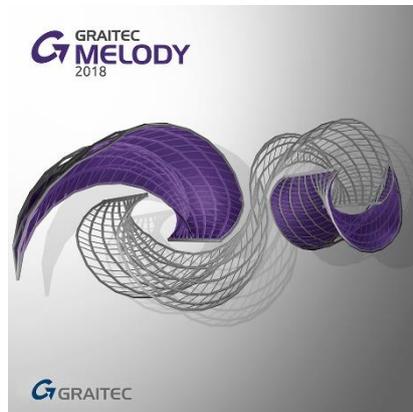


# Eurocode 8

Calcul sismique



## Sommaire

Introduction .....	3
Calcul parasismique selon l'Eurocode 8 .....	4
LA CONSTITUTION DE L'EUROCODE 8 .....	5
L'ACCELERATION DU SOL .....	7
La carte du zonage associé à l'application des Eurocode 8 .....	8
LES SPECTRES .....	11
Le coefficient de comportement.....	20
Les classe de ductilité .....	21
Les recommandations PS en DCL du 20/12/2012 .....	22
Les critères de régularité .....	30
La méthode des forces latérales §4.3.3.2 .....	38
Combinaisons de l'action sismique avec d'autres actions .....	40
Calcul du déplacement §4.3.4 .....	41
Affichage des déplacements sismiques .....	41
Limitation des déplacements entre étages § 4.4.3.2 .....	42
Sensibilité second ordre § 4.4.2.2(2) .....	44
Application.....	46
Calcul d'un portique .....	46
Calcul du contreventement .....	51
L'application sur une palée de stabilité.....	58
Les déplacements relatifs d'appuis.....	62

## Introduction

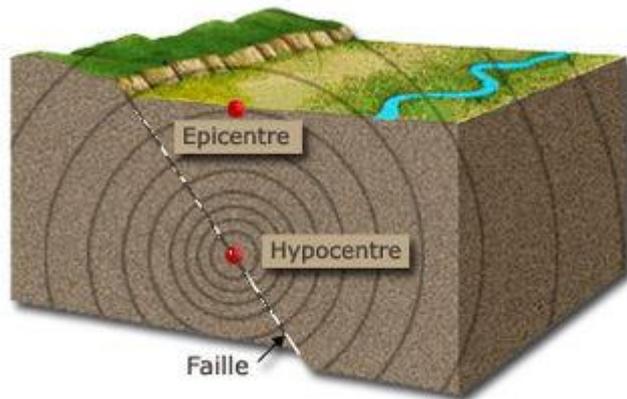
Il y a 20 000 séismes chaque année dans le monde, la plupart sont trop faibles pour être ressentis.

Il y a 2 types de séismes :

- Les séismes tectoniques qui se produisent quand les plaques tectoniques s'entrechoquent
- Les séismes volcaniques qui se produisent quand le magma chaud se déplace sous la croûte terrestre  
Ces séismes volcaniques sont les plus destructifs mais n'importe quel séisme peut dévaster une grande région

Définition :

- L'hypocentre est l'endroit dans la Terre où les séismes naissent
- L'épicentre est la projection verticale de ce point à la surface de la Terre



- La **magnitude d'un tremblement de terre** mesure la quantité de l'énergie libérée au foyer d'un séisme. Plus le séisme a libéré d'énergie, plus la magnitude est élevée. Il s'agit d'une échelle logarithmique, c'est-à-dire qu'un accroissement de magnitude de 1 correspond à une multiplication par 30 de l'énergie et par 10 de l'amplitude du mouvement<sup>1</sup>.
- Les médias grand public l'indiquent souvent sur l'**échelle de Richter** ou sur l'**échelle ouverte de Richter**. Ces terminologies sont impropres : l'échelle de Richter, stricto sensu, est une échelle dépassée et uniquement adaptée aux tremblements de terre californiens. Les magnitudes habituellement citées de nos jours sont en fait des magnitudes de moment (notées  $M_w$ ).
- La magnitude et l'intensité (comme l'échelle de Mercalli) sont deux mesures différentes. L'intensité est une mesure des dommages causés par un tremblement de terre. Il existe des relations reliant l'intensité maximale ressentie et la magnitude mais elles sont très dépendantes du contexte géologique local. Ces relations servent en général à donner une magnitude aux tremblements de terre historiques.

## Calcul parasismique selon l'Eurocode 8

Deux décrets et un arrêté en date du 22/10/2010 ont rendu officielle la nouvelle carte de zonage sismique et par la même occasion rendu possible l'application de l'Eurocode 8 pour le calcul en zone sismique

Pour plus d'informations, vous pouvez consulter

- la page <http://www.lemoniteur.fr/185-regles-et-normes/imprimer/771248-nouvelle-reglementation-parasismique-les-changements>

- le CMI n°5 de 2010 à télécharger sur le site du CTICM

Deux dates importantes :

- Date d'entrée en vigueur de ces dispositions : **1<sup>er</sup> mai 2011**.
- Période transitoire de cohabitation entre les anciennes règles (PS92) et les nouvelles règles (EC8) : jusqu'au 31 octobre 2012 mais prolongée jusqu'au 1<sup>er</sup> janvier 2014 où l'on pouvait utiliser les règles PS92 mais avec les accélérations ci-dessous (dans MELODY, c'est le code parasismique "PS92 transitoire") et uniquement pour un calcul avec les codes français (NV65+CM66).
- Les recommandations du BNCM parues le 1<sup>er</sup> janvier 2013
- Révision de l'EN1998-1/NA publiée en décembre 2013
- **1<sup>er</sup> JANVIER 2014 : plus de dérogation**, l'Eurocode 8 est obligatoire et par voie de conséquence tous les Eurocodes sont obligatoires mais c'est la date de dépôt du permis de construire qui compte.

La nouvelle révision de l'Annexe Nationale de la partie 1 a été publiée en décembre 2013, elle renvoie surtout aux recommandations du BNC2M publiées en décembre 2012 (voir chapitre Les classes de ductilité)

## LA CONSTITUTION DE L'EUROCODE 8

L'Eurocode 8 passe en aval des autres Eurocodes.

Il est utilisé lorsque les actions statiques sur les structures ont été évaluées (par les Eurocodes 0 et 1), et la structure statiquement vérifiée par les différentes parties de l'Eurocode 2 par exemple pour les ouvrages en béton.

L'Eurocode 8 relatif aux calculs dans les zones sismiques est divisé en 6 parties principales. Nous n'aborderons ici que la première, relative aux règles générales, actions sismiques et règles sur les bâtiments.

Les 5 autres parties sont relatives :

- Partie 2 : aux ponts,
- Partie 3 : aux évaluations et renforcement des bâtiments,
- Partie 4 : aux silos, réservoirs et canalisations,
- Partie 5 : aux fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques,
- Partie 6 : aux tours, mâts et cheminées.

Les parties 1 et 5 permettent la conception parasismique d'un bâtiment neuf et de ses fondations et constituent l'enjeu le plus important, aussi bien en termes de protection humaine qu'en termes économiques. Grosso modo, ces deux parties recouvrent le même champ d'application que les PS92.

La partie 1 de l'Eurocode 8, notée NF EN 1998-1 pour sa traduction française de septembre 2005, est composée de 10 sections que nous allons énumérer ci-dessous :

Section 1 : Généralités

Section 2 : Exigences de performances et critères de conformité

Section 3 : Conditions de sol et actions sismiques

Section 4 : Dimensionnement des bâtiments

Section 5 : Règles particulières pour les bâtiments en béton

Section 6 : Règles particulières pour les bâtiments en acier

Section 7 : Règles particulières aux bâtiments mixtes acier-béton

Section 8 : Règles particulières pour les bâtiments en bois

Section 9 : Règles particulières pour les bâtiments en maçonnerie

Section 10 : Isolation à la base

Les règles EC8 fixent le cadre de l'étude des constructions en zone sismique, elles viennent en complément des différents règlements européens (EC2, EC3, EC5...). Elles préconisent des méthodes de calcul pour déterminer les efforts sismiques ainsi qu'un certain nombre de dispositions constructives propres aux matériaux.

L'Eurocode 8 définit 2 objectifs au projet parasismique :

**Le non-effondrement sous un séisme majeur**, associé à une probabilité de référence  $P_{NCR}$  de dépassement en 50 an égal à 10% (séisme de période de retour  $T_{NCR} = 475$  ans). La structure doit être conçue et construite pour résister sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. Les vérifications associées à cet objectif sont celles d'un Etat Limite Ultime (ELU).

**La limitation des dommages sous un séisme plus fréquent**, dont la probabilité  $P_{DLR}$  de se produire est plus importante (probabilité  $P_{DLR}$  de dépassement en 10 an égal à 10%, séisme de période de retour  $T_{DLR} = 95$  ans). La structure doit être conçue et construite pour éviter des dommages et des limitations d'exploitation dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure.

## L'ACCELERATION DU SOL

Plusieurs démarches d'évaluation de l'aléa sismique ont été mises en œuvre au niveau du territoire français. Les différents zonages obtenus répondent à des exigences réglementaires spécifiques.

L'évaluation basée sur une approche probabiliste est actuellement en cours de réalisation. D'un point de vue réglementaire, le zonage probabiliste de la France est destiné à l'application de l'Eurocode 8. Ce zonage devrait ainsi se substituer au zonage empirico-statistique des années 80.

La nouvelle carte nationale de l'aléa sismique publiée par le ministère de l'Ecologie et du Développement Durable le 21 novembre 2005 sert de base au zonage réglementaire pour l'application des règles techniques de construction parasismique.

Cette nouvelle carte correspond à une évaluation probabiliste de l'aléa sismique. Le zonage sismique réalisé permet ainsi une estimation en tout point du territoire du niveau d'accélération du sol ( $m/s^2$ ) susceptible d'être atteint pendant une période de temps donnée.

Concernant les ouvrages à risque normal (hors barrages, installations classées et installations nucléaires), la probabilité d'occurrence de l'événement sismique est de 10% d'ici 50 ans. L'événement sismique de référence est traduit en termes d'accélération du sol.

Le nouveau zonage propose un découpage par communes, et non plus par cantons, ce qui rend plus stable dans le temps le découpage administratif pris en référence.

Les zones de sismicité ne sont plus désignées par des chiffres romains, mais par des adjectifs décrivant l'activité sismique. De zones 0, Ia, Ib, II et III, on passe désormais aux zones de sismicité très faible, faible, modérée, moyenne et forte (parfois noté 1 à 5).

PS92	EC8
0 =aucun	1 (très faible)
Ia (très faible)	2 (faible)
Ib (faible)	3 (modérée)
II (moyenne)	4 (moyenne)
III (forte)	5 (forte)

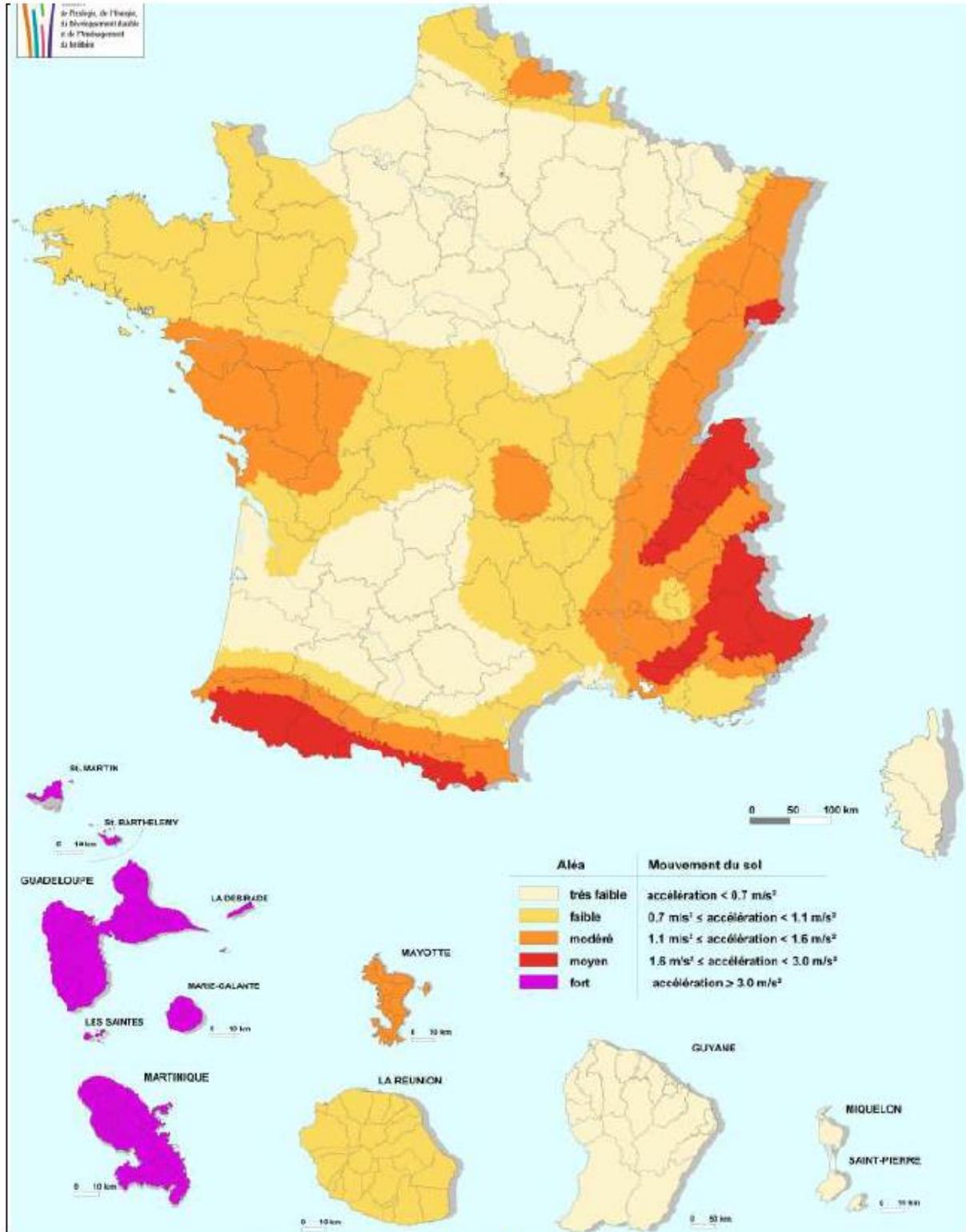
La zone 0 n'est pas traduite par zone de sismicité nulle, car même si l'activité sismique est très faible voire négligeable, elle n'est jamais nulle.

Dans Melody, la zone 0 désactive le calcul sismique

### La carte du zonage associé à l'application des Eurocode 8

Avec ce zonage, le nombre de communes concernées par la réglementation parasismique va augmenter et les mouvements sismiques de référence (accélérations) seront ajustés, majorés pour certaines communes et diminués pour d'autres.

Cette carte donne l'accélération de référence  $a_{gr}$  :



Dans les cas de très faible sismicité, il n'est pas nécessaire de respecter les dispositions de l'EN 1998. Les règles de construction définies ci-dessous s'appliquent à la construction de bâtiments nouveaux:

- des catégories d'importance III et IV dans la zone de sismicité 2
- des catégories d'importance II, III et IV dans les zones de sismicité 3, 4 et 5

**Les zones de sismicité de chaque commune (voir aide de Melody Portique) sont données dans le Texte 3 du Journal Officiel de la RF en date du 24 octobre 2010. Ce décret précise également avec précision les valeurs d' $a_{gr}$  à prendre en compte**

		$a_{gr}$ (ouvrage modifié) m/s <sup>2</sup>			
		Catégorie			
Zone de sismicité	$a_{gr}$ (ouvrage neuf) m/s <sup>2</sup>	I	II	III	IV
1 (très faible)	0,4	\	\	\	\
2 (faible)	0,7	\	\	0,42	0,42
3 (modéré)	1,1	\	0,66	0,66	0,66
4 (moyenne)	1,6	\	0,96	0,96	0,96
5 (forte)	3	\	1,8	1,8	1,8

**Dans Melody, la zone de sismicité 1 de l'EC8 correspond à la zone "aucune sismicité" du PS92, c'est-à-dire que Melody ne fait pas de calcul automatique sismique quand sismicité=1**

#### La classification réglementaire des ouvrages

Il s'agit des ouvrages pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat. Dans l'article 2 de l'Arrêté du 29 mai 1997 paru au Journal Officiel du 3 juin 1997, quatre classes sont définies : (classe A à classe D).

Ces quatre classes correspondent respectivement aux catégories d'importances I, II, III et IV de l'Eurocode 8, à l'exception des établissements scolaires de la classe B qui passent en catégorie d'importance III de l'Eurocode 8. Ainsi on distingue quatre catégories de bâtiments assorties du coefficient d'importance  $\gamma_I$  :

**Catégorie d'importance I** : ceux dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique :

- Les bâtiments dont est exclue toute activité humaine nécessitant un séjour de longue durée et non visés par les autres catégories, par exemple : hangar agricole.

**Catégorie d'importance II** : ceux dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes :

- Les maisons individuelles ;
- Les bâtiments d'habitation collective, de bureaux et de commerce non visés par la catégorie III ;
- Les bâtiments industriels non visés par la catégorie III ;
- Les parcs de stationnement ouverts au public ;
- Les ERP des 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> catégories.

**Catégorie d'importance III** : ceux dont la défaillance présente un risque élevé pour les personnes et ceux présentant le même risque en raison de leur importance socio-économique :

- Les bâtiments d'habitation collective ou de bureaux dont la hauteur dépasse 28m ;
- Les ERP des 1<sup>ère</sup>, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> catégories ;
- Les bâtiments pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes (notamment commerces, bureaux, bâtiments industriels) ;
- Les établissements scolaires ;
- Les bâtiments des centres de production collective d'énergie.

**Catégorie d'importance IV** : ceux dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la Défense ou pour le maintien de l'ordre public :

- Les bâtiments abritant les moyens opérationnels de secours ou de la défense (hommes et/ou matériel) ;
- Les bâtiments assurant le maintien des communications (tours hertziennes, centres vitaux des réseaux de télécommunication, etc.) ;
- Les bâtiments assurant le contrôle de la circulation aérienne ;
- Les établissements de santé ;
- Les bâtiments de distribution ou de stockage de l'eau potable ;
- Les bâtiments des centres de distribution publique de l'énergie ;
- Les bâtiments des centres météorologiques.

### Les ERP (établissements recevant du public)

Ils sont définis par le Code de la Construction (cinémas, hôtels, théâtres, médiathèques, gares, etc.).

Les catégories d'ERP dépendent du nombre de personnes que ces derniers peuvent recevoir simultanément :

- 1<sup>re</sup> catégorie : plus de 1500 personnes
- 2<sup>e</sup> catégorie : de 701 à 1500 personnes
- 3<sup>e</sup> catégorie : de 301 à 700 personnes
- 4<sup>e</sup> catégorie : moins de 300 personnes, à l'exception des bâtiments de la 5<sup>e</sup> catégorie
- 5<sup>e</sup> catégorie : bâtiment recevant un petit nombre de personnes (défini en fonction du type d'établissement)

Pour les bâtiments de 5<sup>e</sup> catégorie, on ne considère pour le nombre de personnes que le public et pas les employés. Pour les autres catégories, le nombre de personnes cumule le public et les employés.

Zone		Catégorie	Code de dimensionnement
1		Toutes	Pas de réglementation parasismique
2		I et II	Etablissements scolaires : PS-MI89 <b>Eurocode 8</b>
		III *	
		IV *	
3	4	I	Pas de réglementation parasismique
		II *	Maisons individuelles et assimilées : PS-MI89
		III et IV *	<b>Eurocode 8</b>
5		I	Pas de réglementation parasismique
		II *	Maisons individuelles : Guide CP-MI Antilles
		III et IV *	<b>Eurocode 8</b>

\* : L'existence d'un Plan de Prévention des Risques Sismiques (PPRS) local peut modifier les modalités d'application des règles.

