

lateral buckling restraint - attaches - steel check - creep - charges climatiques - dynamic analysis - lateral buckling - brandweerstandsanalyse - timber - 1st order - verstijvers - buisverbinding - diseño de planos de armaduras - pandeo lateral - verbindingen - shear connection - verificación - armatures longitudinales - pórtico - unión base columna - voorontwerp - unión tubular - haunch - connexion moment - cimbras - vérification acier - unity check - Eurocode 2 - mesh - retaining wall - raidisseur - Eurocode 3 - longitudes de pandeo - connections - ACI 138 - acero - 2nd ordre - portal frame - Eurocode 8 - andamios - kip - dwarskrachtverbinding - BS 8110 - dalle de fondation - seismische analyse - armaduras longitudinales - BIM - gelaste verbinding - 2de orde - buckling - funderingszool - poutre sur plusieurs appuis - maillage - malla - uniones - 2D raamwerken - fire resistance analysis - voiles - cracked deformation - gescheurde doorbuiging - longueurs de flambement - pandeo - reinforcement - unity check - cantonera - dynamische analyse - hout - ossatures 3D - koudgevormde profielen - placa de extreme - 1er orden - continuous beam - connexion soudée - momentverbinding - praktische wapening - renforts au déversement - fluencia - estribos - déformation fissurée - EHE - beugels - Eurocódigo 3 - platine de bout - análisis dinámico - column base plate - kruip - rigid link - welded connection - charpente métallique - moment connections - estructuras 2D - kniestuk - assemblage métallique - 3D raamwerken - second ordre - beam grid - cargas climáticas - Eurocode 2 - Eurocode 5 - wall - deformación fisurada - lien rigide - enlace rígido - 2D frames - estructuras 3D - éléments finis - vloerplaat - steel connection - scheurvorming - integrated connection design - armatures pratiques - analyse sismique - nieve y viento - practical reinforcement - charges mobiles - dalle - wapening - perfiles conformados en frío - Eurocode 3 - connexion tubulaire - unión a momento - 3D frames - treillis de poutres - roof truss - practical reinforcement design - portique - kipsteunen - análisis sísmico - Eurocode 8 - seismic analysis - B.A.E.L 91 - uniones atornilladas - bolts - ossatures 2D - eindige elementen - losa de cimentación - restricciones para el pandeo lateral - optimisation - wand - kniklengtes - end plate - dakspanten - kolomvoetverbinding - stirrups - acier - staalcontrole - cálculo de uniones integrado - paroi - dessin du plan de ferrailage - stiffeners - mobiele lasten - Eurocódigo 8 - Eurocódigo 5 - longitudinal reinforcement - doorlopende liggers - rigidizador - beton armé - fluage - CTE - connexion pied de poteau - langswapening - connexions - hormigón - neige et vent - elementos



finitos - armaduras - cold formed steel - jarret - uittekenen wapening - puente grúa - analyse dynamique - flambement - keerwanden - optimisation - steel - cercha - 2º orden - slab on grade foundation - entramado de vigas - Eurocode 5 - prédimensionnement - multi span beam - bouten - armatures - floor slab - poutre continue - pared - staal - 1er ordre - NEN 6770-6771 - connexion cisaillement - losa - déversement - viga continua - predimensionering - 1ste orde - unión metálica - CM 66 - madera - análisis resistencia al fuego - verbindingen - 2nd order - bois - Eurocode 2 - profilés formés à froid - verificación acero - predesign - unión soldada - fisuración - beton - muro de contención - optimalisatie - foundation pads - fissuration - concrete - AISC-LRFD - HCSS - assemblage métallique - Eurocode 3 - viga con varios apoyos - armaduras prácticas - balkenroosters - unión a cortante - buckling length - boulons - cracking - Eurocode 8 - knik - Eurocode 2 - radier - eindplaat - Eurocódigo 2 - FEM - tornillos - NEN 6720 - moving loads - balk op meerdere steunpunten - cargas móviles - funderingsplaat - étriers - anlye resistance au feu - cercha - lateral buckling restraint - attaches - steel check - creep

## Inhoudsopgave

1. Inleiding.....	3
2. Principe.....	4
3. Parameters voor seismische actie en beschrijving seismische actie .....	6
3.1. Seismische zones .....	6
3.2. Kwaliteit van de ondergrond.....	7
3.3. Gedragsfactoren .....	8
3.4. Seismische actie voor elastische analyse .....	9
3.4.1. Horizontaal ontwerpspectrum .....	9
3.4.2. Verticaal ontwerpspectrum.....	10
3.5. Alternatieve modellen voor de seismische actie.....	11
4. Ontwerp van gebouwen .....	12
4.1. Inleiding.....	12
4.2. Structuur analyse.....	13
4.2.1. Begroting van de ontwerp massa .....	13
4.2.2. Modale analyse.....	13
4.2.3. Modale respons analyse.....	15
4.2.4. Multi-modale respons analyse .....	16
4.2.5. Respons van een seismische actie .....	17
4.3. Nazicht van de grenstoestanden .....	17
4.3.1. Algemeen .....	18
4.3.2. Uiterste grenstoestand .....	18

## 1. Inleiding

Het doel van deze tekst is een leidraad te vormen voor Eurocode 8 door de methodiek ervan in kaart te brengen.

Let op: dit document heeft allerminst de bedoeling de tekst van Eurocode 8 te vervangen. Deze tekst bevat enkel de basisprincipes van Eurocode 8, voor de volledige omkadering verwijzen we naar Eurocode 8.

De regels en principes uiteengezet in deze referentiehandleiding, en geïmplementeerd in PowerFrame/Diamonds, zijn **enkel van toepassing op gebouwen**.

Opmerkingen:

- Deze tekst werd opgesteld a.d.h.v. :
  - EN 1998-1/A1: 2013
  - NBN EN 1998-1 ABN: 2011

## 2. Principe

Constructies in gebieden gevoelig aan seismische activiteit dienen zo te worden ontworpen en geconstrueerd dat zij met een voldoende grote waarschijnlijkheid kunnen weerstaan (zonder te bezwijken en met slechts beperkte schade) aan een seismische actie met een door de relevante normering vastgelegde herhalingsstijd (EN 1998-1 §2.1).

