

Dit artikel houdt de gebruikelijke methode van aardbevingsbestendig ontwerpen zoals omschreven in NPR 9998 en Eurocode 8 tegen het licht, en stelt de vraag of het wel klopt dat we aardbevingen zien als een belastinggeval. Het antwoord volgt in de tweede helft, die eveneens aanwijzingen geeft hoe het ook anders kan.

ir. H.G. Krijgsman RO

Han Krijgsman is senior seismisch adviseur bij BORG, een samenwerkingsverband op seismisch gebied tussen de bedrijven ABT, abtWassenaar, BAM Advies, BAM Noord en BBN.



1. 'Near Collapse' laat zich omschrijven als een auto na een harde crash.

# Krachten of verplaatsingen?

NPR 9998 is gebaseerd op Eurocode 8 (EC 8), en geeft methodes om de aardbevingsveiligheid te bepalen van een constructie gebaseerd op toetsing met krachten, volgens *force-based design*. Voor constructeurs is dit een logische en begrijpelijke methode, aangezien die aansluit bij de wijze waarop we constructies dimensioneren. We spreken ook over een aardbevingsbelasting en bepalen de krachten op een gebouw. We ontwerpen met een versnellingspectrum volgens de 2<sup>e</sup> wet van Newton:  $F_b = m \cdot S_d(T)$ , waarin  $S_d(T)$  = spectrale versnellingscoëfficiënt behorend bij trillingstijd T, ofwel  $F = m \cdot a$ . In NPR 9998 zijn de volgende fundamentele eisen gedefinieerd.

- Voor *veiligheid*, te beschouwen als een buitengewone ontwerpsituatie volgens NEN 1990, geldt het Near Collapse-criterium (NC). Dit begrip komt uit EC 8-3 *Bestaande bouw*, en beschrijft een uiteindelijke toestand waarbij blijvende plastische vervormingen en schade zijn toegestaan, mits de integriteit van de constructie, het weerstaan van de zwaartekracht, intact blijft. Let op: in EC 8-1 *Nieuwbouw* geldt als veiligheids criterium No Collapse, dat meer overeenkomt

met de uiterste grenstoestand (ULS) die geldt voor gangbare statische toetsingen. Deze toestand wordt omschreven als Significant Damage (SD), in NPR 9998 respectievelijk EC 8-3, die meer aansluit bij de wijze waarop wereldwijd de constructieve veiligheid bij aardbevingen wordt bepaald.

- Voor *gebruik* (SLS) of bijzondere gebouwen als crisiscentra geldt criterium Damage Limitation (DL), dat ook door NPR 9998 via EC 8 wordt aangewezen en eisen stelt aan het verplaatsingsverschil tussen twee verdiepingen (*interstorey drift*).

Als de omschrijving van Near Collapse goed wordt gelezen, dan geldt voor een gebouw na zo'n gebeurtenis:

- mensen kunnen nog veilig vluchten;
- vastgoed is afgeschreven: bij een volgende lichte schok volgt bezwijken.

Dit is te vergelijken met de wijze waarop een auto wordt geconstrueerd: bij een grote botsing gaat het erom dat de inzittenden er ongeschonden uitkomen, maar de auto is total loss (*afb. 1*).

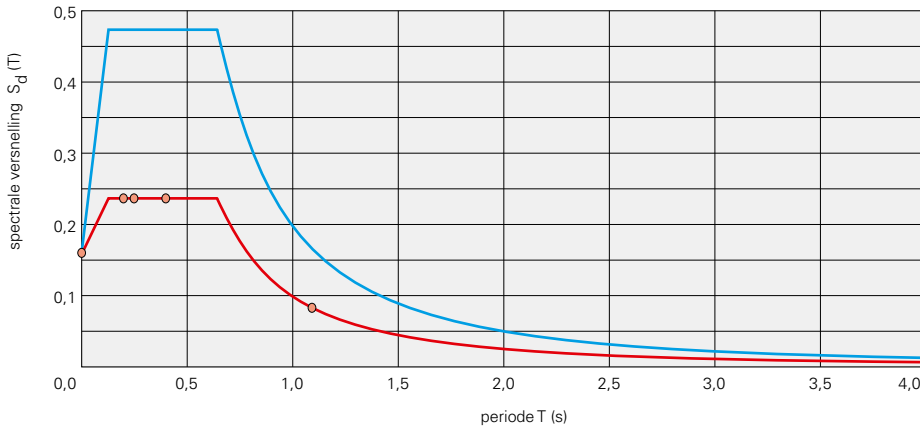
## q-Factor

In de praktijk is het vastleggen en berekenen van het NC-criterium niet eenvoudig. Daarom is een methode in de norm opgezet, waarmee dit met lineair rekenen kan worden benaderd. Een belangrijk fundament in de methode is het onderbouwd verlagen van de aardbevingsbelasting door het ontwerp-spectrum te gebruiken in plaats van het elastisch spectrum (*afb. 2*). Dit ontwerp-spectrum komt tot stand door in de formules die het spectrum bepalen, de waarden te delen met een factor q. De q-factor is afhankelijk van het type constructie en constructiemateriaal, en kan oplopen van 1,5-2 voor een ongewapende metselwerkconstructie, tot wel 4-5 voor een ductiel beton- of staal-spant.

