 19563 + 706 = 20269 \text{ daN}$$

$$M_{y,Ed} = 10556 + 2999 = 13555 \text{ daN.m}$$

Vérification de la résistance du poteau

Après ce type d'analyse globale, la résistance du poteau au flambement sera vérifiée selon le [§6.3.3](#) pour les sollicitations ci-dessus, en adoptant **une longueur à noeuds déplaçables**. (par exemple selon [l'annexe E de l'EC3-ENV](#))

Vérification particulière induite pour la traverse et les assemblages

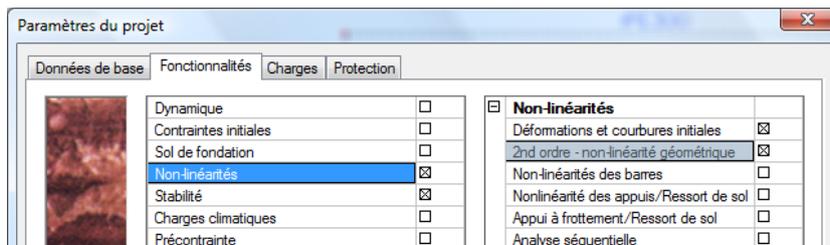
Selon [l'Annexe Nationale](#), la vérification de la traverse du portique et des assemblages en tête des poteaux sera faite avec des moments fléchissants dont la part due aux charges horizontales devra être amplifiée par le coefficient :

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} = 1.15$$

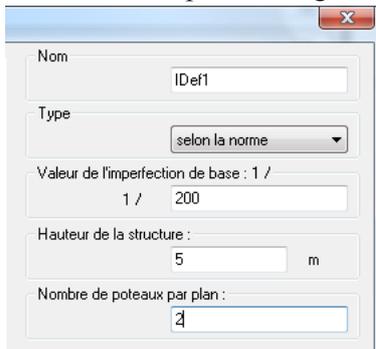
ANALYSES AU SECOND ORDRE.

Analyse élastique au second ordre avec imperfections globale et locale, à l'aide du logiciel SCIA Engineer

On active la fonctionnalité **Non-linéarités**, les non-linéarités que nous considérerons seront les **Déformations et courbures initiales** ainsi que le **2nd ordre- non-linéarité géométriques**.



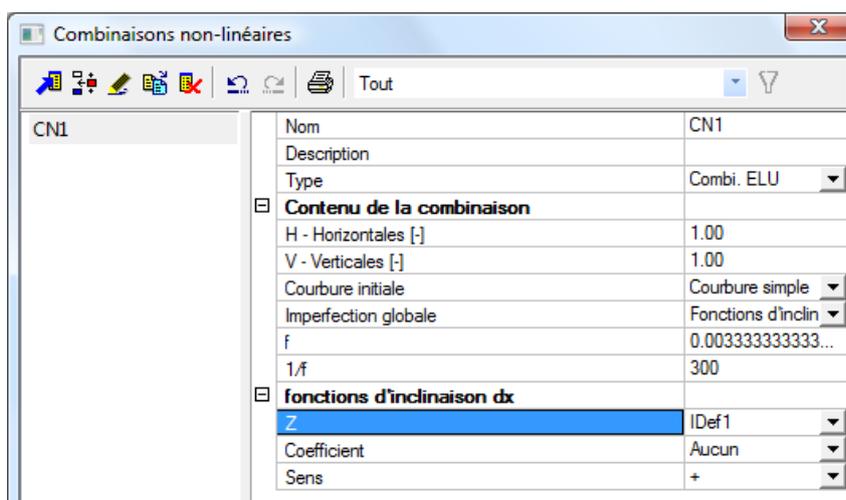
Dans le menu déroulant *Bibliothèques / Structure-Analyse / Déformations initiales*, nous paramètrons l'imperfection globale.



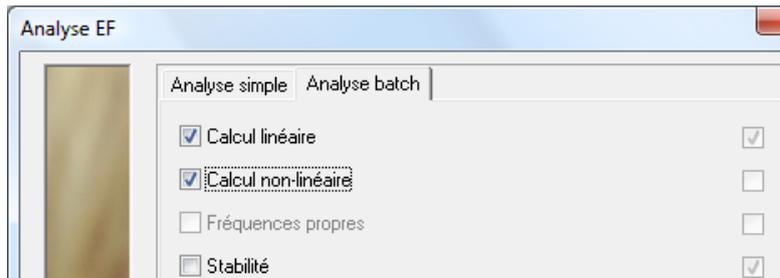
Nom	IDef1
Type	selon la norme
Valeur de l'imperfe...	200.00
Hauteur de la stru...	5.0000
Nombre de poteau...	2
Phi :	0.00387298315...
alpha h : [-]	0.89
alpha m : [-]	0.87

Soit $\Phi = 1/258$

Nous créerons la combinaison non-linéaire à partir de la combinaison ELU (1*Charges horizontales + 1* Charges verticales).



