

Nederlandse praktijkrichtlijn

NPR 9998

(nl)

Beoordeling van de constructieve veiligheid van
een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren
– Geïnduceerde aardbevingen – Grondslagen,
belastingen en weerstanden

Assessment of structural safety of buildings in
case of erection, reconstruction and disapproval –
Induced earthquakes – Basis of design, actions
and resistances

Vervangt NPR 9998+C1:2020;
NPR 9998:2018+C1:2020/A1:2020;
NPR 9998:2020 Ontw.

ICS 91.080.01; 93.020
december 2020

Normcommissie 351001 'Technische Grondslagen voor Bouwconstructies'



THIS PUBLICATION IS COPYRIGHT PROTECTED

DEZE PUBLICATIE IS AUTEURSRECHTELIJK BESCHERMD

Apart from exceptions provided by the law, nothing from this publication may be duplicated and/or published by means of photocopy, microfilm, storage in computer files or otherwise, which also applies to full or partial processing, without the written consent of Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut.

Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut shall, with the exclusion of any other beneficiary, collect payments owed by third parties for duplication and/or act in and out of law, where this authority is not transferred or falls by right to Stichting Reprerecht.

Auteursrecht voorbehouden. Behoudens uitzondering door de wet gesteld mag zonder schriftelijke toestemming van Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut niets uit deze uitgave worden veeleelvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van fotokopie, microfilm, opslag in computerbestanden of anderszins, hetgeen ook van toepassing is op gehele of gedeeltelijke bewerking.

Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut is met uitsluiting van ieder ander gerechtigd de door derden verschuldigde vergoedingen voor veeleelvoudiging te innen en/of daartoe in en buiten rechte op te treden, voor zover deze bevoegdheid niet is overgedragen c.q. rechtens toekomt aan Stichting Reprerecht.

Although the utmost care has been taken with this publication, errors and omissions cannot be entirely excluded. Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut and/or the members of the committees therefore accept no liability, not even for direct or indirect damage, occurring due to or in relation with the application of publications issued by Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut.

Hoewel bij deze uitgave de uiterste zorg is nagestreefd, kunnen fouten en onvolledigheden niet geheel worden uitgesloten. Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut en/of de leden van de commissies aanvaarden derhalve geen enkele aansprakelijkheid, ook niet voor directe of indirecte schade, ontstaan door of verband houdend met toepassing van door Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut gepubliceerde uitgaven.



© 2020 Stichting Koninklijk Nederlands Normalisatie Instituut
www.nen.nl

Inhoud

Voorwoord	5
1 Algemeen	10
1.1 Onderwerp en toepassingsgebied	10
1.2 Verwijzingen	14
1.3 Aannamen	16
1.4 Termen en definities	17
1.5 Symbolen en afkortingen	21
1.6 SI-eenheden	28
2 Prestatie-eisen en criteria voor beoordeling nieuwbouw, verbouw en afkeuren	29
2.1 Algemeen	29
2.2 Grenstoestanden en fundamentele eisen	30
3 Bodemcondities en aardbevingsbelastingen	40
3.1 Bodemcondities	40
3.2 Aardbevingsbelastingen	42
4 Ontwerp, herontwerp en beoordeling van gebouwen	51
4.1 Algemeen	51
4.2 Karakteristieken van aardbevingsbestendige gebouwen	51
4.3 Constructieve berekening	56
4.4 Beoordeling van de constructieve veiligheid	70
4.5 Toepassing trillingsisolatie	75
4.6 Beoordeling en maatregelen bestaande bouw, aanvullende bepalingen	75
5 Specifieke regels voor betonconstructies	77
5.1 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw	77
5.2 Verbouw	79
5.3 Beoordeling bestaande bouw	80
6 Specifieke regels voor staalconstructies	80
6.1 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw	80
6.2 Verbouw	82
6.3 Beoordeling bestaande bouw	82
7 Specifieke regels voor staal-betonconstructies	83
7.1 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw	83
7.2 Verbouw	84
7.3 Beoordeling bestaande bouw	84
8 Specifieke regels voor houtconstructies	85
8.1 Algemeen	85
8.2 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw	87
8.3 Verbouw	93
8.4 Beoordeling bestaande bouw	93
9 Specifieke regels voor steenconstructies	95
9.1 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw	95
9.2 Verbouw	105
9.3 Beoordeling bestaande bouw	105

10	Specifieke regels voor funderingen	107
10.1	Algemeen.....	107
10.2	Criteria voor de beoordeling van verwekingsgevoeligheid.....	107
10.3	Fundering op staal.....	109
10.4	Fundering op palen	119
10.5	Grondkerende constructies betrekking hebbend op gebouwen.....	126
10.6	NDP's en status van bijlagen NEN-EN 1998-5	126
	Bijlage A (informatief) Inspectieprotocol voor het beoordelen van bestaande gebouwen	128
	Bijlage B (informatief) Versterkingsmaatregelen voor bestaande gebouwen	133
	Bijlage C (informatief) Toepassing van deze NPR voor grote aantallen gebouwen	144
	Bijlage D (informatief) Bepaling van de verweking van zandgrond.....	147
	Bijlage E (informatief) Controle van de verplaatsing van de fundering.....	163
	Bijlage F (informatief) Toetsing van het constructieve gedrag aan de hand van niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen	166
	Bijlage G (informatief) Toetsing van het draagvermogen van bouwconstructies door een niet-lineaire statische (push-over-)berekening	196
	Bijlage H (informatief) Beoordeling van het gedrag van uit het vlak belaste metselwerkwanden met behulp van analytische berekeningsmethoden.....	264
	Bijlage I (informatief) Seismisch ontwerp van niet-constructieve elementen met gebruikmaking van ASCE/SEI 7-16	305
	Bijlage J (informatief) Vooraf berekende versus toegestane kans van bezwijken.....	307
	Bijlage K (informatief) Beoordelen veiligheid van monumenten en noodzaak tot versterken.....	308
	Bijlage L (informatief) Ontwerpen van nieuwbouw	313
	Bibliografie	335

Voorwoord

Ten behoeve van gebruiksgemak zijn zo goed mogelijk met **grijze arceringen** de inhoudelijke wijzigingen en toevoegingen sinds NPR 9998:2018+C1:2020 en wijzigingsblad NPR 9998:2018+C1:2020/A1:2020 aangegeven.

NPR 9998:2020 vervangt NPR 9998:2018+C1:2020 en wijzigingsblad NPR 9998:2018+C1:2020/A1:2020.

In Noord**oost**-Nederland komen aardbevingen voor die ontstaan ten gevolge van het inklinken van de grond op relatief geringe diepte onder het aardoppervlak, met als oorzaak de winning van gas uit het Groninger gasveld. Deze zogenoemde 'geïnduceerde' aardbevingen onderscheiden zich van de in de wereld veel voorkomende en algemeen bekende 'tektonische' aardbevingen, die optreden als gevolg van grondbewegingen in de diepe aardkorst.

Het feit dat met geïnduceerde bevingen veel minder ervaring bestaat dan met tektonische bevingen, alsmede het gegeven dat het grootste deel van de gebouwen in Noord**oost**-Nederland bestaat uit ongewapend metselwerk, heeft ertoe geleid dat deze Nederlandse praktijkrichtlijn (NPR) voor het ontwerpen en beoordelen van aardbevingsbestendigheid van nieuw te bouwen, te verbouwen (versterken) en bestaande gebouwen is opgesteld.

EDITIEGESCHIEDENIS

Ontw. NPR 9998, februari 2015

Een richtlijn voor de bepaling van de sterkte van bouwconstructies onder aardbevingsbelastingen bestond tot 2015 in Nederland niet, omdat tot ca. 2013 werd aangenomen dat de huidige wijze van bouwen volgens de vigerende publiekrechtelijke voorschriften ook bij de in Nederland voorkomende aardbevingen voldoende garantie gaf voor de constructieve veiligheid.

Het NPR-ontwerp van februari 2015 biedt oplossingen voor het beoordelen of nieuw te bouwen of te verbouwen (versterken) bestaande gebouwen, alsmede bestaande niet versterkte gebouwen, de optredende aardbevingen in Noord**oost**-Nederland als gevolg van de winning van gas kunnen doorstaan, zonder dat de constructieve veiligheid in het geding is in termen van:

- a) een mate van instorting die niet in verhouding staat tot de oorzaak, en tot slachtoffers kan leiden, en
- b) bezwijken van niet-seismische, constructieve elementen, wat eveneens tot slachtoffers kan leiden.

Met dit NPR-ontwerp is het ook mogelijk voor nieuwbouw van gebouwen een veiligheidsniveau te kiezen om de grenstoestand SD ('significante schade') ten gevolge van aardbevingsbelastingen te voorkomen. Ook kan worden gekozen voor het veiligheidsniveau DL ('beperkte schade').

Bij het vaststellen van het niveau van veiligheid is aangesloten bij het niveau dat voor andere belastingen, betrokken op de menselijke veiligheid, in de publiekrechtelijke regelgeving [0.1], [0.2], [0.3] is verankerd.

Oplossingen die voldoen aan dit NPR-ontwerp, voldoen aan de betrouwbaarheidseisen als beschreven in NEN-EN 1990 voor nieuw te bouwen bouwconstructies voor gebouwen en in NEN 8700 voor bestaande en te verbouwen bouwconstructies voor gebouwen, betrokken op het aspect menselijke veiligheid. Ook andere methoden kunnen, mits adequaat gemotiveerd, leiden tot het voldoen aan hetzelfde betrouwbaarheidsniveau (gelijkwaardigheidsprincipe).

NPR 9998, december 2015

In de toenmalige editie van de NPR worden vier berekeningsmethoden beschreven, te weten:

- 1) zijdelingse belastingsmethode;
- 2) spectrale modale-responsberekeningsmethode;
- 3) niet-lineaire push-over-berekeningsmethode;
- 4) niet-lineaire (dynamische) tijdsdomeinberekeningsmethode.

De meeste aandacht is daarbij uitgegaan naar methoden 1 en 2, de relatief eenvoudige berekeningsmethoden.

OPMERKING 1 De zijdelingse belastingsmethode en spectrale modale-responsberekeningsmethode zijn geschikt voor nieuw te bouwen gebouwen, maar mogelijk minder geschikt voor de beoordeling van bestaande (al dan niet te verbouwen) of geometrisch complexere gebouwen, omdat ze kunnen leiden tot conservatievere uitkomsten dan niet-lineaire bepalingmethoden. Aan een verdere verdiepingsslag wordt nog gewerkt door de normcommissie.

OPMERKING 2 De genoemde berekeningsmethoden nemen van 1 tot 4 in precisie toe, maar ook in complexiteit. Voor elke ontwerp- dan wel versterkingsopgave behoort de meest geschikte berekeningsmethode te worden gekozen. Voor eenvoudige nieuw te bouwen gebouwen zullen methoden 1 of 2 vaak het meest voor de hand liggen. Bij complexe constructies kunnen meer geavanceerde methoden in aanmerking komen. Het gebruik van geavanceerde methoden kan ook aan de orde komen indien de toepassing van de eenvoudige methoden leidt tot het noodzakelijk aanbrengen van versterkingen, welke versterkingen gepaard gaan met verhoudingsgewijs significante kosten. Ook wanneer twijfel bestaat of toepassing van methode 1 of 2 een voldoende nauwkeurige uitkomst omtrent afkeuren oplevert, kan toepassing van geavanceerde methoden uitkomst bieden. Toepassing van de geavanceerde methoden vraagt om meer expertise.

De inhoud van NPR 9998:2015 is afgestemd op de kennis zoals die in de periode voorafgaand aan december 2015 is vergaard. De verwachting is dat de kennis in de komende periode nog zal toenemen, wat kan leiden tot bijstelling van de inhoud van deze NPR.

NPR 9998:2015 is in februari 2015 als ontwerp gepubliceerd. In totaal zijn daarop meer dan 350 reacties ontvangen. Deze zijn alle beschouwd en waar mogelijk verwerkt en hebben geleid tot zowel inhoudelijke als redactionele aanpassingen.

De belangrijkste aanpassingen in NPR 9998:2015 ten opzichte van Ontw. NPR 9998:2015 zijn:

- a) De contourplot van de piekgrondversnellingen is afgestemd op de nieuwste inzichten.
- b) Minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex β , herhalingstijd $T_{LS;ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M behorende bij de rekenwaarde van de piekgrondversnelling ($a_{g,d}$) voor nieuwbouw bij de grenstoestanden 'Near Collapse' (NC), 'Significant Damage' (SD) en 'Damage Limitation' (DL) en voor bestaande bouw bij de grenstoestand NC, zijn bijgesteld dan wel toegevoegd.
- c) De criteria voor de grenstoestanden SD en DL voor nieuwbouw zijn aangegeven.
- d) Het responspectrum is aangepast aan de laatste inzichten, waarbij onderscheid is aangebracht naar een spectrum op diepte en op maaiveld.
- e) Voor de niet-lineaire methoden zijn aanwijzingen gegeven hoe daarmee kan worden omgegaan.
- f) De gebruikte symbolen zijn in overeenstemming gebracht met de daarvoor geldende internationale normering.

De bepalingsmethode voor de invloed van verweking op de sterkte van de bouwconstructie is nader uitgewerkt.

Ontw. NPR 9998, juni 2017

Het NPR-ontwerp is het resultaat van een bewerking van de in december 2015 gepubliceerde NPR 9998:2015. Deze versie is een stap op weg naar een volgende editie. De verbeteringen zijn hoofdzakelijk terug te voeren naar de volgende bronnen:

- ervaringen en commentaren van gebruikers;
- het werk van een aantal NEN-taakgroepen, dat zich richt op het verbeteren van bestaande methoden en informatie, gebruikmakend van de beschikbare (internationale) literatuur, nationaal en internationaal uitgevoerde proefnemingen en overige kennisbronnen.

De verbeteringen in de voorliggende versie betreffen onder meer:

- vermindering van de ruimte voor afwijkende interpretaties;
- verbeteringen in de tekst en een transparantere opzet van tekstdelen;
- betere classificatie van seismische en niet-seismische, constructieve elementen;
- ruimte om in de toekomst gebruik te kunnen maken van nieuwe inzichten ten aanzien van de aardbevingsbelastingen;
- een berekeningsmethode voor het bepalen van het risico van vallende elementen van een constructie (zie 4.3.6 en bijlagen I en J) is toegevoegd;
- een herziening van de niet-lineaire dynamische tijdsdomeinberekeningsmethode heeft plaatsgevonden (bijlage F);
- een nieuwe opzet voor het zo effectief mogelijke gebruik van push-over-berekeningen (bijlage G);
- de bepaling van de seismische weerstand van te onderzoeken constructies is toegevoegd (SLaMA, G.10);
- een methode om de weerstand van uit het vlak belaste metselwerkwanden te bepalen is toegevoegd (bijlage H).

Voor de laatstgenoemde drie onderdelen, maar ook bijlagen I en J, zijn het resultaat van (deels) nog lopend onderzoek en kunnen op basis daarvan in de toekomst nog worden bijgesteld. De aanbevelingen met betrekking tot deze onderdelen zijn gebaseerd op de beste kennis die momenteel beschikbaar is. Vanwege het belang van het verkleinen van de kans op verschillen in interpretaties van onderdelen van de NPR en het belang van een zo goed en effectief mogelijke bepaling van de belangrijkste gedragsaspecten van een groot aantal typen bouwconstructies onder de aardbevingsbelasting is ervoor gekozen zo realistisch mogelijke rekenmodellen en criteria te formuleren, op grond van de momenteel beschikbare kennis. Deze is gebaseerd op onderzoek, uitgevoerd in de NEN-taakgroepen in de achterliggende periode, en is geverifieerd aan representatieve keuzen, gedaan in andere landen, en recent onderzoek uitgevoerd aan voor Groningen representatieve constructies.

Hoofdstukken 2 en 3 zijn aangepast. De nieuwste inzichten ten aanzien van de aardbevingsbelastingen zijn vastgelegd in de NPR 9998-webtool, een webtool die locatiespecifiek op maaiveldniveau het

elastisch responsspectrum genereert. Deze webtool levert naast een horizontaal elastisch responsspectrum ook het verticaal elastisch responsspectrum. Op grond van de aanpassingen en de andere wijze van formuleren zijn de factoren k_{ag} en γ_M die behoorden bij de rekenwaarde van de piekgrondversnelling ($a_{g;d}$), niet langer meer nodig.

In de periode tussen het moment van publiceren van Ontw. NPR 9998:2017 tot het uitkomen van de definitieve editie in 2018 is in de taakgroepen gewerkt aan mogelijke verdere verfijningen (zowel technisch inhoudelijk en redactioneel) van de aanbevelingen in de ontwerpversie. Hierbij is gebruikgemaakt van eventueel ontvangen commentaar.

Delen van deze herzieningen zijn opgesteld met gebruikmaking van kennis en expertise van internationale deskundigen. De voertaal daarbij was Engels. Dit heeft geresulteerd in Engelstalige bijlagen bij dit NPR-ontwerp (bijlagen F, G, H, I en J), die omwille van de wens van de commissie om deze toch alvast ter commentaar te kunnen delen met de beoogde gebruikers van NPR 9998, in de oorspronkelijke Engelse taal zijn opgenomen.

NPR 9998, november 2018

NPR 9998:2018 vervangt NPR 9998:2015. Deze voorliggende NPR is het resultaat van een bewerking van de in juni 2017 gepubliceerde Ontw. NPR 9998:2017. De verbeteringen zijn hoofdzakelijk terug te voeren naar de volgende bronnen:

- ervaringen en commentaren van gebruikers;
- het werk van een aantal NEN-taakgroepen, dat zich richt op het verbeteren van bestaande methoden en informatie, gebruikmakend van de beschikbare (internationale) literatuur, nationaal en internationaal uitgevoerde proefnemingen en overige kennisbronnen.

De verbeteringen in de voorliggende editie betreffen onder meer:

- verticale responsspectra en tijdssignalen zijn toegevoegd aan de NPR-webtool;
- duiding, gegeven wanneer verticale belastingen in rekening moeten worden gebracht;
- implementatie van nieuwe inzichten ten aanzien van het risico op en beoordeling van verweking;
- onderscheid tussen zeer lage en lage seismiciteit;
- de niet-lineaire berekeningsmethoden;
- duiding van metselwerkwanden als niet-seismische, constructieve elementen dan wel als primair of secundair seismisch element afhankelijk van de te beschouwen richting, en
- voorts zijn overwegingen opgesteld en toegevoegd voor de beoordeling van monumenten.

NPR 9998:2018+C1:2020 (correctieblad), februari 2020

Begin 2020 is het correctieblad C1 gepubliceerd, waarin een aantal foutjes in formules en verwijzingen is verwerkt die het afgelopen jaar bij gebruik waren gesignaleerd. Dit correctieblad heeft het normnummer NPR 9998:2018+C1:2020 (nl).

Daarna is de Engelse vertaling van NPR 9998:2018 gepubliceerd. In de Engelse vertaling is correctieblad C1 verwerkt. De Engelse vertaling met daarin verwerkt het correctieblad C1 heeft het normnummer NPR 9998:2018+C1:2020 (en).