Conform de methode der grenstoestanden zal op een karakteristieke seismische actie  $A_{Ek}$  een veiligheidscoëfficiënt worden toegepast om een seismische rekenactie  $A_{Ed}$  af te leiden die zal worden gebruikt voor het nazicht van de constructie.

Een nazicht zal worden uitgevoerd met betrekking tot

- Geen instorting: beschikt de constructie over een voldoende hoge weerstand en ductiliteit? Die weerstand en ductiliteit worden bepaald door de mate waarin het niet-lineair gedrag van de constructie in rekening kan worden gebracht. Dit wordt uitgedrukt aan de hand van de gedragsfactor  $q$ .
- Schadebeperking: de horizontale uitwijkingen van de constructie moeten beperkt blijven tot opgelegde grenswaarden. Voor de berekening van die uitwijkingen mag opnieuw worden uitgegaan van een lineair elastische berekening, mits het niet-lineair gedrag van de constructie in rekening wordt gebracht door toepassing van een gedragsfactor  $q$  en naderhand gecorrigeerd met de gedragsfactor voor verplaatsingen  $q_D$ .

### 3. Elastisch respons spectrum

Een constructie onderworpen aan een aardbeving wordt beschouwd als onderworpen aan een uniforme versnelling opgelegd aan de basis (= alle steunpunten) van de constructie. Die uniforme versnelling wordt beschreven door een '**elastisch respons spectrum**'.

- In het horizontaal vlak wordt de seismische actie gemodelleerd aan de hand van 2 onafhankelijk orthogonale componenten. Beide componenten worden beschreven door hetzelfde elastisch respons spectrum.
- De verticale component van de seismische actie wordt beschreven door een elastisch respons spectrum, waarvan de amplitude echter kleiner is dan de amplitude van het horizontale respons spectra.

Toepassing van een '**elastisch respons spectrum**' onderstelt dat de constructie zich lineair elastisch gedraagt onder inwerking van de seismische actie. In de realiteit echter zullen vele constructies zich in dergelijke omstandigheden eerder niet-lineair gedragen, en zal in niet onbelangrijke mate energie worden gedissipeerd dankzij het ductiele gedrag van elementen en verbindingen. Dankzij dit niet-lineair gedrag mogen dergelijke constructies, onderhevig aan een seismische actie, worden ontworpen voor inwendige krachten die kleiner zijn dan deze berekend met een lineair-elastisch model. De mate waarin een structuur in staat is energie te dissiperen, wordt uitgedrukt d.m.v. de gedragsfactor  $q$ .

Eurocode 8 biedt dus de mogelijkheid om een complexe niet-lineaire analyse te vervangen door een lineair-elastische berekening, op voorwaarde dat:

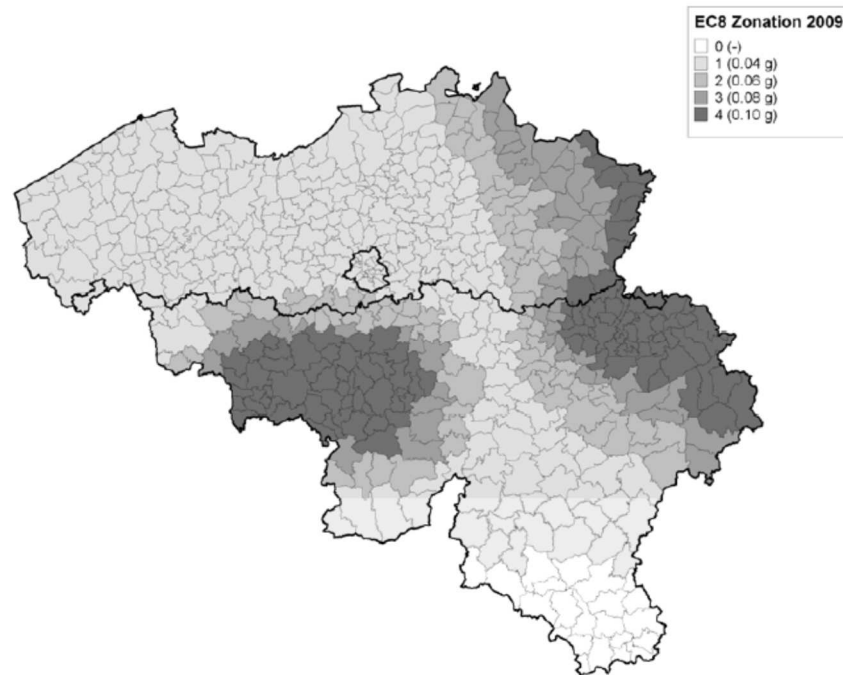
- wordt uitgegaan van een seismisch ontwerpspectrum dat wordt afgeleid uit het elastisch respons spectrum, onder meer door de introductie van de gedragsfactor  $q$ .  
Afgezien van verdere details, komt dit er grotendeels op neer het elastisch respons spectrum te delen door een factor  $q$ , en dit afgeleide spectrum te beschouwen als het **seismisch ontwerpspectrum**.
- de inwendige krachten worden berekend op basis van het seismisch ontwerpspectrum.
- de verplaatsingen eveneens worden berekend op basis van het seismisch ontwerpspectrum, maar vervolgens worden na-vermenigvuldigd met de gedragsfactor voor verplaatsingen  $q_D$ .

De gedragsfactoren  $q$  en  $q_D$  spelen dus een cruciale rol in de seismische berekeningen.

## 4. Parameters voor seismische actie en beschrijving seismische actie

### 4.1. Seismische zones

Voor seismische ontwerpdoeleinden worden de Europese landen, i.f.v. de aardbevingsgevoeligheid, in verschillende seismische zones opgesplitst (EN 1998-1 §3.2.1.). In de figuur hieronder worden de seismische zones in België weergegeven:



Figuur 1: Seismische zoneringskaart voor België (EN 1998-1-1 ANB Figuur 3.1)

Elke seismische zone wordt gekarakteriseerd door een **referentie grondversnelling**  $a_{g,R}$ , die moet worden beschouwd als een piekgrondversnelling van toepassing op rotsachtige ondergrond binnen de seismische zone met een terugkeerperiode van 50 jaar. Zij houdt als dusdanig geen rekening met een mindere kwaliteit van de ondergrond (zie §4.1) binnen die zone!