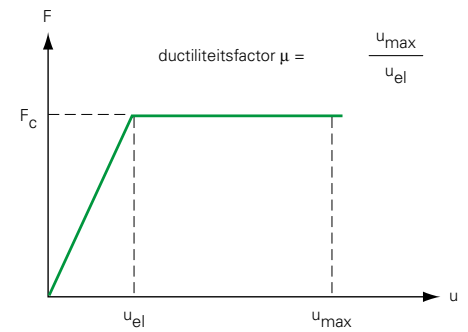
De achtergrond van de q-factor is het gegeven dat een constructie, mits goed ontworpen, niet 'zomaar' bezwijkt, maar dat er plastische vervormingen kunnen optreden, met scheurvorming tot gevolg. Deze scheuren nemen veel energie op tijdens de aardbeving, waardoor de constructie veel hogere versnellingen kan weerstaan dan uit een statische som zou blijken.

## Literatuur

1. M.J.N. Priestley, G.M. Calvi en M.J. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia (IT) 2007.
2. T.J. Sullivan, M.J.N. Priestley en G.M. Calvi, *A Model Code for the Displacement-based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia (IT) 2012.
3. M.J.N. Priestley, G.M. Calvi en M.J. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, National Conference on Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Athens (GR) 2008.
4. [www.3muri.com](http://www.3muri.com).
5. H.G. Krijgsman en G. Sidwell, 'Wat zegt het spectrum', *Bouwen met Staal* 248 (december | 2015), p. 38-42.
6. R.H.G. Roijackers en R.H.J. Bruins, 'Rekenmethodes voor aardbevingsberekeningen', *Bouwen met Staal* 248 (december | 2015), p. 34-36.



2. Voorbeeld spectrum (blauwe lijn) en ontwerpspectrum (rode lijn); merk op dat het startpunt op  $T = 0$  niet verandert.



3. Schematische representatie ductiliteitsfactor.

Een q-factor kan worden bepaald door de constructie tot in de plastische zone te duwen en de vervorming te meten (een pushover-berekening). De ductiliteitsfactor  $\mu$  (afb. 3) is dan de verhouding tussen de uiterste verplaatsing  $u_{\max}$  en het punt waar het eerst plastische vervorming optreedt,  $u_{el}$ , dus  $\mu = u_{\max} / u_{el}$ . De factor q volgt dan uit:

$$q = \sqrt{2\mu - 1}$$

Eenvoudig voorgesteld ziet het verschil in gedrag van een gebouw er dan als volgt uit. Als een constructie elastisch reageert ( $q = 1$ ) zal de belasting lineair elastisch oplopen. Bij een plastisch reagerende constructie wordt op een gegeven moment het vloeitraject bereikt. Bij dezelfde piekgrondversnelling wordt een lagere kracht ontwikkeld. En hier is het uiteraard om te doen. Uit afbeelding 4 is het verschil tussen Near Collapse en Significant Damage af te lezen: bij SD zal de constructie beperkt het horizontale traject in gaan. De bijbehorende capaciteit gedefinieerd in kracht (versnelling) is dan echter lager.

Met het gebruik van de methode met de q-factor is het weliswaar vaak eenvoudiger geworden om aan te tonen dat een constructie aardbevingsveilig is, maar vervolgens zoekt de norm (EC 8 en daarmee NPR 9998) een compromis tussen weerstand (sterker maken van de constructie) en ductiliteit (verlagen van de belasting met q-factor). Dit

komt tot uiting in de vele artikelen in de NPR en EC 8 in zowel hoofdstuk 4 als de materiaalgebonden hoofdstukken 5-9 die voorwaarden stellen aan de berekening, de materialen en de detaillering van de constructie, om de toepassing van de q-factor te valideren en de weerstand van de constructie te verhogen. Want, belangrijk is het gestelde in artikel 4.4.2.1 van NPR 9998:

*'Aan de eis ten aanzien van niet bezwijken (NC, uiterste grenstoestand) bij de seismische ontwerpsituatie is voldaan indien aan de hierna beschreven voorwaarden betreffende de sterkte in de doorsnede,*

- *het voorkomen van brosse breuk,*
- *de stabiliteit van het gebouw,*
- *de sterkte van de horizontale schijfvormige elementen,*
- *de stabiliteit van de fundering,*
- *en de sterkte van de verbindingen, is voldaan.'*

We moeten dus alle genoemde onderdelen van de constructie volgens NPR 9998 beoordelen, alvorens we kunnen stellen dat de constructie, berekend met een q-factor, aardbevingsveilig is. Met bijvoorbeeld een conclusie, na het beoordelen van de optredende belasting bij de ontwerpwaarde van de aardbeving, dus met inbegrip van de q-factor, dat de aardbevingsbelasting lager is dan de windbelasting, of dat het stabiliteitsverband de belasting kan opnemen, zijn we er dus niet.