NPR 9998:2018+C1:2020/A1:2020 (wijzigingsblad), augustus 2020

Dit los gepubliceerde wijzigingsblad bevat wijzigingen die voortkomen uit het beschikbaar komen van een nieuwe versie van de webtool voor het bepalen van de piekgrondversnelling. Daarnaast bevat dit wijzigingsblad een nieuwe versie van bijlage H *Beoordeling van het gedrag van uit-het-vlak belaste metselwerkwanden met analytische berekeningsmethoden*. Het normnummer van dit document is: NPR 9998:2018+C1:2020/A1:2020.

NPR 9998, december 2020

Deze voorliggende NPR is het resultaat van een bewerking van NPR 9998:2018+C1:2020.

Het wijzigingsblad A1 is geconsolideerd opgenomen in deze NPR 9998.

In deze editie zijn de volgende onderwerpen gewijzigd of toegevoegd ten opzichte van NPR 9998:2018+C1:2020:

- berekeningsmethoden; dit betreft een aanpassing van tabel 9.2;
- funderingen, m.n. hoofdstuk 10 *Specifieke regels over funderingen*;
- bijlage G, aanvulling G.5.3.2; dit betreft een aanvullende methode voor het beoordelen van de conditie van houten vloerschijven;
- bijlage H, aanvulling 'tier2' (getrapte aanpak); dit betreft een aanvullende methode op de eerdere publicatie van bijlage H in het wijzigingsblad;
- een nieuwe bijlage L *Ontwerpen van nieuwbouw*;
- diverse kleinere correcties en aanpassingen, op basis van opmerkingen van gebruikers sinds de publicatie van de NPR in 2018;
- achtergronddocumenten behorend bij en aanvullend op deze NPR, zie www.nen.nl.

Voor nieuwbouw is de NPR aangevuld met bijlage L. Deze bijlage geeft aanwijzingen voor het ontwerpen van nieuwe constructies die in staat moeten zijn om de effecten van seismische belastingen te weerstaan met betrekking tot de eis aan menselijke veiligheid en desgewenst beperking van de schade. In bijlage L is in de respectievelijke paragrafen de hoofdstukindeling van NPR 9998 en NEN-EN 1998-1 gevolgd.

NPR 9998:2020 is opgesteld onder verantwoordelijkheid van werkgroep 351 001 01 01 'Aardbevingen', en na instemming van de normsubcommissie 351 001 01 'TGB Basiseisen en Belastingen', aanvaard door de normcommissie 351 001 'TGB Plenair'.

Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren – Geïnduceerde aardbevingen – Grondslagen, belastingen en weerstanden

1 Algemeen

1.1 Onderwerp en toepassingsgebied

1.1.1 Algemeen

Deze Nederlandse praktijkrichtlijn (NPR) geeft richtlijnen om te beoordelen of:

- a) nieuw te bouwen gebouwen voldoende aardbevingsbestendig zijn,
- b) bestaande gebouwen voldoende aardbevingsbestendig zijn, en
- c) bestaande gebouwen na versterking voldoende aardbevingsbestendig zijn.

Daarbij wordt zowel gekeken naar de instorting van het gehele gebouw als het bezwijken van individuele constructieve elementen, waarbij mede de fundering in beschouwing wordt genomen.

OPMERKING 1 Op grond van de definitie van een gebouw in de Woningwet zijn bepaalde transformatorhuisjes, gasverdeelstations, waterdistributiestations en rioolwaterzuiveringen geen gebouw, hoewel die vier wanden en een dak hebben en daardoor als gebouw worden ervaren. Er is pas sprake van een gebouw als het gaat om een bouwwerk dat een voor mensen toegankelijke overdekte geheel of gedeeltelijk met wanden omsloten ruimte vormt. Hoewel deze NPR niet bedoeld is te worden toegepast op dergelijke constructies, die formeel 'bouwwerken, geen gebouw zijnde' zijn, wordt vanwege het belang voor de infrastructuur voor de gebouwgebonden omgeving toch aanbevolen voor dit type bouwwerken ten minste CC1b uit tabel 2.1 overeenkomstig te hanteren. Wanneer het gaat om een voorziening waarvan het bezwijken grote maatschappelijke gevolgen heeft, is een hogere CC-klasse aan te bevelen. Deze aanbeveling heeft geen betrekking op andere 'bouwwerken, geen gebouw zijnde', zoals bruggen, torens, industriële installaties, enz.

De NPR is bedoeld om te worden toegepast op alle bouwconstructies van nieuw te bouwen en bestaande gebouwen, ongeacht de daarbij horende gevolklassen. Richtlijnen en aanwijzingen voor het ontwerpen van nieuw te bouwen constructies zijn ten behoeve van het gebruiksgemak bij elkaar opgenomen in bijlage L. Voor bouwconstructies van gebouwen waarbij menselijke veiligheid niet in het geding kan zijn, is beoordeling op aardbevingsbelastingen uit het oogpunt van menselijke veiligheid niet nodig. De NPR is geschikt om te worden toegepast op bouwconstructies van gebouwen die bestaan uit beton, staal, staal-beton, hout, metselwerk, of een combinatie daarvan. Voor andere bouwwijzen moet het gelijkwaardigheidsprincipe worden toegepast.

In deze NPR wordt onderscheid gemaakt tussen drie betrouwbaarheidsniveaus, te weten:

- 1) het niveau dat geldt voor nieuw te bouwen gebouwen (daaronder begrepen het geheel vernieuwen);
- 2) het niveau dat geldt bij verbouw van bestaande gebouwen;
- 3) het niveau dat geldt om te beoordelen of een bestaande bouwconstructie nog een voldoende mate van betrouwbaarheid bezit ten aanzien van menselijke veiligheid.

OPMERKING 2 Voor de achtergrond van deze betrouwbaarheidsniveaus wordt verwezen naar het rapport [1.1], dat een aanvulling is op [1.2], dat een aanvulling is op het rapport [1.3].

Deze NPR richt zich op het ontwerpen, dan wel het beoordelen van individuele gebouwen. Voor de constructieve veiligheid wordt uitgegaan van een semiprobabilistische aanpak, behoudens bijlage F.

Het is ook mogelijk om van een volledig probabilistische aanpak uit te gaan. Dit kan bijvoorbeeld voordelen bieden indien grote aantallen gelijksoortige bouwwerken moeten worden beoordeeld en ook voor de beoordeling van individuele gebouwen.

Deze NPR gaat uitsluitend over constructieve aspecten. Scheurvorming als gevolg van aardbevingsbelastingen kan ondanks gebruikmaking van deze NPR optreden. Scheurvorming speelt een rol bij de bepaling van de weerstand tegen aardbevingsbelastingen.

OPMERKING 3 Deze NPR kan ook worden gebruikt om niet-constructieve elementen horende bij het gebouw te toetsen op voldoende aardbevingsbestendigheid, in relatie tot menselijke veiligheid. Dit kan op eenzelfde wijze worden bepaald als voor individuele niet-seismische, constructieve elementen, zoals gegeven in 4.3.6 van deze NPR. De daartoe gegeven aanbevelingen zijn geen onderdeel van de technische bouwregelgeving.

OPMERKING 4 Andere gebouwgerelateerde (ondergrondse) onderdelen, zoals gas- en dataleidingen of rioleringen, vallen niet onder de constructieve veiligheid van het gebouw en zijn daarom niet meegenomen, ondanks mogelijke (milieu)overlast als gevolg van bijvoorbeeld kapotte rioolafvoerleidingen of kans op vervolgschade door brand of gezondheidsgevaars als gevolg van bijvoorbeeld kapotte gasleidingen of rookgasafvoer. Aanbevolen wordt om passages van deze onderdelen met de constructie flexibel uit te voeren.

Deze NPR is niet bedoeld om te beoordelen of een beschadigde bouwconstructie na een aardbeving in staat is de wettelijk voorgeschreven belastingen, niveau 'afkeur' volgens NEN 8700, gedurende de nog resterende restlevensduur met voldoende veiligheid te weerstaan. Deze NPR richt zich slechts op de constructieve veiligheid van een bouwconstructie voor, tijdens en direct na een aardbeving.

OPMERKING 5 Een gebouw zal, volgens paragraaf 2.1.2 van het Bouwbesluit 2012, gedurende zijn restlevensduur ten minste moeten voldoen aan het niveau 'afkeur' van NEN 8700. Wanneer na een aardbeving een bouwconstructie is beschadigd, maar nog niet zodanig dat een voortschrijdende instorting is opgetreden, geldt dit evenzo.

OPMERKING 6 Nagestreefd wordt dat met het toepassen van deze NPR op grond van de kennis van het moment van publiceren een dermate grote betrouwbaarheid van de bouwconstructie wordt bereikt (constructieve veiligheid) dat bouwconstructies die worden beoordeeld en aangepast op basis van deze NPR, in de toekomst na een eventueel aansturen van aardbevingsbelastingen door de bouwregelgeving in beginsel niet opnieuw hoeven te worden beoordeeld en aangepast. De toekomstige ontwikkelingen worden mede beïnvloed door toenemende kennis en maatschappelijke ontwikkelingen.

OPMERKING 7 Mocht op termijn de zwaarte van de aardbevingsbelasting groter worden dan de waarde waarvan in deze NPR is uitgegaan, dan zal moeten worden gezien of aanvullende voorzieningen aan het gebouw noodzakelijk zijn.

Deze NPR is onvoldoende toegesneden op het beoordelen van monumenten in de zin van de Erfgoedwet.

OPMERKING 8 Deze NPR gaat uitsluitend over constructieve aspecten. Naast constructieve aspecten kunnen in voorkomende gevallen beperkingen gelden op grond van lokaal geldende welstandseisen of andere wettelijke bepalingen, zoals de Erfgoedwet [1.4]. Toepassing van deze NPR is dus geen garantie dat een bepaalde oplossing in een concrete situatie ook daadwerkelijk mag worden toegepast.

OPMERKING 9 Op grond van de Erfgoedwet kan het bevoegd gezag in afwijking van de bepalingen van de Woningwet in het belang van het behoud van het cultureel erfgoed een vergunning voor de aanpassing van een monument afgeven. In het Bouwbesluit van 2012 is geregeld dat bepalingen van de omgevingsvergunning voor de aanpassing van een monument van kracht zijn boven het gestelde in de omgevingsvergunning voor het bouwen.

Bij het kiezen van een oplossing voor het behoud van monumenten kan in principe gekozen worden voor elke mogelijkheid binnen de twee volgende uitersten:

- a) Een maatregel waarbij het monument reversibel zodanig wordt versterkt dat voldaan wordt aan de eis van het individuele risico van 10 en daarnaast geen enkele vorm van schade ten gevolge van een geïnduceerde aardbeving wordt geaccepteerd. Na afsluiting van de periode dat bodembewegingen door aardbevingen kunnen worden verwacht, worden de versterkingsmogelijkheden tenietgedaan, waardoor het monument zijn oorspronkelijke verschijningsvorm terugkrijgt.
- b) Het geheel achterwege laten van welke versterkingsmaatregel dan ook, waarbij tijdelijk een verhoogd individueel risico wordt geaccepteerd alsmede mogelijke schade in de periode dat seismische bodembewegingen kunnen optreden. Na deze periode wordt de schade hersteld.

Om het bevoegd gezag in haar besluitvorming rond monumenten te helpen is in bijlage K ondersteunende informatie opgenomen die bij het maken van een beslissing geraadpleegd kan worden.

OPMERKING 10 Vanwege het belang van beheer, onderhoud en behoud van het cultureel erfgoed en het voorkomen van onnodige versterkingsmaatregelen is het gewenst dat de weerstand van constructieve elementen tegen aardbevingen zo nauwkeurig mogelijk wordt bepaald met zo weinig mogelijk conservatieve uitgangspunten. Hierbij kan het best gebruik worden gemaakt van niet-lineaire rekenmethoden die aan voldoende relevante testresultaten zijn gevalideerd.

Bij het maken van een keuze tussen de diverse in aanmerking komende niet-lineaire rekenprogramma's behoort te worden overwogen dat:

- er veelal beperkte informatie beschikbaar is omtrent de bouwwijze en de materialen waarmee het monument is gebouwd.
- het uitvoeren van destructief onderzoek in een monument in het algemeen niet is gewenst dan wel niet wordt aanvaard.

Complexere rekenmethoden kunnen wellicht nauwkeurigere resultaten geven, maar de eenvoudigere rekenmethoden kunnen meer geschikt zijn om middels gevoeligheidsanalyses de weerstand tegen aardbevingen in beeld te brengen.

OPMERKING 11 Beschermde stads- en dorpsgezichten hebben niet de status van monument. Op de constructieve veiligheid van gebouwen in beschermde stads- en dorpsgezichten zijn de voorschriften van toepassing die in het algemeen aan gebouwen worden gesteld. Wel is er onderscheid wat betreft vergunningseisen en welstandseisen. De vergunningsvrije activiteiten zijn beschreven in artikel 4, tweede lid, van bijlage II van het Besluit omgevingsrecht. Het gestelde impliceert dat het bevoegd gezag (de gemeente) voorwaarden kan stellen aan de toe te passen technieken bij het versterken van bestaande gebouwen, voor zover die de karakteristieke waarden kunnen aantasten.

De NPR bevat een inspectieprotocol voor het bepalen van de constructieve conditie, op grond waarvan met behulp van literatuuronderzoek, metingen in situ, berekeningen en voorbeeldoplossingen, aanbevelingen kunnen worden gedaan voor zodanige verbeteringen van de bouwconstructie dat deze aardbevingsbestendig is.

1.1.2 Uitgangspunten van de NPR

1.1.2.1 Algemeen

Deze NPR legt de beginselen, toepassingsregels en bepalingsmethoden vast voor de beoordeling van de betrouwbaarheid onder aardbevingsbelastingen.

Deze NPR is bedoeld om te worden gebruikt voor het bepalen en aantonen van de constructieve betrouwbaarheid voor:

- a) het bouwen (nieuwbouw en geheel te vernieuwen gebouwen, in samenhang met de normen NEN-EN 1990 tot en met NEN-EN 1999);
- c) het gedeeltelijk renoveren van een bestaand gebouw (in samenhang met de normen NEN 8700 en NEN 8701), en
- d) het bepalen van het afkeurniveau van bestaande constructies (in samenhang met de normen NEN 8700 en NEN 8701).

Het toepassingsgebied van deze NPR is beperkt tot Noord-Nederland voor zover daar geïnduceerde aardbevingen als gevolg van gaswinning in het Groninger gasveld optreden.

1.1.2.2 Veiligheidsfilosofie

De veiligheidsfilosofie vormt het kerndeel van elke discussie omtrent betrouwbaarheid van constructies, zo ook in relatie tot aardbevingsbestendigheid. In het kader van deze NPR is bepaald welke economische en maatschappelijke gevolgen als acceptabel mogen worden beschouwd en welke betrouwbaarheidsindices en veiligheidsparameters en -factoren daarbij horen, waarbij onderscheid wordt gemaakt naar nieuwbouw, verbouw en afkeuren.

De veiligheidsfilosofie die ten grondslag ligt aan deze NPR, sluit qua werkwijze en keuzes in beginsel aan bij die welke in NEN 8700 voor bestaande en in NEN-EN 1990 voor nieuwe constructies is gevolgd. Daar waar door de aard van de seismische belasting specifieke keuzes moeten worden gemaakt, is dit aangegeven. Het basisuitgangspunt is een maximaal aanvaardbaar individueel risico van 10^{-5} per jaar.

OPMERKING 1 Het Bouwbesluit 2012 verwijst naar voornoemde normen.

OPMERKING 2 Indien uit de beoordeling van de weerstand van een gebouw tegen aardbevingsbelastingen blijkt dat niet aan het maximaal aanvaardbaar individueel risico van 10^{-5} per jaar is voldaan, mag daaruit niet worden geconcludeerd dat het gebouw onmiddellijk instort bij de eerstkomende aardbeving. Voor de achtergrond van de veiligheidsfilosofie (daaronder mede begrepen de kansberekening) wordt verwezen naar het rapport [1.1], dat een aanvulling is op [1.2], dat een aanvulling is op het rapport [1.3].

1.1.2.3 Normenreeks NEN-EN 1998 (Eurocode 8)

In deze NPR zijn eerste aanzetten voor nationale bijlagen bij Eurocode 8 gegeven.

OPMERKING De NEN-EN 1998:reeks is door de gezamenlijke nationale normalisatie-instituten, verenigd in het Europese normalisatie-instituut (CEN), ontwikkeld voor het ontwerpen en toetsen van bouwwerken op aardbevingsbelastingen. Bij deze normenreeks horen nationale bijlagen, waarin door het vaststellen van zogeheten nationale parameters (NDP's) en eventueel het toevoegen van nationale aanvullende, niet-conflicterende bepalingen het nationaal gewenste betrouwbaarheidsniveau kan worden vastgesteld. Deze bijlagen zijn voor Nederland nog niet vastgesteld.

1.1.2.4 NEN 8700

NEN 8700 is op dit moment niet toegesneden op de beoordeling van bouwconstructies tegen aardbevingsbelastingen. Deze NPR kan worden gezien als een aanzet voor de benodigde aanpassingen van NEN 8700 in verband met aardbevingen.

OPMERKING NEN 8700 is bedoeld om te worden toegepast bij de beoordeling van bestaande gebouwen, zowel de staat van een ongewijzigd gebouw als de verbouw daarvan (bedoeld is: gedeeltelijk vernieuwen, veranderen of vergroten). NEN 8700 sluit aan op de Eurocodes die voor geheel nieuw op te richten en geheel te vernieuwen bouwwerken van toepassing zijn. Verbouwprojecten waar constructieve ingrepen worden gedaan, worden vanuit het Bouwbesluit 2012 door toetsende instanties op grond van NEN 8700 beoordeeld.

1.1.2.5 Juridische eenheid

Bij de beoordeling op seismische belastingen van een gebouw moet de juridische eenheid eenduidig zijn vastgelegd.

Op grond van het Bouwbesluit 2012 mogen woningen of vakantiewoningen niet gelegen in een woongebouw of logiesgebouw stabiliteit aan elkaar ontlelen.

OPMERKING 1 Zie Bouwbesluit 2012, artikelen 2.4, derde lid en 2.8, tweede lid.

OPMERKING 2 Voor bestaande bouw behoort aan de oorspronkelijke verleende vergunning te worden ontleend wat de juridische eenheid is voor de beoordeling van de constructieve veiligheid.

OPMERKING 3 Ingeval de juridische eenheid meerdere eigenaren kent, zal in de regel sprake zijn van een Vereniging van Eigenaren (VVE).

1.1.2.6 Bouwfase

Tijdens de bouwfase behoort zorg te worden gedragen voor een veilige werkomgeving. Daarom behoort ook tijdens de bouwfase de constructieve veiligheid op het individueel risico te zijn beschouwd, betrokken op de constructie zoals die in die fase geacht wordt te functioneren.