Nous garderons 5 pour le nombre moyen de division des éléments 1D, et nous lancerons une analyse batch, qui suivra un calcul non-linéaire à l'issue du calcul linéaire.



Enfin, nous comparerons successivement les efforts internes sur le poteau 2 pour un calcul linéaire sous la combinaison ELU, puis les efforts internes pour le même poteau 2 pour un calcul linéaire sous la combinaison non-linéaire CN1.

1. Efforts internes des barres

Calcul linéaire, Extrême : Global, Système : SCL
Sél. : B2
Combinaisons : ELU

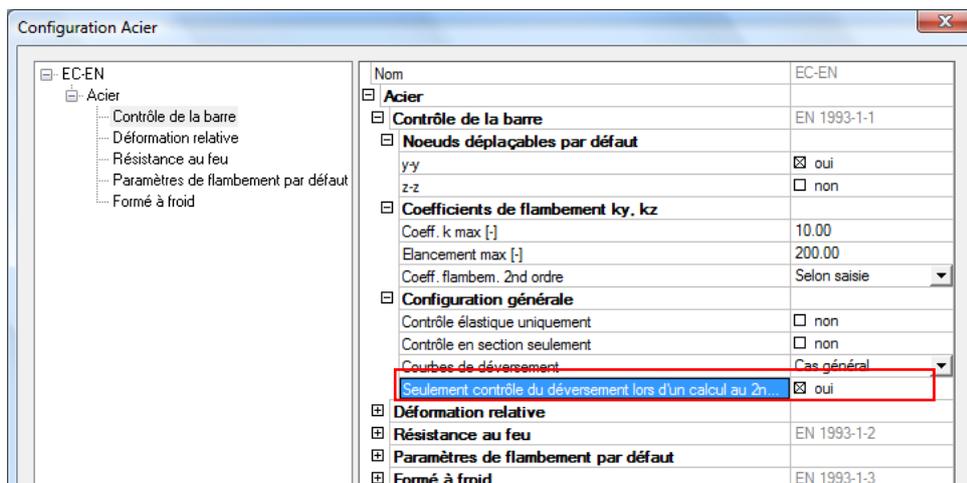
Élément	Cas	dx [m]	N [daN]	Vz [daN]	My [daNm]
B2	ELU/1	0.000	-20268	2711	0
B2	ELU/1	5.000	-20268	2711	13554

2. Efforts internes des barres

Calcul non-linéaire, Extrême : Global, Système : SCL
Sél. : B2
Combinaisons non-linéaires : CN1

Élément	Cas	dx [m]	N [daN]	Vz [daN]	My [daNm]
B2	CN1	5.000	-20466	2668	14380
B2	CN1	0.000	-20420	3250	0
B2	CN1	4.000	-20451	2614	11869

Enfin, pour le calcul ACIER, les imperfections locales et globales ayant été prise en compte, nous pourrions nous satisfaire d'un contrôle en stabilité sans prise en compte du flambement dans la **Configuration Acier**.



Les pages suivantes donnent la vérification au contrôle acier pour le poteau 2, issue de Scia Engineer version 10

Calcul non-linéaire, Extrême : Elément

Sél. : B2

Combinaisons non-linéaires : CN1

Contrôle acier EN 1993-1-1

Barre B2	IPE330	S 235	CN1	1.21
----------	--------	-------	-----	------

Données de base EC3 : EN 1993	
Facteur partiel sécurité Gamma M0 de résistance des sections	1.00
coef. de sécurité partiel Gamma M1 pour la stabilité	1.00
Facteur partiel sécurité Gamma M2 de résistance des sections nettes	1.25

Données matériaux		
limite élastique fy	235.00	MPa
limite de rupture fu	360.00	MPa
fabrication	laminé	

CONTROLE EN SECTION:

Rapport largeur-épaisseur pour parois internes comprimées (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. feuille 1).

rapport 36.13 sur position 0.00 m

rapport		
rapport maximal	1	33.00
rapport maximal	2	38.00
rapport maximal	3	42.00