Om rekening te houden met een afwijkende terugkeerperiode, worden gebouwen opgedeeld in belangrijkheidsklassen (vergelijkbaar met gevolgklassen). Bij iedere **belangrijkheidsklasse** hoort een **belangrijkeheidsfactor**  $\gamma_I$  (zie Tabel 1). De **ontwerp grondversnelling**  $a_g$  (die rekening houdt met de terugkeerperiode) wordt berekend als het product van de referentie grondversnelling  $a_{g,R}$  en de belangrijkheidsfactor  $\gamma_I$ .

Belangrijkeheidsklasse	Belangrijkeheidsfactor $\gamma_I$	Beschrijving
I	0,8	Gebouwen van ondergeschikt belang voor de openbare veiligheid, zoals agrarische gebouwen.
II	1,0	Gewone gebouwen die niet behoren tot de andere categorieën.
III	1,2	Gebouwen waarvoor de seismische weerstand van belang is gezien de gevolgen van een instorting, bijvoorbeeld scholen, aula's, culturele instellingen, etc.
IV	1,4	Gebouwen waarvan de integriteit tijdens aardbevingen van vitaal belang is voor civiele bescherming, bijvoorbeeld ziekenhuizen, energiecentrales brandweerkazernes, etc.

Tabel 1: De belangrijkheidsfactor  $\gamma_I$  i.f.v. de belangrijkheidsklasse van het bouwwerk (EN 1998 Tabel 4.3 [--], [BE])

Opmerking:

- In sommige gevallen is een beperkte of zelfs geen seismische berekening nodig. De voorwaarden zijn afhankelijk van:
  - de ontwerp grondversnelling  $a_g$ 
    - de referentie grondversnelling  $a_{g,R}$
    - de belangrijkheidsfactor  $\gamma_I$
  - de kwaliteit van de ondergrond d.m.v. de factor 'S' (zie §4.1)

Seismiciteit	Voorwaarden		Gevolg
	[--]	[BE]	
Beperkt	$a_g S \leq 0,1g$ of $a_g < 0,08g$	$a_g S \leq 0,1g$	Gereduceerde of vereenvoudigde berekening is toegestaan.
Zeer beperkt	$a_g S \leq 0,05g$ of $a_g < 0,04g$	$a_g S \leq 0,06g$	Geen berekening nodig.

Tabel 2: Voorwaarden voor een gereduceerde seismische berekening (EN 1998-1 §3.2.1. [--] en [BE])

## 4.2. Kwaliteit van de ondergrond

De invloed van de ondergrond op de seismische rekenactie wordt in rekening gebracht d.m.v. bodemtypes:

Bodem type	Beschrijving van de ondergrond	Parameters				
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (slagen/ 30 cm)	$c_u$ (kPa)	Sondeerweerstand (MPa)	Pressiometerdruk Modulus / Weerstand (MPa)
A	Rots of andere rotsachtige geologische formatie, bedekt met een bodemlaag van ten hoogste 5 m zwakker materiaal.	> 800	-	-	-	> 100 / > 5
B	Afzettingen van zeer dichtgepakt zand, grind of zeer stijve klei, van ten minste enkele tientallen meters dikte, gekenmerkt door een geleidelijke verhoging van de mechanische eigenschappen met de diepte.	360 – 800	> 50	> 250	Dichtgepakte granulaire bodems: > 15 Cohesieve bodems (klei of harde leem): > 5	Dichtgepakte granulaire bodems: > 20 / > 2 Cohesieve bodems (klei of harde leem): > 25 / > 2
C	Diepe afzettingen van dichtgepakt of middelmatig gepakt zand, grind of stijve klei, met een dikte van enkele tientallen tot honderden meters.	180 – 360	15 – 50	70 – 250	Dichtgepakte granulaire bodems: 5 - 15 Cohesieve bodems (klei of harde leem): 1,5 – 5	Dichtgepakte granulaire bodems: 6 – 20 / 1 - 2 Cohesieve bodems (klei of harde leem): 5 – 25 / 0,5 – 2
D	Afzettingen van los tot matig onsamenhangende grond (met of zonder een aantal zachte samenhangende lagen), of van voornamelijk zacht tot sterk samenhangende grond.	< 180	< 15	< 70	Dichtgepakte granulaire bodems: < 5 Cohesieve bodems (klei of harde leem): < 1,5	Dichtgepakte granulaire bodems: < 6 / < 1 Cohesieve bodems (klei of harde leem): < 5 / < 0,5
E	Een bodemprofiel bestaande uit een vlakke alluviale oppervlaktelaag met waarden van type C of D en een dikte variërend tussen					

	ongeveer 5 m en 20 m, liggend op stijver materiaal met $v_s > 800$ m/s.					
$S_1$	Afzettingen bestaande uit, of een laag bevattend van minstens 10 m dikte, van zachte kleisoorten/slib met een hoge plasticiteitsindex ( $PI > 40$ ) en een hoog watergehalte.	< 100 (indicatieve waarde)	-	10 – 20	-	-
$S_2$	Afzettingen van grondsoorten gevoelig aan zettingsvloeiing, of van gevoelige kleisoorten, of elk ander bodemprofiel niet opgenomen in types A – E of $S_1$ .					

Tabel 3: Bodemtypes (EN 1998-1 Tabel 3.1 [--], [BE])

### 4.3. Gedragsfactoren

De mate waarin een structuur in staat is energie te dissiperen wordt begroot d.m.v. de gedragsfactor  $q$ . Bij

- een niet-dissipatief concept is  $q = 1$ : de verplaatsingen van de constructie en de inwendige krachten volgens zonder meer uit een lineair elastische berekening op basis van de seismische rekenactie.
- een dissipatief concept is  $q > 1$ : de dissipatie van energie tijdens een seismische actie moet in principe in rekening worden gebracht d.m.v. een niet-lineaire berekening. Voor praktische ontwerpdoeleinden mag echter als volgt worden gewerkt:
  - op basis van de seismische rekenactie, worden reactiekrachten en inwendige krachten bepaald met een lineair-elastische analyse
  - de verplaatsingen worden berekend met een lineair-elastische analyse en vermenigvuldigd met de gedragsfactor voor verplaatsingen  $q_D$  (zie §5.2.5.2).