OPMERKING 1 Tijdens de bouwfase rust op de opdrachtgever en werkgever de plicht op grond van enerzijds het Burgerlijk Wetboek en anderzijds de arbowetgeving zorg te dragen voor een veilige werkomgeving. Dit risico wordt, hoewel in de wetgeving niet gekwantificeerd, in het algemeen groter genomen dan in de bouwregelgeving, doch niet lager dan 10^{-4} per jaar. Daarom mag voor het (ver)bouwstadium worden uitgegaan van een aardbevingsbelasting met een herhalingsstijd van 475 jaar. Bezien vanuit de Erfgoedwet kan voor het (ver)bouwstadium een langere herhalingsstijd dan 475 jaar nodig zijn. Tijdelijke versterkingsconstructies kunnen nodig zijn om de vereiste minimale veiligheid tijdens de bouwfase te realiseren.

OPMERKING 2 Het gestelde in **OPMERKING 1** is ook van toepassing bij artikel 8.2 van het Bouwbesluit 2012.

1.2 Verwijzingen

Naar de volgende documenten wordt in de tekst zo verwezen dat de bepalingen ervan geheel of gedeeltelijk ook voor dit document gelden. Bij gedateerde verwijzingen is alleen de aangehaalde editie van toepassing. Bij ongedateerde verwijzingen is de laatste editie van het document (met inbegrip van eventuele wijzigingsbladen en correctiebladen) waarnaar is verwezen, van toepassing.

Indien vanuit deze NPR naar een norm is verwezen, geldt steeds de norm inclusief eventuele correctie- en wijzigingsbladen met de bijbehorende nationale bijlage en gedateerd zoals hieronder vermeld, tenzij nadrukkelijk anders vermeld.

NEN 8700:2011+A1:2020, *Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen*

NEN 8701, *Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouwen en afkeuren – Belastingen*

NEN 8707, *Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaande constructie bij verbouw en afkeur – Geotechnische constructies*

NPR 9096-1-1:2012, *Steenconstructies – Eenvoudige ontwerpregels, gebaseerd op NEN-EN 1996-1-1+C1*

NEN 9997-1+C2:2017¹⁾, *Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels*

NPR 9998-webtool, *Bepaling van de seismische belasting*, <http://seismischekrachten.nen.nl/>

NEN-EN 338, *Structural timber – Strength classes*

NEN-EN 772-1, *Methods of test for masonry units – Part 1: Determination of compressive strength*

NEN-EN 1052:reeks, *Methods of test for masonry*

NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019, *Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp*, inclusief NEN-EN 1990:2019/NB:2019

NEN-EN 1991-1-1+C1+C11:2019, *Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen*, inclusief NEN-EN 1991-1-1+C1+C11:2019/NB:2019

NEN-EN 1991-1-7+C1+A1:2015, *Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-7: Algemene belastingen – Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen*, inclusief NEN-EN 1991-1-7+C1+A1:2015/NB:2019

NEN-EN 1992:reeks, *Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies* (delen -1-1, -1-2, -2, en -3 inclusief bijhorende nationale bijlagen)

NEN-EN 1992-1-1+C2:2011, *Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*, inclusief NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2016+A1:2020

NEN-EN 1993:reeks, *Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies* (delen -1-1, -1-2, -1-3, -1-4, -1-5, -1-6, -1-7, -1-8, -1-9, -1-10, -1-11, -1-12, -2, -3-1, -3-2, -4-1, -4-2, -4-3, -5 en -6 inclusief bijhorende nationale bijlagen)

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1:2016, *Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*, inclusief NEN-EN 1993-1-1+C2+A1/NB:2016

NEN-EN 1993-1-8+C2:2011, *Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-8: Ontwerp en berekening van verbindingen*, inclusief C11:2016, inclusief NEN-EN 1993-1-8+C2:2011/C11/NB:2011

1) NEN 9997-1+C2 is inhoudelijk gelijkkuidend aan NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016 met bijbehorende nationale bijlage.

NEN-EN 1993-1-10+C2:2011, *Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-10: Materiaaltaaiheid en eigenschappen in de dikterichting*, inclusief C11:2015, inclusief NEN-EN 1993-1-10/NB:2007

NEN-EN 1994-1-1+C1:2011, *Eurocode 4: Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*, inclusief NEN-EN 1994-1-1+C1/NB:2012

NEN-EN 1995:reeks, *Eurocode 2: Ontwerp en berekening van houtconstructies* (delen -1-1, -1-2 en -2 inclusief bijhorende nationale bijlagen)

NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011, *Eurocode 5: Ontwerp en berekening van houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen – Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen*, inclusief C1:2012, inclusief NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011/NB:2013

NEN-EN 1996:reeks, *Eurocode 6: Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk* (delen -1-1, -1-2, -2, en -3 inclusief bijhorende nationale bijlagen)

NEN-EN 1996-1-1:2006+A1:2013, *Eurocode 6: Ontwerp en berekening van constructies van metselwerk – Deel 1-1: Algemene regels voor constructies van gewapend en ongewapend metselwerk*, inclusief NEN-EN 1996-1-1+A1:2013/NB:2018

NEN-EN 1998:reeks, *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance* (delen -1, -2, -3, -4, -5 en -6 inclusief bijhorende nationale bijlagen)

NEN-EN 1998-1:2005, *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, inclusief C1:2009 en A1:2013

NEN-EN 1998-2:2006, *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*, inclusief A1:2009, C1:2010 en A2:2011

NEN-EN 1998-3:2005, *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, inclusief C2:2013

NEN-EN 14080, *Timber structures – Glued laminated timber and glued solid timber – Requirements*

NEN-ISO 23469, *Bases for design of structures – Seismic actions for designing geotechnical works*

ISO 80000-1, *Quantities and units – Part 1: General*

1.3 Aannamen

In aanvulling op de relevante aannamen in NEN-EN 1990 en NEN 8700 geldt voor de beoordeling van de veiligheid ten aanzien van aardbevingsbelastingen dat alle wijzigingen in een constructie moeten zijn beschouwd, ook indien dit (lokale) versterkingen betreft.

OPMERKING Voor de beoordeling van de menselijke veiligheid als gevolg van bezwijken van niet-constructieve elementen kan, indien gewenst, op identieke manier als voor niet-seismische, constructieve elementen, tot een oordeel worden gekomen.

1.4 Termen en definities

Voor de toepassing van dit document gelden de volgende termen en definities.

1.4.1 Generieke definities

De termen en definities van NEN-EN 1990 en NEN 8700 zijn van toepassing. Dat geldt ook voor de termen en definities uit de NEN-EN 1998:reeks voor zover hierna niet anders vermeld.

OPMERKING Definities van enkele veel in deze NPR voorkomende termen zijn ten behoeve van het gebruiksgemak herhaald.

1.4.1.1

gebouw

elk bouwwerk dat een voor mensen toegankelijke overdekte geheel of gedeeltelijk met wanden omsloten ruimte vormt

Opmerking 1 bij de term: Deze omschrijving is gelijkloidend aan die in de Woningwet.

Opmerking 2 bij de term: Van een gebouw is pas sprake als het bouwwerk door mensen kan worden betreden.

1.4.1.2

monument

gebouw als bedoeld in artikel 2.1, eerste lid, onder f, dan wel artikel 2.2, eerste lid, onder b, van de Wabo

Opmerking 1 bij de term: Het gaat om rijksmonumenten en monumenten aangewezen bij provinciale of gemeentelijke verordening.

1.4.1.3.1

stads- en dorpsgezichten

groepen van onroerende zaken die van algemeen belang zijn wegens hun schoonheid, hun onderlinge ruimtelijke of structurele samenhang dan wel hun wetenschappelijke of cultuurhistorische waarde en in welke groepen zich een of meer monumenten bevinden

1.4.1.3.2

stads- en dorpsgezichten, beschermde

stads- en dorpsgezichten die door de minister van Onderwijs en Cultuur en de minister van Infrastructuur en Waterstaat als zodanig ingevolge artikel 35 van de Monumentenwet zijn aangewezen, met ingang van de datum van publicatie van die aanwijzing in de Nederlandse Staatscourant

Opmerking 1 bij de term: Op termijn wordt dit geregeld in de Omgevingswet. Op grond van overgangsrecht in de Erfgoedwet 2016 zijn voor beschermde stads- en dorpsgezichten nog enige bepalingen van de Monumentenwet 1988 van kracht.

1.4.2 Specifieke definities

1.4.2.1

aardbevingsbestendigheid

mate van bestand zijn van de bouwconstructie van een gebouw tegen een aardbeving, zodanig dat de kans op het overschrijden van de maatgevende grenstoestand (NC, SD of DL) voldoet aan de daaraan te stellen eis

Opmerking 1 bij de term: Voor de eisen, zie hoofdstuk 2 van deze NPR.

1.4.2.2

capaciteitsmethode

methode om ervoor te zorgen dat niet-dissipatieve elementen sterker zijn dan de dissipatieve

Opmerking 1 bij de term: Ontwerpmethode voor een gebouw, waarbij plastische scharnieren in de constructie op een zodanige manier in de constructie worden ingebouwd, dat maximale energiedissipatie mogelijk is. De niet-dissipatieve elementen worden hierbij sterker gemaakt dan de dissipatieve, zodat de plastische vervormingen en hun plaats van optreden bij voorbaat worden vastgelegd en beheerst, ten faveure van de seismische weerstand van de bouwconstructie.

1.4.2.3

dissipatief constructieonderdeel

constructief onderdeel dat in staat is om energie te dissiperen door middel van ductiel hysteresisresponsgedrag

Opmerking 1 bij de term: Hysteresis is het gedrag waarbij krachten afwisselend toenemen, afnemen en van teken wisselen, waarmee aanzienlijke plastische vervormingen gepaard gaan, waardoor energiedissipatie optreedt.

1.4.2.4

dynamisch onafhankelijke eenheid

deel van een bouwconstructie dat rechtstreeks wordt onderworpen aan de grondbeweging en waarvan het responsgedrag niet wordt beïnvloed door het (respons)gedrag van aangrenzende eenheden of bouwconstructies

1.4.2.5

energiedissipatiezone

vooraf bepaalde delen van een constructie waar de dissipatieve vermogens voornamelijk gesitueerd zijn

1.4.2.6

gedeeltelijke verweking

situatie waarbij wateroverspanning ontstaat, maar nog wel een deel van de korrelspanning overblijft

1.4.2.7

gedragsfactor

factor gebruikt voor ontwerp- en berekeningsdoeleinden om de krachten berekend in een lineaire berekening te reduceren, dit om rekening te houden met het niet-lineaire gedrag van een constructie, gerelateerd aan het materiaal, het constructieve systeem en de ontwerpprocedures

1.4.2.8

herhalingstijd

omgekeerde maat voor de jaarlijkse kans op een extreme gebeurtenis (waterstand, piekgrondversnelling)

Opmerking 1 bij de term: Hoe groter de herhalingstijd, hoe kleiner de jaarlijkse kans op de gebeurtenis.

Opmerking 2 bij de term: Zie ook 2.1, NOTE 2 van NEN-EN 1998-1.

1.4.2.9

magnitude

maat voor de sterkte van de aardbeving

Opmerking 1 bij de term: De magnitude wordt meestal uitgedrukt als getal op de schaal van Richter of als momentmagnitude. De momentmagnitudeschaal (vaak afgekort tot MMS; ook genoteerd als M_w , waarin w staat voor de verrichte arbeid) is een schaal die door seismologen wordt gebruikt om de kracht van aardbevingen te meten. Beide schalen (MMS en de schaal van Richter) zijn logaritmisch, wat betekent dat een verhoging van het

getal met 1 betekent dat de vrijkomende energie, met een factor 31,6 toeneemt. Daarnaast bestaat ook nog de 'European Macroseismic Scale' (EMS).

1.4.2.10

niet-constructief element

architectonisch, installatietechnisch of elektrisch element, systeem of component dat of die constructief niet bedoeld is belastingen anders dan zijn eigen gewicht te dragen

Opmerking 1 bij de term: Niet-constructieve elementen bieden geen constructieve weerstand tegen voortschrijdende instorting van de constructie, ze maken geen deel uit van het constructief systeem. Voorbeelden zijn verlaagde plafonds, leidingen, kasten, opslagrekken, apparatuur, liftcabines, enz. Niet-constructieve elementen maken geen deel uit van paragraaf 2.1 van Bouwbesluit 2012. Wanneer van toepassing geacht, kunnen de regels voor niet-seismische, constructieve elementen toegepast worden op niet-constructieve elementen voor gedetailleerde veiligheidsverificaties.

1.4.2.11

niet-seismisch, constructief element

constructief element dat niet bedoeld is de aardbevingsbelasting anders dan het gevolg van zijn eigen gewicht gecombineerd met de relevante quasi-blijvende belasting af te dragen naar de fundering, waarbij bezwijken van het constructieve element niet leidt tot voortschrijdende instorting

Opmerking 1 bij de term: Niet-seismische, constructieve elementen zijn constructieve elementen volgens 1.5.1.7 van NEN-EN 1990 zoals vastgelegd in Bouwbesluit 2012. Voorbeelden zijn schoorstenen, topgevels, niet-dragende scheidingswanden, niet-verticaal krachtafdragende spouwbladen, buitenspouwbladen, balkons, galerijen, balustrades, borstweringen, decoratieve constructieve elementen, pinakels, ramen (glas). Opgemerkt behoort te worden dat indien ogenschijnlijke niet-seismische elementen bijdragen aan de weerstand van de aardbevingsbelasting, deze elementen beschouwd behoren te worden als primaire seismische elementen. Dit kan het geval zijn voor bijvoorbeeld trappenhuisen of gevels die deel uitmaken van het constructief systeem. Zie ook 4.2.2.

Opmerking 2 bij de term: Als gevolg van de aardbevingsbelasting kunnen bij de aansluiting van het niet-seismische, constructieve element met een aangrenzend constructief element verplaatsingen optreden die ertoe leiden dat als gevolg van die verplaatsing verticale belastingen aangrijpen op het niet-seismische, constructieve element. Bij het beoordelen van het niet-seismische, constructieve element mag met die verticale belasting rekening worden gehouden.

1.4.2.12

piekgrondversnelling

hoogste waarde van de versnelling tijdens een aardbeving

Opmerking 1 bij de term: Onderscheid wordt gemaakt tussen piekgrondversnelling aan het maaiveld en piekgrondversnelling op diepte.

1.4.2.13

primair seismisch element

constructief element dat beschouwd is als onderdeel van het constructieve systeem om de aardbevingsbelasting te weerstaan

Opmerking 1 bij de term: Primaire seismische elementen zijn in het constructieve model de primaire bijdragers ten aanzien van menselijke veiligheid tijdens aardbevingsbelastingen.

1.4.2.14

relatieve wateroverspanning

verhouding tussen wateroverspanning en de effectieve spanning aan het begin van de aardbeving

Opmerking 1 bij de term: Bij volledige verweking is de relatieve wateroverspanning 1.

1.4.2.15

responsspectrum

maximale respons van een constructie op een aardbeving als functie van de eigen trillingsperiode of eigenfrequentie

1.4.2.16

secundair seismisch element

constructief element dat de verticale belastingen afkomstig van eigen gewicht en aangrenzende elementen afdraagt naar de fundering en geen bijdrage levert aan het opnemen van de horizontale aardbevingsbelasting, maar waarvan bezwijken wel leidt tot voortschrijdende instorting

Opmerking 1 bij de term: Bijvoorbeeld pendelkolommen.

1.4.2.17

tijdvak

periode waarvoor de (gemiddelde) seismische hazard wordt berekend

1.4.2.18

verweking

verlies van sterkte en stijfheid in zand door wateroverspanning en daarmee gepaard gaande reductie van effectieve spanning

Opmerking 1 bij de term: In de praktijk wordt ook de Engelse term 'liquefaction' gebruikt voor verweking.

1.4.2.19

volledige verweking

situatie waarbij de wateroverspanning in de ondergrond zo groot wordt dat er geen korrelspanning meer overblijft

1.4.2.20

wateroverspanning

tijdelijke extra waterspanning in de poriën tussen gronddeeltjes, die kan worden veroorzaakt door snelle schuifspanningswisselingen tijdens een aardbeving

1.5 Symbolen en afkortingen

De symbolen aangegeven in 1.6 van NEN-EN 1990 zijn van toepassing. Voor symbolen gerelateerd aan de bepaling van de weerstand, en voor symbolen die niet specifiek gelden voor aardbevingsbelastingen, zijn de bepalingen van de relevante delen van de Eurocodes van toepassing.

OPMERKING 1 Voor zover mogelijk zijn de symbolen in overeenstemming gebracht met de uitgangspunten van NEN-ISO 3898:2013 [1.5]. In deze NPR worden de hieronder gegeven symbolen en namen van grootheden gehanteerd.