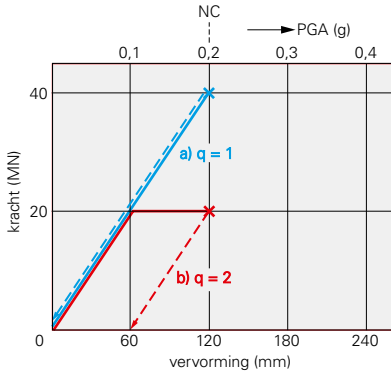
Belangrijk is ook om de achtergrond van de q-factor te begrijpen. EC 8 (artikel 2.2.2 (2)) zegt daar het volgende over: *'[...] for dissipative structures the behaviour factor is [...] accounting for the hysteretic energy dissipation that mainly occurs in specifically designed zones, called dissipative zones or critical regions.'*

Ofwel, er dient hysteretische energie gedissipeerd te worden in 'speciaal gedefinieerde en gedetailleerde zones', meestal de stabiliteitsconstructies. Een q-factor verlaagt niet integraal de belasting op een constructie, zoals vaak nog wel gedacht wordt. Het blijft een rekenmethode, om statisch een constructie te kunnen berekenen, waarvan het gedrag uiteindelijk volplastisch zal zijn. Hoofdstukken 4.4 en 5 t/m 9 van NPR 9998 bevatten daarom allerlei bepalingen om te controleren en te sturen dat de ductiliteit ook gehaald wordt. Het doel is om de hiërarchie te bepalen van weerstand (bezwijkpatroon), het verzekeren van plastische scharnieren en brosse breuk te vermijden. Zie als voorbeeld afbeelding 5, indien bij een raamwerk de balk-kolomverbinding vloeit, kunnen er veel meer plastische scharnieren ontwikkelen dan indien alleen de kolom plastisch vervormt. Meer plastische scharnieren maken dat er meer energie kan worden opgenomen, wat uiteraard gunstiger is.

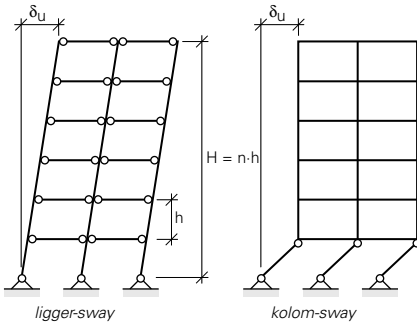
Enkele voorbeelden van artikelen uit NPR 9998 waarmee deze hiërarchie bepaald wordt:

6. Tabel 6.2 uit Eurocode 8.

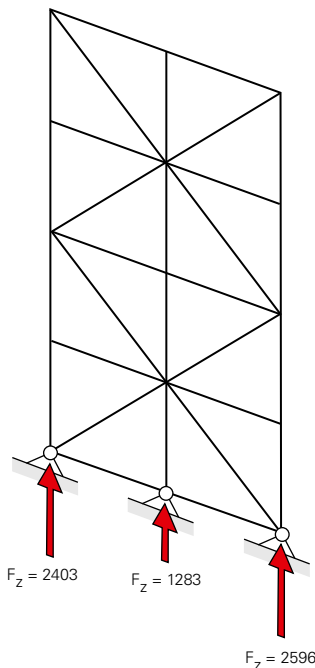
| Structural type  | Ductility Class |                      |
|--|-----------------|----------------------|
|  | DCM             | DCH                  |
| a) Moment resisting frame  | 4               | $5\alpha_y/\alpha_1$ |
| b) Frame with concentric bracings                                  |                 |                      |
| Diagonal bracings  | 4               | 4                    |
| V-bracings   | 2               | 2,5                  |
| c) Frame with eccentric bracings                                   | 4               | $5\alpha_y/\alpha_1$ |
| d) Inverted pendulum   | 2               | $2\alpha_y/\alpha_1$ |
| e) Structures with concrete corns or concrete walls                | See section 5   |                      |
| f) Moment resisting frame with concentric bracings                 | 4               | $4\alpha_y/\alpha_1$ |
| g) Moment resisting frame with infills                             |                 |                      |
| Unconnected concrete or masonry infills, in contact with the frame | 2               | 2                    |
| Connected reinforced concrete infills                              | See section 7   |                      |
| Infills isolated from moment frame (see moment frames)             | 4               | $5\alpha_y/\alpha_1$ |



4. Schematische weergave gedrag van elastisch reagerende constructie (a) en plastisch reagerende constructie (b).



5. Links: gunstig bezwijkpatroon (veel plastische scharnieren). Rechts: ongunstig (beperkt aantal plastische scharnieren).



7. Voorbeeld stabiliteitsverband met krachten uit aardbeving (links en rechts) en statisch (midden).

- (4.4.2.3) raamwerken: balk bezwijken i.p.v. kolom – weerstand kolommen verhogen met factor 1,3;
- (4.4.2.5) vloerschijven: weerstand verhogen met factor 1,1 (ductiel) of 1,3 (bros);
- (4.4.2.6) fundering: capaciteit verhogen met de oversterkte-factor  $\Omega = R_d/E_d (\leq q)$ ; dus maximaal weer terugdelen met  $q$ , dus de lineair elastische capaciteit; bovendien te verhogen met  $\gamma_{rd} = 1,2$  indien  $q > 3$ .