Bij het begroten van de gedragsfactor  $q$ , moet er op worden toegezien dat de structuur wel degelijk in staat is de beoogde dissipativiteit te leveren. Bijgevolg moet de ingenieur vanaf het begin van het project kiezen welk gedrag hij hoopt te bekomen. De keuze tussen niet-dissipatief en dissipatief wordt in Eurocode 8 gemaakt a.d.h.v. **ductiliteitsklassen**:

Ductiliteitsklasse	DCL (laag)	DCM (middelmatig)	DCH (hoog)
Gedragsfactor $q$	1-2	2-4	4-8

Tabel 4: Richtwaarden voor de gedragsfactor  $q$  (MARTIN P., Construction parasismique, CMI, N° 5-2013)

Opmerkingen:

- In Tabel 1 worden richtwaarden gegeven voor de gedragsfactor  $q$ . Eurocode 8 geeft echter gedetailleerdere berekeningen i.f.v. het type structuur en de gebruikte materialen (zie §5 t.e.m. §9 van Eurocode 8).
- Aan iedere ductiliteitsklasse hangen (naast de gedragsfactor  $q$ ) ook eisen m.b.t. de geometrie de structuur, fabricage en uitvoering (zie §5 t.e.m. §9 van Eurocode 8).
- De gedragsfactor  $q$  voor de verticale component is 1,5 voor alle materialen en type structuren (EN 1998-1 §3.2.2.5. (6)).
- De gedragsfactor voor verplaatsingen  $q_D$  wordt meestal gelijk genomen aan de gedragsfactor  $q$  (EN 1998-1 §4.3.4.).



#### 4.4. Seismische actie voor elastische analyse

In wezen moet een seismisch ontwerpspectrum worden beschouwd als de omhullende piek-respons van een constructie die aan haar basis wordt onderworpen aan een seismische actie met **ontwerp grondversnelling**  $a_g$ . Daar waar de ontwerpgrondversnelling  $a_g$  van toepassing is op een rotsachtige ondergrond, bevat het seismisch ontwerpspectrum verdere gegevens die toelaten om rekening te houden met:

- De eigenschappen van de ondergrond, via de **grondclassificatie** (zie §4.2)
- Het niet-lineair gedrag van de constructie, via de **gedragsfactor**  $q$  (zie §4.3)
- Het lineair dynamisch gedrag van de constructie, via haar **eigentrillingsperioden**.
  - Kent men bijvoorbeeld de laagste eigentrillingsperiode  $T_1$  van een constructie, dan is de ordinaat van het seismisch ontwerpspectrum voor die waarde  $T_1$  maatgevend voor de verplaatsingen en inwendige krachten van de constructie indien de overstemmende eigenmode effectief wordt aangestoten door de seismische actie
  - In werkelijkheid kan men voor elke constructie verschillende eigentrillingsperioden  $T_i$  en bijhorende eigenmodes berekenen. Voor elke eigenmode die ook effectief wordt aangestoten door de seismische actie kan men aan de hand van het ontwerpspectrum de respons van de structuur bepalen. Naderhand volstaat het om de responsen overeenstemmend met de verschillende eigenmodes op de gepaste wijze te combineren om de totale respons van de constructie te kennen bij seismische excitatie.
  - Deze berekeningsgang wordt over het algemeen omschreven als multi-modale respons analyse en wordt verder in detail toegelicht in §5.2.2 t.e.m. §5.2.5.

De seismische bron en de aardbevingsmagnituden die eruit volgen, door de vorm van het spectrum. Voor de drie componenten (2 horizontale in één verticale) mogen één of meerdere alternatieve vormen worden vastgesteld. EN 1998-1 [–] §3.2.2. beschrijft 2 vormen, namelijk 'Type1' en Type 2'. De keuze tussen de vormen of de definitie van alternatieve vormen is een nationale keuze. In België wordt zowel voor het horizontale als het verticale ontwerpspectrum 'Type2' gebruikt.

##### 4.4.1. Horizontaal ontwerpspectrum

Het ontwerpspectrum voor horizontale actie  $S_d(T)$ , wordt gegeven door (EN 1998-1 §3.2.2.5. (4P)):

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T \leq T_B & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D & S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \\
 T_D \leq T & S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right.
 \end{array}$$

Met

- $T$  de eigentrillingsperiode van de constructie
- $a_g$  de ontwerpgrondversnelling voor grond type A in de horizontale richting (zie §4.1)
- $T_B, T_C$  de grenswaarden voor  $T$  waarbinnen het seismisch ontwerpspectrum wordt gekarakteriseerd door een constante versnelling (zie Tabel 5)

- $T_D$  de grenswaarde voor  $T$  waarboven het seismisch ontwerpspectrum wordt gekarakteriseerd door een constante verplaatsing (zie Tabel 5)
- $q$  de gedragsfactor (zie §4.3)
- $\beta$  een vergrotingsfactor  
= 0,2
- $S$  de grondparameter afhankelijk van de grondklasse (zie Tabel 3)

Spectrum	Grondtype	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Type 1	A	1,0	0,15	0,4	2,00
	B	1,2	0,15	0,5	2,00
	C	1,15	0,20	0,6	2,00
	D	1,35	0,20	0,8	2,00
	E	1,4	0,15	0,5	2,00
Type 2	A	1,0	0,05	0,25	1,2
	B	1,35	0,05	0,25	1,2
	C	1,5	0,10	0,25	1,2
	D	1,8	0,10	0,30	1,2
	E	1,6	0,05	0,25	1,2

Tabel 5: Waarden voor de parameters die het horizontaal ontwerp spectrum beschrijven (EN 1998-1 Tabel 3.2 en 3.3 [--] [BE])