L'arrêté du 22 octobre 2010 impose pour tous les bâtiments concernés par la réglementation parasismique d'utiliser l'EN1998-1 et son annexe nationale comme règles de construction. Cet arrêté prévoit cependant que des règles simplifiées (PS-MI89, PS-MI89) pourront être appliquées en lieu et place de l'EN1998-1.

Les catégories II de plus de 300 pers. et supérieur à 28m passent en catégorie III, les grands centres commerciaux par exemple.

Le maître d'ouvrage peut évidemment imposer un niveau de protection supérieur.

Pour un bâtiment constitué de diverses parties de classes différentes, on prend la classe la plus contraignante pour l'ensemble.

Catégories d'importance	I	II	III	IV
Coefficients d'importance $\gamma_i$	0.8	1	1.2	1.4

→ La catégorie d'importance I (=risque faible) a été ajoutée dans Melody 2013

L'accélération nominale  $a_g$  est donnée par  $\gamma_i * a_{gr}$  (=  $a_n$  du PS92)

Nota : les accélérations nominales EC8 sont moins fortes que celles des PS92 mais le palier des spectres en PS92 était de 2m/s<sup>2</sup>, en EC8 il est de 2.5m/s<sup>2</sup>.

## LES SPECTRES

L'EN1998-1 ne parle pas de régions mais seulement de types de spectres:

le type 1 correspond à des fortes magnitudes et le type 2 correspond à des magnitudes plus faibles dont la magnitude déduite des ondes de surface est telle que  $M_s < 5.5$ .

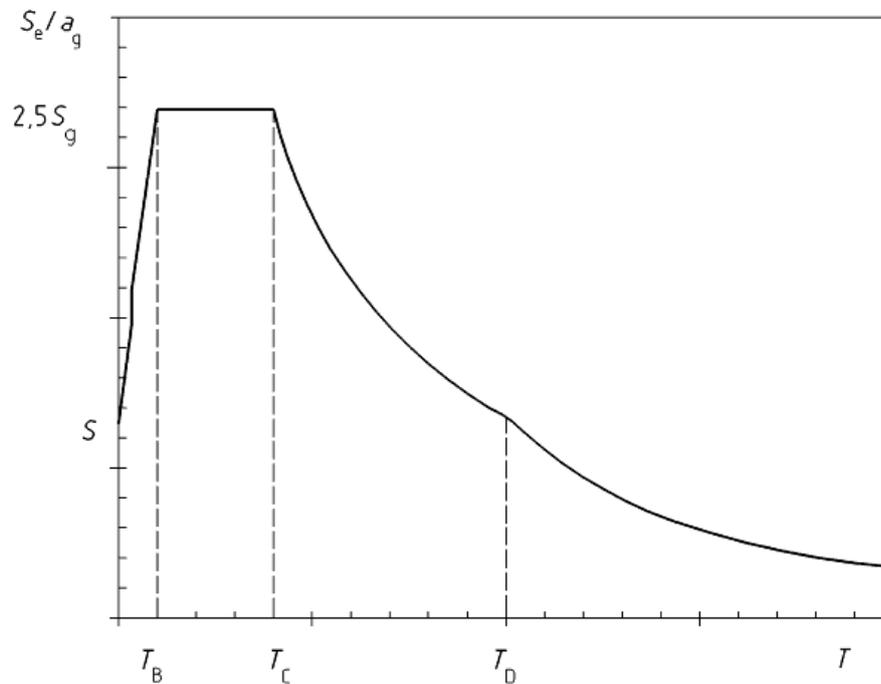
Pour la version 2013, Melody n'offre pas le choix entre plusieurs annexes nationales et utilise directement l'annexe nationale française (=arrêtés)

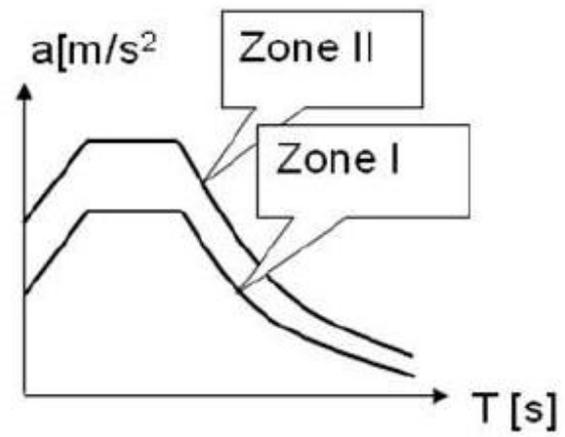
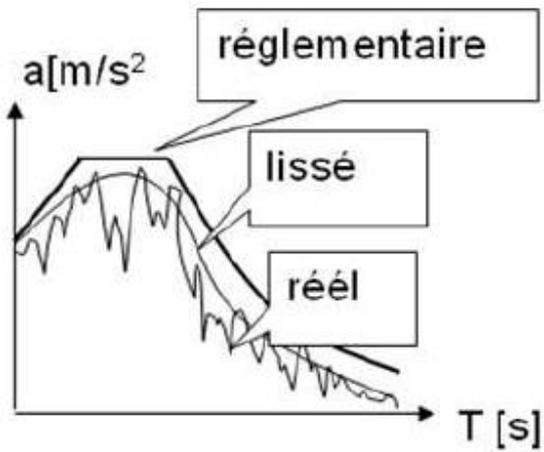
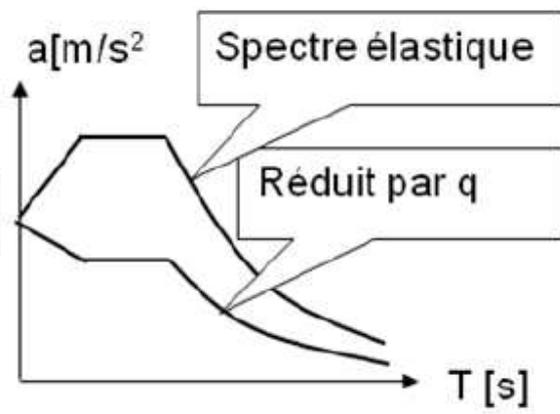
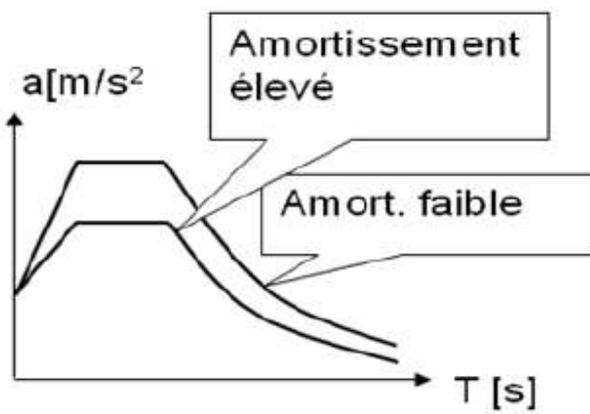
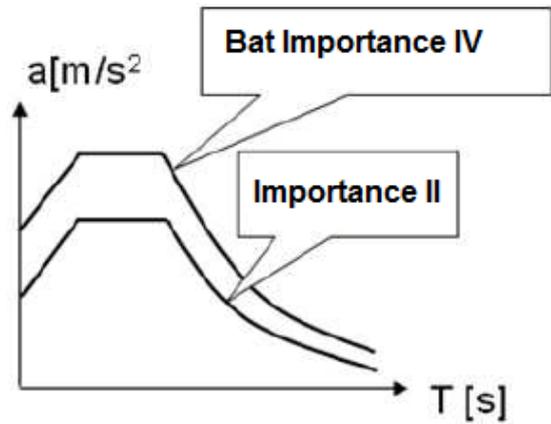
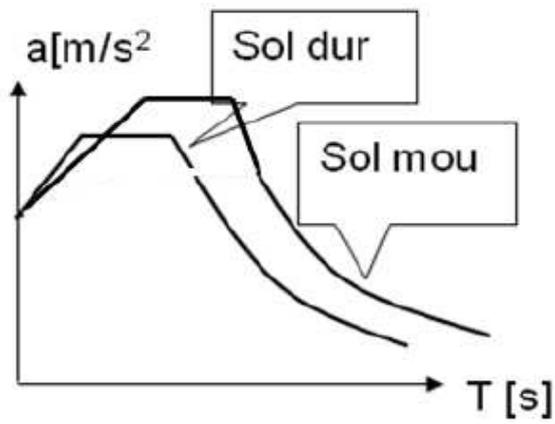
la zone 5 (outre-mer) utilise le spectre de type 1

les zones 1 à 4 (métropole) utilise le *spectre de type 2*

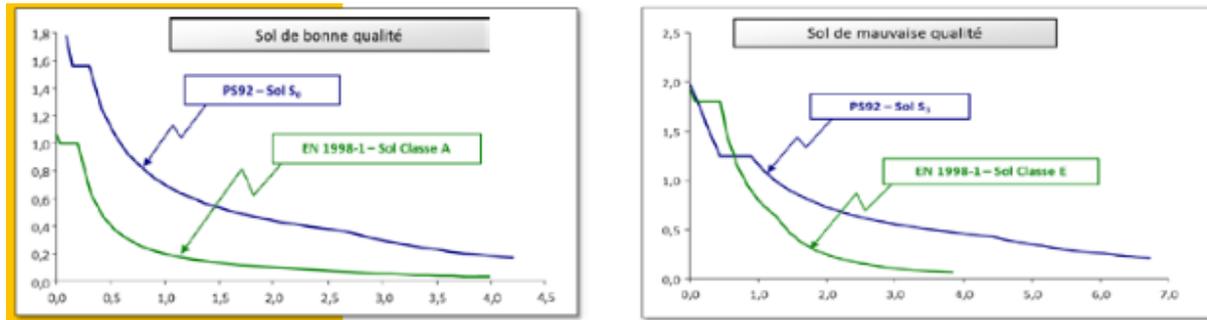
La case à cocher « Installation à hauts risques » est remplacée par une liste déroulante « Type de spectre » dont l'option « élastique » correspond aux installations à hauts risques.

**Forme du spectre de réponse élastique :**





### Comparaison spectres PS92 et EC8 :



### LE SPECTRE ELASTIQUE HORIZONTAL = $S_E(T)$

Il dépend de données sismiques relatives au sol. En dehors de toute construction, c'est-à-dire en champs libre, le mouvement de surface est conditionné par ses propriétés géodynamiques liées elles-mêmes à la nature des formations géologiques du site (et par la topographie de surface du site qui fera appel à un autre coefficient)

L'EC8 distingue 5 catégories de site normaux, de A (rocheux) à E (très souples), ainsi que 2 catégories de sites spéciaux à  $S_1$  (très souples) et  $S_2$  (liquéfiabilité) devant faire l'objet d'investigations particulières.

Le tableau 3.1 de l'EC8 ci-dessous désigne les 7 classes de sol.

Classe de sol	Description du profil stratigraphique
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $v_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s

Les 2 catégories de sites spéciaux sont remplacées dans Melody par une option "val" qui permet d'imposer directement  $S$ ,  $T_b$ ,  $T_c$ ,  $T_d$ .

En fonction du type de sol précédemment défini, les tableaux 3.2 et 3.3 de l'Eurocode 8.1 donneront les valeurs de  $S$ ,  $T_b$ ,  $T_c$  et  $T_d$ . Néanmoins, ces tableaux sont modifiés dans le décret du 24 octobre 2010.

La nature du sol par l'intermédiaire du paramètre de sol,  $S$ . Les valeurs du paramètre de sol,  $S$  résultant de la classe de sol (au sens de la norme NF EN 1998-1 septembre 2005) sous le bâtiment sont données par le tableau suivant en fonction de la zone de sismicité :

CLASSES DE SOL	S (pour les zones de sismicité 1 à 4)	S (pour la zone de sismicité 5)
A	1	1
B	1,25	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Id spectre de type 2

Id Spectre de type 1

De même, dans le décret du 24 octobre 2010, les valeurs de  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ , à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique, exprimées en secondes sont données par le tableau suivant

CLASSES DE SOL	POUR LES ZONES DE SISMICITÉ 1 à 4			POUR LA ZONE DE SISMICITÉ 5		
	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2
B	0,05	0,25	2,5	0,15	0,5	2
C	0,06	0,4	2	0,2	0,6	2
D	0,1	0,6	1,5	0,2	0,8	2
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,5	2

Id Spectre de type 1

:

### 3.2.2.2 Spectre de réponse élastique horizontal

(1)P Le spectre de réponse élastique  $S_e(T)$  pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes (voir Figure 3.1) :

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad \dots (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad \dots (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad \dots (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \dots (3.5)$$

avec :

$S_e(T)$  spectre de réponse élastique ;

$T$  période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

$a_g$  accélération de calcul pour un sol de classe A ( $a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$ ) ;

$T_B$  limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

$T_C$  limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

$T_D$  valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

$S$  paramètre du sol ;

$\eta$  coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence  $\eta = 1$  pour 5 % d'amortissement visqueux, voir (3) du présent paragraphe.

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

où :

$\xi$  est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage.

Pour les charpentes métalliques boulonnées, ce coefficient d'amortissement est de 4%. Les recommandations du BNC2M donnent le tableau suivant (qui reprend les valeurs du PS92) :

	<b>Assemblages soudés</b>	<b>Assemblages boulonnés</b>
<b>Structure en acier</b>	$\xi = 2 \%$	$\xi = 4 \%$
<b>Structure mixte acier-béton</b>	$\xi = 4 \%$	$\xi = 4 \%$

Contrairement au PS92, En EC8 l'amortissement n'est utilisé que pour le spectre élastique.

## LE SPECTRE DE CALCUL HORIZONTAL = $S_d(T)$

En fait, le coefficient de comportement est une fonction de la période du mode fondamental. Pour lui conserver sa valeur constante, c'est le spectre élastique qui est modifié et transformé en spectre de calcul par la prolongation du plateau de la zone amplifiée jusqu'au point de période nulle et le relèvement de la branche descendante.

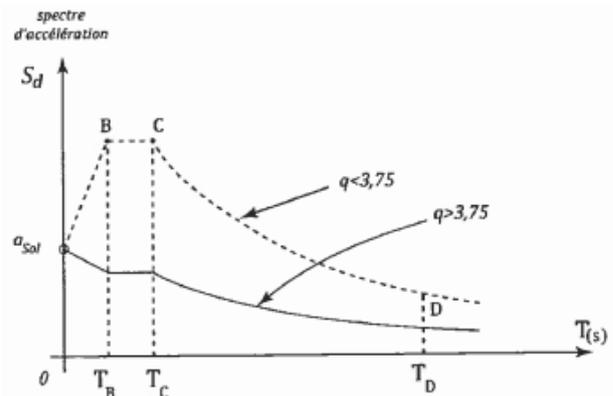
Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de calcul  $S_d(T)$ , doit être défini par les expressions suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$



La valeur devant être attribuée à  $\beta$  pour être utilisée dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est  $\beta = 0,2$ .

Le palier en PS92 était de  $2\text{m/s}^2$ , en EC8 il est de  $2,5\text{m/s}^2$

A noter : on n'utilise pas le coefficient d'amortissement dans le spectre de calcul.

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par les expressions ci-dessus, avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale  $a_{vg}$ , à la place de  $a_g$ ,  $S$  pris égal à 1,0. Il convient généralement d'utiliser pour la direction verticale un coefficient de comportement  $q$  au plus égal à 1,5 pour tous les matériaux et tous les systèmes structuraux.

## LE SPECTRE ELASTIQUE VERTICAL

L'arrêté du 19 juillet 2011 donne les valeurs suivantes qui sont celles que Melody utilise :

ZONE DE SISMICITÉ	Avg/ Ag	TB	TC	TD
1 (très faible) à 4 (moyenne)	0,9	0,03	0,20	2,5
5 (forte)	0,8	0,15	0,4	2

type2=France métropole, type1=DOM-TOM

En PS92, le spectre vertical était le spectre horizontal dont les ordonnées étaient multipliées par 0.7 et dépendait du sol

En EC8, on prend le spectre pour un sol A et on applique une réduction Avg/Ag

EN1998 §3.2.2.5(6)

Pour la composante verticale de l'action sismique, il convient généralement d'utiliser un coefficient de comportement  $q$  au plus égal à 1,5 pour tous les matériaux et tous les systèmes structuraux.

En fait il faut prendre en compte les séismes verticaux si  $a_g > 2.5 \text{ m/s}^2$  **ET** dans les cas suivants :

- éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus ;
- éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long ;
- éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- poutres supportant des poteaux ;
- structures sur appuis parasismiques.

En France métropole, on n'a pas à utiliser le séisme vertical : la zone 4 donne  $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$  même si on a un bâtiment d'importance IV ( $\gamma_i = 1.4$ ), on a au maximum  $a_g = 1.6 * 1.4 = 2.24 \text{ m/s}^2 < 2.5 \text{ m/s}^2$ .

- Il existe un warning pour indiquer que le séisme vertical n'est pas nécessaire pour  $a_g < 2.5 \text{ m/s}^2$
- Il existe des warnings quand  $a_g > 2.5 \text{ m/s}^2$  pour indiquer que le séisme vertical est obligatoire
  - pour les nefs ou appentis de portée  $> 20 \text{ m}$  (arbalétriers sans poteaux intermédiaires)
  - pour les auvents de portée  $> 5 \text{ m}$

La condition « poutres supportant des poteaux » exclut la méthode forfaitaire (où tous les poteaux doivent être fondés)

En France métropolitaine, normalement nous n'avons pas à prendre en compte le séisme vertical pour le dimensionnement des structures. Par contre, dans ce cas, il faut minorer le poids des structures dans les réactions combinées sismiques pour augmenter les efforts tranchants dans le dimensionnement des pieds de poteaux :



Quand la direction verticale n'a pas été considérée dans l'analyse sismique du bâtiment, la descente de charge dans les pieds de poteaux pour le poids propre, utilisée dans le calcul de reprise par frottement des efforts tranchants, doit être réduite forfaitairement par le coefficient

$$\left(1 - 0,5 \frac{\sigma_{vB}}{g}\right)$$

ni Melody ni Advance Design ne font cette réduction

De Pierre-Olivier Martin du CTICM:

*Cette remarque ne figure explicitement dans aucune clause de l'EC8. En outre, cette réduction concerne la charge verticale de poids propre (comme indiqué dans la note) et non l'effort tranchant, dans le cas où on utilise les forces de frottement pour la reprise de l'effort tranchant. Dans ce cas très particulier, il est préférable de prendre en compte l'action verticale du séisme, dans la mesure où elle réduit la charge verticale globale et donc par le biais du coefficient de frottement la valeur max de l'effort tranchant pouvant être repris. La formule proposée dans mon livre vient de moi et c'est juste une approche forfaitaire en se plaçant dans le palier du spectre vertical et en considérant le coefficient 0,3 des combinaisons de Newmark. Nota : dans le cas le plus défavorable (catégorie IV zone 4 en métropole) cela conduit à une réduction de 11% environ).*

## CORRECTION D'AMPLIFICATION TOPOGRAPHIQUE

Pour les structures importantes ( $\gamma_1 > 1,0$ ), il y a lieu de tenir compte des effets d'amplification topographique.

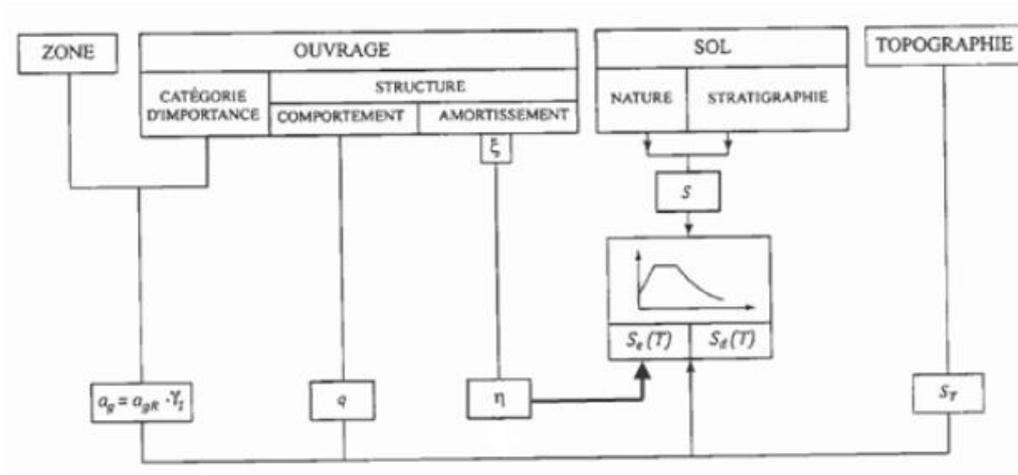
L'annexe informative A de l'EN 1998-2 fournit des informations sur les effets d'amplification topographique.