Als voorbeeld dient een staalconstructie waarin een stabiliteitsverband is opgenomen bestaande uit een stalen kruis. De kracht in de diagonalen kan worden bepaald met een relatief hoge  $q$ -factor 4 (afb. 6). Om de volgorde van bezwijken zodanig te krijgen dat de diagonaal altijd vloeit voordat de kolommen overbelast raken (knik = bros bezwijkgedrag vermijden), moet er een overwaarde gerekend worden op de onderdelen die niet plastisch reageren. Voor de kolom geldt artikel 6.7.4 van EC 8:

$$N_{pl;Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed;G} + 1,1\gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot N_{Ed;E}$$

$N_{pl;Rd}(M_{Ed})$  is de sterkte van de kolom, met als belastingen: de statische belasting  $N_{Ed;G}$  en de belasting door de aardbeving  $N_{Ed;E}$  – volgend uit de diagonaal – met oversterkte-factor 1,1 als partiële veiligheidsfactor en  $\gamma_{ov} = 1,25$ , (art. 6.2 van NPR 9998), omdat de werkelijke staalkwaliteit hoger is dan de specificatie, moet deze factor worden toegevoegd, want we rekenen met de aanwezige sterkte in plaats van de rekenwaarde.  $\Omega = N_{pl;Rd}/N_{Ed;E}$  is de oversterkte van de diagonaal: dus de weerstand over ontwerpwaarde. In feite betekent  $\Omega$  het terugdelen met  $1/\Omega$ . Dit is begrensd tot de waarde van  $q$ , ofwel, de oversterkte hoeft niet meer te zijn dan de belasting die bij  $q = 1$  wordt gevonden (elastisch gedrag).

Stel  $\Omega$  is 2, dan is de factor waarmee het seismische deel van de kolomkracht verhoogd wordt dus  $1,1 \cdot 1,25 \cdot 2 = 2,75$ .

Eenzelfde methode geldt ook voor de fundering. Neem het voorbeeld van het stabiliteitsverband in afbeelding 7. De krachten zijn gegeven voor de (omhullende) ontwerpcombinatie bij een aardbevingsbelasting. De twee buitenste kolommen krijgen daarbij behalve de zwaartekrachtbelasting ook een component uit de aardbevingsbelasting (2596 kN), de middelste kolom alleen de zwaartekrachtbelasting (1283 kN). Stel  $\Omega$  is 2. De ontwerpwaarde voor de fundering wordt dan:  $(2596 - 1283) \times (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2) + 1283 = 4894$  kN. Op deze wijze wordt er dus voor gezorgd dat het stabiliteitsverband de veiligheid waarborgt, en de constructie niet eerder bezwijkt doordat de fundering bezwijkt.

De kern van de hele berekening is dat de maximale vloeikracht die in de diagonaal kan komen, door de kolommen en de fundering, met oversterkte dus meer veiligheid, moet kunnen worden opgenomen. Om dit aan te tonen moet dus vrij omslachtig overal de oversterkte weer worden teruggedeeld op de onderdelen. Van de eerder gevonden verlaagde belasting door het delen met  $q$  blijft zo in de praktijk weer weinig over. Daarnaast kan een  $q$ -factor lang niet altijd tot een bevredigend antwoord leiden. Dat maakt dit voorbeeld duidelijk (afb. 8). Als in een constructie er meerdere stabiliteitsverbanden zijn, maar met verschillende afmetingen, dan zal het kracht-vervormingsgedrag van de wanden er verschillend uitzien. Bij toenemende verplaatsing zullen grote wanden veel meer belasting naar zich toetrekken en eerder plastisch gaan vervormen (mits ductiel gedetailleerd), terwijl de kleinere wanden nog in het elastische gebied bevinden. Een eenduidige  $q$ -factor is dan niet te bepalen. In het algemeen dient in Groningen bij met

Bij een slinger wordt tijdens de beweging energie uitgewisseld tussen beweging (versnelling) en verplaatsing, volgens de formule:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0$$

Met:

$m$  = massa (kg)

$c$  = demping

$k$  = stijfheid

$u$  = verplaatsing (mm)