Latijnse symbolen

$a_{g;d}$	rekenwaarde van de piekgrondversnelling op maaiveldniveau (inclusief de bodemfactor), in g
$a_g S$	waarde van de piekgrondversnelling op maaiveldniveau (inclusief de bodemfactor), in g
$a_{g;d;vert}$	rekenwaarde van de piekgrondversnelling in de verticale richting
B	breedte van het effectieve funderingsoppervlak
c	cohesie van grond
c_u	ongedraineerde schuifsterkte
C_N	correctiefactor voor het spanningsniveau
CRR	rekenwaarde van de 'Cyclic Resistance Ratio' (cyclische weerstandsverhouding, dit is de spanningsverhouding die nodig is om een verandering van toestand in de bodem te veroorzaken van vaste tot vloeibare toestand)
CSR	rekenwaarde van de 'Cyclic Stress Ratio' (verhouding schuifspanningswisseling en effectieve verticale grondspanning)
d	verplaatsing
d_e	verplaatsing van een punt van het constructieve systeem, zoals bepaald aan de hand van een lineaire berekening gebruikmakend van het ontwerpspectrum
d_r	rekenwaarde van de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen
d_s	verplaatsing van een punt in het constructieve systeem als gevolg van de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting
$e_{a;i}$	bijkomende excentriciteit van de massa van een bouwlaag i ten opzichte van zijn nominale positie, op alle vloeren in dezelfde richting toegepast
$e_{0;i}$	afstand tussen het stijfheidsmiddelpunt en het massamiddelpunt, gemeten in de i -richting, die loodrecht staat op de richting van de beschouwde berekening
E_d	rekenwaarde van belastingeffecten
$E_{d;i}$	rekenwaarde van het belastingeffect op de zone of op het element i in de seismische ontwerpsituatie

E_E	aardbevingsbelastingseffect onder beschouwing (kracht, verplaatsing, enz.)
$E_{E,i}$	rekenwaarde van de belastingseffecten ten gevolge van trilvorm i
$E_{Ed,x}, E_{Ed,y}$	rekenwaarden van de belastingseffecten ten gevolge van de horizontale componenten (x en y) van de aardbevingsbelasting
$E_{Ed,z}$	rekenwaarde van de belastingseffecten ten gevolge van de verticale component van de aardbevingsbelasting
$E_{F,E}$	belastingseffect volgend uit de berekening van de seismische ontwerpbelasting
$E_{F,G}$	belastingseffect ten gevolge van de niet-seismische belastingen die deel uitmaken van de belastingscombinatie behorend bij de seismische ontwerpsituatie
E_{mm}	gemiddelde elasticiteitsmodulus
f_k	karacteristieke druksterkte van metselwerk
$f_{fl;b;m}$	gemiddelde buigtreksterkte van het beschouwde wandgedeelte
$f_{ma;m}$	gemiddelde druksterkte van metselwerk
$f_{v;k}$	karacteristieke schuifsterkte van metselwerk
$f_{v;k;0}$	karacteristieke initiële schuifsterkte
$f_{v;k;max}$	karacteristieke maximale schuifsterkte
$f_{v;m;0}$	gemiddelde initiële schuifsterkte
f_{xk}	karacteristieke buigtreksterkte van metselwerk
F	kracht
$F_{a;d}$	rekenwaarde van de horizontale seismische kracht, werkend in het centrum van de massa van het niet-seismische, constructieve element in de meest ongunstige richting
F_b	seismische afschuifkracht ter plaatse van de fundering
F_{bk}	totale dwarskracht ter plaatse van de fundering werkend in de richting van de aardbevingsbelasting
F_i	horizontale seismische kracht op bouwlaag i
F_v	rekenwaarde van de coëfficiënt voor lange trillingsperioden
g	zwaartekrachtversnelling
G	glijdingsmodulus
$G_{k;j}$	eigen gewicht
h	afstand tussen twee opeenvolgende bouwlagen
h_u	hoogte van een baksteen

H	hoogte van het gebouw vanaf de fundering of vanaf de top van een stijve kelderbouwlaag
H_d	rekenkundige hoogte wandelement
I_c	grondtype-index ('soil behaviour type index')
J	rotatie traagheidsmoment
k	het aantal trilvormen dat in rekening moet worden gebracht
K	compressiemodulus
K_α	correctiefactor voor de schuifspanning onder statische belasting
K_σ	correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand
l_p	lengte van het penant dat in dwarsrichting is verbonden aan de te analyseren wand
l_s	traagheidsstraal van de vloermassa in het horizontale vlak (vierkantswortel van de verhouding van (a) het polaire traagheidsmoment van de vloermassa in het horizontale vlak met betrekking tot het massamiddelpunt van de vloer tot (b) de vloermassa)
l_u	lengte van een baksteen
L_d	rekenkundig lengte element
L_e	afstand tussen de twee verst uit elkaar gelegen horizontale belasting afdragende elementen, gemeten loodrecht op de richting van de aardbevingsbelasting onder beschouwing
L_i	vloerafmeting van bouwlaag i loodrecht op de richting van de aardbevingsbelasting
$L_{\max}, L_{\min}$	grootste en kleinste afmeting gemeten langs loodrechte richtingen van het gebouw in het horizontale vlak
m	dimensieloze parameter voor de normalisering van de conusweerstand
m_i	massa van bouwlaag i
m_k	effectieve geactiveerde massa bij trilvorm k
m_{tot}	totale massa van het gebouw, voor zover gelegen boven de fundering of boven een als star te beschouwen kelder of een star met de fundering verbonden beganegrondvloer
m_w	massa van de wand
$M_{a,i}$	torsiemoment dat aangrijpt op bouwlaag i om zijn verticale as
MSF	'Magnitude Scaling Factor' (magnitudeschaalfactor) OPMERKING 2 MSF is een functie van de (moment)magnitude. Indirect wordt hiermee de duur van de aardbeving en dus het aantal wisselingen in rekening gebracht. Bij een aardbeving met momentmagnitude $M_w = 7,5$ is $MSF = 1$; de grootte neemt toe bij afnemende magnitude. Een hogere waarde voor MSF betekent dus een hogere veiligheid tegen verweken.
M_{cd}	diagonale buigweerstand per eenheid van lengte van een diagonale scheurlijn

M_{ch}	horizontale buigweerstand van een wand per eenheid van lengte
M_w	momentmagnitude (maat voor de energie die vrijkomt bij een aardbeving)
$\sum M_{Rb;d}$	som van de ontwerpwaarden van de weerstand van de liggers die samenkomen in de verbinding
$\sum M_{Rc;d}$	som van de rekenwaarden van de weerstand van de verticale dragende elementen die samenkomen in de verbinding
n	aantal bouwlagen boven de fundering of boven een stijve kelderbouwlaag
N_γ	draagkrachtfactor voor de invloed van het effectieve volumegewicht van de grond onder het funderingsoppervlak
$N_{\gamma;ru}$	draagkrachtfactor inclusief effect van wateroverspanning
$N_{b;Rd}$	rekenwaarde van de knikweerstand van de op druk belaste diagonaal
$N_{pl;Rd}$	ontwerpsterkte van de diagonaal
p_a	atmosferische druk, $p_a = 100$ kPa
p_d	rekenwaarde van de statisch-equivalente belasting in de richting loodrecht op het vlak van de wand
p_{ref}	referentiespanning
PCR	'Peak Cracking Resistance' = maximale weerstand tegen scheuren
P_{tot}	massa op en boven de beschouwde bouwlaag in de seismische ontwerpsituatie
q of q_a	gedragsfactor
q_c	gemeten conusweerstand onder omstandigheden waar geen aardbevingsbelasting aan de orde is
$q_{c;liq}$	in rekening te brengen conusweerstand bij de beoordeling van de weerstand van de paalfundering tijdens de aardbevingsbelasting
q_{c1}	conusweerstand gecorrigeerd voor het spanningsniveau
$q_{c1;N}$	genormaliseerde conusweerstand
$q_{c1;N;CS}$	genormaliseerde conusweerstand voor schoon zand
q_d	gedragsfactor van de verplaatsing
q_t	conusweerstand gecorrigeerd voor de waterdruk
Q	veranderlijke belasting
$Q_{k;i}$	veranderlijke belasting i
r_d	reductiefactor voor schuifspanning in de grond, als functie van diepte

r_{hv}	verhouding tussen het omhoogkomen van een als stijf aangenomen penant en een uit experimenten afgeleide waarde
r_i	vierkantswortel van de verhouding van de torsiestijfheid tot de laterale stijfheid loodrecht op de i -richting ('torsiestraal')
r_u	relatieve wateroverspanning door ongedraineerde cyclische belasting (gedeeld door initiële effectieve verticale grondspanning)
$r_{u;d}$	rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale grondspanning direct voorafgaand aan de aardbeving)
$R_{c;k;tijds}$	karakteristieke waarde van de weerstand van de grond tijdens de aardbeving
R_d	rekenwaarde van de weerstand
$R_{d;i}$	rekenwaarde van de weerstand van de zone of van het element i
$R_{d;MVA}$	rekenwaarde van de seismische weerstand bepaald met de methode van virtuele arbeid
$R_{d;NLKA}$	rekenwaarde van seismische weerstand bepaald met de NLKA-methode
R_e	relatieve dichtheid van zand [%], gedefinieerd als $R_e = (e_{\max} - e)/(e_{\max} - e_{\min})$, met e gelijk aan het porievolumen gedeeld door het korrelvolume
R_f	verhinderingsfactor voor rotatie van gesteunde rand
s_i, s_j	verplaatsingen van de massa's m_i, m_j in de fundamentele trilvorm
s	zetting
$S_d(T)$	ontwerpspectrum (responsspectrum)
$S_d(T_k)$	ontwerpspectrum (responsspectrum) bij trilvorm k
$S_e(T)$	elastisch ontwerpspectrum (responsspectrum)
$S_{Ea;d}$	rekenwaarde van de horizontale spectrale versnelling, op de betreffende hoogte aangrijpend op het constructieve element
$S_{e;d}$	rekenwaarde van de horizontale spectrale versnelling af te leiden uit het grondspectrum gegeven in de webtool
t_{eff}	effectieve wanddikte
t_u	breedte van een baksteen
t_{nom}	wanddikte zonder aftrek van inspringingen in de mortel
T	trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad
T_1	fundamentele trillingsperiode van een gebouw, gebruikmakend van secansstijfheid, van het gebouw in de relevante richting
T_a	fundamentele trillingsperiode van het element

T_{eff}	effectieve trillingsperiode, bepaald op grond van de effectieve stijfheid van het gebouw in de beschouwde richting
T_B	getalwaarde van de ondergrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is
T_C	getalwaarde van de bovengrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is
T_D	periode die het begin aanduidt van de constante verplaatsingsrespons van het spectrum;
T_k	trillingsperiode voor trilvorm k
$T_{L,S,\text{ref}}$	referentieherhalingsdij van de referentieaardbevingsbelasting, afhankelijk van de te beschouwen grenstoestand
V_{tot}	totale seismische afschuifkracht van de bouwlaag
W_a	gewicht van het element
x	afstand van het beschouwde element tot het zwaartepunt van het gebouw in de plattegrond, gemeten loodrecht op de richting van de aardbevingsbelasting onder beschouwing
z	hoogte van het object boven maaiveld
z_i, z_j	hoogte van massa m_i en m_j boven het niveau van het aangrijppingspunt van de aardbevingsbelasting

Griekse symbolen

β	betrouwbaarheidsindex
γ	volumiek gewicht grond
γ_d	belastingsfactor
γ_I of γ_a	importantiefactor
γ_L	veiligheidsfactor OPMERKING 3 In NEN-EN 1998-5 is deze parameter geduid als FS .
γ_m	partiële factor voor de materiaaleigenschappen
γ_M	partiële factor voor de weerstand van het element
γ_{pb}	factor voor de benadering van de sterkte nadat knik is opgetreden in diagonalen die op druk worden belast
γ_{Rd}	partiële factor verbonden met de onzekerheid van het weerstandsmodel
γ_x	vergrotingsfactor
$\Delta q_{c1;N-Sr}$	correctie voor de fijne grondfractie
ε	rek van het metselwerk

ε_{vc}	volumerek
η	factor voor dempingscorrectie
θ_c	coëfficiënt voor de gevoeligheid voor de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen
θ	hoekverdraaiing tussen de bouwlagen ('inter-story drift')
θ_v	hoekverdraaiing van de wand uit het vlak, bepaald op grond van de verschillen in de maximale horizontale verplaatsing aan de boven- en onderzijde van de wand, inclusief de verplaatsing door vervorming van de ondersteunende vloerschijf
λ	correctiefactor
μ	is de verhouding tussen de maximale vervorming en de maximale elastische vervorming van het volgens bijlage B van NEN-EN 1998-1 tot een bilineair geschematiseerd constructiegedrag
ν	dwarscontractiecoëfficiënt
ξ	viskeuze dempingsverhouding (in procenten)
ρ	dichtheid van het materiaal
σ_v	verticale spanning
$\sigma_{v,m}$	gemiddelde normaaldrukspanning ten gevolge van de voorgeschreven belastingscombinatie
σ_{v0}	totale verticale spanning vóór het begin van de aardbeving
σ'_v	effectieve verticale grondspanning
σ'_{v0}	effectieve verticale grondspanning vóór het begin van de aardbeving
$\sigma(\varepsilon)$	drukspanning in het metselwerk
$\tau_{cy;u}$	cyclische ongedraineerde schuifsterkte
φ	hoek van inwendige wrijving van de grond
φ'	effectieve hoek van inwendige wrijving
ψ_0	combinatiecoëfficiënt in verband met de combinatiewaarde van een veranderlijke belasting
$\psi_{2,i}$	combinatiecoëfficiënt voor de quasi-blijvende waarde van de variabele belasting
$\psi_{E,i}$	combinatiecoëfficiënt voor de veranderlijke belastingen i
Δ_y	verticale verplaatsing van de vloer, die conservatief kan worden berekend door de vloer te beschouwen als balk met eenheidsbreedte, die draagt in de richting parallel aan de wand
Ω	waarde van $(R_{d,i} / E_{d,i}) \leq q$ van de dissipatieve zone of van het element i van de constructie met de grootste invloed op het beschouwde effect E_F

1.6 SI-eenheden

SI-eenheden worden gebruikt in overeenstemming met ISO 80000-1.

In berekeningen worden de volgende eenheden aangehouden:

krachten en belastingen:	kN, kN/m, kN/m ²
volumieke massa:	kg/m ³
massa:	kg
volumiek gewicht:	kN/m ³
spanningen en sterkten:	N/mm ² (= MN/m ² of MPa), kN/m ² (= kPa)
momenten (buigend moment, enz.):	kNm
versnelling:	m/s ²

OPMERKING Versnellingen van de bodem als gevolg van aardbevingen worden veelal in *g* weergegeven ($1\ g \approx 9,81\ \text{m/s}^2$). Waar in deze NPR is aangegeven dat een waarde 'in *g*' moet worden ingevuld, is omrekening naar m/s² niet aan de orde.

2 Prestatie-eisen en criteria voor beoordeling nieuwbouw, verbouw en afkeuren

2.1 Algemeen

2.1.1 Algemeen

Deze NPR heeft de status van een aanbeveling. De teksten in opmerkingen en informatieve bijlagen zijn geschreven met gebruikmaking van 'behoort te'. Zij hebben dus een informatieve status en worden slechts 'sterk aanbevolen'. Daar waar in deze NPR 'behoort te' in het normatieve deel wordt gebruikt, is hier (in navolging van de gebruikelijke schrijfwijze in de Eurocodes) nadrukkelijk ruimte opengelaten voor de deskundigheid van de eindgebruiker van deze NPR. Vanwege de nauwe aansluiting van dit document op Eurocode 8 (NEN-EN 1998-reeks) is het hele document normatief geschreven, hoewel het een informatieve status heeft. Daar waar 'moet', dan wel 'moeten' staat, moet dat worden opgevat als 'behoort te', of 'behoren te'.

OPMERKING Waar in deze NPR teksten zijn overgenomen uit de NEN-EN 1998:reeks is, evenals in de nationale bijlagen bij de Eurocode-delen, het Engelse 'shall' vertaald met 'moeten' en 'should' met 'behoren te'.

2.1.2 Gebruikshandleiding

Deze NPR is geschikt voor het beoordelen van nieuwbouw en bestaande bouw. Daar waar in deze NPR wordt gesproken over 'ontwerp', is ten aanzien van bestaande bouw mede bedoeld 'beoordeling dan wel verificatie'.

Onder nieuwbouw wordt ook verstaan het geheel vernieuwen van een bestaand gebouw (= geheel gebouw).

Voor de bepaling van de optredende aardbevingsbelasting heeft NEN-EN 1998-1 als inspiratiebron dienstgedaan, maar zijn in de hoofdstukken 2 tot en met 4 van deze NPR zelfstandig leesbare bepalingen opgenomen.

Voor de beoordeling van nieuw te bouwen gebouwen gelden ten aanzien van de weerstand tegen aardbevingsbelastingen de regels van de hoofdstukken 5 tot en met 9 van NEN-EN 1998-1. In de systematiek van de Eurocodes moet elk nationaal normalisatie-instituut (CEN-lid) de nationaal bepaalde parameters in beginsel vastleggen in een nationale bijlage. De hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR geven deze parameters. In die hoofdstukken zijn de gemaakte keuzes vastgelegd en zijn de voor de toepassing van deze NPR geldende aanbevolen waarden voor de nationale parameters gegeven. In die hoofdstukken zijn eveneens aanvullende teksten opgenomen. Dit kunnen aanvullende bepalingen zijn, maar ook informatieve teksten (bijvoorbeeld opmerkingen, toelichtingen).

Daar waar in de hoofdstukken 5 tot en met 9 van NEN-EN 1998-1 is verwezen naar onderdelen in de hoofdstukken 1 tot en met 4 van NEN-EN 1998-1, is het overeenkomstige onderdeel van hoofdstuk 1 tot en met 4 van deze NPR van toepassing.

Voor zover deze NPR niet voorziet in te hanteren waarden voor de nationaal bepaalde parameters van de NEN-EN 1998-reeks, moeten ten minste de aanbevolen waarden uit deze normdelen worden overgenomen.

Voor de beoordeling van bestaande gebouwen, waaronder begrepen het gedeeltelijk vernieuwen, vergroten of veranderen (verbouw), gelden de regels voor nieuw te bouwen gebouwen eveneens, maar dan in combinatie met NEN 8700. Daar waar voor bestaande bouw expliciet andere bepalingen gelden, is dit afzonderlijk kenbaar gemaakt.

Bij de beoordeling van twee of meer aangrenzende niet-gekoppelde bouwconstructies, moeten de effecten van de te verwachten trilvormen van de individuele bouwconstructies en de daaruit voortvloeiende krachten die aangrijpen op de aanpalende bouwconstructies, worden beoordeeld. Bij de beoordeling van twee of meer aangrenzende gekoppelde bouwconstructies is 1.1.2.5 van toepassing.

Indien via een verwijzing van deze NPR naar een van de delen van de NEN-EN 1998-reeks een verwijzing plaatsvindt naar NEN-EN 1990 tot en met de NEN-EN 1997-reeks of NEN-EN 1999-reeks, geldt steeds de desbetreffende NEN-EN met de bijbehorende nationale bijlage.

Daar waar in deze NPR verwezen wordt naar het gebruik van de NPR 9998-webtool, behoort bij het maken van berekeningen, ten behoeve van het beoordelen van bestaande of te ontwerpen bouwconstructies, te worden vastgelegd welke versie daarvan bij de toepassing van deze NPR is gebruikt, inclusief de daarbij gehanteerde parameters en het tijdvak.

OPMERKING De NPR 9998-webtool kent daarvoor een 'exportfunctie'.

2.2 Grenstoestanden en fundamentele eisen

2.2.1 Grenstoestanden

2.2.1.1 Algemeen

De fundamentele eisen hebben een relatie met de mate van beschadiging van de bouwconstructie, onderscheiden naar drie grenstoestanden:

- 1) de bouwconstructie die zorgt voor de stabiliteit van het gebouw, staat vrijwel op instorten ('Near Collapse', NC);
- 2) een bouwconstructie heeft significante beschadiging ('Significant Damage', SD);
- 3) een bouwconstructie heeft beperkte schade ('Damage Limitation', DL).

OPMERKING NEN-EN 1998-1 kent de grenstoestand 'No Collapse'. Deze is te vergelijken met de grenstoestand SD in deze NPR.

2.2.1.2 Primaire en secundaire seismische elementen

Grenstoestand NC: De constructie (die zorgt voor de stabiliteit van het gebouw) is zwaar beschadigd met lage reststerkte en -stijfheid in zijdelingse richting, waarbij verticale elementen nog in staat zijn om verticale belastingen af te dragen. De meeste niet-seismische, constructieve elementen en niet-constructieve elementen kunnen bij de daarbij horende aardbevingsbelasting zijn bezwaken. Grote permanente vervormingen zijn aanwezig. De weerstand van de constructie is zodanig dat voortschrijdende instorting net niet plaatsvindt, maar waarschijnlijk zal een volgende aardbeving of andere belasting, ongeacht de zwaarte daarvan, leiden tot instorting.

OPMERKING 1 De aard en behandeling van grenstoestand NC zijn te vergelijken met die van een buitengewone ontwerpsituatie, als bedoeld in NEN-EN 1990. Zo wordt voorafgaand aan het overschrijden van de grenstoestand bij bijvoorbeeld een explosie of aanrijding ook uitgegaan van een veel grotere mate van beschadiging dan voor bijvoorbeeld ontwerpen op wind. Het verregaand uitnuttigen van de vervormingscapaciteit en de nadrukkelijke acceptatie van lokaal bezwijken van een constructief element vormen de essentie van de buitengewone ontwerpsituatie, zie daarvoor de betreffende bepalingen in hoofdstuk 4, bijlagen F, G en H. In overeenstemming met NEN-EN 1990 is van voortschrijdende instorting sprake, als de mate van instorting disproportioneel is bij de optredende aardbeving.