Description	Pente	St
Topographie négligeable	< 15°	1
Versants et pentes isolées	≥ 15°	≥ 1.2
Buttes larges à la base	< 30°	≥ 1.2
	≥ 30°	≥ 1.4

En présence d'une couche superficielle lâche, St doit être majorée de 20%

Dans Melody, le coefficient d'amplification topographique est la même variable en PS92 et en EC8. Elle était limitée à 1.4 en PS92. Cette limitation a été remplacée par un simple warning.

# En résumé



## Le coefficient de comportement

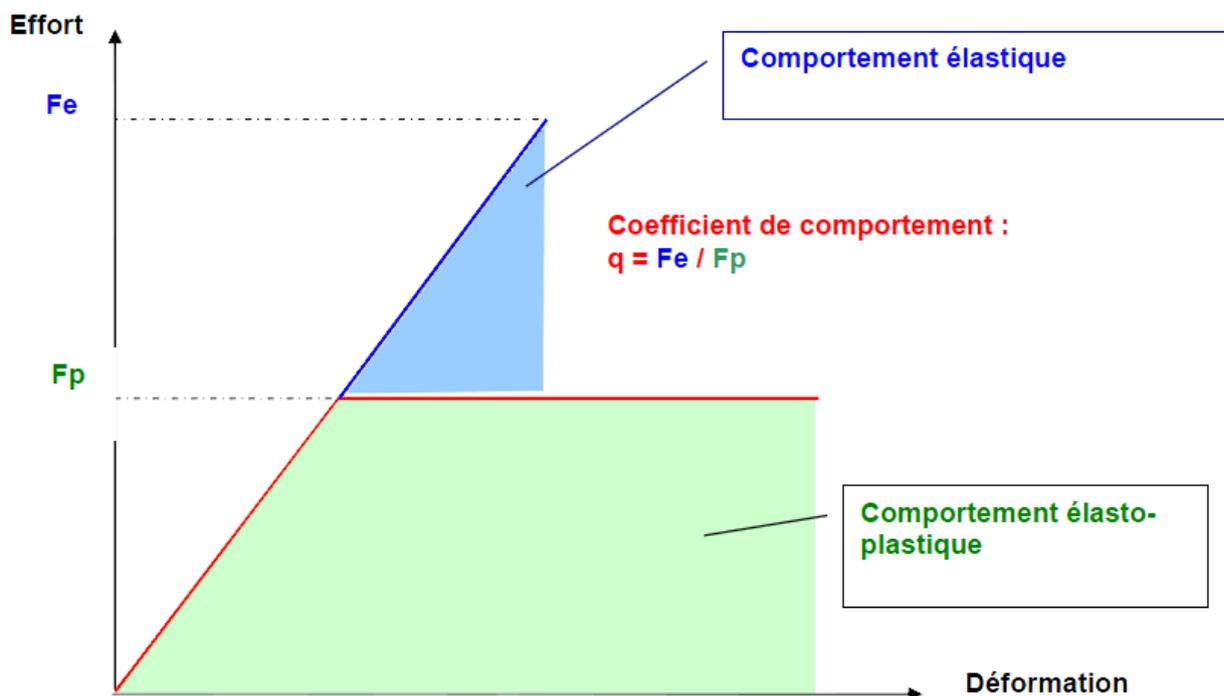
Le coefficient de comportement  $q$  est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux à 5% et les forces sismiques qui peuvent être utilisées lors de la conception et du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel en continuant d'assurer une réponse satisfaisante de la structure.

Les valeurs de  $q$  peuvent être différentes dans des directions horizontales différentes, bien que la classe de ductilité doive être la même dans toutes les directions.

Un coefficient de comportement  $q$  jusqu'à 1,5 peut être utilisé dans le calcul des actions sismiques, quels que soient le système structural et la régularité en élévation.

Le coefficient de comportement, dans le cas d'un calcul sismique, traduit le côté « ductile » de la structure et c'est une astuce qui permet de s'affranchir d'un calcul dynamique non-linéaire.

Le schéma ci-dessous traduit la plastification (qui apporte la ductilité voulue) de la structure. La courbe « bleue » correspond au calcul linéaire équivalent. Les déplacements sont donc calculés en linéaire et on diminue ensuite les efforts forfaitairement du coefficient «  $q$  » pour tenir compte de la plastification de la structure...



- Melody calcule les efforts sismiques avec  $q$  et remultiplie les déplacements par  $q$  pour éditer les déplacements élastiques.
- Quand on choisit un calcul avec un spectre élastique,  $q_{att}$  et  $q_{app}$  sont masqués car Melody prend directement  $q=1$

## Les classe de ductilité

La maîtrise du comportement post-élastique impose d'appréhender correctement l'importance du niveau de ductilité escompté. Trois classes de ductilité sont instituées par l'EC8 :

- **DCL : ductilité faible**  
Pour un niveau bas de ductilité, les mesures ne sont mises en œuvre que pour éviter des ruptures fragiles et ne conviennent pas pour des constructions simples, régulières, relativement rigides. Les valeurs de  $q$  sont voisines de l'unité. Ce niveau de ductilité intéresse les structures d'importance stratégique élevée ou les zones de faible sismicité,
  - **DCM : Ductilité moyenne**  
Pour un niveau moyen de ductilité, les dispositions visent à mettre la structure en état de supporter quelques cycles de déformations post-élastiques répétées ou alternées, de faibles amplitudes,
  - **DCH : Haute ductilité**  
Pour un niveau élevé de ductilité, les mesures réglementaires conduisent à mettre la structure en état de dissiper d'importantes quantités d'énergie sous plusieurs cycles de déformations de grandes amplitudes. Elles sont avantageusement mises en œuvre aux zones de forte sismicité. Ce niveau de ductilité intéresse les structures de faible importance stratégique et implantés dans les zones de forte sismicité.
- avec Melody on ne pourra faire que du DCL ( $q=1.5$ ) et éventuellement du DCM mais avec  $q$  compris entre 1.5 et 2 inclus sous certaines conditions (voir revue CTICM 03-2011 où le CTICM appelle ça du DCL+) :

## Les recommandations PS en DCL du 20/12/2012

L'Eurocode 8-1 est devenu la norme de construction parasismique applicable au titre de la réglementation française, et le sera de manière exclusive à partir du 1<sup>er</sup> janvier 2014. A la base de cette norme, se trouve la notion de classes de ductilité. A partir du retour d'expérience du comportement des constructions métalliques en situation sismique, la CNC2M (commission de normalisation de la construction métallique et mixte) a préparé des Recommandations pour l'utilisation de la classe de ductilité DCL, correspondant à des structures non ou faiblement dissipatives. En particulier, les exigences associées à chaque valeur du coefficient de comportement  $q$ , permise pour cette classe de ductilité, sont précisées dans le document.

### 2-Règles générales pour la classe DCL

- (4) La valeur du coefficient de comportement  $q$  est forfaitaire et doit s'appliquer à tout le bâtiment. Il est toutefois possible d'adopter, dans les limites permises par la classe de ductilité DCL, deux valeurs différentes du coefficient de comportement  $q$  pour les deux composantes horizontales de l'action sismique, sous réserve qu'il n'y ait pas de couplage des réponses dynamiques de la structure dans ces deux directions.

*Note : Pour une structure vérifiant les conditions de régularité en plan de la NF-EN 1998-1, les effets de couplage des réponses dynamiques dans les deux directions peuvent être négligés.*

- *Melody utilise la méthode des forces latérales qui implique le respect des conditions de régularité en élévation et le non-couplage des directions sismiques.*

**Tableau de synthèse**

	DCL avec $q = 1$	DCL avec $q = 1,5$	DCL <sup>(+)</sup> avec $q = 2$
Coefficient de comportement	$q = 1$	$q = 1,5$	$q = 2$
Niveau de sismicité	Toutes les zones / toutes les structures		Les zones/structures/sols pour lesquels $\gamma_I a_{gr} S \leq 2,5 \text{ m/s}^2$
Systèmes de stabilité latérale	Tous les systèmes		Systèmes de stabilité non autorisés : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Contreventement en K</li> <li>• Contreventement à triangulation excentrée</li> <li>• Contreventement ne permettant pas d'associer simultanément à chaque niveau des diagonales tendues et comprimées.</li> </ul>
Condition de régularité	Pas de conditions		Régularité en élévation.
Classes de section des éléments du système primaire	Toutes les classes	Classe de section 1, 2 ou 3 en zones de sismicité 3, 4 et 5 Classe de section 4 autorisée en zone de sismicité 2.	Classe de section 1, 2 ou 3
Spectres de calcul	selon le chapitre 3.2.2.2 ou le chapitre 3.2.2.3 de la <b>NF-EN 1998-1</b>	selon le chapitre 3.2.2.5 de la <b>NF-EN 1998-1</b>	
Acier	Normes acier de la <b>NF-EN 1993</b> Conditions de ténacité définies par le Tableau 1 de ces Recommandations		

	DCL avec $q = 1$	DCL avec $q = 1,5$	DCL <sup>(*)</sup> avec $q = 2$
Coefficients partiels	Définis par les clauses 6.1.3 (1)P et 7.1.3 ;(3) de l'Annexe Nationale de la <b>NF-EN 1998-1</b>		
Assemblages boulonnés de la structure primaire	Boulons précontraints ou non, boulons calibrés plein trous		Assemblages en cisaillement : Boulons précontraints à serrage contrôlé (catégorie C) ou ou boulons calibrés plein trou (catégorie A) Boulons en extension : Boulons précontraints à serrage contrôlé (catégorie E)
Sollicitations pour le dimensionnement des assemblages, des pieds de poteaux et des fondations de la structure primaire(*)	$E_d = E_G + E_E$		Dans le cas général : $E_d = E_G + 4/3 E_E$ Dans le cas particulier des assemblages en cisaillement avec boulons précontraints à serrage contrôlé de catégorie C : $E_d = E_G + E_E$

(\*) :  $E_d$  : Sollicitation de calcul pour le dimensionnement de l'assemblage ou du pied de poteau/fondation

$E_G$  : Partie non sismique des sollicitations dans la combinaison de calcul

$E_E$  : Partie sismique des sollicitations dans la combinaison de calcul.

### 3-Règles particulières pour la classe DCL avec $q=1.5$

→ un warning rappelle qu'il ne faut pas de sections de classe 4 pour des sismicités  $>2$   
 Mais ce warning ne teste pas que les sections sont de classe 4 uniquement pour les combinaisons sismiques

#### 4.1-Règles particulières pour la classe DCL avec $q=2$

→ il existe un warning qui teste  $ag*s < 2.5m/s^2$  en y intégrant l'amplification topographique

→ les attaches ne doivent pas les points faibles de la structure

→ il existe un warning qui teste  $q_{att} > 1.5$  quand  $q_{bar} > 1.5$

→ il existe un warning qui teste  $q_{app} > 1.5$  de chaque nœud quand  $q_{bar} > 1.5$

→ Le point faible des boulons en cisaillement doit être la pression diamétrale (rupture ductile par ovalisation des trous) et non le cisaillement des boulons qui est une rupture fragile.

#### → éléments sismiques primaires

éléments considérés comme faisant partie du système structural résistant aux actions sismiques, modélisés dans l'analyse pour la situation sismique de calcul et entièrement conçus et étudiés en détail pour assurer la résistance aux séismes conformément aux règles de l'EN 1998.

→ il faut considérer la structure primaire au sens de la résistance sismique

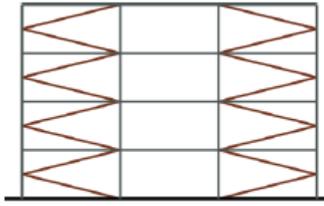
→ les contreventements transversaux font partie de la partie primaire

De P-O Martin :

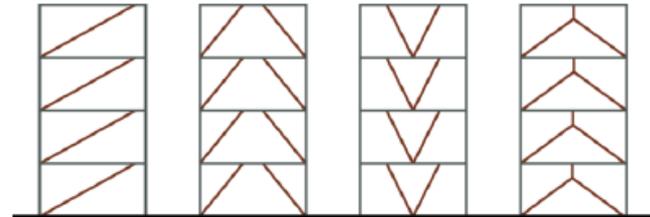
Pour la question des fixations des pannes (boulons précontraints si  $q=2$ ) et l'obligation d'exclure alors les sections de classe 4 avec  $q=1,5$

La position du CTICM est la suivante : les exigences en classe de ductilité DCL concernent les éléments du système primaire (pour  $q=1,5$  et  $q=2$ ). Pour un bâtiment industriel classique à portiques et palée de stabilité, la frontière pour l'application de ces exigences se situe (pour la direction longitudinale) aux limites des palées de stabilité : les pannes ne sont donc pas concernées. Elles doivent être considérées comme des éléments collecteurs d'effort faisant partie du diaphragme horizontal en toiture.

Les figures 1 à 3 ci-dessous donnent des exemples de ces configurations de système de stabilité à proscrire :



*Figure 1 : Ossature à triangulation en K*



*Figure 2 : Ossatures à entretoises excentrées*

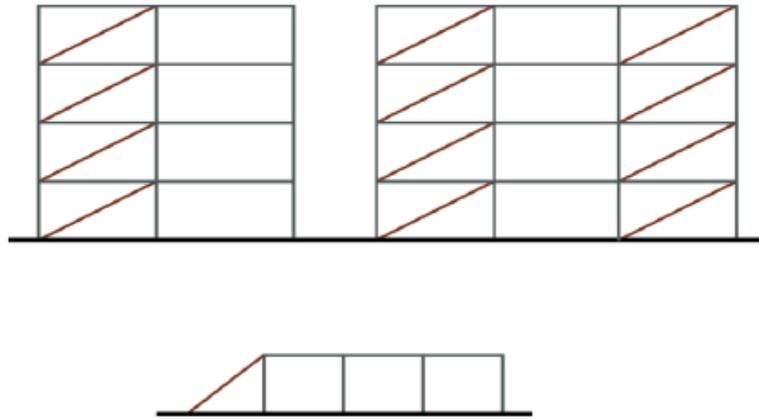


Figure 3 : Systèmes de contreventement ne permettant pas d'associer simultanément pour chaque niveau des diagonales tendues et comprimées

Note : Par analogie, on ne peut pas utiliser la classe DCL<sup>(+)</sup> pour une structure stabilisée par une poutre au vent transversale dont les panneaux ne comportent qu'une seule diagonale (cf. Figure 4).

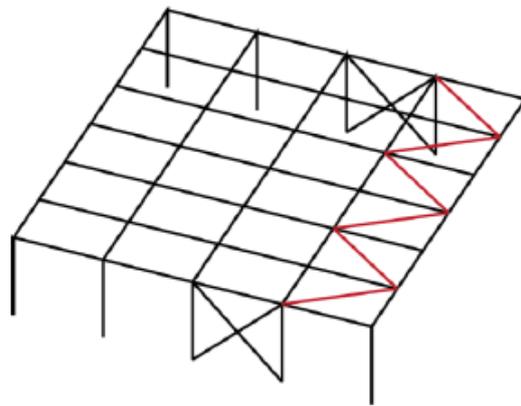


Figure 4 : Poutre au vent transversale dont les panneaux ne comportent qu'une seule diagonale

## 5-Règles particulières pour la classe DCL avec $q=1$

- ➔ Dans Melody, il faut choisir le spectre élastique pour avoir à la fois  $q=1$  et pouvoir choisir une valeur de  $\xi$
- ➔ avec  $q=1$  ou  $=1.5$ , la phrase "Boulons précontraints ou non, boulons calibrés plein trous" est ambiguë mais ça veut dire que **tous les boulons sont permis pour  $q=1$  ou  $q=1.5$**

### Pour la clause $E_d = E_G + 4/3 E_E$ quand $q=2$

de PO Martin du CTICM: « L'idée est de sur-dimensionner les assemblages pour qu'ils ne soient pas le point faible, ni le siège de la dissipation. On les dimensionne avec  $q = 1,5$  car cela correspond à la valeur maxi d'effort qui puisse se développer dans l'assemblage. On garde les boulons HR en raison du développement possible d'une dissipation à proximité de l'assemblage. »

Melody permet d'appliquer cette clause puisque multiplier  $E_E$  par  $4/3$  quand  $q_{\text{bar}}=2$  revient à calculer les attaches avec  $q=1.5$

- Quand le  $q_{\text{att}}$  ou les  $q_{\text{app}}$  sont différents de  $q_{\text{bar}}$ , Melody ne fait pas de nouveaux calculs sismiques avec ces valeurs de  $q$ , mais se contente de majorer les efforts ou réactions en les multipliant par  $q_{\text{bar}}/q_{\text{att}}$  ou  $q_{\text{bar}}/q_{\text{app}}$
- Attention à cette majoration quand les structures sont très rigides (branche AB des spectres de calcul), elle peut majorer énormément  $S(T)$ .

En EC8, pour les bâtiments DCL, la descente de charge peut être divisée par 1.5 **sous réserve que le bâtiment ne passe pas avec  $q=1$  pour les combinaisons sismiques** :

Ce qui est logique, s'il « passe » avec  $q=1$ , il n'y a pas de dissipation d'énergie par les rotules plastiques et la structure restant dans le domaine élastique : tous les efforts sont transmis aux fondations.

Le même raisonnement est valable pour les PS92 mais où on prend  $q=2$  (au lieu de 1.5).

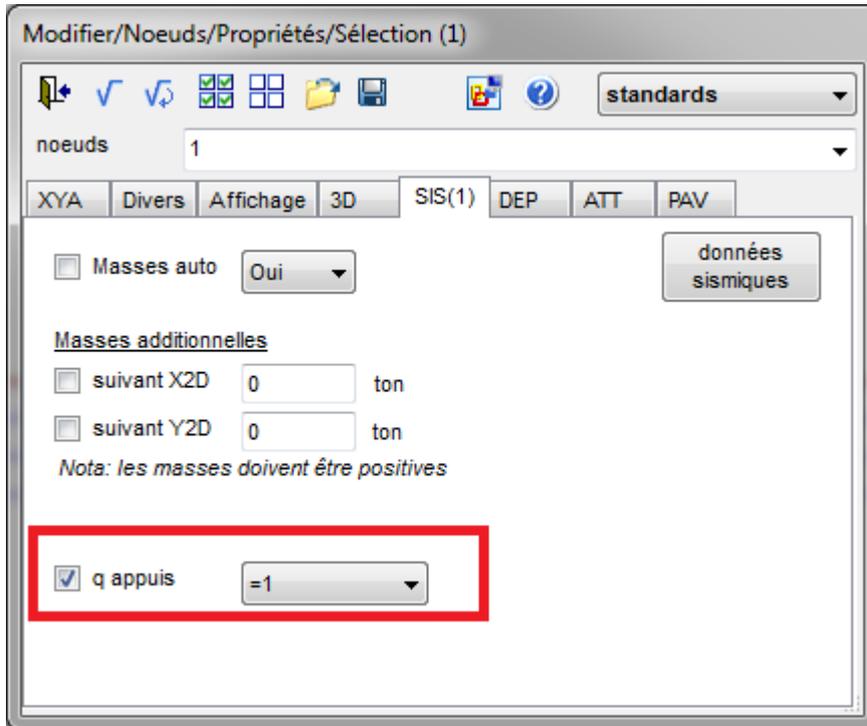
Pour la DCL avec  $q=2$  (c'est-à-dire la DCL+), on majore les efforts dans les fondations issues de l'analyse par  $4/3$ , ce qui revient à dimensionner ces fondations avec  $q=1.5$

Jusqu'à la version 2013, Melody Portique donnait les réactions sismiques en prenant compte du coefficient de comportement  $q$  calculé mais l'Eurocode 8 semble imposer  $q=1$  (il ne faut pas développer des rotules plastiques dans les poteaux) pour les réactions des fondations. Plusieurs spécialistes semblent dire que c'est aberrant de prendre plein pot les réactions sauf celui du CTICM pour des raisons de dissipation d'énergie (qui ne peut pas se faire entre les pieds de poteaux et les fondations)

Aussi nous avons décidé d'en laisser le choix à l'utilisateur de Melody, sachant que maintenant Melody, par défaut, prend  $q=1$  pour les réactions des nouveaux projets.