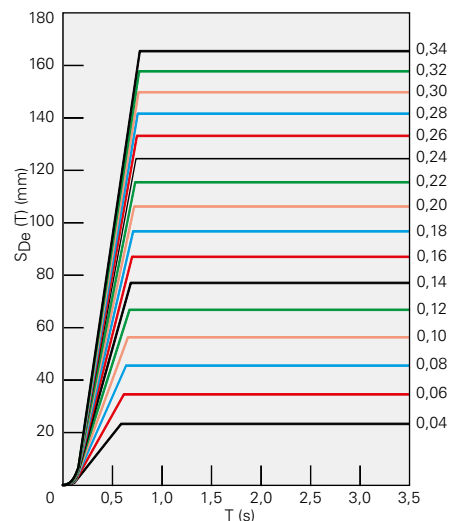
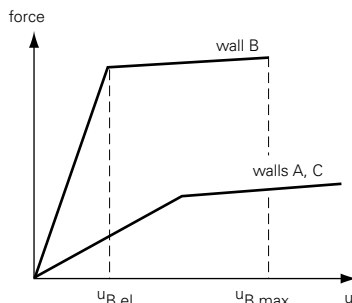
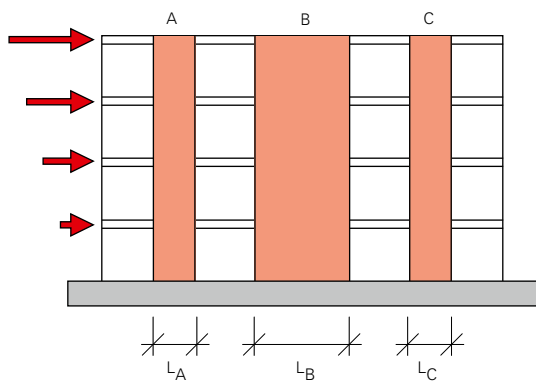
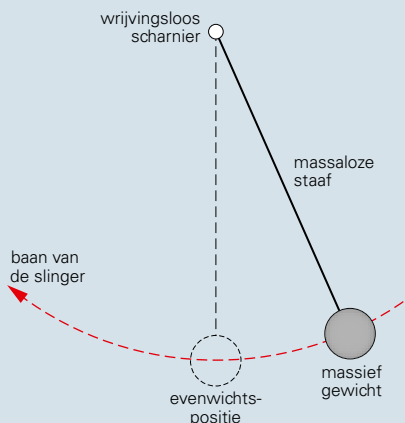
$\ddot{u}$  = versnelling (2<sup>e</sup> afgeleide van  $u$ )(m/s<sup>2</sup>)

$\dot{u}$  = snelheid (1<sup>e</sup> afgeleide van  $u$ )(m/s)

Bij verwaarlozen van demping, kan de formule worden herschreven tot:

$$m \cdot \ddot{u} = -k \cdot u$$

ofwel, versnelling en verplaatsing zijn eenduidig gerelateerd.



9. Boven: verplaatsingsspectrum NPR 9998 (december 2015) voor CC2-gebouwen.

8. Links: gebouw met wanden van verschillende afmetingen. Omdat de wanden verschillend gedrag vertonen, is de  $q$ -factor niet eenduidig.

name de lage  $p_g$ 's in de gaten worden gehouden of er wel een plastisch gedrag is te verwachten. Bij controle kan blijken dat een in eerste instantie hoog aangehouden  $q$  niet klopt, omdat het gedrag van de constructie tijdens de aardbeving minder plastisch of zelfs elastisch reageert. Dit heeft te maken met het Groningse spectrum, dat afwijkt van het natuurlijke spectrum van EC 8<sup>[5]</sup>. De  $q$ -factor-methode lijkt een eenvoudige manier om met het niet-lineaire gedrag van een constructie rekening te kunnen houden, waardoor er meer capaciteit uit een constructie is te halen en er recht wordt gedaan aan het Near Collapse-criterium. Maar de methode is omslachtig door het moeten terugdelen van de overcapaciteit naar de verschillende onderdelen. Daarnaast zijn er vaak situaties waarbij er geen eenduidige  $q$ -factor bepaald kan worden, of is het gebruik ervan incorrect doordat de constructie grotendeels elastisch reageert. Er zijn echter andere manieren om echt rekening te houden met het niet-lineaire gedrag, zonder gelijk een beroep te moeten doen op complexe niet-lineaire rekenmodellen.

## Verplaatsingen

Het rekenen met krachten, een aardbevings-

belasting, doet soms vergeten dat een aardbeving zelf geen krachten uitoefent. Een aardbeving is een trilling, die via de fundering het gebouw doet opslingeren. De slingerbeweging gaat gepaard met krachten, opgeroepen door de optredende versnellingen en de eigenmassa van het gebouw, maar op eenzelfde wijze ontstaan ook verplaatsingen. Dynamisch kan een gebouw geschematiseerd worden tot een één-massa-veersysteem (zie *kader boven*). Een één-massa-veersysteem is te vergelijken met een slinger. De eenvoudige kinematische vergelijkingen van een slinger leggen het verband tussen krachten en verplaatsingen. Hiermee is ook een eenvoudig en eenduidig verband te definiëren tussen het versnellingspectrum uit NPR 9998 en verplaatsingen.

Deze relatie is gegeven in EC 8, formule 3.7:  $S_{de} = S_e(T) \cdot T^2 / (4\pi^2)$ . De vorm van het versnellingspectrum  $S_e(T)$  in NPR 9998 is afhankelijk van de piekgrondversnelling, dus is het verplaatsingsspectrum dat ook (*afb. 9*). Omdat na  $T_c$ , het einde van het plateau of de zogenoemde *corner period*, het versnellingspectrum kwadratisch afneemt, blijft het verplaatsingsspectrum constant. Voor de stad Groningen, met een piekgrondversnelling van  $\pm 0,1g$ , is de verplaatsing 60 mm