#### 4.4.2. Verticaal ontwerpspectrum

Het ontwerpspectrum voor verticale acties  $S_{vd}(T)$ , wordt gegeven door (EN 1998-1 §3.2.2.5. (5)):

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_{vd}(T) \begin{cases} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T & \quad S_{vd}(T) \begin{cases} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned}$$

Met

- $T$  de eigentrillingsperiode van de constructie
- $a_{vg}$  de ontwerpgrondversnelling voor grond type A in de verticale richting (zie §4.1)
- $T_B, T_C$  de grenswaarden voor  $T$  waarbinnen het seismisch ontwerpspectrum wordt gekarakteriseerd door een constante versnelling (zie Tabel 6)
- $T_D$  de grenswaarde voor  $T$  waarboven het seismisch ontwerpspectrum wordt gekarakteriseerd door een constante verplaatsing (zie Tabel 6)
- $q$  de gedragsfactor (zie §4.3)
- $\beta$  een vergrotingsfactor  
= 0,2

Spectrum	$a_{vg}$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Type 1	$0,90a_g$	0,05	0,15	1,00
Type 2	$0,45a_g$	0,05	0,15	1,00

Tabel 6: Waarden voor de parameters die het verticaal ontwerp spectrum beschrijven (EN 1998-1 Tabel 3.4 [--] [BE])

Opmerkingen:

- Als de verticale ontwerp grondversnelling  $a_{vg}$  groter is dan  $0,25g$  ( $2,5m/s^2$ ), dan dient de verticale component van de seismische actie in rekening te worden gebracht o.a. als (EN 1998-1 §4.3.3.5.2.):
  - de (bijna) horizontale elementen een overspanning hebben van meer dan 20m
  - de (bijna) horizontale ingeklemde elementen een overspanning hebben van meer dan 5m
  - voor balken die kolommen ondersteunen
  - ...

#### 4.5. Alternatieve modellen voor de seismische actie

Naast de methode van het seismisch ontwerpspectrum voor lineair-elastische analyse laten de normen ook alternatieve methodes toe voor seismische berekening. Hierin kunnen 3 grote klassen worden onderscheiden (EN 1998-1 §3.2.3.):

- methodes gebaseerd op een beschrijving van de seismische actie door het spectraal vermogen. Hierbij wordt de seismische actie essentieel beschouwd als een “random” proces, waarbij het aan de ontwerper wordt overgelaten een betrouwbare en veilige beschrijving van het spectraal vermogen af te leiden
- methodes gebaseerd op een expliciete tijdsintegratie, vertrekkende van opgenomen of kunstmatige accelerogrammen. Opnieuw moet de ontwerper er op toezien dat de gebruikte accelerogrammen een afdoende en veilige beschrijving bieden voor de te beschouwen seismische actie
- frequentie-domein methodes, gebaseerd op de hierboven beschreven accelerogrammen na transformatie van het tijdsdomein naar het frequentiedomein

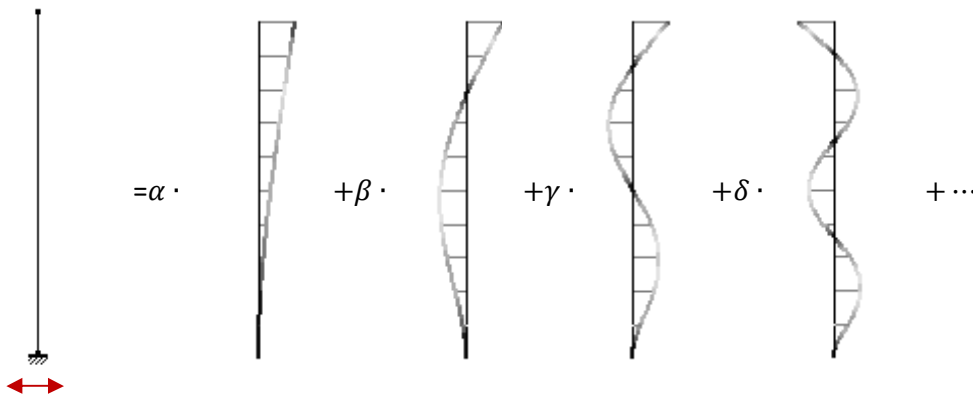
De referentiemethode blijft echter steeds de methode van het seismisch ontwerpspectrum voor lineair-elastische analyse, in combinatie met een multi-modale respons analyse. Bovenstaande methodes kunnen als alternatieven beschouwd worden, maar er moet steeds worden nagegaan of alle voorwaarden voor toepassing van de alternatieve methodes vervuld zijn.

De seismische analyse binnen Diamonds/ PowerFrame is om deze redenen dan ook gebaseerd op de referentiemethode, die algemeen toepasbaar is.

## 5. Ontwerp van gebouwen

### 5.1. Inleiding

Bij wijze van voorbeeld bekijken we een kolom die onderaan is ingeklemd en die aan haar basis wordt onderworpen aan een horizontale versnelling. Er wordt verondersteld dat die horizontale versnelling dermate varieert in functie van de tijd dat in de kolom trillingen worden geïnduceerd. Men kan aantonen dat de trillingen van die kolom kunnen worden beschreven door een superpositie van de eigentrillingsvormen (of eigenmodes) van die kolom, waarbij alle eigenmodes volledig onafhankelijk van elkaar reageren op de aangelegde basisexcitatie:



Daarbij zijn de combinatiefactoren  $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \dots$  a priori niet bekend, maar te berekenen in functie van de aangelegde basisexcitatie en de dempingseigenschappen van de structuur.

De eigentrillingsvormen daarentegen zijn onafhankelijk van de aangelegde excitatie, en meestal ook van de dempingseigenschappen van de constructie. Zij kunnen worden berekend op basis van de stijfheids- en massa-eigenschappen van de structuur. Die berekening wordt gewoonlijk omschreven als **modale analyse**.

In de praktijk echter zal het volstaan om enkel de  $N$  laagste eigenmodes te kennen voor verder gebruik bij een dynamische analyse.