Les anciens projets ont par leurs réactions divisées par le  $q$  correspondant à chaque séisme. Dans ce cas, dans les tableaux de descente de charges, Melody ajoute  $/q$  à la fin des noms des chargements sismiques, par exemple "SX" devient "SX/ $q$ "

Ce choix se fait par la propriété « Réactions sismiques » de l'onglet « Séisme » de la fenêtre de propriétés des nœuds.



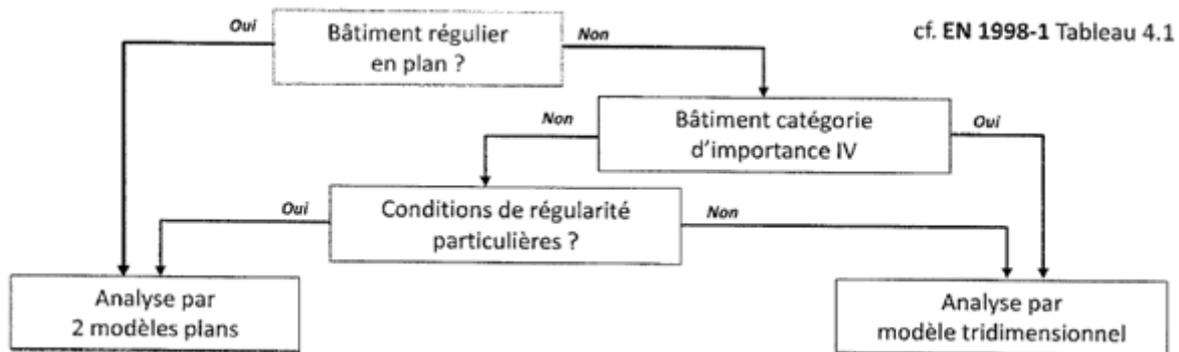
Notas:

- Les sous-menus "Réactions sismiques avec q" et "Réactions sismiques sans q" du menu "Modifier\AppDatais" permettent de modifier cette propriété pour tous les nœuds. Ce choix étant conservé par défaut pour les structures suivantes.
- Cette option modifie automatiquement les réactions reprises par Melody Attaches et par Melody Bâtiment ET BDSC.

## Les critères de régularité

### Critères de régularité en plan §4.2.3.2

Ces conditions ne concernent que les bâtiments ayant des **diaphragmes** (planchers ou poutres-vent longitudinales) sinon les portiques sont considérés comme étant indépendants.



Nota : Les bâtiments à diaphragmes sont abordés pendant le séminaire « Melody Eurocode 8 Perfectionnement »

### Critères de régularité en élévation §4.2.3.3

Depuis la version 2016 la régularité en élévation est automatiquement testée et indiquée dans le cartouche.

(1) *P* Un bâtiment classé comme régulier en élévation doit respecter toutes les conditions données dans les alinéas suivants.

(2) Tous les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ou, lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment.

➔ *Warning* « méthode forfaitaire - poteaux non fondés »

L'EN1998-1 ne donnant aucune valeur pour les critères de régularités : il est convenu de reprendre les critères du PS92 paragraphes 6.61312 h) et i)

(3) La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.

➔ *Distribution des masses régulières :*

- $0.8 \leq m_i / m_{i-1} \leq 1.1$
- $0.8 \leq m_i / m_{moyen} \leq 1.2$
- On admet de pouvoir négliger le niveau de toiture (en général plus léger que les étages) dans les critères de régularité

➔ La rubrique **masses par étages** de la note **métal** permet d'avoir les masses par étages, les colonnes  $m_i / m_{i-1}$  et  $m_i / m_{moyen}$  ainsi que le test des rapports de masses, mais il n'y a pas de warnings pour l'instant.

(4) Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.  
 $\rightarrow 0.67 \leq \text{rigidité} / \text{rigidité}_{i-1} \leq 1.33$

Notas :

- la rubrique "Masses par étages" peut donner le y du cdg des masses, il suffit de demander la colonne "Masses\*Y"
- la rubrique "Masses par noeuds" peut donner les coordonnées du cdg des masses, il suffit de demander les colonnes "Masses\*X" et "Masses\*Y"

## Choix des méthodes de calcul en fonction des régularités

Tableau 4.1 — Conséquences de la régularité de la structure sur l'analyse et le calcul sismique

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	(pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	Plan	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée
Non	Oui	Spatial <sup>b)</sup>	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée

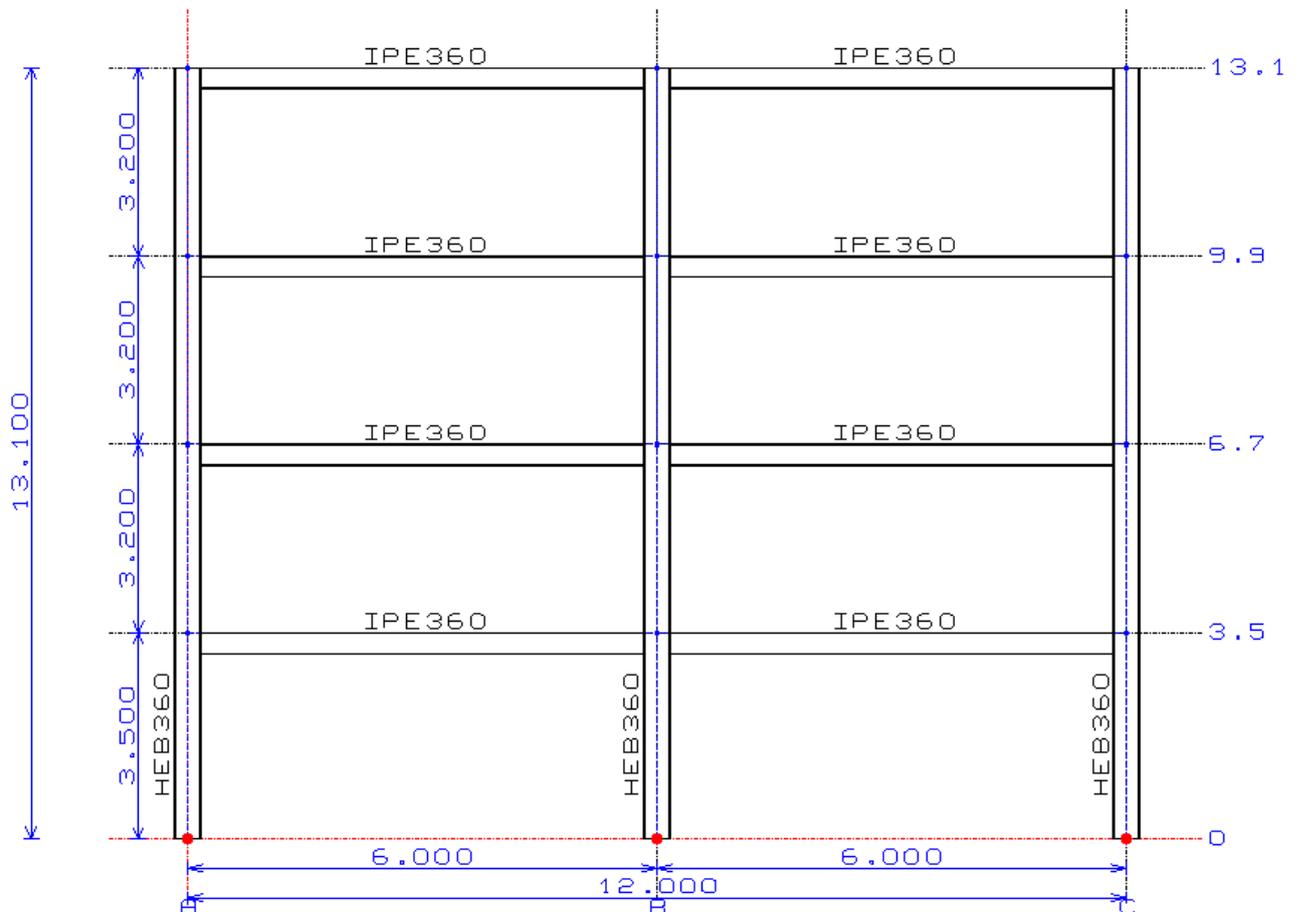
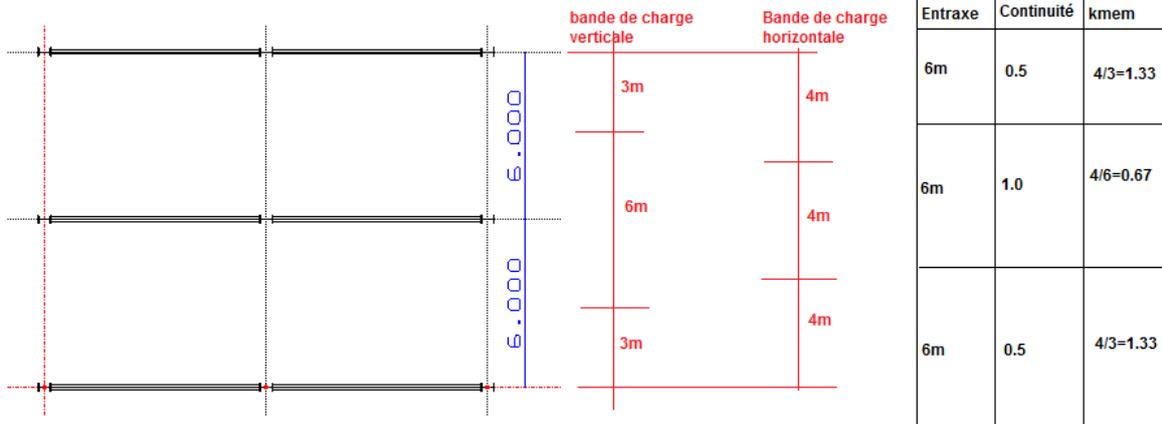
a) Si la condition de 4.3.3.2.1(2) est également satisfaite.

b) Dans les conditions particulières indiquées en 4.3.3.1(8), un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale, conformément à 4.3.3.1(8).

**Exercice 2 du stage EC8 du CTICM,**

Pour être surs d'avoir tous le même paramétrage de Melody, supprimez les fichiers MELODY2016\*\*\*\*.INI par le menu « Fichier\Support technique\Réinitialiser Melody »

Soit un bâtiment à 4 niveaux à 3 portiques espacés de 6m mais avec planchers faisant membrane d'où un entraxe pour le séisme horizontal de 4m



Planchers :  $G=500\text{kg/m}^2$ ,  $Q=250\text{kg/m}^2$  (bureaux avec occupation corrélée  $\rightarrow \phi=0.8$ )  
 Toiture accessible (terrasse) :  $G=450\text{kg/m}^2$ ,  $Q=150\text{kg/m}^2$  ( $\phi=1$ , catégorie=Bureaux)

Les planchers doivent tous être encastrés (attention à partir de la version 2014.14 ils sont articulés par défaut).

Faire un seul cas d'exploitation pour tous les niveaux : ça suffit pour l'exercice sinon problème avec les limites de Melody en nombre de chargements&barres

Neige <1000m

Vent ?  $\leftarrow$  indifférent pour un calcul sismique

Déclarer d'abord les pieds de poteaux articulés pour voir que le critère de régularité des raideurs n'est pas respecté puis les encastrent sinon impossible de satisfaire le critère de régularité des raideurs.

Séisme : Catégorie d'importance II, risque sismique modéré (zone=3), sol de classe B,  $q_{\text{barres}}=2$

Dans l'onglet « Code » de la fenêtre de chargement des portiques, activer « générer  $\alpha_{\text{cr}}$  niveaux »

La rubrique  **$\alpha_{\text{cr}}$  étages** de la note **métal** donne en option (petit carré bleu) les rigidités  $K(i)$  et les rapports  $K(i)/K(i-1)$  de chaque niveau :

str01:1.35*G+1.5*EX				
yglo	h	rig	rig <sub>i</sub> /rig <sub>i-1</sub>	$\alpha_{\text{cr}}$
m	m	ton/m		
3,500	3,500	3703,181		64,682
6,700	3,200	2517,164	0,680	54,715
9,900	3,200	2409,727	0,957	81,989
13,100	3,200	2110,296	0,876	165,171

*Et vérifier que le rapport des rigidités entre niveau est compris entre 0.67 et 1.33  $\rightarrow$  OK mais de justesse*

*Sinon on ne peut pas utiliser la méthode forfaitaire mais on peut rester en 2D avec une méthode modale.*

**$\rightarrow$**  *A partir de la version 2015, la vérification automatique de la régularité en élévation (masses et rigidités) peut être activée dans l'onglet « Séisme »*

## Définition des masses de la structure

L'étude dynamique de la structure passe par la définition de son inertie et donc des masses qui la composent. La prise en compte de la masse de la structure passe par la discrétisation de celle-ci en chacun des nœuds de la modélisation.

### Choix des masses prises en compte :

Les masses prises en compte peuvent être :

- le poids propre de la structure,
- les charges permanentes liées à la structure,
- les charges variables éventuellement affectées d'un coefficient prenant en compte le fait qu'elles ne sont pas nécessairement toutes entières liées à la structure.

### Discrétisation des masses :

Une fois les masses à prendre en compte définies, elles sont ramenées aux nœuds sommets des éléments. La masse de chaque élément est répartie entre chacun des nœuds lui appartenant, au prorata de la « quantité » d'élément reprise par le nœud.

Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en prenant en compte la présence des masses associées à toutes les charges gravitaires qui apparaissent dans la combinaison d'actions suivante :

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

où :

$\psi_{E,i}$  est le coefficient de combinaison pour les actions variables  $i$  (voir 4.2.4).

Les coefficients de combinaison  $\psi_{E,i}$  prennent en compte la probabilité que les charges  $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$  ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme. Ces coefficients peuvent également prendre en compte une participation réduite des masses dans le mouvement de la structure, due à un liaisonnement non rigide entre elles.

Melody calcule par défaut automatiquement les masses en prenant la configuration de masses maximale (par exemple : efforts max de second membre des différentes neiges si altitude > 1000).

(3) Les coefficients de combinaison  $\psi_{E,i}$  prennent en compte la probabilité que les charges  $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$  ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme. Ces coefficients peuvent également prendre en compte une participation réduite des masses dans le mouvement de la structure, due à un liaisonnement non rigide entre elles.

(4) Les valeurs de  $\psi_{2,i}$  sont données dans l'EN 1990:2002 et les valeurs de  $\psi_{E,i}$  pour les bâtiments ou d'autres types de structure sont données dans les parties concernées de l'EN 1998

Les valeurs de  $\psi_{2,i}$  sont celles données dans l'EN 1990:2002.

Les coefficients de combinaison  $\psi_{E,i}$  pour le calcul des effets des actions sismiques doivent être déterminés à partir de l'expression suivante :

$$\psi_{Ei} = \phi \cdot \psi_{2i}$$

**Tableau 4.2 — Valeurs de  $\phi$  pour le calcul de  $\psi_{Ei}$**

Type d'action variable	Étage	$\phi$
Catégories A à C	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F et archives		1,0

→ D'une manière générale, sauf spécification particulière du maître d'ouvrage, les étages des bâtiments courants doivent être considérés comme des étages à occupation corrélées ( $\Phi=0.8$ )

→ si on a un seul étage avec une seule catégorie de A à C, on peut prendre  $\Phi = 0.8$  ou 0.5, L'Eurocode ne donnant pas d'autres précisions, il est conservatif de prendre 0.8

→ pour les catégories A à C, que les toits soient accessibles ou non, on prend toujours  $\Phi=1$

ce coefficient  $\Phi$  de l'EC8 n'est pas le même qu'en PS92, aussi Melody gère en parallèle:

- deux coef  $\Phi$  par défaut (un pour PS92 et un pour EC8) dans l'onglet "Séisme" de la fenêtre "Chargement Portique"

$\psi_2$ : coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable

**Tableau A1.1 — Valeurs recommandées des coefficients  $\psi$  pour les bâtiments**

Action	$\psi_2$
<b>Charges d'exploitation des bâtiments</b>	
- Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,3
- Catégorie B : bureaux	0,3
- Catégorie C : lieux de réunion	0,6
- Catégorie D : commerces	0,6
- Catégorie E1 : stockage	0,8
- Catégorie E2 : Usage industriel	
- E2-a : Installations et unités de production	1,0
- E2-b : Matériels roulants lourds liés à la manutention des produits ou à l'entretien des machines	0,3
- E2-c : Personnel, approvisionnement en produits, déchets et matériel roulant léger, liés au fonctionnement des machines	0,6
- Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30$ kN	0,6
- Catégorie G : zone de trafic, véhicules de 30 kN et 160 kN	0,3
- Catégorie H : toits inaccessibles	0
<b>Charges dues à la neige sur les bâtiments</b>	
- pour lieux situés à une altitude $H > 1\ 000$ m a.n.m.	0,2
- pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\ 000$ m a.n.m.	0
<b>Charges dues au vent sur les bâtiments</b>	0
<b>Température (hors incendie) dans les bâtiments</b>	0

De P-O Martin du CTICM :

Ecoles : catégorie C (c'est mentionné explicitement dans le Tableau 6.1 de l'EN 1991-1-1)

Crèches : ce n'est pas mentionné explicitement. Par analogie avec les salles d'hôpitaux : habitation catégorie A.

**Pour la neige**, Melody prend en EC8,  $\phi=1$  d'où le tableau comparatif suivant :

Neige	PS92		EC8	
	<500m	>500m	<1000m	>1000m
Altitude				
Coef phi ou psi2	0	0.3	0	0.2

### **Pour les cas d'exploitation,**

en EC8, Melody prend le  $\phi_{EC}$  du cas de chargement (s'il est « Vdefault », il prend le  $\phi_{EC}$  par défaut) multiplié par le  $\psi_2$  de chaque cas.

En PS92, Melody prend le  $\phi_{PS92}$  du cas de chargement (s'il est nul, il prend le  $\phi_{PS92}$  par défaut).

Pour des bureaux, en PS92, on a  $\phi = 0.20$  alors qu'en EC8, on a  $\psi_E = \phi * \psi_2 = 0.8 * 0.3 = 0.24$

### **Pour les murs dont il faut reprendre la masse aux séismes horizontaux.**

Rentrer les masses suivant X dans l'onglet « SIS » de la fenêtre des propriétés des nœuds.

### **Pour les ponts roulants,**

En EC8, Melody prend par défaut  $\psi_2 = 0.8$  et  $\phi = 0.5$  :

Melody cumule les efforts verticaux gauche et droite des 2 cas de charge et donc prend 2 fois la masse totale  $Q_c + Q_h$

Aussi, au lieu de prendre un coefficient de corrélation  $\phi$  de 1 avec un  $\psi_2 = 0.8$ , Melody prend par défaut un  $\phi = 0.5$  pour chaque cas de charge d'un pont :

Pour un portique simple avec un pont roulant, les masses seront

$G + 0.4 * (PR1G + PR1D)$  avec  $0.4 = \phi * \psi_2 = 0.5 * 0.8$

soit au nœud gauche : une masse =  $0.4 * (F_{y\max PR1G} + F_{y\min PR1D})$

et au nœud droit : une masse =  $0.4 * (F_{y\min PR1G} + F_{y\max PR1D})$

Nota : il est possible d'imposer des  $\phi$  particuliers voire nulle pour les PR dans la table des chargements

Un petit bémol : pour l'instant il faut inclure dans  $F_{y\max}$  et  $F_{y\min}$  le poids propre de la poutre de roulement, donc il faut en tenir compte dans le calcul de  $\phi$

En PS92, Melody ne prend pas en compte ces masses dans le plan des portiques et encore moins dans les contreventements, il n'y a pas d'autres moyens (par exemple un coefficient de masse partiel comme pour les exploitations) que d'ajouter vous-même des masses additionnelles aux nœuds :

Le  $\psi_2$  pour les ponts roulants est par défaut de 0.8 sinon il faut le calculer précisément par  $Q_c / (Q_c + Q_h)$ .