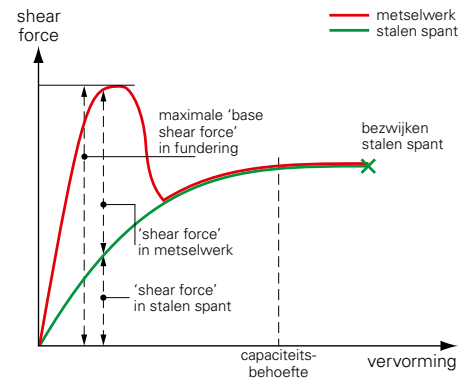
voor nieuwbouw CC2. Voor Loppersum, 0,36g, is dat 174 mm. Deze verplaatsing treedt op voor ieder gebouw, ongeacht de hoogte, het materiaal of de stijfheid, tenzij de stijfheid zo hoog is dat de trillingstijd van het gebouw kleiner is dan  $T_c$  (de schuine tak aan het begin *afb. 9*). De verplaatsing is die van het massacentrum bij schematisatie van het gebouw tot een één-massa-veersysteem, meestal op zo'n 2/3 van de hoogte. De topverplaatsing kan dus nog hoger zijn. In plaats van het versnellingspectrum is het dus door de eenduidige relatie ook mogelijk het verplaatsingsspectrum als uitgangspunt te kiezen. Als we weten hoe een gebouw reageert op de verplaatsing, dan kan ook daarmee de veiligheid worden aangetoond. Uiteraard zit de crux in het zinsdeel: 'als we weten hoe een gebouw reageert...'

## Ontwerpen op verplaatsingen

Met het besef dat we niet naar krachten maar verplaatsingen moeten kijken, kunnen andere ontwerpstrategieën worden gevonden dan gebruikelijk. Als voorbeeld wordt de versterking van een traditioneel rijtjeshuis behandeld (*afb. 10 en 11*). Een standaard rijtjeshuis heeft als kenmerk dat de stabiliteit in langsricting te wensen over-



- buitenspouwblad verwijderd
- schoorsteen verwijderd
- schuur achterzijde verwijderd
- stalen portalen:
  - IPE 200 (S235)
  - HEA 100 (S235)
  - buis (warm) 150x100x12,5
- portalen gekoppeld aan betonnen vloeren
- dakschijf aanbrengen om topgevels te steunen



10. Ontwerp ductiele spanten met pushover-diagram.

laat, vanwege de beperkte dwarswanden en penanten. De gangbare ontwerpstrategie zou zijn om sterkte en stijfheid toe te voegen met zware staalspanten in de gevel. Deze worden zwaar doordat vanuit de sterkte-eis het spant ook stijver zal worden met een zwaarder staalprofiel. Het versnellingspectrum bepaalt hierbij dat bij toenemende stijfheid, en dus afnemende trillingstijd, de belasting hoger wordt, en daarmee dat het spant sterker en dus stijver moet worden.

Bedenken we dat de verplaatsing constant is, dan maakt het dus niet uit wat de zwaarte van het spant is, zolang deze maar vloeit maar niet bezwijkt bij de optredende verplaatsingen. Dit kan met een pushover-analyse worden gecontroleerd<sup>[6]</sup>.

Nemen we als voorbeeld weer hetzelfde stabiliteitsspan, met diagonalen. Een ontwerpstrategie zou kunnen zijn door dit spant eerst uit te rekenen op basis van windbelasting. Hiervoor gelden namelijk de gangbare normen, die bepalen dat er maximaal tot het bereiken van de vloeiërkracht mag worden gerekend. Vervolgens kunnen we het last-ervormingsgedrag bepalen van de constructie, nu met bereiken van de vloeispanning bij  $1,25f_y$  inclusief een vloeitraject tot aan breuk. De toets wordt dan om de te behalen verplaatsing opgelegd door de aardbeving te vergelijken met het last-verplaatsingsgedrag. Indien de breukrek nog niet wordt gehaald, voldoet de constructie dus. Een inzichtelijke manier daarvoor is om de kracht-verplaatsing te plotten in een zogenaamd *Acceleration Displacement Response* (ADRS)-grafiek. Hierbij wordt het spectrum (de aardbeving) omschreven als versnelling/kracht op de verticale as versus verplaatsing op de horizontale as. Ook het gedrag van de constructie (uitkomst pushover-analyse) wordt zo omschreven. Door ze over elkaar te plotten is inzichtelijk of de constructie de verplaatsing kan volgen (afb. 12).

Met dit inzicht kan een belangrijke conclusie worden getrokken. Door de trillingen ontstaan er verplaatsingen van het gebouw, die per verdieping vloeï kunnen geven in de constructie. Het is de constructie zelf die de weerstand bepaalt tegen de vervormingen van de aardbeving, en die weerstand bepaalt de kracht:  $F = k \cdot u$ . Door deze weerstand te



11. Rijtjeswoningen Loppersum versterkt met gevelspanten.

beïnvloeden, kun je de krachten beïnvloeden. Je kunt het gebouw nu ontwerpen als een 'uniform-risico gebouw', dat aardbevingsveilig is ongeacht het spectrum of de pga. Meer belasting dan de vloeiërcapaciteit zal er niet optreden. De constructie bepaalt de belasting, niet andersom.