OPMERKING 2 De grenstoestand NC komt overeen met de overgang van schadegraad 4 naar schadegraad 5 ('Damage Grade' 5), zoals beschreven in [2.1].

Grenstoestand SD: De constructie (die zorgt voor de stabiliteit van het gebouw) is significant beschadigd met enige reststerkte en -stijfheid in zijdelingse richting, waarbij verticale elementen nog in staat zijn verticale belastingen af te dragen. Niet-seismische, constructieve elementen en niet-constructieve elementen kunnen bij de bij deze grenstoestand horende aardbevingsbelasting zijn beschadigd, waarbij niet-dragende scheidingswanden en invulpanelen niet uit hun vlak zijn gekomen. Beperkte permanente vervormingen zijn aanwezig. De sterkte van de constructie is zodanig dat naschokken, mits gematigd in zwaarte, zonder verdere beschadigingen kunnen worden weerstaan. Het is waarschijnlijk vanuit economisch perspectief onrendabel over te gaan tot herstel.

Grenstoestand DL: De constructie (die zorgt voor de stabiliteit van het gebouw) is alleen licht beschadigd, waarbij constructieve elementen niet significant zijn vervormd en hun sterkte- en stijfheidseigenschappen hebben behouden. Niet-seismische, constructieve elementen mogen verspreid voorkomende scheuren vertonen die economisch gezien eenvoudig kunnen worden gerepareerd. Permanente vervormingen zijn verwaarloosbaar. De constructie zelf behoeft (vanuit het oogpunt van constructieve veiligheid) geen reparatie.

2.2.1.3 Niet-seismische, constructieve elementen

Grenstoestand NC: De uiterste grenstoestand met volle uitnutting van de vervormingscapaciteit van niet-seismische, constructieve elementen is net niet overschreden, rekening houdend met niet-lineair gedrag; wel kan er sprake zijn van een ernstige beschadiging met naar beneden vallende onderdelen als gevolg.

Grenstoestand SD: De uiterste grenstoestand is net niet overschreden, rekening houdend met uitsluitend lineair gedrag; wel kan er sprake zijn van een ernstige beschadiging met naar beneden vallende onderdelen als gevolg.

Grenstoestand DL: De uiterste grenstoestand van niet-seismische, constructieve elementen is niet overschreden, rekening houdend met lineair gedrag; wel kan er sprake zijn van lichte beschadiging in de vorm van scheuren en/of licht neervallend materiaal.

2.2.2 Betrouwbaarheidsdifferentiatie

2.2.2.1 Primaire en secundaire seismische elementen

Ten behoeve van de betrouwbaarheidsdifferentiatie worden gevolgklassen ('Consequence Class', CC), zoals gegeven in tabel 2.1, onderscheiden, waarbij de gevolgen van bezwijken of het slecht functioneren van de bouwconstructie of het constructieve element het onderscheid bepaalt.

OPMERKING 1 Voorbeelden van toepassingen van gevolgklassen voor gebouwen onder aardbevingsbelasting zijn gegeven in de laatste kolom van tabel 2.1.

Tabel 2.1 — Definitie van gevolgklassen

Gevolg- klasse CC	Omschrijving	Voorbeelden (informatief)
CC4	Extreme maatschappelijke gevolgen	Door de overheid in een calamiteitenplan aangewezen gebouwen OPMERKING Dit kan voor elke grenstoestand leiden tot specifieke herhalingstijden.
CC3	Grote gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, of zeer grote economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving	Hoge gebouwen die meer dan 70 m boven het aangrenzende maaiveld uitkomen Gebouwen waarvan de overspanning van de constructie in een draagrichting groter is dan 50 m en waarbij in geval van bezwijken van die overspanning meer dan 500 personen gelijktijdig gevaar lopen (zoals bij grote tentoonstellings- en stationshallen) Gebouwen met de bestemming publieksfunctie (bijv. onderwijsgebouwen, stadions, concerthallen, tribunes), waarbij in geval van bezwijken meer dan 500 personen gelijktijdig gevaar lopen Gebouwen met meerdere verminderd zelfredzame personen, zoals ziekenhuizen, celgebouwen, verpleegtehuizen met 4 of meer bouwlagen Gebouwen waar zeer vitale processen worden bestuurd, bijv. verkeerstoren Schiphol, verkeersleidingsgebouw Industriegebouwen voor gevaarlijke stoffen en/of processen, zijnde onderdeel van een inrichting waarvoor een omgevingsvergunning voor het milieu noodzakelijk is
CC2	Middelmatige gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, aanzienlijke economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving	Voor zover niet opgenomen in CC1 of CC3 of CC4: Eengezinswoningen ^c met 4 of meer bouwlagen Woongebouwen, hotels en kantoorgebouwen Onderwijsgebouwen Winkels Gebouwen met meerdere verminderd zelfredzame personen, zoals ziekenhuizen, celgebouwen, verpleegtehuizen met maximaal 3 bouwlagen Openbare gebouwen Industriegebouwen waarvoor voetnoot ^d niet geldt of met 3 of meer bouwlagen Parkeergarages
CC1b	Geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens en kleine of verwaarloosbare economische of sociale	Eengezinswoningen ^c met 1, 2 of 3 bouwlagen Landbouwbedrijfsgebouwen ^d Tuinbouwkassen ^d Industriegebouwen met 1 of 2 bouwlagen ^d

Gevolg- klasse CC	Omschrijving	Voorbeelden (informatief)
	gevolgen of gevolgen voor de omgeving	
CC1a	Zeer geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens en zeer kleine of verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving	Gebouwen niet bestemd voor het verblijf van mensen
OPMERKING In deze NPR is reeds geanticipeerd op Europese ontwikkelingen, waar de huidige 3 gevolgklassen van NEN-EN 1990 worden uitgebreid met een gevolgklasse 4 aan de bovenkant en een gevolgklasse 0 aan de onderkant van de bestaande 3 gevolgklassen. In deze NPR komen gevolgklassen 1 t/m 3 dan ook overeen met de gevolgklassen 1 t/m 3 van NEN-EN 1990 voor nieuwbouw en NEN 8700 voor verbouw en bestaande bouw. ^a Het verdient aanbeveling om bij gebouwen van meer dan 15 bouwlagen (en nog geen 70 m hoog) gedegen te onderzoeken of er redenen zijn het bouwwerk in gevolgklasse CC3 in te delen. ^b In tabel NB.5 van de nationale bijlage van NEN-EN 1991-1-7 is de gevolgklasse CC2 in de kolom 'Voorbeelden van toepassingen voor gebouwen en andere bouwwerken geen bruggen zijnde' nader onderverdeeld in CC2a ('Risicogroep laag') en CC2b ('Risicogroep hoog'). ^c Grondgebonden woning niet gelegen in een woongebouw. ^d Uitsluitend voor productiedoeleinden, waarbij het aantal personen binnen beperkt is.		

Afhankelijk van de gevolgen van bezwijken, die worden beïnvloed door constructieve keuzen van het ontwerp, moeten bepaalde constructieve elementen zijn ingedeeld in dezelfde of een hogere gevolgklasse of mogen ze in een lagere gevolgklasse zijn ingedeeld dan de gevolgklasse die geldt voor de constructie van het gebouw.

OPMERKING 2 Constructieve elementen en delen van constructies mogen zijn ingedeeld in een lagere gevolgklasse dan de gevolgklasse die geldt voor de gehele constructie, indien voldoende aannemelijk is gemaakt dat de gevolgen van bezwijken van een lagere orde zijn dan bedoeld in tabel 2.1. Hieraan is voldaan als het bezwijken van het element of delen van de constructie geen aanleiding geeft tot het bezwijken van zoveel andere constructieve elementen dat niet is voldaan aan de beoogde doelstelling zoals genoemd in tabel 2.1 bij toepassing van de lagere gevolgklasse en tevens een risicobeoordeling is gemaakt waaruit blijkt dat de gevolgen van bezwijken van lagere orde zijn. Het principe hiervan en voorbeelden kunnen worden gevonden in de nationale bijlage van NEN-EN 1990.

2.2.2.2 Niet-seismische, constructieve elementen

Relevante niet-seismische, constructieve elementen moeten worden ingedeeld volgens de categorie gegeven in tabel 2.2.

OPMERKING Nadere aanwijzingen voor de bepaling van de relevantie van het element kunnen worden gevonden in 4.3.6 van deze NPR. Een methode voor het uitvoeren van een risicobeoordeling voor niet-seismische, constructieve elementen is gegeven in bijlage J.

Tabel 2.2 — Categorieën van niet-seismische, constructieve elementen

Categorieaanduiding voor niet-seismische, constructieve elementen	Omschrijving	Beschrijving van het gevolg
Categorie 4	Grote elementen ^a die vallen in publiek toegankelijke gebieden in de buitenlucht Middelgrote elementen ^b die vallen in drukbezochte, publiek toegankelijke gebieden in de buitenlucht (meer dan 1 persoon per m²) Alle elementen, met uitzondering van minder gevaarlijke elementen ^d en met uitzondering van binnenwanden die vallen in categorie 3, die binnen het vloeroppervlak van het gebouw vallen (of van buitenaf op het dak) of die naar buiten vallen in het ontvluchttings- of toegangsgebied voor reguliere gebruikers van het gebouw	Groot
Categorie 3	Middelgrote elementen ^b die vallen in publiek toegankelijke gebieden in de buitenlucht Binnenwanden met een dikte van maximaal 0,1 m en een hoogte van maximaal 3 m die aan de bovenzijde niet adequaat zijn gesteund tegen horizontale verplaatsing bij woonfuncties met uitzondering van woonfuncties voor 24 uurszorg en bij logiesfuncties, kantoorfuncties en daarmee vergelijkbare vormen van gebruik Binnenwanden met een dikte van maximaal 0,1 m en een hoogte van maximaal 3 m die aan de bovenzijde adequaat zijn gesteund tegen horizontale verplaatsing bij bijeenkomstfuncties, gezondheidszorgfuncties, woonfuncties voor 24 uurszorg, onderwijsfuncties en daarmee vergelijkbare vormen van gebruik Kleine elementen ^c die vallen in drukbezochte, publiek toegankelijke gebieden in de buitenlucht (meer dan 1 persoon per m²)	Middelmatig
Categorie 2	Minder gevaarlijke elementen ^d die vallen in drukbezochte, publiek toegankelijke gebieden in de buitenlucht (meer dan 1 persoon per m²), binnen het vloeroppervlak van het gebouw of die naar buiten vallen in het ontvluchttings- of toegangsgebied van het gebouw Binnenwanden met een dikte van maximaal 0,1 m en een hoogte van maximaal 3 m die aan de bovenzijde adequaat zijn gesteund tegen horizontale verplaatsing bij woonfuncties met uitzondering van woonfuncties voor 24 uurszorg en bij logiesfuncties, kantoorfuncties en daarmee vergelijkbare vormen van gebruik Kleine elementen ^c die vallen in publiek toegankelijke gebieden in de buitenlucht	Matig

Categorie 1	Niet vallend onder categorie 2, 3 of 4	Vrijwel geen
^a Voorbeelden van grote elementen (oppervlakte ²⁾ van het onderdeel groter dan 10 m²) zijn: borstwering, topgevel, gemetseld buitenspouwblad. ^b Voorbeelden van middelgrote elementen zijn: luifels, dakramen, balustrade, grote schoorstenen, binnenwanden. ^c Voorbeelden van kleine elementen zijn: dezelfde elementen als genoemd onder ^b met een oppervlakte kleiner dan 3 m². ^d Voorbeelden van minder gevaarlijke elementen zijn: trappen in eengezinswoningen en beglazing, niet zijnde vliesgevels.		

2.2.2.3 Niet-constructieve elementen

Niet-constructieve elementen vallen niet onder de constructieve veiligheid.

OPMERKING Aanbevolen wordt niet-constructieve elementen, waar van belang, op gelijke wijze te beschouwen als niet-seismische, constructieve elementen, gebruikmakend van nader vast te stellen herhalingsstijden. Een informatieve bepalingmethode is gegeven in bijlage I.

2.2.3 Ontwerp en beoordeling (nieuwbouw, verbouw en bestaande bouw)

Het ontwerp van nieuw te bouwen dan wel te verbouwen gebouwen, alsmede de beoordeling van bestaande gebouwen, moet zodanig zijn dat aan de eis met betrekking tot het voorkomen van lokale en voortschrijdende instorting (grenstoestanden NC), en voor zover van toepassing de grenstoestanden SD en DL, met een voldoende mate van betrouwbaarheid is voldaan.

OPMERKING 1 Aan deze eis is voldaan wanneer de betrouwbaarheid van het constructieve (sub)systeem en constructieve elementen zodanig is dat het totale individuele risico van 10⁻⁵ niet wordt overschreden.

De verificatie van de betrouwbaarheid mag zijn uitgevoerd op basis van een volledige probabilistische of een semiprobabilistische benadering. Deze NPR (met uitzondering van bijlage F) is gebaseerd op een semiprobabilistische benadering. Een volledig probabilistische benadering moet voldoen aan 3.5(5) van NEN-EN 1990.

OPMERKING 2 Informatie en achtergronden over een volledige risico- en probabilistische benadering kan worden gevonden in [2.2].

Voor de semiprobabilistische benadering voor elk van de primaire seismische elementen, secundaire seismische elementen en relevante niet-seismische, constructieve elementen moet geverifieerd worden of:

$$E_d \leq R_d \quad (2.1)$$

waarin:

E_d is de rekenwaarde van belastingseffecten;

R_d is de rekenwaarde van de weerstand.

2) Dit is het oppervlak van de horizontale projectie op een verticaal vlak of van de verticale projectie op een horizontaal vlak van een vallend element.

OPMERKING 3 Met relevante niet-seismische, constructieve elementen worden bedoeld die niet-seismische, constructieve elementen die in geval van bezwijken niet-triviale risico's kunnen veroorzaken overeenkomstig de bepalingen in 4.3.6.

Het systeem van de primaire en secundaire seismische elementen behoort daarbij de grenstoestand NC onder de vastgestelde waarde van de belasting rekenkundig niet te overschrijden. De relevante niet-seismische, constructieve elementen behoren daarbij de grenstoestand NC onder de vastgestelde waarde van de belasting rekenkundig niet te overschrijden. Voor niet-constructieve elementen geeft deze NPR geen eisen, wel aanbevelingen.

Voor gebouwen vallend in CC4 zullen aanvullende eisen moeten worden gesteld in verband met het operationeel blijven van die gebouwen na de aardbevingen. De toets op de grenstoestanen SD of DL zou dan met grotere herhalingstijden dan in deze NPR gegeven gedaan kunnen worden. Dit kan worden gerealiseerd door een grotere waarde voor de importantiefactor γ_1 te kiezen. Aandacht behoort voor deze gebouwen ook besteed te worden aan het ontwerp en de detaillering van de niet-constructieve elementen.

OPMERKING 4 Indien gewenst kunnen niet-constructieve elementen op vergelijkbare wijze als niet-seismische, constructieve elementen worden beoordeeld. Bijlage I geeft hiervoor een alternatieve bepalingsmethode.

Bij de beoordeling van deze grenstoestanen moeten voor het bepalen van de aardbevingsbelasting de invoerparameters uit tabellen 2.3 en 2.4 worden toegepast.

OPMERKING 5 Voor nieuwbouw zijn in en direct na tabel 2.3 voor primaire en secundaire seismische elementen alsmede voor niet-seismische, constructieve elementen waarden voor de grenstoestanen NC, SD en DL beschreven. Voor verbouw en bestaande bouw is in tabel 2.3 alleen de grenstoestand NC in detail uitgewerkt.

OPMERKING 6 In aanvullende private contracten staat het een opdrachtgever vrij een hogere betrouwbaarheid te verlangen. Daaraan kunnen economische dan wel andere belangen ten grondslag liggen. In dat geval kunnen andere grenstoestanen worden beschouwd.

De nadere uitwerking van de belastingseffecten E_d is gegeven door de te beschouwen belastingscombinaties zoals gegeven in 3.2.4 van deze NPR. De nadere uitwerkingen van de weerstand R_d zijn gegeven in hoofdstukken 4 t/m 10.

De aardbevingsbelasting is gebaseerd op de herhalingstijd $T_{LS,ref}$, die bepaald wordt door de grenstoestand die niet mag worden overschreden, en de gevolgklasse dan wel de categorie-indeling van het betreffende constructieve element.

Minimumwaarden voor de herhalingstijd $T_{LS,ref}$ en importantiefactor zijn gegeven in tabellen 2.3 en 2.4.

De waarden van spectrale versnelling op maaiveldniveau (piekgrondversnelling) moeten bij de voorgeschreven herhalingstijd worden ontleend aan de NPR 9998-webtool. Wanneer een te beoordelen gebouw in meerdere gridvlakken in de webtool valt, dan behoort dat gebouw beoordeeld te worden met het spectrum met de hoogste plateauwaarde ($a_g S \times p$) (zie 3.2 voor uitleg over het spectrum).

OPMERKING 7 Voor de achtergronden van de NPR 9998-webtool zie [2.3]; de webtool kan worden gevonden via <http://seismischekrachten.nen.nl/>.

Om de rekenwaarden van de spectrale versnelling op maaiveldniveau ($a_{g;d}$) te bepalen moeten de waarden van de versnellingen die volgen uit de NPR 9998-webtool voor de herhalingstijden zoals die zijn gegeven in tabel 2.3 voor primaire en secundaire seismische elementen en voor niet-seismische, constructieve elementen, zijn vermenigvuldigd met de importantiefactoren van tabel 2.4. Voor

alternatieve procedures zoals weergegeven in hoofdstuk 3 en bijlage F gelden in afwijking daarvan de aldaar geldende regels.

Tabel 2.3 — Herhalingstijden voor bepaling van de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting van de grenstoestand NC voor de verschillende categorieën elementen voor nieuwbouw, verbouw en bestaande bouw

Soort element	Gevolgklassen en categorieën	Ontwerpspectrum op maaiveld $T_{LS;ref}$ jaar
Primaire, seismische elementen	Alle gevolgklassen	2475
Secundaire, seismische elementen	Alle gevolgklassen	2475
Niet-seismische, constructieve elementen	Categorie 4	2475
	Categorie 3	975
	Categorie 2	475
	Categorie 1	a
Niet-constructief	Zie bijlage I voor aanbevelingen	
a Voor bestaande bouw heeft geen toets te worden uitgevoerd, voor nieuwbouw wordt 95 jaar geadviseerd.		

Voor nieuwbouw kan voor de grenstoestanen SD en DL van de primaire en secundaire seismische elementen worden gekozen voor respectievelijk een herhalingstijd van 475 jaar en van 95 jaar. Indien deze grenstoestanen (SD en DL) worden beoordeeld voor niet-seismische, constructieve elementen, kan een herhalingstijd van 95 jaar worden aangehouden. Eventueel een grotere herhalingstijd voor een CC4-constructie ter keuze van de opdrachtgever.