Double-cliquez sur les nœuds et rentrez ces masses suivant x pour les portiques et suivant y pour les contreventements dans l'onglet "séisme" de la fenêtre de propriétés de nœuds.

De PO Martin du CTICM :

*« Le  $\psi_2 = Q_c / (Q_c + Q_h)$  vient de l'EC1 sur les ponts roulants et correspond à l'ensemble Pont+charge. Implicitement, vu la formule, il veut dire que l'on prend  $\psi_2 = 1$  pour le pont (ce qui est logique, on ne peut pas avoir moins que 1 pour le pont) et  $\psi_2 = 0$  pour la charge. Malheureusement, cette norme ne distingue pas les deux  $\psi_2$  ! »*

*Dans l'EC8, on ne peut pas modifier les valeurs de l'EC1-3 sur les ponts. En situation sismique, à défaut d'indication dans les DPM, on suggère de prendre  $\Psi_2=0.2$  pour la charge verticale soulevée. »*

		Séismes horizontaux		Séismes verticaux	
		Psi2	phi	Psi2	phi
masse propre du pont roulant	(Qc)	<b>1</b>	1	<b>1</b>	1
masse suspendue	(Qh)	0	0	0.2 (sauf si DPM)	1

A noter, le séisme vertical ne concerne que les bâtiments de catégorie III et IV aux Antilles ...

### Les imperfections de poteaux

De PO Martin du CTICM : « Les combinaisons sismiques correspondent essentiellement à un chargement latéral. Dans la pratique, les effets des imperfections peuvent alors être négligés (limite des 15%) et ne sont donc pas pris en compte. »

## La méthode des forces latérales §4.3.3.2

### Généralités §4.3.3.2.1

C'est l'équivalent à la méthode simplifiée du PS92

Comme pour la méthode pour les bâtiments moyennement réguliers, il faut que le mode calculé par la méthode de Rayleigh soit dominant:

### La forme du mode fondamental

On détermine une forme approché du mode fondamental en plaçant la structure dans un champ d'accélération horizontale unité (1m/s<sup>2</sup>), et en calculant les déplacements  $u_i$  de chaque masse  $m_i$  pour chaque direction de calcul :

- on met les masses ( $m_i$ ) divisées par 9.81 horizontalement à chaque nœud
- on note le déplacement  $u_i$

On désigne par  $\Delta$  le facteur de participation du mode fondamental

$$\Delta = \frac{\sum_i m_i \cdot u_i}{\sum_i m_i \cdot u_i^2}$$

### La période de vibration

La période du mode fondamental  $T_1$  est donnée par la formule de Rayleigh :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\Delta}}$$

*(1)P Ce type d'analyse peut être appliqué aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale.*

*(2) Les exigences de l'alinéa (1)P du présent paragraphe sont considérées comme satisfaites dans les bâtiments qui remplissent les deux conditions suivantes :*

*a) ils présentent dans les deux directions des périodes de vibration  $T_1$  inférieures aux valeurs suivantes :*

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad \dots (4.4)$$

où :

$T_c$  est défini en 3.2.2.2 ;

La condition  $T_1 < 4 \cdot T_c$  n'est pas bloquant : Melody prend simplement  $S_d = S_d(4 \cdot T_c)$

Par contre la condition  $T_1 < 2.0s$  oblige à faire un calcul modal

→ Nouveau warning dans Melody (en fin de calcul)

b) ils respectent les critères de régularité en élévation donnés en 4.2.3.3.

### Effort tranchant à la base de la structure §4.3.3.2.2

(1)P L'effort tranchant sismique à la base,  $F_b$ , doit être déterminé, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé, au moyen de l'expression suivante :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad \dots (4.5)$$

où :

$S_d(T_1)$  est l'ordonnée du spectre de calcul (voir 3.2.2.5) pour la période  $T_1$  ;

$T_1$  est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

$m$  est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide, calculée conformément à 3.2.4(2) ;

$\lambda$  est le coefficient de correction, dont la valeur est égale à :  $\lambda = 0,85$  si  $T_1 \leq 2 T_c$  et si le bâtiment a plus de deux étages, autrement  $\lambda = 1,0$ .

NOTES :

- Le coefficient  $\lambda$  traduit le fait que dans les bâtiments d'au moins trois étages avec des degrés de liberté de translation dans chaque direction horizontale, la masse modale effective du premier mode (fondamental) est inférieure, en moyenne de 15 %, à la masse totale du bâtiment.
- Voir la clause 4.4.1 de l'EN1998-1 qui permet sous certaines conditions de ne pas faire de calcul sismique si  $F_b < F_w$  avec  $F_w$  la somme des réactions horizontales de vent pondérées ( $\gamma_q=1.5$ ) si  $F_b < F_w$  et  $q=2$ , on a intérêt à refaire le calcul avec  $q=1.5$  pour ne plus être obligé d'utiliser de boulons précontraints ou plein-trou
- Attention à l'unité de  $F_b$  :  $S_d(T)$  est en  $m/s^2$ ,  $m$  est en  $kg$  donc  $F_b$  est en  $N$

La rubrique « Détails sismiques » donne le détail du calcul de  $F_b$

#### Dans l'exercice 1 du stage EC8 du CTICM,

soit un portique de 23m, arbalétriers IPE400 pente=7°, poteaux IPE450=8m pieds encastrés, entraxe 5m, ..

- un formulaire de l'Eurocode permet de calculer la période propre d'un portique simple, soit  $T_0=0.427s$

- un calcul par éléments finis (analyse modale) donne pour le même portique  $T_0=0.428s$

- un calcul avec Melody par la méthode de Rayleigh donne  $T_0=0.421s$

### Distribution des forces sismiques horizontales §4.3.3.2.3

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad \dots (4.10)$$

où :

$F_i$  est la force horizontale agissant au niveau  $i$  ;

$F_b$  est l'effort tranchant à la base obtenu par la relation (4.5) ;

$s_i, s_j$  sont les déplacements des masses  $m_i, m_j$  dans le mode fondamental ;

$m_i, m_j$  sont les masses des niveaux calculées conformément à 3.2.4(2).

→ dans Melody, fen prop dir sismiq, « Fb Repartition »= « UX2D » pour les portiques

Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur, les forces horizontales  $F_i$  doivent être prises comme donné par l'expression :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad \dots (4.11)$$

où :

$z_i, z_j$  sont les hauteur des masses  $m_i, m_j$  au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (fondations ou sommet d'un soubassement rigide).

→ dans Melody, fen prop dir sismiq, « Fb Repartition »= « Y2D » pour les portiques

nota : dans Melody la verticale est y au lieu de z

Melody permet de choisir le mode de distribution pour chaque direction sismique

Pour le séisme horizontal, Melody distribue Fb en fonction de  $y(i) \cdot m(i)$  pour un portique à traverse horizontale,  $y(i) = \text{constante} = h$

La formule «  $F_i = F_b \cdot (y_i \cdot m_i) / \text{som}(y_j \cdot m_j)$  »

en remplaçant Fb par son expression «  $F_b = S_d(T_1) \cdot \text{som}(m_j) \cdot \lambda$  »  
et en remplaçant  $y_i$  et  $y_j$  par h

devient «  $F_i = S_d(T_1) \cdot \lambda \cdot m_i$  »

que l'on peut comparer avec la formule du PS92-2011 : «  $F_i = a_n \cdot R_d(T_1) / q \cdot \rho \cdot \rho_0 \cdot m_i$  »

## Combinaisons de l'action sismique avec d'autres actions

(1)P La valeur de calcul  $E_d$  des effets des actions en situation sismique doit être déterminée conformément à l'EN 1990:2002, **6.4.3.4**.

Le coefficient  $\psi_2$  définit la part quasi-permanente des charges variables :

- Melody prend les masses de toutes les charges variables multipliées par leur  $\psi_2$  pour en déduire les efforts statiques équivalents ( EX1 & EX2 & EX3 & EX4 → E )

- mais Melody combine ces chargements sismiques avec toutes les combinaisons possibles d'exploitation (EX1, EX1+EX2, EX1+EX3, EX1+EX4, EX2, EX2+EX3, EX2+EX4, ...)

alors qu'il suffit de prendre toutes les charges variables en même temps comme charges quasi-permanentes.

→ Ce n'est pas très logique mais cela place en sécurité

## Calcul du déplacement §4.3.4

(1)P Si une analyse linéaire est effectuée, les déplacements produits par l'action sismique de calcul doivent être calculés sur la base des déformations élastiques du système structural à l'aide de l'expression simplifiée suivante :

$$d_s = q_d d_e \dots (4.23)$$

avec :

- $d_s$  déplacement d'un point du système structural dû à l'action sismique de calcul ;
- $q_d$  coefficient de comportement lié au déplacement, supposé égal à  $q$ , sauf indication contraire ;
- $d_e$  déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul, conformément à 3.2.2.5.

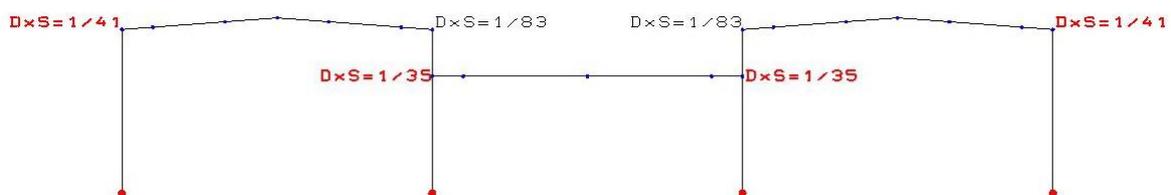
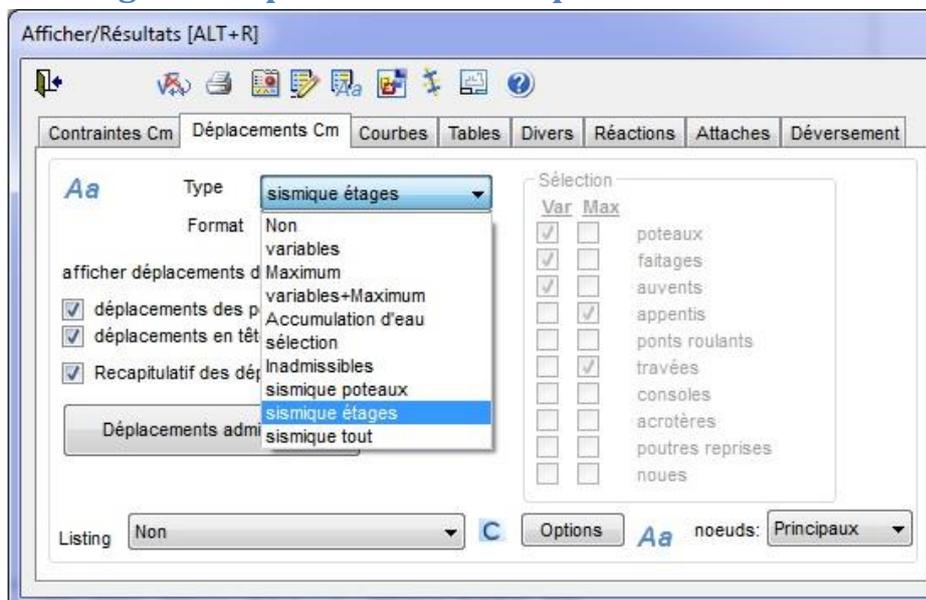
Il n'est pas nécessaire que la valeur de  $d_s$  soit supérieure à la valeur déduite du spectre de réponse élastique.

NOTE En général,  $q_d$  est supérieur à  $q$  si la période fondamentale de la structure est inférieure à  $T_C$  (voir Figure B.2).

(2)P Lorsque l'on détermine les déplacements  $d_e$ , les effets de torsion de l'action sismique doivent être pris en compte (coefficient  $\delta$ )

D'où le calcul de  $d_i = \delta * q * d_{ei}$  dans le tableau  $\theta$  de Melody

## Affichage des déplacements sismiques



## Limitation des déplacements entre étages § 4.4.3.2

A l'inverse des déplacements admissibles donnés par l'EN1993-1 qui sont seulement recommandés, les déplacements admissibles sismiques sont obligatoires.

Les éléments non structuraux des bâtiments sont supposés être fixés sur la structure de manière à ne pas interférer avec les déformations des structures. En prenant compte des effets du second ordre (coefficient  $k_{so}$ , s'il y a lieu), le critère de limitation des dommages concerne les déplacements entre étages sous action sismique horizontale seule (alors qu'en PS92 ce sont les combinaisons sismiques).

Les déplacements sont limités conformément à l'article **4.4.3.2** de l'EN1998 pour un séisme plus probable que le séisme de calcul : le coefficient de réduction ci-dessous tient compte d'une probabilité plus élevée d'occurrence.

a) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de **matériaux fragiles** fixés à la structure :

$$d_r v \leq 0.005 h \dots (4.31)$$

cette condition est à utiliser quand il y a des baies vitrées → 1/80

b) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux **ductiles** :

$$d_r v \leq 0.0075 h \dots (4.32)$$

cette condition est à utiliser quand il y a du bardage et des fenêtres → 1/53

c) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à **ne pas interférer** avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux :

$$d_r v \leq 0.010 h \dots (4.33)$$

cette condition est trop favorable, à utiliser quand il n'y a que du bardage → 1/40

avec :

$d_r$  déplacement de calcul entre étages défini en **4.4.2.2(2)** ;

$h$  hauteur entre étages ;

$v$  (*lettre grecque nu ressemblant à un v*)

coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période de retour de l'action sismique associée à l'exigence de limitation des dommages.

Les valeurs recommandées par l'Eurocode 8 général pour  $v$  sont :

$v = 0.4$  pour les catégories d'importance III et IV

$v = 0.5$  pour les catégories d'importance I et II.

mais l'arrêté du 22 octobre 2010 (=annexe nationale française) permet de prendre 0.4 quelque soit la catégorie d'importance

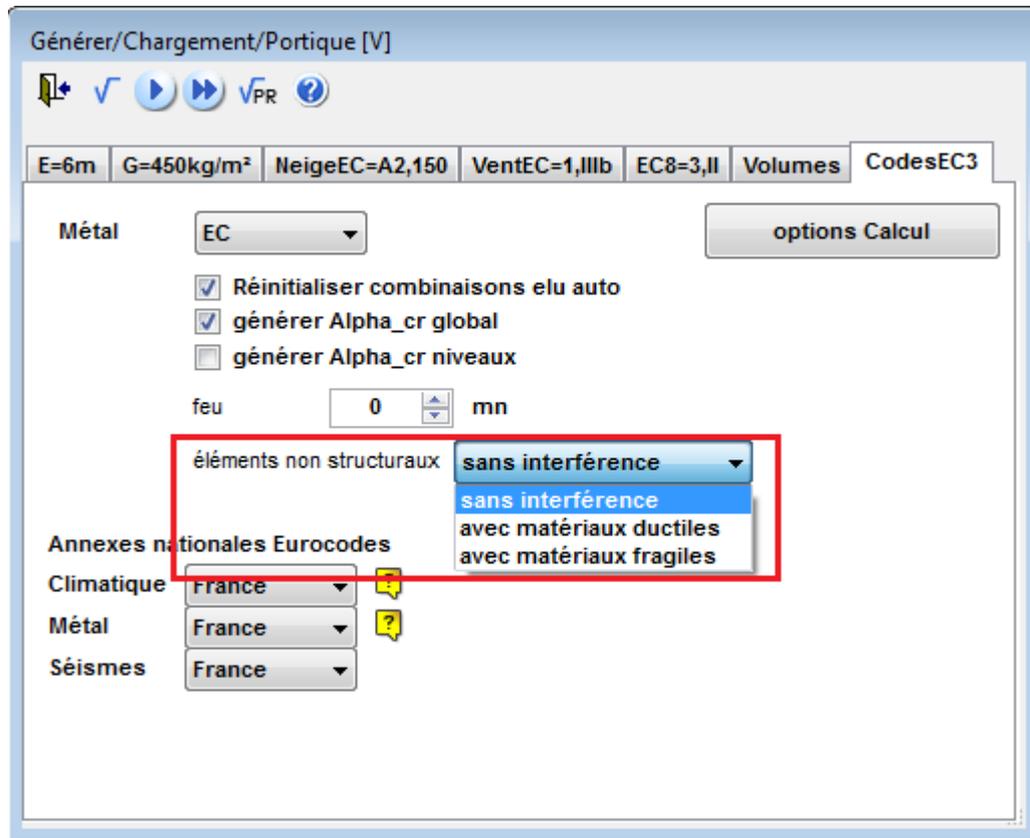
avec PS92, on avait **1/67** =  $1.5 \cdot h / 100$  (amendement juillet 2003) mais sur les combinaisons ELS sismique

avec EC8, on a **1/40** =  $0.01 \cdot h / 0.4$  mais sur le séisme horizontal seul

Nota:

- L'EC8 ne donne pas de précision quant au déplacement sismique en têtes de poteaux, Melody utilise donc la même limite.

On entend par parois fragiles tout système d'enveloppe ou élément de remplissage ayant des exigences plus sévères en termes de déformation ou de compatibilité avec les éléments support.



**Nota** : l'option « éléments non structuraux » est aussi utilisée pour les déplacements statiques, « sans interférence »

**Nota pour les contreventements avec portiques de stabilité à plusieurs niveaux :**

Melody ne vérifie pas les déplacements sismiques de ces contreventements c'est à vous de le faire manuellement

**Voir la rubrique « Lim Dommages » de la note métal**

par défaut cette rubrique affiche la colonne  $dr$  et la limite correspondante (par exemple :  $0,01h/v$ ) mais on peut afficher les colonnes «  $dr^*v$  » et «  $lim(dr^*v)$  » (par exemple  $0,01h$ )

## Sensibilité second ordre § 4.4.2.2(2)

Depuis la version 2016 la sensibilité au 2ieme ordre est automatiquement testée et indiquée dans le cartouche.

Pour les directions horizontales, il faut calculer un coefficient  $\theta$  (teta) pour chaque étage :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \quad \dots (4.28)$$

Où

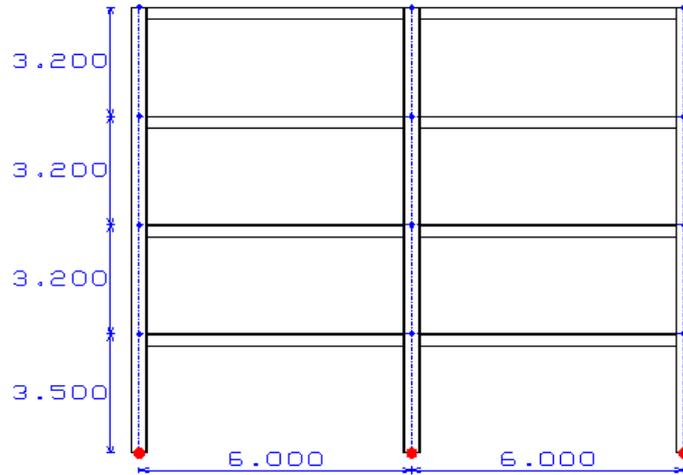
$\Theta$	coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages ;
$P_{\text{tot}}$	charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul ;
$d_r$	déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré, calculés conformément à 4.3.4 ;
$V_{\text{tot}}$	effort tranchant sismique total au niveau considéré ;
$h$	hauteur du niveau, entre étages.