==> Classe section 2

Rapport largeur-épaisseur pour parois semelles en consoles (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. feuille 2).

rapport 5.07 sur position 0.00 m

rapport		
rapport maximal	1	9.00
rapport maximal	2	10.00
rapport maximal	3	14.00

==> Classe section 1

Contrôle critique sur position 5.00 m

Efforts internes		
NEd	-20465.69	daN
Vy,Ed	0.00	daN
Vz,Ed	2667.62	daN
TEd	0.00	daNm
My,Ed	14379.56	daNm
Mz,Ed	0.00	daNm

Contrôle compression

Conforme à l'article EN 1993-1-1 : 6.2.4 et formule EN 1993-1-1 : (6.9)

Classe de la section est 1.

Tableau des valeurs		
Nc,Rd	147110.00	daN
Contrôle unité	0.14	

Contrôle effort tranchant (Vz)

Conforme à l'article EN 1993-1-1 : 6.2.6. et formule EN 1993-1-1 : (6.17)

Tableau des valeurs		
Vc,Rd	41791.98	daN
Contrôle unité	0.06	

Vérification en flexion (My)

Conforme à l'article EN 1993-1-1 : 6.2.5. et formule EN 1993-1-1 : (6.12)

Classe de la section est 1.

Tableau des valeurs		
Mc,Rd	18901.05	daNm
Contrôle unité	0.76	

Contrôle combiné flexion, effort normal et tranchant

Conforme à l'article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. et formule EN 1993-1-1 : (6.31)

Classe de la section est 1.

Tableau des valeurs		
MNVy.Rd	18901.05	daNm
MNVz.Rd	3611.95	daNm

alpha 2.00 beta 1.00

Contrôle unité 0.76

Barre satisfait au contrôle de section !

CONTROLE DE STABILITE:

Paramètres de flambement	yy	zz	
type	non-contrev.	contreventé	
Elancement	0.04	0.14	
Elancement réduit	0.00	0.00	
Courbe de flambement	a	b	
Imperfection	0.21	0.34	
Facteur de réduction	1.00	1.00	
Longueur	5.00	5.00	m
Coeff. flambement	0.00	0.00	
Longueur flambement	0.01	0.01	m
Charge critique Euler	975788047926.90	65337175919.39	daN

Remarque: les coefficients de flambement on été mis à 0.001 pour négliger le flambement (calcul au 2nd ordre)

Contrôle flambement

Conforme à l'article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. et formule EN 1993-1-1 : (6.46)

Tableau des valeurs		
Nb.Rd	147110.00	daN
Contrôle unité	0.14	

Contrôle déversement

Conforme à l'article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. et formule EN 1993-1-1 : (6.54)

Tableau des valeurs		
Mb.Rd	13716.01	daNm
Wy	804300.00	mm ³
réduction	0.73	
imperfections	0.34	
Elancement réduit	0.80	
méthode pour la courbe de déversement	Art. 6.3.2.2.	
Mcr	29679.49	daNm
Contrôle unité	1.05	

LTB		
Longueur déversement	5.00	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.85	
C2	0.02	
C3	0.94	

Charge au centre de gravité

Contrôle compression et flexion

Conforme à l'article EN 1993-1-1 : 6.3.3. et formule EN 1993-1-1 : (6.61) (6.62)

Méthode d'interaction 1

Tableau des valeurs		
kyy	1.018	
kyz	1.560	
kzy	0.530	
kzz	1.560	
Delta My	0.00	daNm
Delta Mz	0.00	daNm
A	6260.00	mm^2
Wy	804300.00	mm^3
Wz	153700.00	mm^3
NRk	147110.00	daN
My,Rk	18901.05	daNm
Mz,Rk	3611.95	daNm
My,Ed	14379.56	daNm
Mz,Ed	0.00	daNm
Méthode d'interaction 1		
Mcr0	16012.02	daNm
élançement réduit 0	1.09	
Cmy,0	1.000	
Cmz,0	1.000	
Cmy	1.000	
Cmz	1.000	
CmLT	1.054	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.128	
wz	1.500	
npl	0.139	
aLT	0.998	
bLT	0.000	
cLT	2.469	
dLT	0.000	
eLT	19.317	
Cyy	1.036	
Cyz	0.444	
Czy	1.036	
Czz	0.641	

Contrôle unité = $0.14 + 1.07 + 0.00 = 1.21$

Contrôle unité = $0.14 + 0.56 + 0.00 = 0.69$

Barre ne satisfait PAS au contrôle de stabilité !