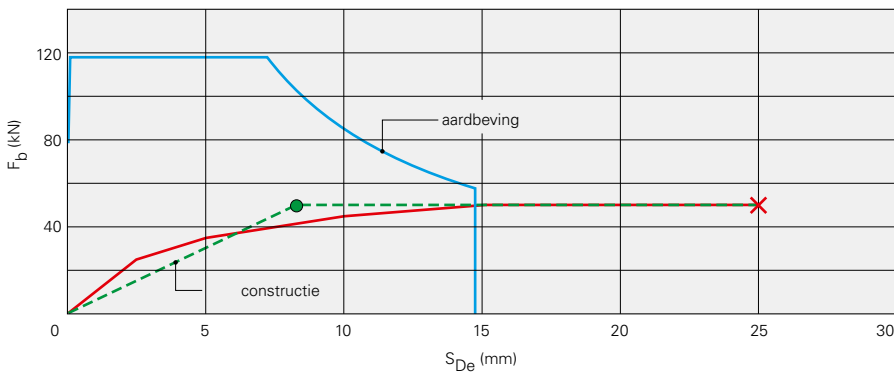
Zie nogmaals afbeelding 5, in eerste instantie zal deze gelezen worden dat bij oplopende kracht de vervorming toeneemt. Het omgekeerde is echter het geval. Een aardbeving geeft een verplaatsing. Bij oplopende verplaatsing zal bij een elastisch reagerende constructie de kracht hoog oplopen. Bij een plastisch reagerende constructie is de belasting lager. Door de plasticiteit te beïnvloeden, is dus ook de optredende belasting te beïnvloeden.

### Direct Displacement Based Design

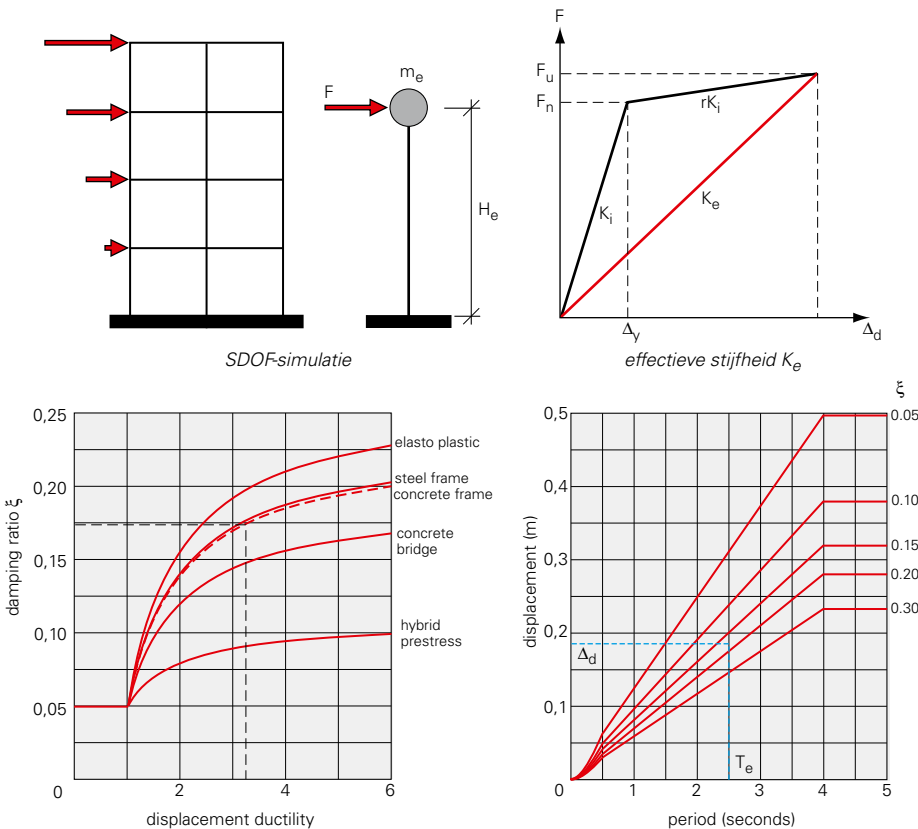
Wereldwijd wordt er veel onderzoek gedaan naar het ontwerpen op basis van verplaatsingen. De standaard is het boek *Displacement-Based Seismic Design of Structures*<sup>[1]</sup>. Hierin is de ontwerpmethodologie gestandaardiseerd en uitgewerkt voor een groot aantal constructies en materialen. Tevens wordt een aanzet gemaakt om deze methode als een

norm te omschrijven<sup>[2]</sup>. Met regelmaat verschijnen er publicaties die de ontwikkelingen nader vastleggen.