En fonction du plus grand coefficient  $\Theta$  :

- **Si  $\max(\theta) \leq 0.1$**   
les effets du second ordre sont négligeables
  - **si  $0.10 < \max(\theta) \leq 0.20$**   
la structure est peu sensible aux effets du second ordre  
une analyse au premier ordre est justifiée  
mais il faut majorer forfaitairement les résultats sismiques  
par  $k_{so} = 1/(1 - \max(\theta))$
  - Si  $0.20 < \max(\theta) < 0.30$   
la structure est sensible aux effets du second ordre  
une analyse au premier ordre n'est pas suffisante  
il faut faire une analyse au non linéaire ou augmenter la rigidité de la structure ou diminuer  $q$
  - la valeur de  $\max(\theta)$  ne doit jamais être supérieure à 0.30
- voir la rubrique « coefficient theta » de la note métal
- $k_{so}$  ou  $\theta$  peut être ajouté à l'effet de torsion dans la fenêtre de propriétés du séisme SX)
- à partir de la version 2015, une option dans l'onglet « séisme » permet d'activer le test second ordre qui compare un  $k_{so}$  calculé automatiquement avec le  $k_{so}$  imposé dans la fenêtre X2D sismique

de PO Martin du CTICM : « Il n'y a pas de domaine de validité de la formule indiquée dans le texte de la norme, donc il s'applique tout le temps a priori. Même si effectivement il a probablement la même origine que la méthode Alpha critique. »

si on compare les coefficients  $\Theta$  avec les coefficients  $\alpha_{cr}$  de chaque niveau pour le portique du stage EC8 du CTICM, on constate malgré une similitude, les coefficients  $\Theta$  ne sont pas l'inverse des coefficients  $\alpha_{cr}$  même si la limite d' $\alpha_{cr}$  est bien l'inverse de la limite de  $\Theta$  :



### ALPHA CRITIQUE NIVEAUX MINI (EC3 5.2.1 (4))

str11:1.35*CP+1.5*(EX[1:6]+EXTOIT[1:2])+0.9*VZm1D+0.75*NN									
yglo	h	DXinf	DXniv	ddx	H <sub>fic</sub>	V <sub>cr</sub>	V <sub>Ed</sub>	$\alpha_{cr}$	
m	m	mm	mm	mm	ton	ton	ton		
3.500	3.500	0.0	2.7	2.7	10.000	12961	212.262	61.062	
6.700	3.200	1.2	5.2	4.0	10.000	8055	155.986	51.638	
9.900	3.200	2.0	6.1	4.1	10.000	7711	99.710	77.335	
13.100	3.200	2.5	7.2	4.7	10.000	6752.906	43.433	155.478	

### EC8 COEF THETA (TEST SECOND ORDRE)

séisme SX									
yglo	h	d <sub>ei</sub>	d <sub>i</sub>	d <sub>r</sub>	F <sub>i</sub>	V <sub>tot</sub>	P <sub>tot</sub>	$\Theta$	
m	m	mm	mm	mm	ton	ton	ton		
3.500	3.500	5.9	11.5	11.5	1.649	14.508	119.717	0.027	
6.700	3.200	14.5	28.3	16.8	3.140	12.859	88.313	0.036	
9.900	3.200	22.0	42.9	14.7	4.639	9.719	57.080	0.027	
13.100	3.200	27.1	52.8	9.9	5.080	5.080	25.847	0.016	



Chargement Portique [V]

E=5   G=20   NeigeEC=A2,150   VentEC=2,IIIa   Séisme=0   Volumes   CodesEC3

portiques Entraxe      groupes      Entraxes  
 Régulier   5   m      arbalétriers   Normal  
                                  poteaux      Normal  
                                  planchers      Normal

Z3D   0   m  
 X3D   0  
 Y3D   0

nombre      Auto-2  
 direction      X+

Coefficients Continuité Par Défaut

pannes      1      G+NV.FR: aucun volume a un coef prioritaire  
                                  NV.EC: aucun volume a un coef prioritaire

solives      1      aucun volume a un coef prioritaire  
 pour modifier les continuités prioritaires des volumes : voir onglet "options"

Poteaux G+NV.FR= 1      NV.EC= 1      Potelets V.FR 0

Chargement Portique [V]

E=5   G=45   NeigeEC=A2,150   VentEC=1,IIIb   EC8=4,II,A   Volumes   CodesEC3

couverture+panne   valeur   45   kg/m<sup>2</sup>

Bardage Façades   valeur   15   kg/m<sup>2</sup>

Bardage acrotères   valeur   0   kg/m<sup>2</sup>

Pannes  
 distance   1.33   m  
 section   IPE 100   0   kg/m<sup>2</sup>  
 matériau   S275

nom      G

Ne pas signaler la ré-initialisation du cas de C.Permanentes

Chargement Portique [V]

E=5 | G=45 | NeigeEC=A2,150 | VentEC=2,IIIa | Séisme=0 | Volumes | CodesEC3

code EC1 région A2 altitude (m) 150

normale 46 Coeff Extrême 0,00  
 extrême 0  
 Accidentelle 102

h pannes+couverture 0 mm  
 coefficient d'exposition 1

Situation de projet  
 Neige exceptionnelle  
 Accumulation exceptionnelle

Préfixes Liste des Cas  
 Neiges normales NN       
 Neiges accidentelles NA

options

Chargement Portique [V]

E=5 | G=45 | NeigeEC=A2,150 | VentEC=1,IIIb | Séisme=0 | Volumes | CodesEC3

code EC1 Région 1 options  
 Batiment  Tous pignons

FR | EC | Options

vb0 22 m/s Cpe tout  
 Qb0 30 kg/m<sup>2</sup> Csea Permanent  
 Terrain IIIb (zones urbaines ou industriel) Ouvertures Aucune

propriétés par directions ... CsCd & kdc

Hauteur support si <>sol 0 m Toits en cascade hmax

Ep. Terrain (m) : Gauche 0 Droite 0  
 voir aussi "Y sol extérieur" dans les volumes

Chargement Portique [V]

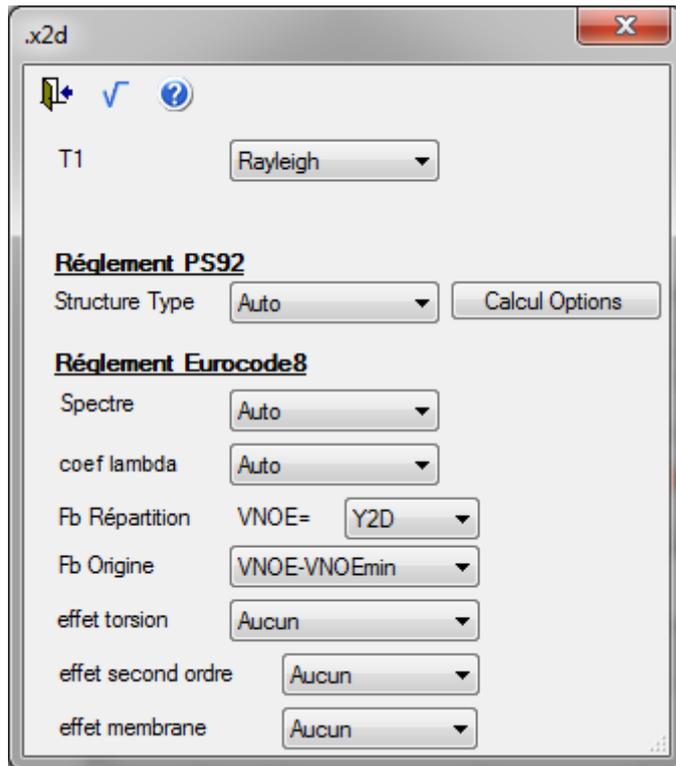
E=5   G=45   NeigeEC=A2,150   VentEC=1,IIIb   EC8=4,II,A   Volumes   CodesEC3

code: EC8   axe X2D: X   ...  
 région/aucune: 4=Moyenne   axe Y2D: Non   ...  
 importance: normal   **Ouvrage neuf**   coef corrélation PHI pour EC8  
 ag=1\*1.60=1.60m/s<sup>2</sup>   Valeur par défaut: 1.0  
 sol: A  
 Amplification topo: 1   **Déplacements Appuis=Aucun**  
 Spectre: calcul  
**Régularités Élévation**  
 Régularité Masses: Vérifier  
 Toits: Ignorer  
 Régularité Rigidités: Vérifier  
 q barres: 2  
 q joints: Imposé 1.5  
 q appuis: tous=Imposé 1.5   test second ordre: Oui  
 préfixe: S   Supprimer cas existants   
 Sauver par défaut

pour le séisme horizontal, on met en relation la direction X2D du repère interne de Melody avec le séisme transversal Sx

si on voulait générer le séisme vertical, on mettrait en relation Y2D avec Sy

Si on clique sur le premier bouton  de la direction X2D, on ouvre la fenêtre des propriétés sismiques pour cette direction :



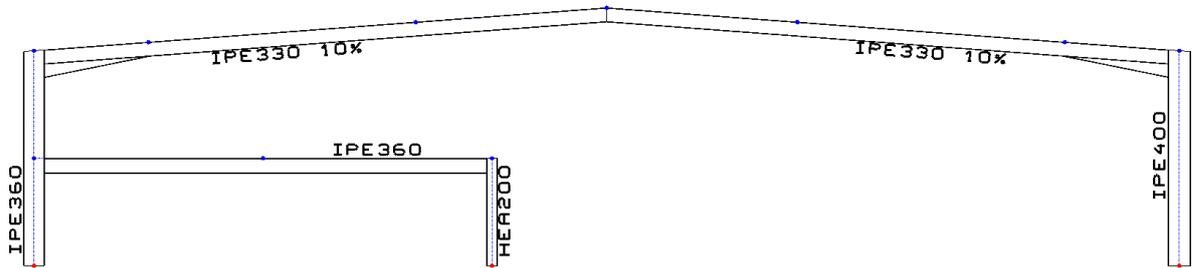
Pour le séisme horizontal sur un portique, on distribue l'effort tranchant sismique (Fb) proportionnellement à Y2D (formule 4.11 de l'article 4.3.3.2.3) mais on peut faire comme en PS92 par rapport aux déplacements du mode fondamental (formule 4.10) soit S1UX dans la liste déroulante.

Notas :

- Il est possible d'ajouter des masses aux nœuds, par exemple : la masse d'un mur à reprendre au séisme X
- Pour les portiques de pignon, Melody ne prend pas en compte automatiquement le poids propre du bardage de pignon, (actuellement Melody ne reporte sur les portiques que le poids propre des façades).

Cliquer sur l'icône  pour lancer une optimisation et affiner l'optimisation à la main par les icônes PLUS et MOINS pour les groupes et pour les types de barres 

-102 str02 99% Poteau 2  
 -301 str07 84% Nef  
 -511 str17 83% Plancher 100 250 Bureaux  
 -101 str05 73% Poteau 1  
 -201 str07 68% Nef  
 -611 str14 68% Potelet 1



*Rappel: MELODY optimise les portiques uniquement par rapport aux chargements statiques et fait uniquement une vérification des chargements sismiques.*

*On remarque que le séisme n'est pas dimensionnant pour le portique.*

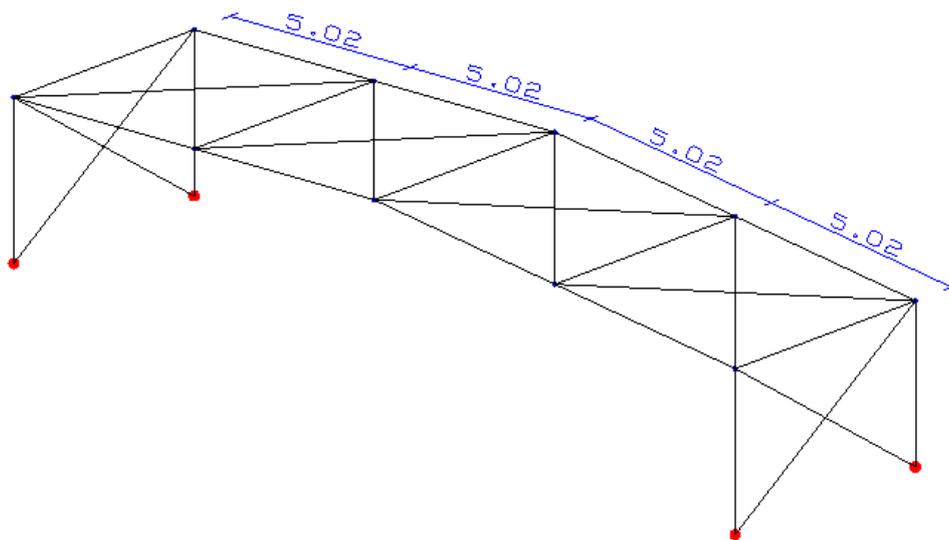
Voir après les rubriques sismiques de la note de calcul métal.

### Calcul du contreventement

**hypothèse : un contreventement à chaque pignon vent et la moitié du total des masses**

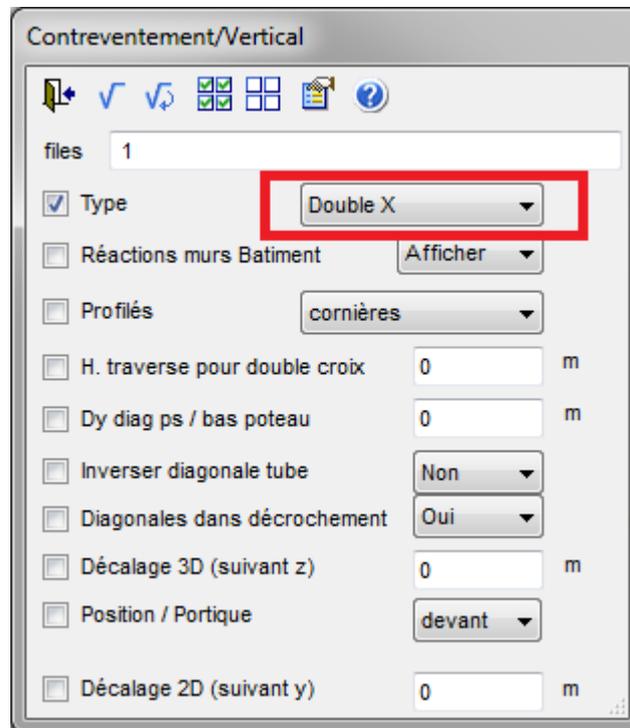
Sauver le portique avec un nom en cliquant droit sur l'icône

Puis cliquer sur l'icône pour appeler le générateur de contreventement qui propose un contreventement par défaut :



Faire son contreventement comme d'habitude sachant qu'il ne reprend que les données sismiques générales : il faut rentrer soi-même les masses sollicitées par le séisme SZ

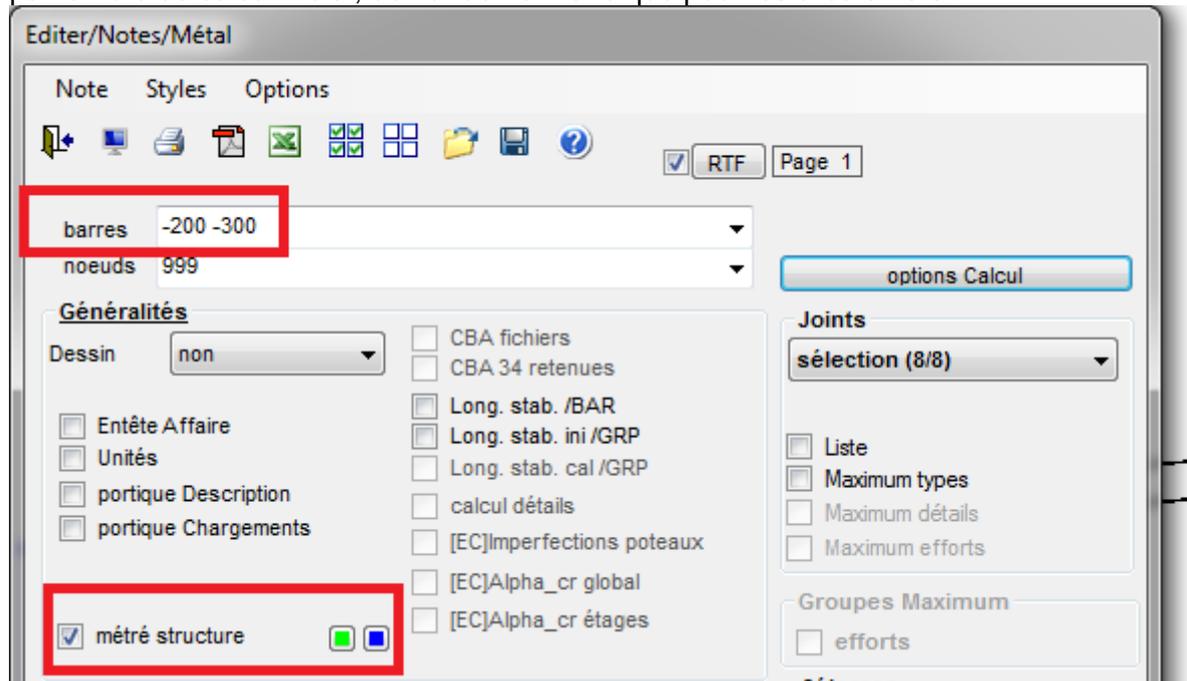
- cliquer sur l'icône  pour demander une double-croix de stabilité dans la file 1 qui permettra de fixer la masse du plancher sous le séisme longitudinal (suivant axe Z) :



Lorsqu'on laisse 0 pour la « hauteur de la traverse pour double croix » MELODY la positionne automatiquement par rapport au niveau du plancher.