Dit verklaart meteen ook de voordelen van een dergelijke benadering ten opzichte van een directe dynamische berekening, waarbij de respons van de constructie op de aangelegde excitatie wordt afgeleid door rechtstreekse integratie van de bewegingsvergelijkingen in de tijd:

- aan de hand van een **modale analyse** worden  $N$  eigenfrequenties en eigenmodes berekend, onafhankelijk van de aangelegde excitatie
- vervolgens wordt aan de hand van een **multi-modale respons analyse** de werkelijke respons van de constructie berekend als een combinatie (of **superpositie**) van die  $N$  eigenmodes, wat resulteert in een zeer klein aantal ( $N$ ) vergelijkingen. Bovendien kan men steeds gebruik maken van de reeds berekende eigenmodes wanneer een andere excitatie wordt aangelegd.

## 5.2. Structuur analyse

### 5.2.1. Begroting van de ontwerpmassa

Uit §5.1 mag blijken dat het nazicht van constructies onderworpen aan een seismische actie, steeds een modale analyse van de constructie vereist. Een modale analyse berekent eigenfrequenties en bijhorende eigenmodes. Het resultaat hiervan is sterk afhankelijk van de massa die daarbij in rekening wordt gebracht. Dergelijke massa is uiteraard niet alleen te wijten aan het eigengewicht van de constructie, maar tevens aan de vaste lasten en (in mindere mate) aan de veranderlijke lasten.

Voor de begroting van de ontwerpmassa te gebruiken voor een modale analyse, moet worden uitgegaan van de massa te wijten aan volgende combinatie van lasten (EN 1998-1 §4.2.4. (2)P):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \underbrace{\varphi \psi_{2,i}}_{=\psi_{E,i}} Q_{k,i}$$

Met

- $G_{k,j}$  karakteristieke waarde van de permanente belasting
- $\varphi$  correlatiecoëfficiënt die er rekening mee houdt dat de gebruikslasten slechts in beperkte mate gelijktijdig aanwezig zullen zijn tijdens de volledige duur van een seismische actie.  
Standaard is  $\varphi = 1$  in Diamonds, afwijkende waarden kan u vinden in EN 1998-1 Tabel 4.2.
- $\psi_{2,i}$  combinatiefactor voor het quasi-permanente deel van de veranderlijke lasten
- $Q_{k,i}$  karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting

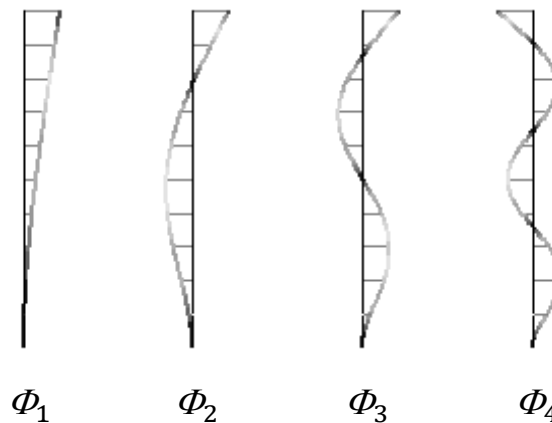
### 5.2.2. Modale analyse

**Het doel van een modale analyse is de berekening van de  $N$  laagste eigenfrequenties  $f_i$  [Hz] van een structuur, samen met de bijhorende eigenmodes  $\Phi_i$ .**

Een aantal opmerkingen hierbij:

- vaak worden ook andere termen gehanteerd dan de term **eigenfrequentie  $f_i$  [Hz]**:
  - de **eigenperiode**  $T_i = \frac{1}{f_i}$  [s]
  - de **eigenpulsatie**  $\omega_i = 2\pi \cdot f_i$  [rad/s]
- eigenmodes  $\Phi_i$  kunnen nooit in absolute termen worden geïnterpreteerd, vermits zij slechts bepaald zijn op een evenredigheidsfactor na. Enkel de vorm is voor interpretatie vatbaar, niet de amplitude – althans niet zonder bijkomende informatie
- die bijkomende informatie is de zogenaamde **modale massa**  $m_i$  van een eigenmode  $\Phi_i$ . Eenvoudig gezegd kan het begrip modale massa  $m_i$  worden verklaard als het aandeel van de totale massa van de structuur dat ook effectief wordt gemobiliseerd door de eigenmode  $\Phi_i$ . Zo ziet men in onderstaande figuur dat bij de eerste eigenmode  $\Phi_1$  alle punten steeds in fase zullen bewegen en de verdeelde massa van de structuur zich dus algeheel in fase zal bewegen. Enkel de amplitude van die beweging zal veranderlijk zijn (nul aan de basis, grootst bovenaan de kolom). Bij de tweede eigenmode  $\Phi_2$  bewegen niet langer alle punten in fase met elkaar, wat meebrengt dat een deel van de massa zich in één zin zal verplaatsen, terwijl het resterend deel van de massa zich in tegengestelde zin zal verplaatsen. Er wordt dus minder massa gemobiliseerd, wat zich vertaalt in een kleinere modale massa voor deze tweede eigenmode.

In het algemeen kan men inderdaad stellen dat naarmate de eigenfrequenties  $f_i$  toenemen, de golflengtes van de eigenmodes  $\Phi_i$  korter worden en de modale massa  $m_i$  afneemt.



Bovenstaande verklaring toont aan dat het belang van de hogere modes snel zal afnemen bij een dynamische berekening, aangezien steeds minder massa zal gemobiliseerd worden door modes met een hogere eigenfrequentie.

Op basis van al deze beschouwingen moeten we onze stelling met betrekking tot modale analyse enigszins aanpassen:

**Het doel van een modale analyse is de berekening van de  $N$  laagste eigenfrequenties  $f_i$  [Hz] van een structuur, samen met de bijhorende eigenmodes  $\Phi_i$  en modale massa's  $m_i$ .**

De kennis van eigenmodes  $\Phi_i$  en bijhorende modale massa's  $m_i$  laat steeds toe om de dynamische respons van een constructie ondubbelzinnig te bepalen.