OPMERKING 8 Voor bestaande bouw (afkeur en verbouw) zijn voor de grenstoestanen SD en DL geen herhalingstijden gegeven. Privaatrechtelijk kunnen hiervoor tussen opdrachtgever en opdrachtnemer dan wel door de eigenaar of gebruiker nadere criteria worden vastgesteld. Indien gewenst kunnen als richtlijn de halve herhalingstijden van die voor nieuwbouw worden aangehouden.

Tabel 2.4 — Importantiefactoren voor primaire en secundaire seismische elementen en voor niet-seismische, constructieve elementen voor nieuwbouw, verbouw en bestaande bouw

Soort element	Gevolklassen en categorieën	Importantiefactor γ_1		
		Bestaande bouw	Verbouw	Nieuwbouw
Primaire en secundaire seismische elementen	CC1a	–	–	0,5
	CC1b	1,0	1,0	1,1
	CC2	1,1	1,1	1,2
	CC3 en CC4	1,2	1,2	1,3
Niet-seismische, constructieve elementen	Alle categorieën	1 ^a	1 ^a	1 ^a
^a Elementen in categorie 4 die van relatief grote hoogte op een aangrenzend dak vallen waaronder mensen kunnen verblijven: 1,2.				

OPMERKING 9 Om te zorgen dat aan de eis met betrekking tot de betrouwbaarheid van het constructieve (sub)systeem en constructieve elementen is voldaan, behoort te worden nagegaan of het totale individuele risico (IR) van 10^{-5} niet wordt overschreden. Daartoe behoren zowel de primaire en secundaire seismische elementen als de niet-seismische, constructieve elementen te worden getoetst.

Aanpak algemeen (principes):

- Bij de toetsing wordt nagegaan of de grenstoestand NC van de primaire en secundaire seismische elementen niet is overschreden. Als NC van de primaire en secundaire seismische elementen wel is overschreden, is er sprake van een te groot risico en behoort te worden overgegaan tot het treffen van voorzieningen, bijvoorbeeld versterkingsmaatregelen.
- Als NC voor het systeem van de primaire en secundaire seismische elementen niet is overschreden, behoort te worden nagegaan welk deel van die elementen eventueel wel is bezweken en welk deel van het 10^{-5} -criterium daardoor is opgesoupeerd. Vervolgens behoren de niet-seismische, constructieve elementen te worden beoordeeld. Tezamen mag dat niet leiden tot het overschrijden van het 10^{-5} -criterium.

Uitwerking in tabellen 2.2 t/m 2.4 (toepassing):

- In tabellen 2.2 t/m 2.4 is bovenstaande vereenvoudigd tot een praktische werkwijze.
- In de vereenvoudigde uitwerking is uitgegaan van een representatieve verdeling van het totale individuele risico: $0,8 \times 10^{-5}$ voor de primaire en secundaire seismische elementen en $0,2 \times 10^{-5}$ voor de niet-seismische, constructieve elementen. Op basis daarvan zijn de in de tabellen gegeven herhalingsstijden en importantiefactoren bepaald.
- Als de primaire en secundaire seismische elementen (net) voldoen of worden versterkt op basis van de eisen behorend bij tabellen 2.2 en 2.4, behoort vervolgens te worden nagegaan of de niet-seismische constructieve elementen niet leiden tot het overschrijden van de grenstoestand NC. Daarbij is het uitgangspunt dat de primaire en secundaire seismische elementen net het $0,8 \times 10^{-5}$ criterium niet hebben overschreden. Voor de beoordeling van de niet-seismische, constructieve elementen blijft dan $0,2 \times 10^{-5}$ over. Dat is verwerkt in de tabellen 2.3 en 2.4.

Kortom: indien zowel de primaire en secundaire seismische elementen als de niet-seismische, constructieve elementen voldoen aan NC gebruikmakend van tabellen 2.2 t/m 2.4, mag worden aangenomen dat het totale individuele risico van 10^{-5} niet wordt overschreden.

Indien de verhouding tussen de rekenwaarde van de optredende belastingen en de rekenwaarde van de aanwezige weerstand voor de grenstoestand NC voor primaire en secundaire elementen minder is dan 0,8, dan mag de herhalingsstijd voor de niet-seismische, constructieve elementen worden verlaagd van 2475 jaar naar 975 jaar of indien van toepassing van 975 jaar naar 475 jaar respectievelijk van 475 jaar naar 95 jaar.

Voor de achtergronden van deze opmerking zie [2.2].

OPMERKING 10 Voor niet-seismische, constructieve elementen waarbij in het gehanteerde model wordt gerekend met herhalingsstijden van de belasting van $T = 2475$ jaar, is het vanuit de veiligheidsfilosofie beschreven in NEN-EN 1990 mogelijk om ruimere acceptatiecriteria te hanteren dan aangegeven in de verschillende paragrafen en bijlagen van deze NPR, indien er sprake is van geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens bij falen, zoals bij de beoordeling van elementen in categorie 2 of 3.

3 Bodemcondities en aardbevingsbelastingen

3.1 Bodemcondities

3.1.1 Algemeen

Hoofdstuk 3 van NEN-EN 1998-5 is van toepassing voor de bepaling van de bodemcondities, rekening houdend met de navolgende bepalingen uit 3.1 van deze NPR.

Naast de overdracht van bodembewegingen naar gebouwen moet, afhankelijk van de bodemgesteldheid en in overeenstemming met hoofdstuk 4 van NEN-EN 1998-5, voor zover dit kan leiden tot (voortschrijdende) instorting van een gebouw, ook aandacht worden gegeven aan:

- a) bezwijken van de ondergrond;
- b) verzakkingen of verplaatsingen door verweking of grondverdichting;
- c) instabiliteit van taluds.

3.1.2 Vaststelling bodemeigenschappen

Een goed inzicht in de ondergrond moet zijn verkregen. Uit het grondonderzoek moet de grondopbouw voor de berekeningen worden bepaald. De benodigde parameters zijn afhankelijk van het type berekening en de daarin gebruikte grondmodellen.

Voor nieuw te bouwen gebouwen moet ten aanzien van het grondonderzoek aan de minimale eisen volgens NEN 9997-1 worden voldaan.

Voor het beoordelen en/of afkeuren van te verbouwen of bestaande gebouwen mag onder condities gebruik worden gemaakt van bestaande gegevens (zie NEN 8700:reeks).

OPMERKING 1 Voor meer details over het vaststellen van bodemeigenschappen wordt verwezen naar het achtergrondrapport funderingen, zie [3.5].

OPMERKING 2 Voor funderingen op staal is de ondiepe grondopbouw (tot 5 m onder de fundering) van groter belang dan de diepere ondergrond. De handboringen ter plaatse van de fundering, eventueel gecombineerd met (elektrische) CPT's met behulp van handapparatuur, geven hiervoor veel informatie en worden per pand aanbevolen. CPT's kunnen tot een wat grotere afstand (tot circa 50 m) worden geraadpleegd/uitgevoerd ter controle en berekening van de verwekingsgevoeligheid (zie hoofdstuk 10), met inachtneming van de variatie van de bodemopbouw. Als minder informatie aanwezig is, kan dit worden gecompenseerd door conservatieve aannames. Bij toepassing van geavanceerde berekeningen is dezelfde informatie nodig als bij nieuwbouw is aangegeven.

Voor het bepalen van de grondwaterstand kan gebruik worden gemaakt van regionale informatie of van (eventueel nieuw te plaatsen) peilbuizen of waterspanningsmeters.

Voor de grondparameters moeten de waarden uit NEN 9997-1 worden gehanteerd, tenzij anders vermeld in hoofdstuk 10 van deze NPR.

OPMERKING 3 Voor gebruik van de grondparameters en toepassing van factoren op deze grondparameters kent de NEN-EN 1998:reeks 'National Determined Parameters' (NDP's – nationaal vast te stellen parameters). Overall waar de 'Standard Penetration Test' (SPT) in NEN-EN 1998-5 wordt genoemd, mag met gelijkwaardige (omgerekende) sonderingswaarden ('Cone Penetration Tests', CPT) worden gerekend.

Bij het bepalen van de grondparameters moet rekening worden gehouden met de meest ongunstige condities voortkomend uit de sterkte-eigenschappen van de ondergrond. Zowel een stijve als een slappe ondergrond kan tot een maatgevende conditie leiden.

De ongedraineerde schuifsterkte tijdens de aardbeving mag voor normaal geconsolideerde klei gelijk worden gesteld aan degene die hoort bij de statische condities.

OPMERKING 4 Dit gelijkstellen van de ongedraineerde schuifsterkte is in het algemeen een conservatieve benadering. Daarmee is invulling gegeven aan het 'rate effect'.

Voor geavanceerdere analyses kan het nodig zijn om de glijdingsmodulus bij kleine rekken (G_0) te kennen. De G_0 kan worden bepaald aan de hand van de schuifgolfsnelheid van de grond. De schuifgolfsnelheid kan worden afgeleid aan de hand van correlaties met CPT-parameters (bijvoorbeeld volgens [3.1] en [3.8]) of een directe meting door bijvoorbeeld SCPT's of metingen in boorgaten. De betrouwbaarheid van de genoemde correlaties moet worden verifieerd aan de hand van directe metingen van de schuifgolfsnelheid (bijvoorbeeld SCPT's). Bij het uitvoeren van SCPT's moet zorg gedragen worden dat van elke relevante laag een betrouwbare meting wordt verkregen.

OPMERKING 5 Bij toepassing van geavanceerde berekeningen voor bestaande gebouwen is de informatie nodig zoals bij nieuwbouw is weergegeven of behoort een conservatieve schatting te worden aangehouden waarbij rekening is gehouden met variatie in bodemeigenschappen die is te verwachten op basis van de geologie en het beschikbare grondonderzoek. Onder geavanceerde berekeningen worden rekenmethoden verstaan waarbij de voortplanting van de aardbevingstrillingen door de grondlagen in het model mee worden gemodelleerd.

De schuifgolfsnelheid ('shear wave velocity') V_s behoort te worden bepaald volgens 3.1.2(3) van NEN-EN 1998-1. De schuifgolfsnelheid behoort in beginsel te worden gemeten in het veld, met bijvoorbeeld SCPT's.

Indien er geen of geen betrouwbare meting van de schuifgolfsnelheid (V_s) beschikbaar is, mag de waarde op grond van de conusweerstand worden geschat. Hiervoor zijn in de literatuur diverse correlaties beschikbaar voor verschillende grondsoorten. Bij gebruik van correlaties behoort per geval te worden beoordeeld of de verkregen waarden realistisch en voldoende representatief zijn.

OPMERKING 6 Een voorbeeld is:

$$V_s = \left[a_{vs} \frac{(q_t - \sigma_v)}{p_a} \right]^{0,5} \quad (3.1)$$

waarbij:

$$a_{vs} = 10^{(0,55 \times I_c + 1,68)} \quad (3.2)$$

waarin:

V_s is de schuifgolfsnelheid;

a_{vs} is een dimensieloze factor;

q_t is de conusweerstand gecorrigeerd voor de waterdruk, in kPa;

σ_v is de verticale spanning, in kPa;

p_a is de atmosferische druk, in kPa;

I_c is de grondtype-index ('soil behaviour type index').

Formule (3.1) is niet geldig voor veen. Bij gebruik van correlaties behoort per geval beoordeeld te worden of de verkregen waarden realistisch en voldoende representatief zijn. Voor het afleiden van een schuifgolfsnelheid van veen kan bijvoorbeeld gebruik worden gemaakt van de rapporten [3.8] en [3.9].

OPMERKING 7 De formule voor zand is ontleend aan [3.1]. Voor klei en veen is deze correlatie niet geldig en is gespecialiseerde literatuur nodig.

Voor de beoordeling van te verbouwen of bestaande gebouwen kan gebruik worden gemaakt van een regionale aanpak, waarbij van grof naar fijn het grondonderzoek in een hele regio kan worden opgezet zoals aangegeven in tabel 3.2.

Tabel 3.2 — Aanbevolen grondonderzoek voor een regionale aanpak voor bestaande gebouwen

Beschrijving	CPTu	Handboring	Diepe boring ^a	SCPTu ^a
Hoeveelheid	Grid van ca. 100 m × 100 m	Bij 50 % van de CPTu's	Bij 10 % – 25 % van de CPTu's	2 per gebied van ca. 100 huizen
Minimumdiepte onder maaiveld	20 m (afhankelijk van de diepte van de fundering)	5 m	20 m ^a of 3 m onder holocene lagen	30 m
	N.v.t.	Elke laag	Elke laag	N.v.t.
Opmerkingen	N.v.t.	Grondwaterstand-meting	Max. 3 m in potklei of pleistocene lagen	N.v.t.
^a In geval van geavanceerde berekeningen.				

Aanbevolen wordt het volgende laboratoriumonderzoek voor een regionale aanpak uit te voeren op de genomen monsters: classificatietesten, te fotograferen monsters, droge/natte-dichtheidsbepaling, Atterbergse grenzen, korrelverdeling, organische stof en relatieve dichtheid (indien triaxiaalproeven worden uitgevoerd). Oedomertesten worden aanbevolen in bijzondere gevallen. Aan de hand van het laboratoriumonderzoek kan beter inzicht worden verkregen in de statistische variatie van de parameters en de nauwkeurigheid van correlaties die kunnen worden gebruikt in de regionale aanpak.

OPMERKING 8 Monsterneming kan plaatsvinden met verschillende methoden, zie hiervoor het achtergronddocument [3.5].

3.2 Aardbevingsbelastingen

3.2.1 Basisgrondversnellingen

Indien de piekgrondversnelling $a_g S$ op maaiveldniveau (inclusief de bodemfactor), bepaald volgens de NPR 9998-webtool voor een herhalingsstijd van 475 jaar, kleiner is dan 0,05 g of wanneer de NPR 9998-webtool geen waarden oplevert, dan behoeft geen beoordeling op aardbevingsbelastingen plaats te vinden ('zeer lage seismiteit').

OPMERKING 1 Merk op dat bovenstaande belastingen gerelateerd zijn aan de grenstoestand NC en niet noodzakelijkerwijs schade voorkomen.

Er is sprake van lage seismiciteit wanneer de piekgrondversnelling $a_g S$ op maaiveldniveau (inclusief de bodemfactor) bij een herhalingstijd van 475 jaar, als bepaald met de NPR 9998-webtool, vermenigvuldigd met de importantiefactor horende bij de gevolgklasse van het te beoordelen gebouw, kleiner is dan $0,1 g$. Wanneer sprake is van lage seismiciteit, mogen de nadere materiaalspecifieke detailleringsregels voor primaire en secundaire seismische elementen van NEN-EN 1998-1 buiten beschouwing blijven.

OPMERKING 2 Zie NEN-EN 1998-1:2005, bepalingen 5.3.1(1) en 5.11.1.3.2(3) voor beton, 6.1.2(4) voor staal, 7.1.2(3) voor staal-beton, 9.2.2(1), 9.3(2) en 9.3(3) voor metselwerk.

3.2.2 Representatie van de aardbevingsbelasting

3.2.2.1 Algemeen

De locatiespecifieke bodemopbouw en de schuifgolfsnelheid moeten worden bepaald om tot de aardbevingsbelasting te komen. De frequentieopbouw van de door aardbevingen veroorzaakte versnellingen aan het maaiveld wordt gerepresenteerd door het 'elastische responspectrum'.

OPMERKING 1 De locatiespecifieke bodemopbouw en schuifgolfsnelheid zijn verwerkt in de NPR 9998-webtool.

Er zijn twee methoden mogelijk om het elastische responspectrum te bepalen. Deze methoden zijn de algemene methode, vastgelegd in de NPR 9998-webtool, en voor uitzonderlijke situaties de locatiespecifieke methode. Ook kan gebruikgemaakt worden van niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen (zie bijlage F).

Voor de niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen is de aardbevingsbelasting gedefinieerd in 3.2.3 door middel van representatieve versnellingstijdreeksen.

OPMERKING 2 Voor bouwconstructies waarvan de gevolgen van bezwijken groot zijn (gevolgklassen CC4 en CC3), behoort rekening te worden gehouden met topografische effecten (zie bijlage A van NEN-EN 1998-5).

3.2.2.2 Algemene methode

3.2.2.2.1 Horizontaal elastisch responspectrum

Een representatief horizontaal elastisch responspectrum voor de betreffende locatie op maaiveldniveau moet volgens de NPR 9998-webtool met de bijbehorende herhalingstijd (zie tabel 2.1) zijn bepaald. Om de rekenwaarde te bepalen moet deze zijn vermenigvuldigd met de importantiefactor (zie 2.2.3).

De NPR 9998-webtool geeft de parameters voor het bepalen van een 'Uniform Hazard Spectrum' op maaiveldniveau als representatief spectrum.

OPMERKING 1 Op basis hiervan is het spectrum in lijn gebracht met 3.2.2.1 van NEN-EN 1998-1, deze tekst vervangt dan ook de overeenkomstige tekst van NEN-EN 1998-1.

In plaats van de in het algemeen gebruikte factor van 2,5 tussen piekgrondversnelling $= S_e(0)$ en het versnellingsplateau, zoals gebruikt in NEN-EN 1998-1, is die factor aangeduid met het symbool p . Dit leidt tot de volgende representatie van het elastisch responspectrum (zie ook figuur 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_{g;d} \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times p - 1) \right] \quad (3.3)$$

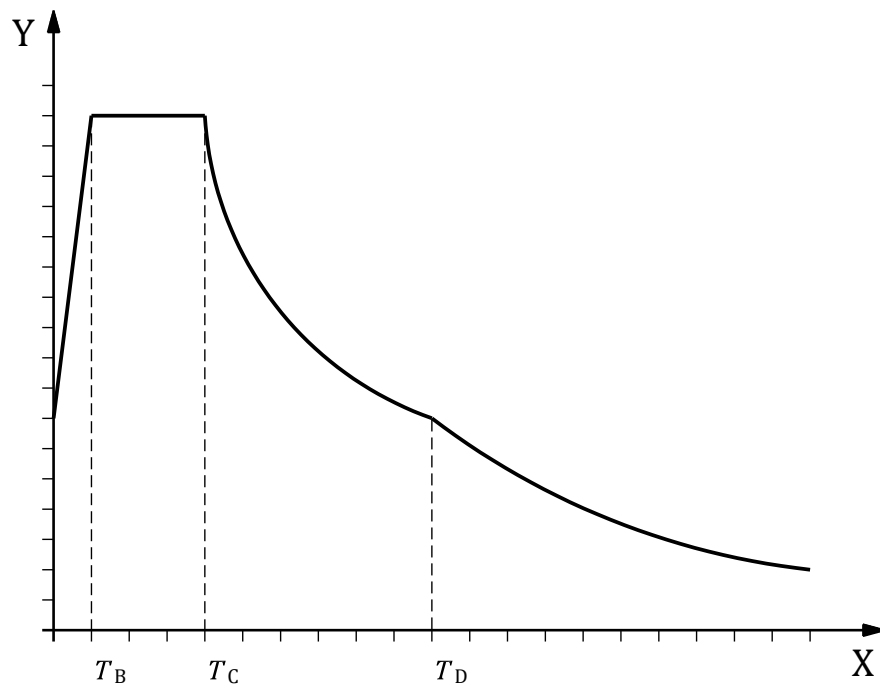
$$T_B < T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_{g;d} \times \eta \times p \quad (3.4)$$

$$T_C < T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_{g;d} \times \eta \times p \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.5)$$

$$T_D < T \leq 4 : \quad S_e(T) = a_{g;d} \times \eta \times p \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (3.6)$$

waarin:

- $S_e(T)$ is het elastisch responsspectrum, in g ;
- T is de trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad, in s;
- $a_{g;d}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling op maaiveldniveau (inclusief de bodemfactor), in g (zie 2.2.3);
- T_B is de ondergrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is, in s;
- T_C is de bovengrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is, in s;
- T_D is de periode die het begin aanduidt van de constante verplaatsingsrespons van het spectrum, in s;
- p is de relatie tussen piekgrondversnelling en de plateauwaarde van het elastisch responsspectrum;
- η is de dimensieloze dempingscorrectiefactor met een referentiewaarde van $\eta = 1$ voor 5 % viskeuze demping.