- Valider le contreventement en cliquant sur l'icône 
- Il faut calculer les masses que reprend chaque nœud de la poutre-au-vent :
  - o La masse totale de la couverture :  
 $20.08\text{m} * 30\text{m} * 45\text{kg/m}^2 = 27108\text{kg}$  ← 45kg compris les pannes

- le poids total des arbalétriers :  
par la note de calcul métal, demander le mètre que pour les arbalétriers :



la note nous donne un total d'arbalétriers de 1086kg/portique pour 7 portiques → 7602kg

- et éventuellement 20% de la neige si altitude >1000m ( $\psi=0.2$ ),
- il faut y ajouter la masse des pignons (bardage et potelets), environ 50kg/m<sup>2</sup>, soit total par pignon 110m<sup>2</sup> \* 50kg/m<sup>2</sup>=5500kg
- normalement il faut aussi compter les barres de la poutre-au-vent

La masse totale est  $27.1+7.6+5.5*2=45.7$ ton

Étant donné que l'on met des stabilités à chaque pignon et 3 nœuds intérieurs de poutre-au-vent plus les 2 de rives, la masse reprise par chaque nœud intérieur de la PaV est  $45.7/2\text{contreventements}/(3\text{noeuds\_courants}+2\text{noeuds\_rive}*0.5)=5.7$ ton

- Il faut calculer la masse de plancher que reprend la palée de stabilité de la file 1:

Charge permanente 100kg/m <sup>2</sup>	30m*8m*100kg/m <sup>2</sup>	24.0ton
Masse des solives		3.0ton
Surcharges	30m*8m*(0.8*0.3*250kg/m <sup>2</sup> )	14.4ton
	<b>Total masse du plancher</b>	<b>41.4ton</b>

→ Sur chaque stab ext & int (2 contreventements) :  $41.4/4=10.4$ ton

- La masse des poteaux de la file 1 y compris lisses et bardage (15kg/m<sup>2</sup>) :  $(332\text{kg/poteauPE400} * 8) + 30\text{m} * 5\text{m} * 15\text{kg/m}^2=5981\text{kg}$  soit  $5647\text{kg}/2\text{palées}=2.990$ ton → 3ton

à répartir

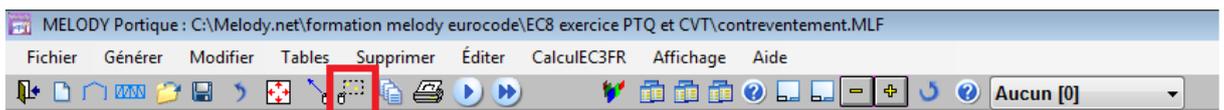
- pour la file 1 à 25% en tête de poteau et à 50% au niveau du plancher
- pour la file 2 à 50% en tête de poteau

File 1 Plancher	50% façade	=0.5*3.0	1.5ton
	masse plancher/4	=41.4/4	10.4ton
		<b>total</b>	<b>11.9ton</b>
File 1 tête poteau	25% façade	=0.25*3.0	0.8ton
	toiture	=5.7/2	2.9ton
		<b>total</b>	<b>3.7ton</b>
File 2 tête poteau	50% façade	=0.5*3.0	1.5ton
	toiture	=5.7/2	2.9ton
		<b>total</b>	<b>4.4ton</b>

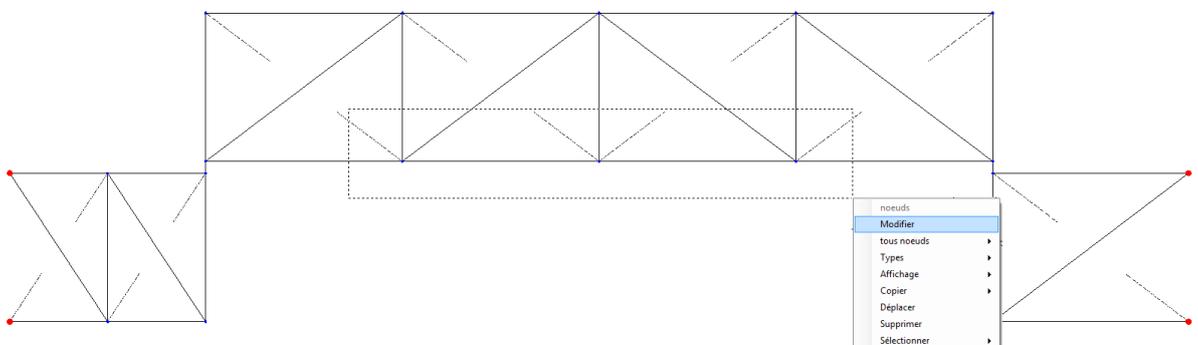
Le raccourci CTRL+P permet de basculer l'affichage entre la perspective et le modèle de calcul.

Pour ajouter ces masses aux nœuds, passer en mode « capture de nœuds » :

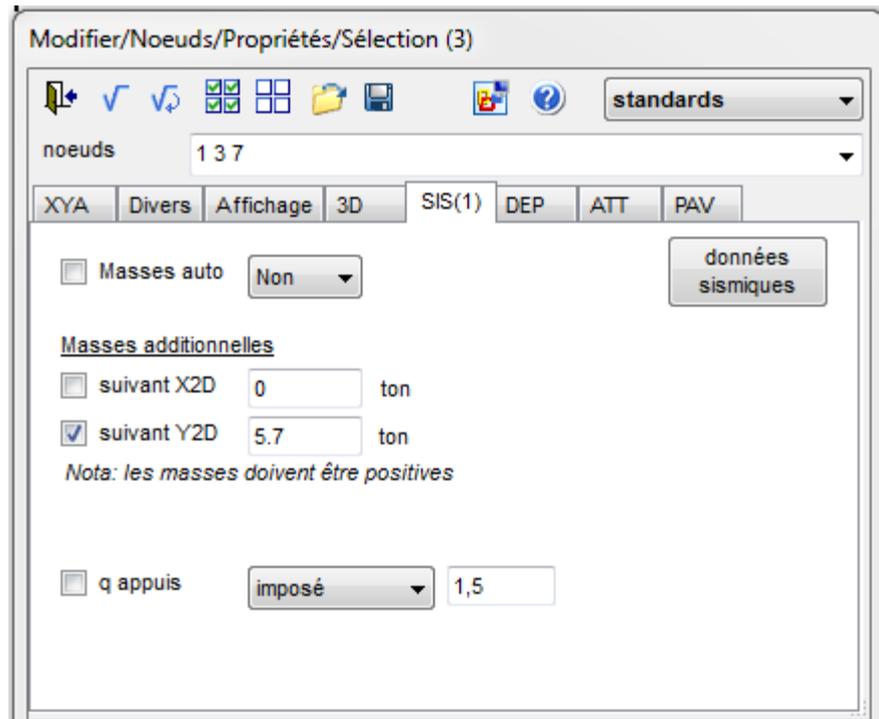
Cliquer sur l'icône  qui devient 



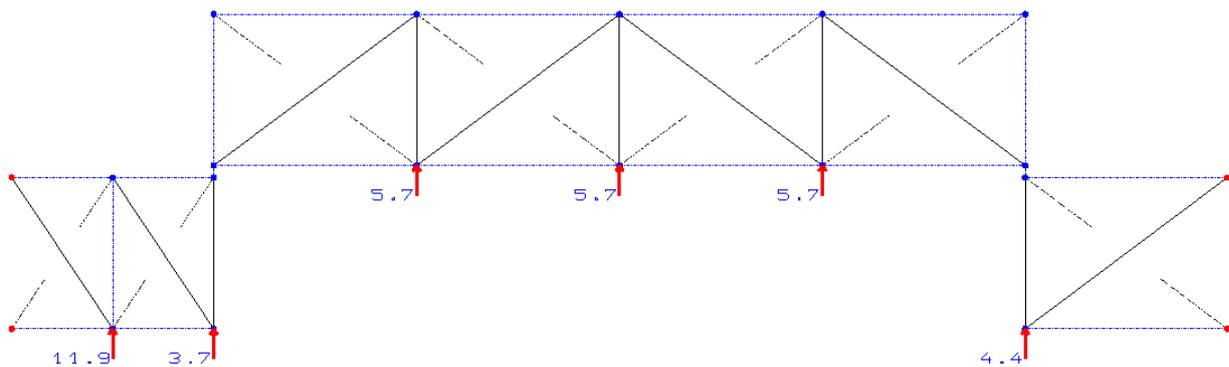
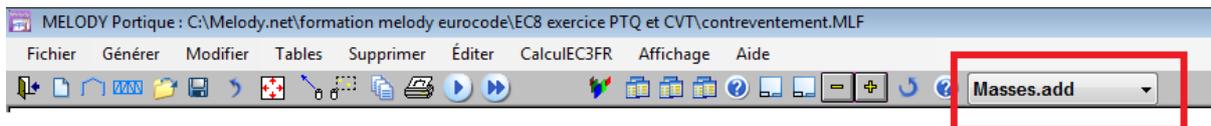
puis capturer les nœuds par une fenêtre de capture avec le bouton droit de la souris + menu *Modifier* :



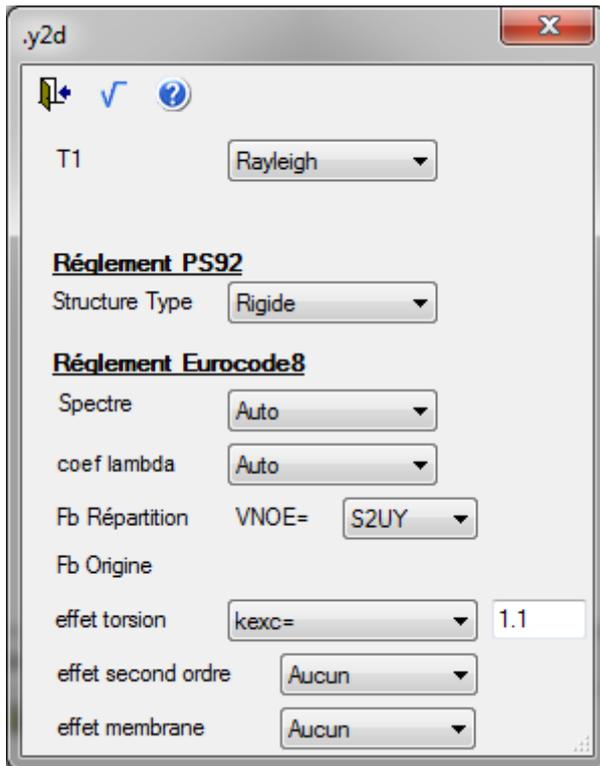
et rentrer dans l'onglet « séisme » de la fenêtre des propriétés de nœuds la masse reprise en Y !! :



Par la liste déroulante d'affichage des efforts on peut vérifier les masses rentrées :







Notez que :

→ le mode de distribution de Fb pour les contreventements est par défaut « S2UY »  
 S2 signifie la direction sismique locale n°2 (axe Y2D) par rapport au modèle de calcul du contreventement

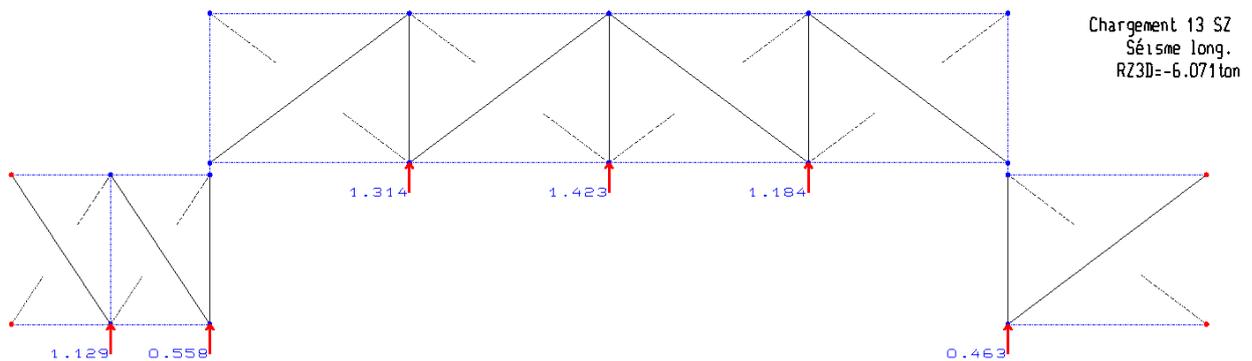
UY signifie les déplacements suivant y local

→ Melody prend 1.1 comme coefficient de torsion en appliquant par défaut la formule  
 on peut calculer l'effet de torsion  $k_{exc} = 1 + 0.3 \frac{N_p - 1}{N_p + 1}$  pour 2 palées ( $N_p = 2$ ) →  $k_{exc} = 1.1$

On lance le calcul en vérification, éventuellement, on augmente les profilés des barres qui ne  
 « passent » pas par l'icône  qui active la fonction graphique « Barres groupées » +  
 « Section Profilé1 suivant »

→ quand on augmente les sections, on augmente la rigidité de la structure et si T1 est sur la  
 branche C-D des spectres, on remonte le long du spectre et donc on a une valeur  $S_d(T1)$   
 plus forte → paradoxalement, quelques fois, il vaut mieux diminuer les sections

On peut afficher les efforts statiques équivalents (cas SZ) :



Notas :

→ on pourra visualiser les masses perso et les efforts sismiques dans Melody Batiment  
 → on doit comparer les efforts sismiques compris l'effet de torsion au vent pondéré compris les imperfections de poutre-au-vent (EN1993-1 §5.3.3).

pour moi on n'a pas à étudier les PAV aux séismes avec les imperfections de PAV.

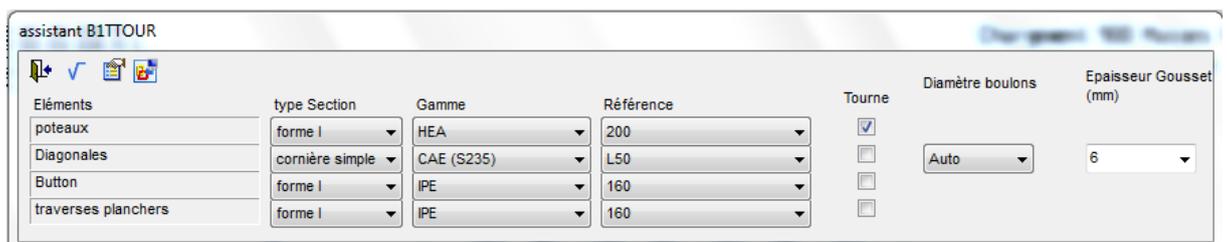
### Il faut justifier $q_{app}=1.5$

Prendre  $q_{bar}=1$ , si structure est ok on peut continuer à prendre  $q_{app}=1.5$  sinon  $q_{app}=1$ , et bien remettre  $q_{bar}=2$

### L'application sur une palée de stabilité

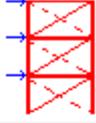
Faire une palée de stabilité avec l'assistant B1TTOUR de l'application STABILITES

- le démarrer par le menu *Fichier/Applications/Ouvrir* ou directement par le menu *Fichier/Assistants/Exécuter*



assistant B1TTOUR

Codes EC

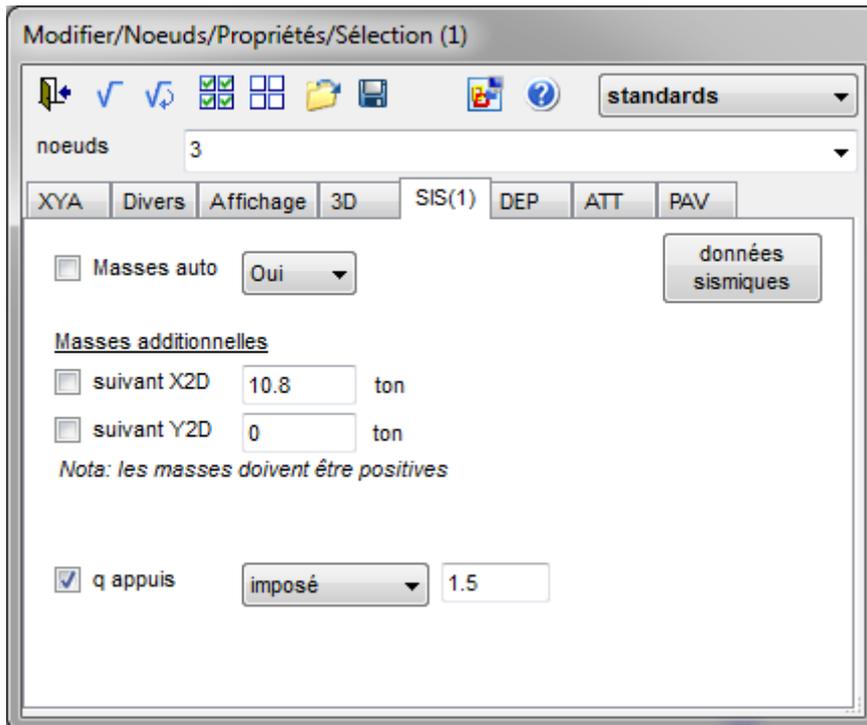


Libellés	valeurs
entraxe des portiques (m)	5
nombre d'étages	1
hauteur d'un étage (m)	2.5
largeur de vent	0
pression du vent (ton/m2) sur pignon compris ce-ci	0
largeur de plancher	1
poids propre du plancher en kg/m2	100
charge d'exploitation en kg/m2	250
Type d'exploitation pour EC3	B=Bureaux
stabilité longitudinale (repère YZ)	Oui
Générer cas H1 pour alpha_cr global	Non
Calcul	3=Verif

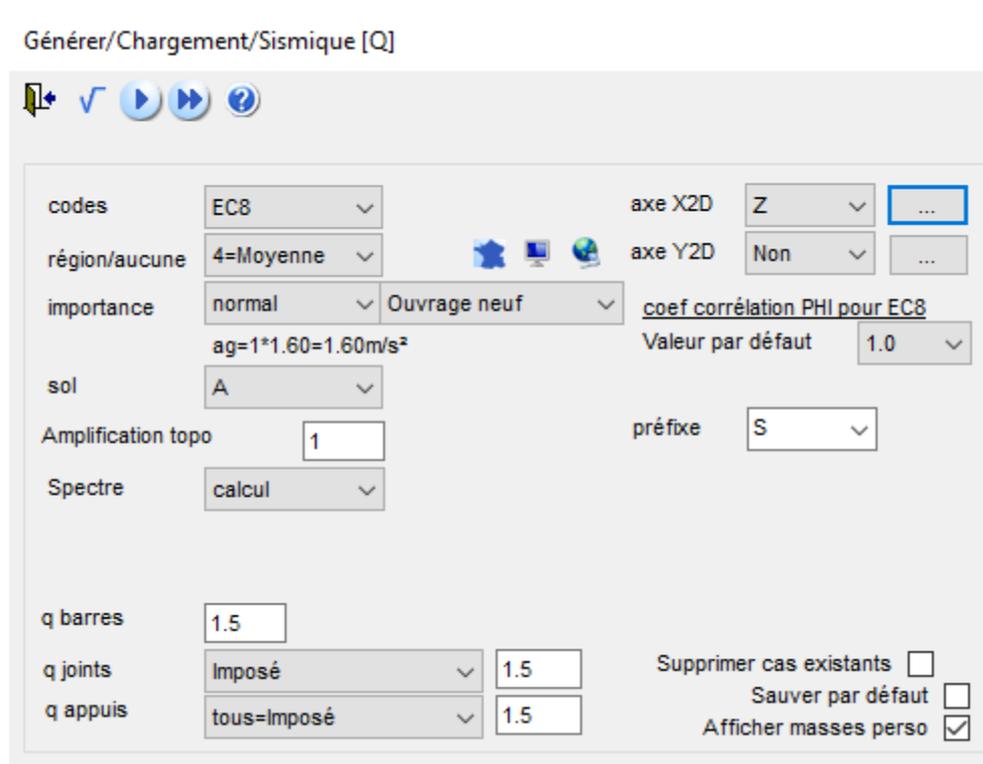
double clic sur le nœud 3 et rentrer la masse reprise par la palée intérieure suivant X2D:

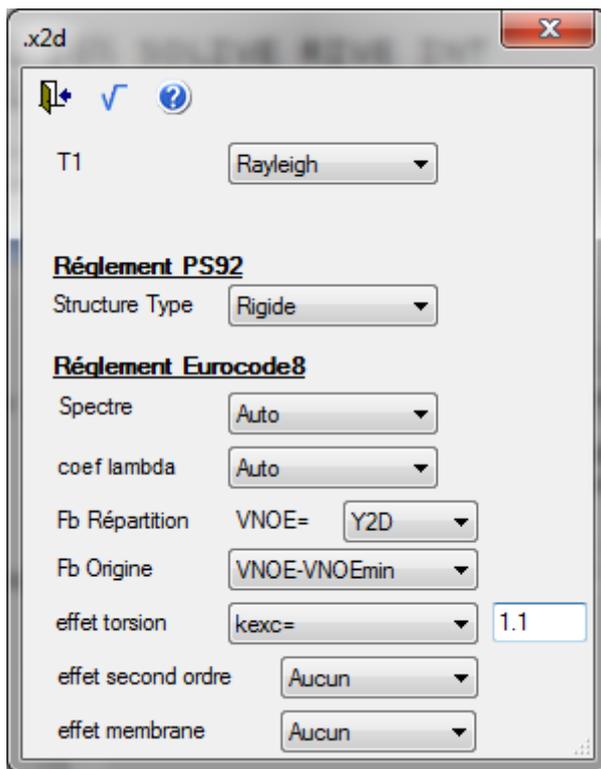
File intérieure	50% masse potelets	$=0.5 \cdot 106\text{kg} \cdot 8\text{potelets}$	0.4ton
	masse plancher/4	$=41.4/4$	10.4ton
		<b>total</b>	<b>10.8ton</b>

Nota : on cumule malheureusement une bande de plancher de 1m (G+EX) avec la masse totale de 10.8ton mais c'est pour une travée seulement.