Wordt een modale analyse uitgevoerd als basis voor een seismische analyse, dan wordt meestal gebruik gemaakt van de **effectieve modale massa's  $l_i$** . Daarbij wordt aangegeven volgens 3 orthogonale richtingen wat de bijdrage van de betreffende richting is. In Diamonds zijn deze 3 orthogonale richtingen de richtingen waarin de seismische actie opgelegd is en zal de tabel van de effectieve modale massa's  $l_i$  enkel getoond worden als naast de modale analyse ook de elastische analyse is uitgevoerd. In Diamonds kunnen na de modale analyse de effectieve modale massa's  $l_i$  reeds getoond worden voor de 3 orthogonale richtingen die samenvallen met de globale assen.

Het belang van die effectieve modale massa's ligt in de eigenschap dat de som van alle effectieve modale massa's (wanneer een oneindig groot aantal eigenmodes worden beschouwd) gelijk is aan de totale massa van de constructie. Bovendien specificeert Eurocode 8 volgend criterium voor de bepaling van het aantal eigenmodes  $N$  dat moet worden gebruikt voor een seismische analyse (EN 1998-1 §4.3.3.3.1.):

**Het aantal eigenmodes  $N$  dat wordt gebruikt voor een seismische analyse mag worden beperkt tot  $n$ , indien de som van de effectieve modale massa's voor deze  $n$  laagste eigenmodes ten minste gelijk is aan 90% van de totale massa van de constructie voor elke richting waarin een seismische actie wordt beschouwd.**

De vraag is echter wat gebeurt indien voor het aantal berekende eigenmodes  $N$  de som van de effectieve modale massa's te klein uitvalt, voor één of meer richtingen. In dit geval blijven 3 mogelijkheden open:

- Ofwel wordt een nieuwe modale analyse uitgevoerd, waarbij een groter aantal eigenmodes wordt berekend.
- Ofwel wordt gebruik gemaakt van een quasi-statische correctie.  
Hierbij wordt er van uit gegaan dat de eigenfrequenties van de niet-berekende modes voldoende hoog liggen ten opzichte van de frequenties van het seismisch ontwerpspectrum, zodat dergelijke modes eerder statisch zullen reageren op de aangelegde seismische excitatie. Dergelijke statische respons kan relatief eenvoudig worden afgeleid op basis van de eigenmodes die worden geleverd door de modale analyse en op basis van belasting die het statisch equivalent is van de seismische belasting. Die statische respons wordt vervolgens als correctie-term toegevoegd aan het resultaat van de multi-modale respons analyse.
- Ofwel gebruikt u de functie 'Tekort aan effectieve massa' corrigeren (EN 1998-2 §4.2.1.2.).  
Op dat moment worden alle resultaten voor de desbetreffende richtingen met som van effectieve modale massa <90% gedeeld door de verkregen som. Veronderstel bijvoorbeeld dat de som van een bepaalde richting slechts 40% is, bijgevolg worden alle resultaten voor deze richting gedeeld door 0,4.

PowerFrame gebruikt de quasi-statische correctie-methode. In Diamonds kan geopteerd worden voor de methode 'Tekort aan effectieve massa'. De methode in Diamonds is de aanwezende methode.

### 5.2.3. Modale respons analyse

**Het doel van een modale respons analyse is de berekening van de respons van een structuur in het geval één specifieke eigenmode  $\Phi_i$  (met bijhorende eigenfrequentie  $f_i$  en modale massa  $m_i$ ) wordt geëxciteerd door de aangebrachte belasting.**

Men kan aantonen dat een dergelijke eigenmode  $\Phi_i$  zich eigenlijk gedraagt als een equivalent massa-veer-systeem met (modale) massa  $m_i$  en (modale) stijfheid  $k_i$ . De eigenfrequentie  $f_i$  van een dergelijk massa-veer-systeem wordt gegeven door  $f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_i}{m_i}}$ .

Wordt een dergelijk massa-veer-systeem aan zijn basis onderworpen aan een ontwerpspectrum  $S_d(T)$  in een specifieke richting, dan kan men aantonen dat dit systeem een piekverplaatsing zal ondergaan die wordt gegeven door:

$$v_i = \left[ \frac{l_i}{m_i} \right] \left[ \frac{g \cdot S_d(T_i)}{\omega_i^2} \right] \cdot \Phi_i \quad \text{of} \quad v_i = \left[ \frac{l_i}{k_i} \right] [g \cdot S_d(T_i)] \cdot \Phi_i$$

Met

- $v_i$  de piekverplaatsingsvector
- $T_i$  de eigentrillingsperiode van de eigenmode  $\Phi_i$   
 $= \frac{1}{f_i}$
- $l_i$  de effectieve modale massa behorend bij de eigenmode  $\Phi_i$ , voor de richting waarin het ontwerpspectrum wordt toegepast

Enmaals de piekverplaatsing bekend, kunnen de overeenstemmende piekwaarden voor de inwendige krachten (momenten, dwarskrachten, normaalkrachten, ...) eenvoudig worden afgeleid door gebruik te maken van de stijfheidskarakteristieken van de staafelementen van de constructie.

#### 5.2.4. Multi-modale respons analyse

**Het doel van een multi-modale respons analyse is de berekening van de respons van een structuur in het geval diverse eigenmodes  $\Phi_i$  (met bijhorende eigenfrequenties  $f_i$  en modale massa's  $m_i$ ) worden geëxciteerd door een aangebrachte belasting.**

Wordt een structuur aan haar basis onderworpen aan een ontwerpspectrum  $S_d(T)$  in een specifieke richting, dan zullen daarbij over het algemeen diverse eigenmodes  $\Phi_i$  worden geëxciteerd. Voor elke eigenmode kan de piekverplaatsing  $v_i$  worden berekend zoals aangegeven in §5.2.3. Om de totale piekverplaatsing  $v$  te kennen, moeten eerst controleren of de verschillende eigenmodes onderling afhankelijk zijn van elkaar (EN 1998-1 §4.3.3.3.2). Twee eigenmodes  $i$  en  $j$  zijn onafhankelijk van elkaar als voor hun perioden  $T_i$  en  $T_j$  ( $T_j \leq T_i$ ) geldt  $T_j \leq 0,9T_i$ .