Legenda

X-as: tijd

Y-as: $S_e/a_g S$

Figuur 3.1 — Elastisch responspectrum

De waarden van T_B , T_C , T_D en p volgen uit de NPR 9998-webtool per specifieke locatie. De waarde $a_{g;d}$ volgt uit de NPR 9998-webtool door de waarde, zijnde $a_g S$, te vermenigvuldigen met de importantiefactor.

De waarde van de dempingscorrectiefactor heeft een referentiewaarde van $\eta = 1$ voor 5 % viskeuze demping en kan voor andere dempingswaarden worden aangepast volgens de volgende formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,55 \quad (3.7)$$

waarin:

η is de dempingscorrectiefactor;

ξ is de viskeuze dempingsverhouding van de constructie, in procenten.

OPMERKING 2 Formule (3.7) is het resultaat van een kalibratiestudie voor ongewapend metselwerk voor aardbeving in Noordoost-Nederland [3.7] en is generiek toepasbaar.

In een aantal situaties beschreven in 4.3.4.5.2 moet een verticaal spectrum in rekening worden gebracht.

3.2.2.2.2 Verticaal elastisch responspectrum

Wanneer de rekenwaarde van de verticale piekgrondversnelling $a_{g;d;vert}$ (bepaald op overeenkomstige wijze als in 2.2.3) groter is dan $0,64 g$, moet de verticale component van de seismische belasting als ontleend aan de NPR 9998-webtool, in beschouwing worden genomen voor de primaire en secundaire

seismische, constructieve elementen en hun direct gerelateerde ondersteunende constructieve elementen:

- a) voor horizontale of bijna horizontale constructieve elementen met een overspanning groter dan 20 m;
- b) voor horizontale of bijna horizontale uitkragende constructieve elementen met uitkraging langer dan 5 m;
- c) voor horizontale of bijna horizontale voorgespannen constructieve elementen;
- d) voor balken die kolommen ondersteunen;
- e) in bouwconstructies met seismische isolatie bij de fundering.

OPMERKING 1 Zie voor de combinatie van de effecten van de componenten van de aardbevingsbelastingen ook 4.3.4.5.2.

OPMERKING 2 Voor de achtergrond van het verticaal elastisch responspectrum, zie [3.6].

3.2.2.2.3 Ontwerpspectrum voor analyse van ductiele bouwconstructies

Het ontwerpspectrum voor de analyse van ductiele bouwconstructies behoort te zijn afgeleid uit de NPR 9998-webtool met de bijbehorende herhalingstijd, door het in rekening brengen van de factor q . Om de rekenwaarde van het ontwerpspectrum te bepalen moet dit spectrum zijn vermenigvuldigd met de importantiefactor (zie 2.2.3).

Voor de horizontale componenten van de aan te houden seismische belasting wordt het ontwerpspectrum $S_d(T)$ gedefinieerd door de formules (3.8) t/m (3.11).

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_{g;d} \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{p}{q} - 1 \right) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B < T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_{g;d} \times \frac{p}{q} \quad (3.9)$$

$$T_C < T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_{g;d} \times \frac{p}{q} \times \frac{T_C}{T} \quad (3.10)$$

$$T_D < T: \quad S_d(T) = a_{g;d} \times \frac{p}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

waarin:

$a_{g;d}$, p , T_B , T_C en T_D zijn zoals gedefinieerd in 3.2.2.2.1;

$S_d(T)$ is het ontwerpspectrum (responspectrum), in g ;

q is de gedragsfactor.

Waarbij de waarden van p , T_B , T_C en T_D volgen uit de NPR 9998-webtool. De waarde $a_{g;d}$ van volgt uit de NPR 9998-webtool door de waarde, zijnde $a_g S$, te vermenigvuldigen met de importantiefactor.

De gedragsfactor q mag zijn bepaald met behulp van een push-over-berekening of met de bepalingen in de hoofdstukken 5 t/m 9 van deze NPR. Voor analyse voor de grenstoestand NC mogen de waarden voor q van hoofdstukken 5 t/m 9 van deze NPR zijn vermenigvuldigd met 1,33.

Voor de verticale component van de seismische belasting moet voor alle materialen en constructieve systemen in het algemeen een gedragsfactor q tot maximaal 1,5 aangenomen worden; deze mag niet aanvullend met 1,33 worden vermenigvuldigd.

OPMERKING Indien in de verticale richting hogere waarden voor q worden gehanteerd dan hierboven beschreven, behoort de geschiktheid hiervan te zijn onderbouwd.

Het hierboven gedefinieerde ontwerpspectrum is niet toegesneden op het ontwerp van constructies met seismische isolatie bij de fundering of energiedissipatieve systemen, zie hiervoor 4.5 van deze NPR.

3.2.2.3 Locatiespecifieke methode

3.2.2.3.1 Algemeen

In uitzonderlijke gevallen kan de locatiespecifieke methode worden toegepast.

OPMERKING 1 Dit is bijvoorbeeld het geval als sprake is van een geïntegreerde berekening met ondergrond-fundering-bovenbouw-interactie of bij aanwezigheid van een afwijkende lokale bodemopbouw ten opzichte van GeoTOP die in de webtool is verwerkt, zoals bij een ophoging, ontgraving of talud. De locatiespecifieke methode is nodig om een NLTH-berekening te kunnen uitvoeren. Daarnaast kan de CSR ('cyclic stress ratio') uit de locatiespecifieke SRA ('seismic risk assessment') worden gehaald als input voor de verwekingsanalyse.

Indien de locatiespecifieke methode wordt toegepast, dan geldt elk van de bepalingen van 3.2.2.3.2 tot en met 3.2.2.3.4.

OPMERKING 2 Wanneer gebruik wordt gemaakt van de NPR 9998-webtool, is de locatiespecifieke methode naar verhouding arbeidsintensief en leidt in de meeste gevallen tot kleine verschillen met het ontwerpspectrum verkregen met de NPR 9998-webtool.

OPMERKING 3 De locatiespecifieke methode vereist een gedegen kennis van de grondopbouw en de methode is gevoelig voor de dynamische uitgangspunten van de grond. Daarom behoort een zorgvuldige onzekerheidsanalyse te zijn uitgevoerd.

3.2.2.3.2 Modelleren van grondcondities

Een locatieafhankelijke grondrespons behoort te worden ontwikkeld gebaseerd op de schuifgolfsnelheid bij lage rekniveaus, de kleine-rek-glijdingsmodulusrelatie (glijdingsmodulus is G_0), die de afname van de stijfheid (G/G_0) bij toename van de schuifrek aangeeft, de sterkte van de grond (ongedraineerde schuifsterkte (c_u) of hoek van inwendige wrijving) en soortelijke massa's.

OPMERKING Bepaling van deze parameters op basis van in-situproeven wordt aanbevolen. Bij afwezigheid van zulke meetwaarden kunnen empirische correlaties worden gebruikt, bijvoorbeeld op basis van conusweerstand, zolang deze aantoonbaar gevalideerde waarden opleveren voor de grondtypen ter plaatse.

Indien de snelheid waarmee de belasting wordt aangebracht een significant effect heeft op de resultaten, moet dit in beschouwing worden genomen.

Adequate degradatie- G/G_0 -curven mogen worden gebruikt om de vorm van de spanning-rekcurve te bepalen. Bij grote rekken behoren de curven asymptotisch te worden beperkt door de waarde van de

afschuifsterkte van de grond. Hierbij behoort rekening te worden gehouden met een hogere sterkte bij snel optredende belastingen vergeleken met de sterkte bij statische belastingen.

De onzekerheden in grondeigenschappen behoren te worden geschat. Deze onzekerheden kunnen tot uitdrukking worden gebracht in variatie op V_s . Hierbij wordt het best ingeschatte V_s -profiel (BE, 'best estimate') met 25 % verlaagd (LB, 'lower bound', $0,75 \times BE$) en met 25 % verhoogd (UB, 'upperbound', $1,25 \times BE$). Indien V_s direct gemeten is, kan beargumenteerd een kleinere marge rond V_s worden gekozen. Het model mag worden afgekapt daar waar de schuifgolfsnelheid ten minste 300 m/s is.

Indien tijdens een aardbeving wateroverspanning kan optreden, mag dit worden gerepresenteerd door een geschikte en geverifieerde procedure. Dit kan worden bepaald met een vereenvoudigde procedure, zoals gegeven in bijlage D, of met geavanceerde numerieke modellen, waarbij rekening wordt gehouden met onzekerheden in de grondeigenschappen.

3.2.2.3.3 Methode voor locatiespecifieke responsanalyse

Het effect dat grondlagen aan de oppervlakte op de horizontale componenten van de referentiegrondbewegingen veroorzaken, behoort te worden voorspeld door niet-lineaire locatieafhankelijke responsanalyses, waarin gebruik wordt gemaakt van de conventionele zich verticaal voortplantende schuifgolven, van tijdsafhankelijke methoden en waarbij onzekerheden in de bodemeigenschappen in rekening zijn gebracht.

OPMERKING 1 Lineaire en equivalent-lineaire methoden kunnen bruikbaar zijn voor locatiespecifieke responsanalyse, mits deze zijn gekalibreerd aan niet-lineaire methoden. Wanneer een vereenvoudigde verwerkingsanalyse volgens bijlage D of een soortgelijke methode wordt uitgevoerd, dan is het gebruik van equivalent-lineaire methoden aanbevolen omwille van consistentie met de afgeleide benaderingsmethoden.

OPMERKING 2 Gebruikmaking van bovengrenswaarden voor de grondsterkte geeft veilige waarden voor plasticiteit en demping van de grond.

Voor het gebruik van tijdsignalen zie 3.2.3.1. Daarbij mag zijn volstaan met het rekenen met uni-axiale horizontale tijdsignalen. Het aantal signalen is ten minste zeven, met een voorkeur voor elf.

OPMERKING 3 Toepassing en uitwerking van deze methode vereisen diepgaande specialistische kennis. De methode is daarom niet in algemene zin toepasbaar. (Zie ook bijlage F en voor wat betreft het omgaan met die signalen F.6.2.)

3.2.2.3.4 Locatiespecifiek horizontaal elastisch responspectrum

De in de berekening te hanteren waarde van de spectrale responsontwerpversnelling voor elke trillingsperiode mag niet kleiner zijn dan 80 % van de waarde van het elastische responspectrum S_e op maaiveldniveau volgens 3.2.2.2.1, tenzij een zorgvuldige onzekerheidsanalyse is uitgevoerd.

3.2.3 Alternatieve beschrijvingen van de aardbevingsbelastingen

3.2.3.1 Tijdreeksvoorstelling

Indien niet is voldaan aan de voorwaarden in 4.3.4.1.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, moet de seismische groundbeweging worden beschreven door zeven of elf triaxiale versnellingstijdreeksen. Dezelfde versnellingstijdreeks mag niet gelijktijdig worden gebruikt in de beide horizontale richtingen. Vereenvoudigingen zijn mogelijk in overeenstemming met de relevante delen van de NEN-EN 1998-reeks.

OPMERKING 1 Voor gebruik in niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen zijn, voor elke herhalingsijd of elk piekgrondversnellingsniveau, ten minste zeven series van deze referentiegrondversnellingen nodig. De zeven verschillende series met referentiegrondversnellingen zijn nodig om de te verwachten variatie in magnitude, duur en signaaltype te omvatten.

Tijdsignalen moeten adequaat, in lijn met de signalen en de duur, zijn gekozen, zie 3.2.3.1.2(4) van NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 2 Van adequate tijdsignalen is sprake indien de verzameling van kunstmatige versnellingstijdreeksen voldoet aan elk van de volgende voorwaarden:

- a) Er zijn ten minste zeven versnellingstijdreeksen voor elk van de drie loodrecht op elkaar staande richtingen gebruikt.
- b) Het gemiddelde van de waarden van de spectrale versnellingsrespons voor trillingsperiode 0 (berekend op basis van de individuele tijdreeksen) is niet kleiner dan de waarde van $a_{g,d}$ voor de beschouwde locatie.
- c) Geen enkele waarde van het gemiddelde elastische spectrum, voor 5 % damping, berekend op basis van alle tijdreeksen, is kleiner dan 90 % van de overeenkomstige waarde van het elastische responspectrum met 5 % damping binnen het bereik van de trillingsperiode tussen $0,2T_1$ en $2T_1$, waarbij T_1 de fundamentele trillingsperiode van de bouwconstructie voorstelt in de richting waar de versnellingstijdreeks zal worden toegepast.
- d) Er is rekening gehouden met de juiste significante duur van de tijdsignalen.

Indien wel is voldaan aan de voorwaarden in 4.3.4.1.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, mag de seismische grondbeweging worden gedefinieerd door het tijdsverloop van de piekgrondversnelling en gerelateerde grootheden (snelheid en verplaatsing) in één richting.

Een keuze moet worden gemaakt tussen het aanbrengen van het tijdsignaal op maaiveldniveau, dan wel op diepte.

De tijdsignalen die worden aangebracht op maaiveldniveau, moeten zijn afgestemd op de vorm van het responspectrum op maaiveldniveau ('spectral matching'). Het responspectrum op maaiveldniveau is gegeven in 3.2.2.2.1.

OPMERKING 3 Representatieve tijdsignalen zijn gegeven in de NPR 9998-webtool.

De tijdsignalen die worden aangebracht op diepte, behoren op 30 m onder het maaiveldniveau te worden aangebracht, dan wel op een equivalente diepte waar de grondlagen een schuifgolfsnelheid van 300 m/s of meer hebben.

3.2.3.2 Ruimtelijk model voor de aardbevingsbelasting

Wanneer niet aannemelijk is dat dezelfde grondbeweging zich op alle oplegpunten zal voordoen, zoals het geval is indien niet is voldaan aan de voorwaarden genoemd in 4.3.4.1.1 om de schematisering te mogen terugbrengen tot tweedimensionale modellen, moeten ruimtelijke modellen voor de aardbevingsbelasting worden toegepast.

Zulke ruimtelijke modellen moeten consistent zijn met de elastische responspectra gebruikt voor de basisdefinitie van de aardbevingsbelasting volgens 3.2.2.2.1 tot en met 3.2.2.2.3.

3.2.4 Combinatie van de aardbevingsbelastingen met andere belastingen

De rekenwaarde E_d van de belastingeffecten in de seismische ontwerpsituatie moet worden bepaald volgens 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

De traagheidseffecten van de seismische ontwerpbelasting moeten worden bepaald rekening houdend met de aanwezigheid van de massa's behorende bij alle zwaartekrachtbelastingen die voorkomen in de volgende belastingscombinatie:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (3.12)$$

waarin:

$G_{k,j}$ is het eigen gewicht;

$\psi_{E,i}$ is de combinatiecoëfficiënt voor de veranderlijke belastingen i (zie 4.2.4);

$Q_{k,i}$ is de veranderlijke belasting i ;

'+' betekent 'te combineren met'.

OPMERKING 1 De combinatiecoëfficiënten $\psi_{E,i}$ houden rekening met de waarschijnlijkheid dat de belastingen $Q_{k,i}$ gedurende de aardbeving niet over de gehele constructie aanwezig zijn. Deze coëfficiënten kunnen ook het effect in rekening brengen van een gereduceerde deelname van de massa's in de beweging van de constructie wegens het niet star met elkaar verbonden zijn van de massa's en de constructie.

Bij de beschreven belastingscombinaties mogen de effecten van een initiële scheefstand van een bouwconstructie buiten beschouwing zijn gelaten.

OPMERKING 2 De scheefstand is verwerkt in de maximale verplaatsingseisen.

OPMERKING 3 Bij de bepaling van de weerstand van de constructie behoren scheefstanden (uitbuiging enz.) wel te worden beschouwd.

4 Ontwerp, herontwerp en beoordeling van gebouwen

4.1 Algemeen

OPMERKING In hoofdstuk 4 van deze NPR worden nummers van formules gebruikt die in overeenstemming zijn met de nummering van NEN-EN 1998-1. Het ontbreken van bepaalde nummers in de lopende tekst is dus geen omissie. Daarbij zij aangetekend dat de formules in deze NPR kunnen afwijken van de formules in NEN-EN 1998-1. Bij het toepassen van deze NPR behoren de formules van deze NPR als leidend te worden beschouwd, tenzij nadrukkelijk anders is bepaald. Gekozen is voor een identieke nummering om de relatie tussen beide documenten duidelijk te maken.

Dit hoofdstuk bevat de toe te passen procedures:

- a) voor de toetsing van het ontwerp van nieuwe bouwconstructies,
- b) voor de toetsing van de versterking van bestaande constructies, en
- c) voor de beoordeling van bestaande constructies.

4.2 Karakteristieken van aardbevingsbestendige gebouwen

4.2.1 Basisprincipes van het conceptuele ontwerp

Constructieve eenvoud en regelmaat hebben een gunstige invloed op de weerstand tegen aardbevingen en worden gehonoreerd via een hogere waarde van de gedragsfactor q (zie 3.2.2.2.3).

4.2.2 Primaire en secundaire seismische elementen

Voor de beoordeling van de weerstand van een bouwconstructie tegen aardbevingsbelastingen moet onderscheid worden gemaakt tussen primaire en secundaire seismische elementen en niet-seismische, constructieve elementen.

Het aanmerken van een constructief element als niet-seismisch, constructief element mag niet worden gedaan met als doel om daarmee te voldoen aan de criteria van constructieve regelmatigheid ten behoeve van de toetsing van de primaire en secundaire seismische elementen.

OPMERKING Afhankelijk van de richting van de belasting in het constructieve model, kan een element in de ene richting fungeren als een primair seismisch element en in de andere richting als een niet-seismisch, constructief element. Wanneer dit element in zijn vlak wordt belast, is dit een primair seismisch element en behoort te worden beoordeeld of de daarbij horende grenstoestand NC niet wordt overschreden. Wanneer dit element uit het vlak wordt belast is dit een niet-seismisch, constructief element en behoort te worden beoordeeld of de daarbij horende grenstoestand NC niet wordt overschreden.