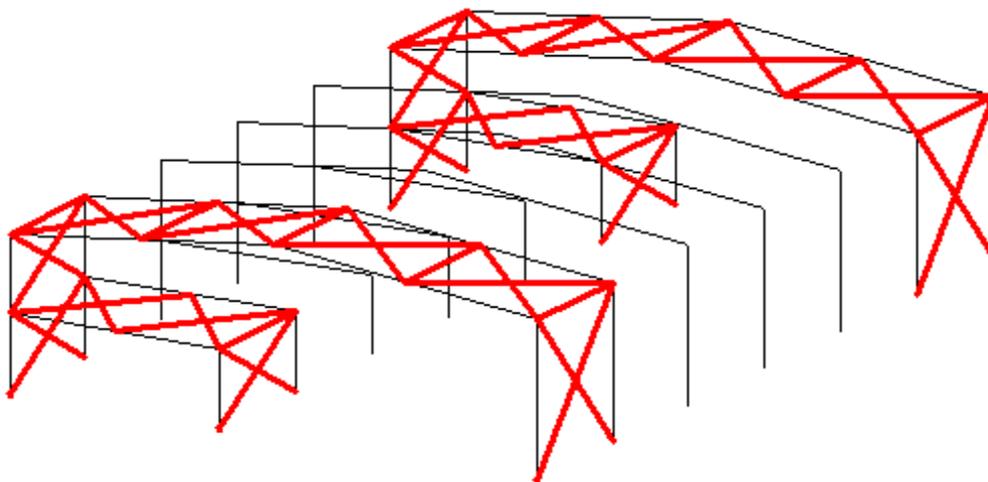
dans cette fenêtre cliquer sur le bouton « données sismiques » pour vérifier les données sismiques mais normalement elles ont été récupérées du portique sauf le type de structure qui est « à nœuds fixes » :





valider et lancer la vérification par l'icône 

- **Il faut justifier  $q_{app}=1.5$**
- Prendre  $q_{bar}=1$  ET  $q_{att}=1$  (la cornière est dimensionnée par ses boulons), si structure est ok on peut continuer à prendre  $q_{app}=1.5$  sinon  $q_{app}=1$ , et bien remettre  $q_{bar}=2$



## Les déplacements relatifs d'appuis

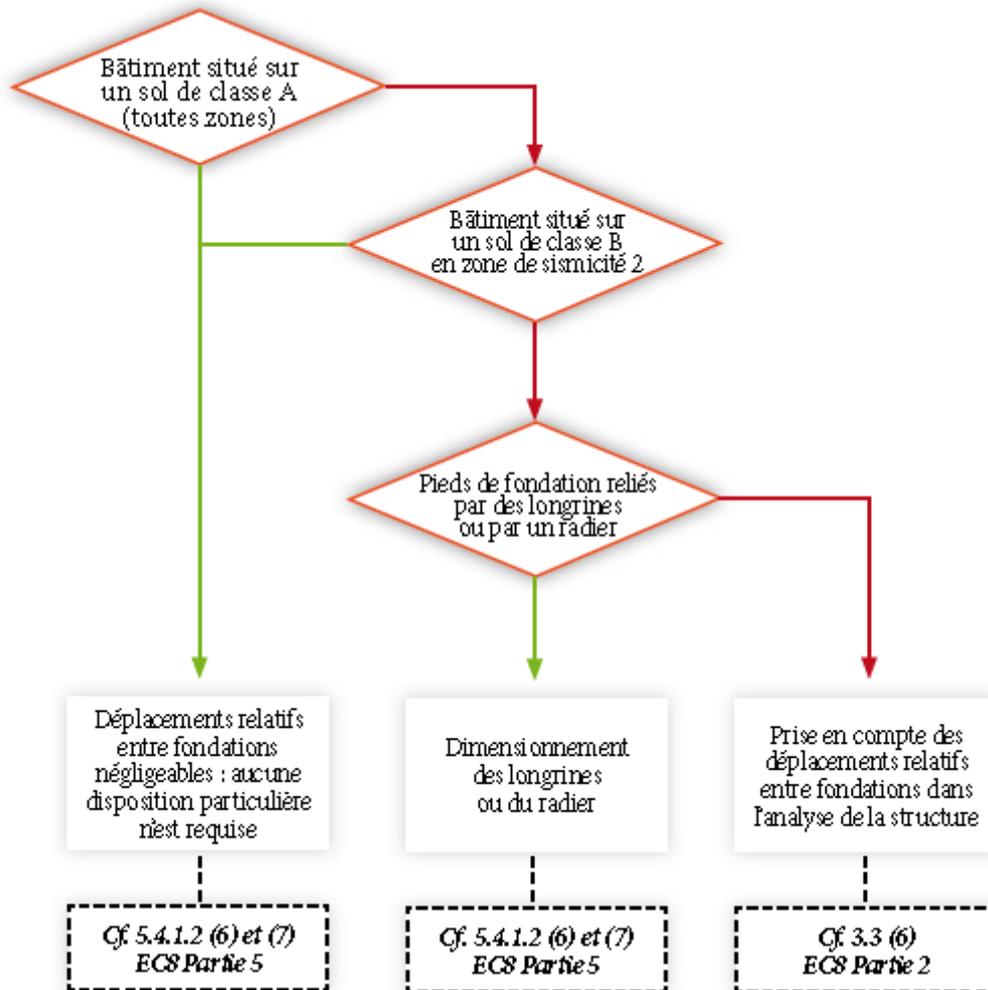
Ceci est extrait du CMI 5-2013 téléchargeable gratuitement sur le site du CTICM

Tableau 1 : Prise en compte des effets de déplacement différentiels des points d'appuis

Zone de sismicité	Classe de sol				
	A	B	C	D	E
2			X	X	X
3		X	X	X	X
4		X	X	X	X
5		X	X	X	X

Les cellules cochées indiquent les configurations de zones de sismicité et de classes de sol pour lesquelles un traitement des déplacements relatifs des points d'appui doit être prévu.

A partir du SP3 de Melody2014, il y a deux warnings indiquent si les déplacements relatifs d'appuis doivent être vérifiés ou s'ils ne sont pas utiles, conformément au tableau ci-dessus.



**ceci est la fiche n°17 du CMI 3-2012 téléchargeable gratuitement sur le site du CTICM**

L'EN 1998-5 fixe des exigences minimales concernant la reprise des déplacements différentiels entre les différents points de liaison de la structure avec ses fondations. La clause 5.4.1.2 (2) de cet Eurocode permet de considérer qu'aucune sollicitation supplémentaire n'est induite dans la structure quand l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

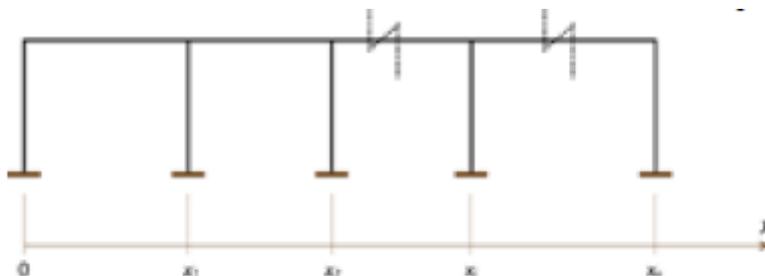
- les fondations sont disposées dans le même plan horizontal et des longrines ou un dallage adéquats relient entre eux les têtes de semelles ou de pieux ;
- le bâtiment est entièrement situé sur un sol de classe A, quelle que soit la zone de sismicité ;
- le bâtiment est entièrement situé sur un sol de classe B, en zone de sismicité 2.

La classe de sol rend compte de l'influence locale sur les actions sismiques. Elle dépend du profil stratigraphique des couches de sol sous le bâtiment et est définie par le Tableau 3.1 de l'EN 1998-1.

Cette classe doit normalement être définie par un bureau d'études spécialisé.

Quand aucune des trois conditions précédentes n'est obtenue, il convient de prendre en compte dans l'analyse de la structure primaire du bâtiment la majoration des actions sismiques dues aux déplacements différentiels entre les points d'appuis de cette structure. Les déplacements différentiels à considérer sont définis par la clause 3.3 (6) de l'EN 1998-2 et sont explicités ci-dessous.

On considère une file de  $n+1$  poteaux, reliant la structure aux fondations. Le premier poteau est choisi comme poteau de référence. La position des autres poteaux, notée  $x_i$  pour  $i$  compris entre 1 et  $n$ , est mesurée par la distance horizontale entre le point de fondation du poteau  $i$  et celle du poteau de référence. (Figure 1).



*Figure 1 : File de poteaux*

L'effet des déplacements différentiels sur la structure peut être représenté par deux systèmes de chargement à prendre successivement en compte, sans qu'il soit nécessaire de cumuler les effets de ces deux systèmes.

Le premier système, dit **système A**, suppose que tous les points de fondation s'éloignent (ou se rapprochent) simultanément les uns des autres. (Figure 2)

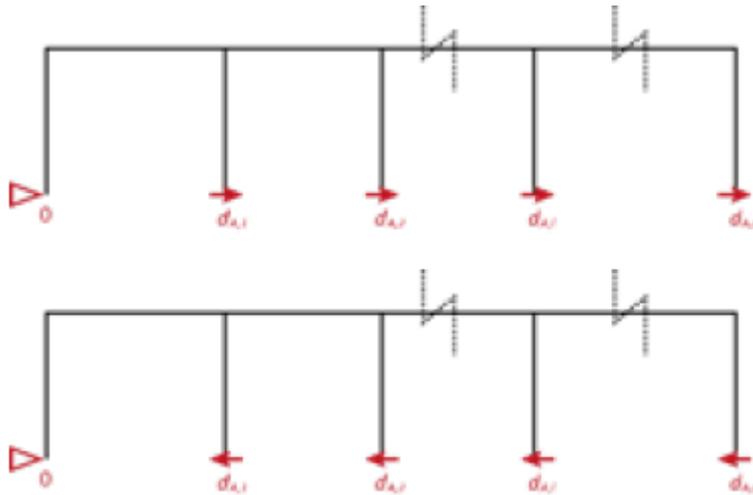


Figure 2 : Déplacements différentiels du système A

Le déplacement relatif du pied de poteau  $i$  par rapport au pied de poteau de référence se calcule de la manière suivante :

$$d_{A,i} = X_i d_g \sqrt{2}$$

avec :

$$X_i = \frac{x_i}{L_g} \text{ mais } X_i \leq 1$$

$X_i$  : position relative du poteau  $i$  définie par :

$L_g$  : distance au-delà de laquelle les mouvements du sol peuvent être considérés comme totalement indépendants. Cette distance est définie en fonction de la classe du sol par le Tableau 3.1 de l'EN1998-2, repris ci-dessous.

Tableau 1 : Définition de la distance $L_g$					
Classe de sol	A	B	C	D	E
$L_g$ (m)	600	500	400	300	500

nota 1: si le sol est défini par l'utilisateur, ce dernier doit imposer aussi  $L_g$

nota 2: La valeur de  $L_g$  pour la classe de sol E est correcte, elle a été (re)vérifiée avec le CTICM

$d_g$  : déplacement de calcul du sol, correspondant à la classe de sol du pied de poteau  $i$ , conformément à la relation suivante (cf. 3.2.2.4 l'EN 1998-1) :  $d_g = 0.025 a_g S T_c T_D$

$S$  : paramètre de sol, défini par la réglementation ;

$T_c, T_d$  : périodes délimitant les parties du spectre de réponse de calcul données par le décret du 24 octobre 2010;

$a_g$  : accélération de calcul

Dans le système A, on doit considérer les deux situations possibles : soit tous les appuis s'éloignent (valeurs positives des déplacement  $d_{A,i}$ ), soit tous les appuis se rapprochent (valeurs négatives des déplacement  $d_{A,i}$ ).

Le second système est appelé le **système B**, il couvre la situation où les déplacements de sol se produisent dans les directions opposées au droit de pieds de poteaux adjacents. Le déplacement qui doit être imposé au pied de poteau  $i$  ( $0 \leq i \leq n$ ) est donné par la relation suivante :

$$d_{B,i} = \beta_r X_{mi} d_g \sqrt{2}$$

avec :

$\beta_r$  : coefficient prenant en compte l'amplitude des déplacements du sol se produisant dans une direction opposée au droit de supports adjacents, sa valeur étant définie de la manière suivante :

$\beta_r = 0,5$  pour le poteau  $i$  si l'appui de ce poteau et les deux appuis adjacents sont situés sur un sol de même classe ;

$\beta_r = 1$  pour les autres cas.

$$X_i = \frac{L_{m,i}}{L_g}$$

$X_{mi}$  : coefficient défini par :

$L_{m,i}$  : moyenne des distances de l'appui  $i$  à ses deux appuis voisins :

$L_{m,i} = (x_{i+1} - x_{i-1}) / 2$  pour un appui intermédiaire

$L_{m,0} = x_1 - x_0$  pour le premier appui

$L_{m,n} = x_n - x_{n-1}$  pour le dernier appui

Les signes des déplacements  $d_{B,i}$  sont alternés à chaque appui. Les deux situations représentées sur la figure 3 suivante sont à prendre en compte.

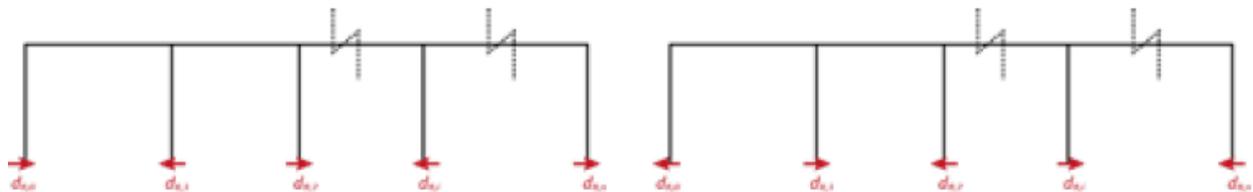
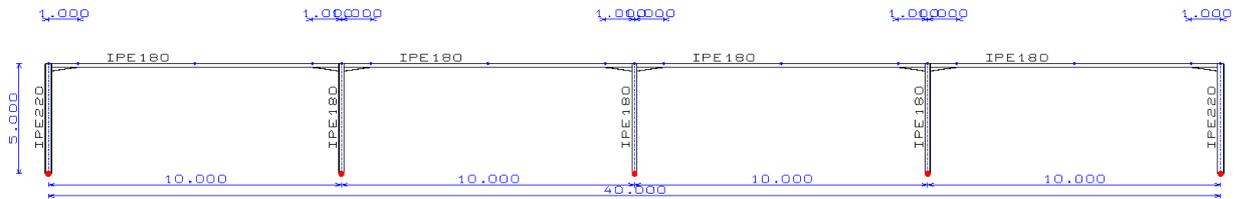


Figure 3 : Déplacements différentiels du système B

Depuis la version 2016, ces deux systèmes peuvent être automatiquement pris en compte dans Melody, ce qui a donné un nouveau type de chargement « DEP APP » qui sont combinés automatiquement avec les séismes horizontaux

### Exercice avec le système A



7 portiques Entraxe 5m  
Couverture+Pannes 20kg/m<sup>2</sup>

NEIGE  
EC1 FR

région A2 altitude 150m  
pression normale 46kg/m<sup>2</sup>  
pression accident 102kg/m<sup>2</sup>

PANNES IPE100 S235  
espacement 1.3m  
Continuité 1

VENT  
EC1 FR

région 2 Terrain IIIa  
Up(X+)=52kg/m<sup>2</sup> (Vb0=24m/s Vp=29.1m/s)

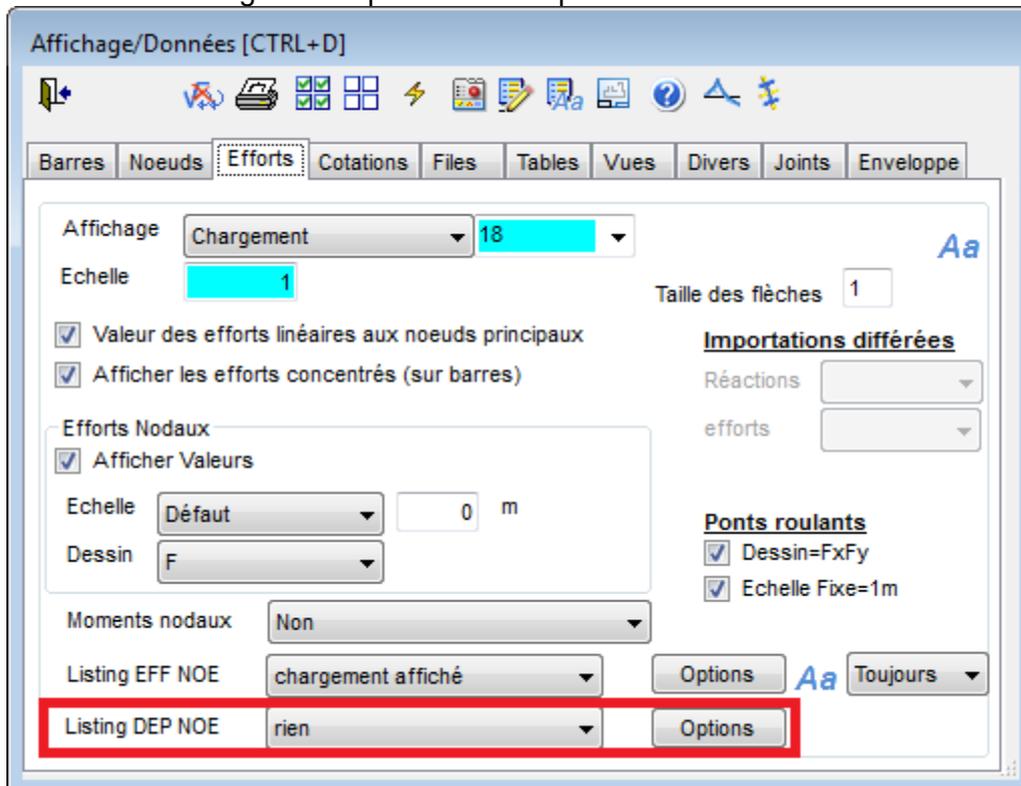
SEISME  
EC8 FR

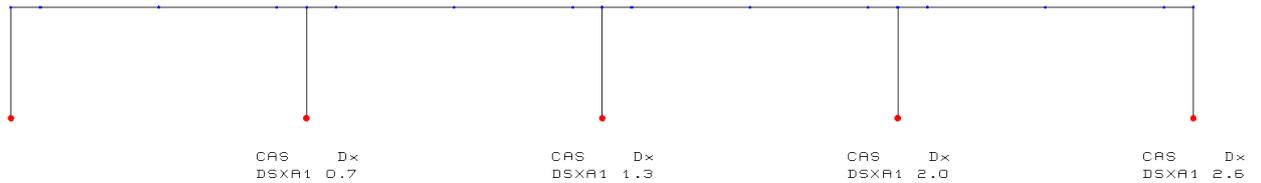
Zone 3 Importance II ag=1.1m/s<sup>2</sup> Site B  
Rmort=4 Topo=1 souple psiE=1  
Comportements: q\_bar=1.5 q\_att=1.5 q\_app=1.5

Il faut noter que le  $\min(\alpha_{critique})$  est  $< 10$  (le portique est sensible au second ordre en statique) alors que le coef teta est  $< 0.1$  (le portique n'est pas sensible au second ordre en sismique)

Notas :

- vu la précision des déplacements imposés, vous avez intérêt d'utiliser l'unité « mm+ » par le menu « Editer \Unités »
- dans l'onglet « Efforts » du menu « Affichage\Données », Melody donne la possibilité d'afficher les listings des déplacements imposés :





- Par la note RDM, en demandant pour « SXA101 » et la liste de barres « 1a100 », la rubrique « Maximal\taux barres métal » on voit que le taux est insignifiant : Melody affiche « 0 » donc les taux sont <0.5%

**Exercice avec le système B**

On suppose que tous les appuis sont sur le même sol  $\rightarrow \beta_r=0.5$

poteau		101	102	103	104	105
$L_{m,i}$	m	10	10	10	10	10
$X_i$		0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
$D_{B,i}$	mm	0.33	-0.33	0.33	-0.33	0.33

Comme les travées de l'exemple sont égales,  $D_{B,i}$  change juste de signe pour chaque pied de poteau.