- Zijn de eigenmodes **onafhankelijk**, dan kunnen we de piekverplaatsing  $v$  bepalen door de som der kwadraten:

$$v = \sqrt{\sum_{i=1}^N v_i^2}$$

- Zijn de eigenmodes **afhankelijk**, dan kunnen we de piekverplaatsing  $v$  bepalen door de CQC-methode (Complete Quadric Combination) bepaald volgens deze formule:

$$v = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} v_i v_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8(\xi_i \xi_j)^{\frac{1}{2}} (\xi_i + \gamma \xi_j) \gamma^{\frac{3}{2}}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \gamma (1 - \gamma^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \gamma^2}$$

Met

- $\xi_i$  de dempingsverhouding van mode  $i$
- $\xi_j$  de dempingsverhouding van mode  $j$
- $\gamma$  de frequentie ratio  
=  $\omega_i / \omega_j$

Wat hierboven vermeldt staat voor de piekverplaatsing  $v$ , kan mutatis matandis toegepast worden voor elk effect.

In Diamonds kan u kiezen om de methode 'som der kwadraten' of de CQC-methode te gebruiken. PowerFrame gebruikt altijd de methode 'som der kwadraten'.



## 5.2.5. Respons van een seismische actie

### 5.2.5.1. Seismische respons analyse

Het doel van een seismische respons analyse is de berekening van de respons van een structuur die gelijktijdig wordt geëxciteerd door een ontwerpspectrum in onderling loodrechte richtingen.

Volgens Eurocode 8 dient bij elke seismische actie een ontwerpspectrum te worden toegepast in 2 onderling loodrechte richtingen in het horizontaal vlak (verder aangegeven door  $x'$  en  $z'$ ). Voor beide richtingen kan hetzelfde ontwerpspectrum worden gehanteerd, maar de eigenlijke richtingen kunnen niet zonder meer eenduidig worden gedefinieerd. Hierbij moet van het principe worden uitgegaan dat die richtingen zo worden gekozen dat de overeenstemmende seismische acties het meest nadelig zijn voor de constructie.

Bij een seismische respons analyse zullen drie multi-modale respons analyses worden uitgevoerd, met name één voor elk der horizontale richtingen  $x'$  en  $z'$  en één voor de verticale richting  $y'$ . Dit levert volgende resultaten op (volgens de principes beschreven in §5.2.4):

- $E_{x'}$  - piekwaarden der verplaatsingen & inwendige krachten voor een seismisch ontwerpspectrum toegepast volgens de richting  $x'$
- $E_{z'}$  - piekwaarden der verplaatsingen & inwendige krachten voor een seismisch ontwerpspectrum toegepast volgens de richting  $z'$
- $E_{y'}$  - piekwaarden der verplaatsingen & inwendige krachten voor een seismisch ontwerpspectrum toegepast volgens de richting  $y'$

De resultaten van beide multi-modale respons analyses kunnen vervolgens worden gecombineerd tot (EN 1998-1 §4.3.3.5.2.):

- $E_{x'} + 0,30 E_{y'} + 0,30 E_{z'}$
- $0,30 E_{x'} + E_{y'} + 0,30 E_{z'}$
- $0,30 E_{x'} + 0,30 E_{y'} + E_{z'}$

Hierin moet "+" worden geïnterpreteerd als "te combineren met", zodat in werkelijkheid een omhullende respons wordt bepaald die de effecten van beschrijft van een seismische actie in de richtingen  $X'$ ,  $Z'$  en  $Y'$ .

### 5.2.5.2. Verplaatsingen

Indien een lineaire analyse is uitgevoerd moeten de verplaatsingen veroorzaakt door de seismische actie  $d_s$  berekend wordt door de elastische verplaatsingen  $d_e$  te vermenigvuldigen met een gedragsfactor voor verplaatsingen  $q_D$  (EN 1998-1 §4.3.4.).

$$d_s = q_D \cdot d_e$$

## 5.3. Nazicht van de grenstoestanden

Constructies in gebieden gevoelig aan seismische activiteit dienen zo te worden ontworpen en geconstrueerd dat zij met een voldoende grote waarschijnlijkheid kunnen weerstaan (zonder te bezwijken en met slechts beperkte schade) aan een seismische actie met een door de relevante normering vastgelegde herhalingstijd (EN 1998-1 §2.1).

### 5.3.1. Algemeen

Voor een seismische actie moet het nazicht gebeuren in twee grenstoestanden (EN 1998-1 §2.2.1 en §4.4):

- Uiterste grenstoestand: instorten of andere vormen van structureel falen.
  - Weerstand
  - Ductiliteit
  - Evenwicht
  - ...
- Schade grenstoestand: schade die boven gespecificeerde gebruiksvoorwaarden valt.

Op basis van de hieronder beschreven seismische combinaties zal een nazicht worden uitgevoerd van weerstand en stabiliteit. Uiteraard dient zulks te geschieden in aanvulling op de reeds vereiste verificaties voor de fundamentele combinaties.

Het weze hier vermeld dat de normen niet alleen eisen stellen aan weerstand en stabiliteit in de uiterste grenstoestand, maar tevens voorzien in een reeks bijkomende eisen op gebied van ductiliteit, algeheel evenwicht, verplaatsing,... Hiervoor wordt expliciet naar de desbetreffende normdocumenten verwezen (EN 1998-1 §4.4).

### 5.3.2. Uiterste grenstoestand

Bij nazicht in de uiterste grenstoestand wordt, naast de gebruikelijke fundamentele combinatie, uitgegaan van volgende seismische combinatie (EN 1998-1 §4.2.4. en EN 1990 vgl. 6.12b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Met

- $G_{k,j}$  karakteristieke waarde van de permanente belasting
- $A_{Ed}$  ontwerp waarde van de aardbevingsbelasting voor de referentie periode
- $\psi_{2,i}$  combinatiefactor voor het quasi-permanente deel van de veranderlijke lasten (EN 1990 Tabel A1.1)
- $Q_{k,i}$  karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting

In Diamonds komt het er op neer dat de wapeningsberekening en de normcontrole voor staal/hout ook rekening houden met de UGT SC-combinaties (als die gegenereerd zijn).