Bij het ontwerpen met krachten wordt uitgegaan van de stijfheid die hoort bij elastisch gedrag, ook al wordt er gerekend met een q-factor. Deze stijfheid is echter afhankelijk van de sterkte (de dimensionering van de elementen), die bij het begin van het ontwerp nog bepaald moet worden. Dit leidt vaak tot een itererend en dus tijdrovend proces, waarbij iedere verandering in de dimensionering leidt tot een ander gedrag, dus andere krachten. Daarnaast leidt deze methode vaak eerder tot overgedimensioneerde, maar dus te stijve constructies, want door de grotere stijfheid neemt de trillingstijd af en neemt de spectrale versnelling toe. Over het algemeen wordt dat als veilig gedacht, maar het leidt tevens tot niet realistische berekende verplaatsingen. Wat weer het bereiken van een plastisch stadium tegengaat, waardoor het gebruik van de q-factor niet meer realistisch is (en de belasting dus hoger wordt). Bij het verplaatsingsgebaseerd ontwerpen wordt gerekend met de stijfheid van de plastisch vervormde constructie, de zogenaamde secante stijfheid  $K_s$ , bij maximale verplaat-



12. Acceleration Displacement Response (ADRS)-grafiek met uitkomst pushover-berekening.



13. Principe van verplaatsingsgebaseerd ontwerpen<sup>[3]</sup>.

sing  $D_d$ . Bovendien wordt een viskeuze demping  $\xi$  toegepast, bestaande uit de elastische demping die we kennen uit het versnellingspectrum (5%) en de hysteretische energie, opgenomen tijdens het plastisch vervormen van de constructie. Als nu de ontwerpwaarde van de verplaatsing bekend is (verplaatsingsspectrum), en de bijbehorende demping vanuit de te verwachten benodigde plasticiteit ( $\mu = D_d/D_y$ ), dan kan de effectieve trillingstijd  $T_e$  worden afgelezen uit een grafiek met verplaatsingsspectra behorende bij verschillende dempingswaarden (afb. 13).

De effectieve stijfheid is gelijk aan:  $K_e = 4\pi^2 \cdot m / T_e^2$ . Uit afbeelding 13 (rechtsboven) is dan af te leiden dat de ontwerpkracht, tevens base shear, gelijk is aan:  $F = V_{base} = K_e \cdot D_d$ .

Er wordt dus precies andersom gewerkt: in plaats van eerst de dimensies van de constructie te bepalen, het afleiden van de trillingstijd en daarmee het bepalen van de

belasting, wordt gewerkt vanuit de te behalen verplaatsingscapaciteit. Zie afbeelding 13 (linksonder): vanuit de benodigde ductiliteit, waarvoor in het begin een schatting van de verplaatsing waarbij er vloeit optreedt, gemaakt moet worden, wordt in afbeelding 13 (rechtsonder) de effectieve demping afgelezen. Vervolgens kan in afbeelding 13 ook met de te behalen verplaatsing de effectieve trillingstijd worden afgelezen. Daarmee is de effectieve stijfheid bekend en daarmee de optredende base shear. De methode is eenvoudig en leidt tot veel beter inzicht in het werkelijke gedrag van de constructie, dan bij de q-factor-methode. De 'winst' zit met name in de verlaging van het spectrum door een hogere dempingsfactor, en een hogere trillingstijd, doordat rekening wordt gehouden met een afgenomen stijfheid. Het leidt direct tot de waarden die horen bij het

beoogde ontwerpcriterium van Near Collapse, vandaar dat de methode ook wel Direct Displacement Based Design (DDBD) wordt genoemd. Doordat met realistische materiaalgrootheden het plastisch gedrag direct wordt beschreven, wordt er geen sterktereductie (materiaalveiligheid) toegepast. Hierdoor zijn de oversterkte-waarden veel lager dan bij de q-factor-methode. De meest complexe onderdelen van de methode zijn het vertalen van het gedrag van de constructie naar de karakteristieken van een één-massa-veersysteem (SDOF), het bepalen van de ontwerpwaarde van de verplaatsingen en het bepalen van de verplaatsingsspectra<sup>[1]</sup>.

### Toepasbaarheid in Groningen

Zonder meer de grootste vraag in Groningen is de versterkingsopgave. Hierbij moeten bestaande constructies worden geëvalueerd. Voor de beoordeling van bestaande bouw is EC 8-3 ontwikkeld. De huidige NPR 9998 sluit daar nog niet volwaardig op aan, terwijl EC 8-3 in Europees verband ook nog wel de nodige ontwikkeling zal gaan doormaken, aangezien die later in ontwikkeling is gekomen dan EC 8-1. Opvallend is wel dat in EC 8-3 gekozen is voor een benadering met verplaatsingen. Het fundamentele criterium in EC 8-3 is of het gebouw in staat is de ontwerp-verplaatsing te ondergaan.

Met niet-lineaire tijdsdomeinanalyses (NLTH's) worden goede resultaten bereikt om aan te tonen dat een gebouw voldoet of een beperkt aantal versterkingen nodig heeft. Het grote nadeel van deze methode is de complexiteit van de modellering en bijbehorende lange rekentijden. Wellicht kan de toetsing gebaseerd op de verplaatsingsmethode leiden tot een vereenvoudiging van de onderzoeken naar de bestaande bouw. Bijvoorbeeld door gebruik van de 3Muri-software<sup>[4]</sup>, die gebaseerd is op de uitgangspunten van ontwerpen op verplaatsingen, en speciaal voor metselwerkconstructies is geschreven. Op dit moment loopt er een validatie-onderzoek geïnitieerd vanuit CVW, met bijdragen van Arup, BORG, Arcadis, Kwant, Hado, EconStruct, W2N, Archipunt en NAM engineering, om te beoordelen of met deze software ook de Groningse gebouwen getoetst kunnen worden. •