4.2.3 Criteria voor constructieve regelmatigheid

4.2.3.1 Algemeen

Ten behoeve van het seismische, constructieve ontwerp voor de beoordeling van primaire en secundaire seismische elementen moeten gebouwen worden onderverdeeld in regelmatige en onregelmatige gebouwen.

OPMERKING De toegelaten vereenvoudiging heeft enerzijds betrekking op het constructieve model, dat of een vlak model (2D) of een ruimtelijk model (3D) kan zijn, en heeft anderzijds betrekking op de rekenmethode (zie 4.3.3), en heeft invloed op de gedragsfactor.

De constructieve regelmatigheid wordt gekarakteriseerd in het horizontale vlak (plattegrond) en in het verticale vlak (verticale doorsnede), op basis van de criteria gesteld in respectievelijk 4.2.3.2 en 4.2.3.3. Op basis van deze karakterisering kunnen met tabel 4.1 de toegelaten vereenvoudigingen bij de beoordeling en de waarde van de gedragsfactor worden vastgesteld.

Tabel 4.1 — Gevolg van karakterisering van eenvoud van de bouwconstructie

Regelmatigheid		Toegelaten vereenvoudiging		Gedragsfactor q (voor lineaire berekeningsmethoden)
Horizontaal vlak (plattegrond)	Verticaal vlak (verticale doorsnede)	Model	Lineair-elastische berekeningsmethode	
Ja	Ja	Vlak	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Ja	Nee	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Nee	Ja	Ruimtelijk	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Nee	Nee	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

De waarde van de gedragsfactor q voor lineaire berekeningen is gelijk aan de referentiewaarde als gegeven in de hoofdstukken 5 tot en met 9. Voor de verlaagde waarde bedoeld in tabel 4.1 (die leidt tot een ongunstig belastingeffect) moet de referentiewaarde worden vermenigvuldigd met een factor gelijk aan 0,8.

4.2.3.2 Criteria voor regelmatigheid in de plattegrond

Om als regelmatig gebouw te worden aangemerkt moet het gebouw in het horizontale vlak (plattegrond) voldoen aan elk van de volgende criteria:

- Met betrekking tot de zijdelingse stijfheid en massaverdeling moet het gebouw bij benadering symmetrisch zijn in het horizontale vlak ten opzichte van twee onderling loodrechte assen.
- De plattegrond moet compact zijn, hetgeen inhoudt dat elke vloer moet kunnen worden omhuld door een convexe polygonale lijn (meetkundige figuur die uit rechte lijnstukken bestaat, waarbij interne hoeken niet groter zijn dan 180°). Indien inspringingen in het horizontale vlak (inspringende hoeken of kantverspringingen) voorkomen, is nog altijd voldaan aan dit criterium indien deze inspringingen de stijfheid in het vlak van de vloer niet beïnvloeden en voor elke inspringing de oppervlakte tussen de vloeromtrek en een convex omhullende polygonale lijn rond de vloer kleiner is dan of gelijk is aan 5 % van het vloeroppervlak.
- De stijfheid in het vlak van de vloeren moet voldoende groot zijn in vergelijking met de zijdelingse stijfheid van de verticale constructieve elementen, zodat de vervorming van de vloer een klein effect heeft op de verdeling van de krachten over de verticale constructieve elementen. Dit criterium moet worden beschouwd op basis van het globale gedrag van het gebouw.

OPMERKING 1 Zo behoren L-, C-, H-, I-, en X-vormige plattegronden zorgvuldig te worden onderzocht, en dan in het bijzonder wat betreft de stijfheden van de zijdelingse vertakkingen. Deze horen vergelijkbaar te zijn met de stijfheid van het centrale gedeelte, om aan de voorwaarde van een starre schijf te voldoen.

- d) De slankheid van het gebouw in het horizontale vlak, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, behoort niet groter te zijn dan 4, waarbij $L_{\max}$ en $L_{\min}$ respectievelijk de maximale en de minimale afmeting zijn van het gebouw in het horizontale vlak, gemeten in de loodrecht op elkaar staande hoofdrichtingen.
- e) Op elk niveau en voor beide analyserichtingen x en y , moeten de constructieve excentriciteit e_o en de torsiestraal r in overeenstemming zijn met de twee onderstaande voorwaarden:

$$e_{o,i} \leq 0,30 r_i \quad (4.1a)$$

$$r_i \geq l_s \quad (4.1b)$$

waarin:

$e_{o,i}$ is de afstand tussen het stijfheidsmiddelpunt en het massamiddelpunt, gemeten in de i -richting, die loodrecht staat op de richting van de beschouwde berekening;

r_i is de vierkantswortel van de verhouding van de torsiestijfheid tot de laterale stijfheid loodrecht op de i -richting ('torsiestraal');

l_s is de traagheidsstraal van de vloermassa in het horizontale vlak (vierkantswortel van de verhouding van (a) het polaire traagheidsmoment van de vloermassa in het horizontale vlak met betrekking tot het massamiddelpunt van de vloer tot (b) de vloermassa).

Het stijfheidsmiddelpunt en de torsiestraal r zijn als volgt gedefinieerd:

- 1) In gebouwen met één bouwlaag is het stijfheidsmiddelpunt gedefinieerd als het dwarskrachtmiddelpunt van alle primaire verticaal georiënteerde seismische elementen. De torsiestraal r is gedefinieerd als de vierkantswortel van de verhouding van de globale torsiestijfheid met betrekking tot het dwarskrachtmiddelpunt en de globale laterale stijfheid, in één richting, rekening houdend met alle primaire seismische elementen in deze richting.
- 2) In gebouwen met twee of meer bouwlagen zijn alleen benaderende definities van het stijfheidsmiddelpunt en van de torsiestraal mogelijk. Een vereenvoudigde definitie voor de classificatie van constructieve regelmaat in het horizontale vlak en voor de benaderende berekening van torsie-effecten is mogelijk indien is voldaan aan de volgende twee voorwaarden:
 - a) alle primaire verticaal georiënteerde seismische elementen, zoals kernen, constructieve wanden of raamwerken, lopen zonder onderbreking van de funderingen door tot de top van het gebouw, en
 - b) de vervormingspatronen van de individuele primaire seismische elementen onder horizontale belastingen zijn niet erg verschillend. Aan deze voorwaarde is voldaan in het geval van raamwerksystemen en wandsystemen. Aan deze voorwaarde is in het algemeen niet voldaan in het geval van gekoppelde systemen.

OPMERKING 2 Voor de beschrijving van een gekoppeld systeem ('dual system'), zie 5.1.2 van NEN-EN 1998-1.

In raamwerken en in systemen met slanke wanden met voornamelijk buigmomentvervormingen kunnen de posities van de stijfheidsmiddelpunten en de torsiestraal van alle bouwlagen worden berekend op basis van de traagheidsmomenten van de dwarsdoorsneden van de verticale elementen.

Indien, naast de buigmomentvervormingen, ook dwarskrachtvervormingen significant zijn, kunnen deze dwarskrachtvervormingen in rekening worden gebracht door een equivalent traagheidsmoment van de dwarsdoorsnede te gebruiken.

4.2.3.3 Criteria voor regelmatigheid in de verticale doorsnede

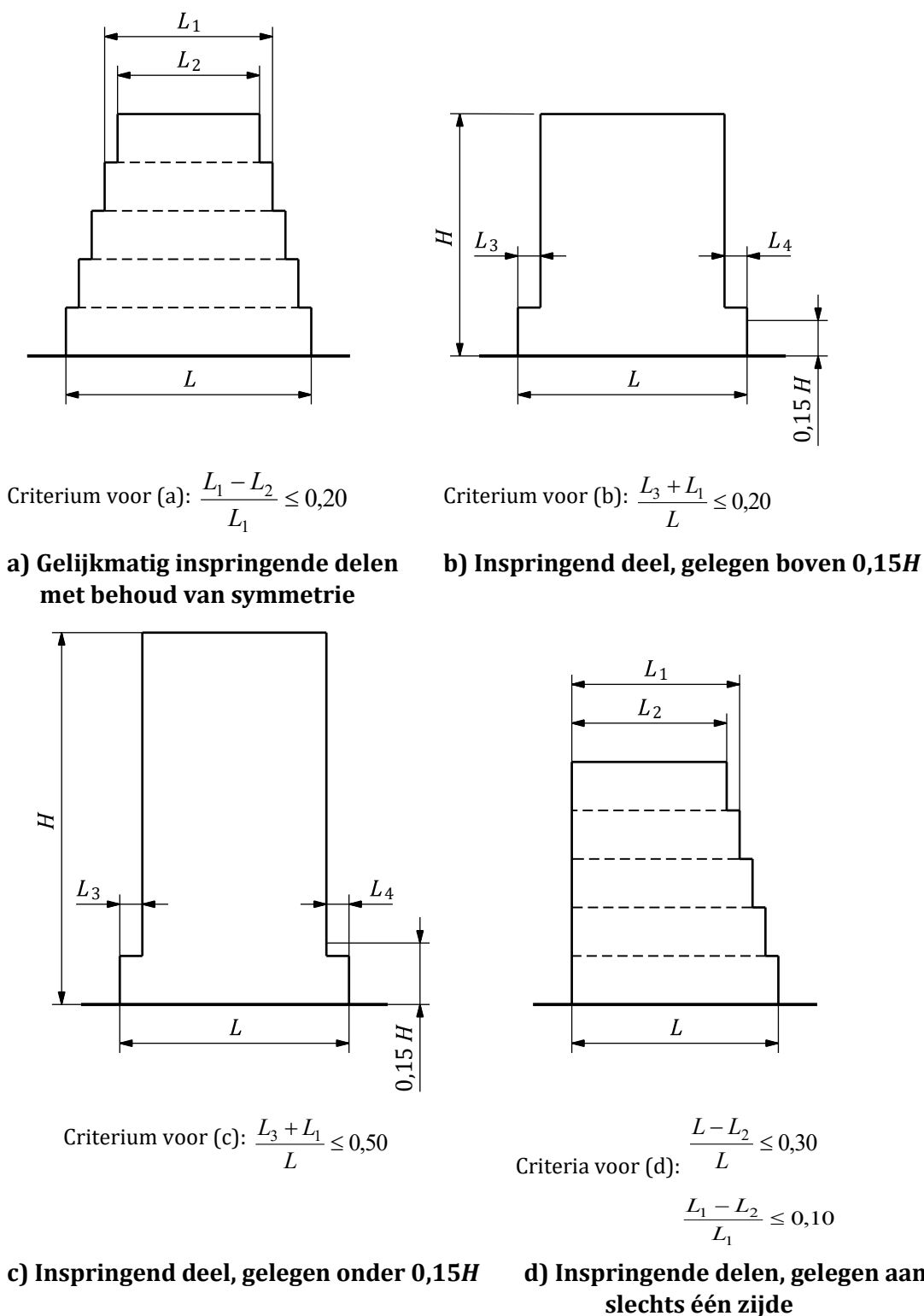
Om als regelmatig gebouw in het verticale vlak (hoogte) te mogen worden aangemerkt moet zijn voldaan aan elk van de volgende criteria:

- a) De primaire seismische elementen, zoals kernen, constructieve wanden of raamwerken, moeten zonder onderbreking doorlopen vanaf hun funderingen tot de top van het gebouw of, indien inspringingen op verschillende niveaus aanwezig zijn, tot de bovenkant van de relevante zone van het gebouw.
- b) Zowel de zijdelingse stijfheid als de massa van de individuele bouwlagen zijn constant of nemen gelijkmatig af, zonder abrupte wijzigingen, gezien van de fundering tot de bovenkant van het gebouw.
- c) In een gebouw bestaande uit raamwerken mag de verhouding van de weerstand tussen de verschillende bouwlagen onderling niet disproportioneel variëren.

OPMERKING In die context worden de speciale aspecten van raamwerken ingevuld met metselwerk behandeld in B.4.2.

d) Indien inspringingen aanwezig zijn, moet zijn voldaan aan de volgende aanvullende criteria:

- 1) Voor regelmatige inspringingen waarbij de axiale symmetrie behouden is gebleven, moet de inspringing op elk vloerniveau kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 20 % van de globale horizontale gebouwafmeting in de richting van de inspringing (zie figuur 4.1a) en figuur 4.1.b)).
- 2) Voor een enkelvoudige inspringing binnen de onderste 15 % van de totale hoogte van het gebouw moet de inspringing kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 50 % van de onderliggende uitwendige horizontale gebouwafmeting (zie *L* in figuur 4.1c). In dat geval moet de constructie van de funderingszone, vallend binnen de verticaal geprojecteerde omtrek van de bovenste bouwlagen, in staat zijn ten minste 75 % van de horizontale dwarskrachten die zich zouden ontwikkelen in die zone in een vergelijkbaar gebouw zonder uitkragende onderste bouwlaag, te weerstaan.
- 3) Indien de inspringingen niet symmetrisch zijn, moet in elke doorsnede de som van de afmetingen van de inspringingen voor alle bouwlagen kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 30 % van de horizontale afmeting van het gebouw ter plaatse van de onderste bouwlaag of boven de horizontale doorsnede gelegen aan de bovenkant van een stijve fundering. Bovendien moet elke individuele inspringing kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 10 % van de horizontale afmeting van de eronder gelegen bouwlaag (zie figuur 4.1d)).



Legenda

- L lengte van de onderste verdieping
- L_1 lengte van de verdieping
- L_2 lengte van de verdieping
- L_3 diepte van de inspringing van de verdieping
- L_4 diepte van de inspringing van de verdieping
- H hoogte van het gebouw

Figuur 4.1 — Criteria voor regelmaat van gebouwen met inspringende delen

4.2.4 Combinatiecoëfficiënten voor veranderlijke belastingen

De combinatiecoëfficiënten $\psi_{E,i}$ geïntroduceerd in 3.2.4 voor de berekening van de effecten van de aardbevingsbelastingen moeten worden berekend met formule (4.2).

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} \quad (4.2)$$

waarin:

$\psi_{E,i}$ is de combinatiecoëfficiënt voor de veranderlijke belastingen i ;

φ is een coëfficiënt die in rekening brengt dat niet alle massa volledig meebeweegt;

$\psi_{2,i}$ is de combinatiecoëfficiënt voor de quasi-blijvende waarde van de variabele belasting q_i .

De toe te kennen waarden voor φ zijn gegeven in tabel 4.2.

De combinatiecoëfficiënten $\psi_{2,i}$ (voor de quasi-blijvende waarde van de variabele belasting q_i) voor het ontwerp van gebouwen is gegeven in A.1 van NEN-EN 1990.

Tabel 4.2 — Waarden voor φ voor de berekening van $\psi_{E,i}$

Klassen van belaste vloeroppervlakken ^a	Bouwlaag	φ
A tot en met C	Dak	1,0
	Overige bouwlagen (vloeren)	0,6
D tot en met F en archieven		1,0
^a Klasse volgens 6.3 van NEN-EN 1991-1-1.		

4.3 Constructieve berekening

4.3.1 Algemeen

4.3.1.1 Primaire en secundaire seismische elementen

De keuze voor de lineaire analysemethoden beschreven in 4.3.4.2 tot en met 4.3.4.3 voor primaire en secundaire seismische elementen, is afhankelijk van de regelmatigheid van de bouwconstructie, zoals beschreven in tabel 4.1.

OPMERKING Voor nieuwbouw is dit relatief eenvoudig in het ontwerp te realiseren. Voor bestaande gebouwen is deze vereiste regelmatigheid lang niet altijd vervuld. Het kan daarom noodzakelijk zijn om voor die situaties over te stappen op de niet-lineaire, al dan niet dynamische, analysemethoden.

4.3.1.2 Niet-seismische, constructieve elementen

Niet-seismische, constructieve elementen kunnen worden beoordeeld overeenkomstig het bepaalde in 4.3.6.

4.3.2 Modelleren

4.3.2.1 Algemeen

Het rekenmodel van het gebouw moet de stijfheids- en massaverdeling op adequate wijze representeren zodat alle significante vervormingseigenschappen en traagheidskrachten bij de beschouwde aardbevingsbelasting goed in rekening worden gebracht. In het geval van een niet-lineaire berekening moet het rekenmodel ook de weerstand van de bouwconstructie op adequate wijze beschrijven.

Hiervoor gelden gelijktijdig de criteria volgens 4.3.2.2 tot en met 4.3.2.4.

OPMERKING 1 Het overschrijden van de grenstoestand NC kan ook worden bepaald door gebruik te maken van de grenstoestand SD, waarbij de belastingen horende bij de grenstoestand NC worden gedeeld door 4/3 en als zodanig bij de berekeningen met bijbehorende bepalingen van de grenstoestand SD worden doorgevoerd. Dit mag zowel voor lineaire als niet-lineaire methoden.

OPMERKING 2 Vanwege de bijkomende flexibiliteit en energiedissipatie die ontstaan, heeft de interactie tussen grond en constructie in het algemeen een gunstige invloed op het gedrag van een constructie. Dit is echter afhankelijk van het constructietype. Het is conservatief om een constructief model 'met ingeklemde fundering' te gebruiken, als verwacht wordt dat de fundering haar functie blijft vervullen (geen paalbreuk of andere effecten waardoor verlies van draagvermogen optreedt) en werkt, als een starre basis fungeert voor het beschouwde niveau van seismische belasting.

4.3.2.2 Algemene criteria

Elk van de volgende criteria is van toepassing:

- a) In beginsel mag de bouwconstructie worden geschematiseerd als een aantal verticale en horizontale belasting afdragende systemen verbonden door horizontale schijven (vloeren).
- b) Indien de vloerelementen van het gebouw mogen worden beschouwd als star in hun vlak, dan mogen de massa's en de traagheidsmomenten van elke vloer worden geconcentreerd in het zwaartepunt daarvan.

OPMERKING Een vloer mag als star zijn aangenomen, indien de horizontale verplaatsingen bij het in rekening brengen van de werkelijke buigstijfheid in het vlak niet meer dan 10 % groter zijn dan de corresponderende absolute horizontale verplaatsingen bij een in het vlak als star aangenomen vloer in de seismische ontwerpsituatie.

- c) Voor gebouwen die niet voldoen aan de criteria voor regelmatigheid in plattegrond (zie 4.2.3.2), mag de berekening toch zijn uitgevoerd gebruikmakend van twee vlakke modellen, één voor elke hoofdrichting, indien is voldaan aan de voorwaarden in 4.3.4.1.
- d) Niet-seismische, constructieve elementen die een invloed kunnen hebben op de respons van de bouwconstructie, moeten zijn meegenomen.

4.3.2.3 Stijfheidscriteria

Elk van de volgende criteria is van toepassing:

- a) Het rekenmodel moet rekening houden met de bijdrage van de verbindingen op de stijfheid en ductiliteit van het gebouw, zoals de eindzones van liggers of kolommen in raamwerkconstructies.
- b) In gebouwen uitgevoerd in beton, staal-beton of metselwerk moet de stijfheid van de constructieve elementen, in beginsel, zijn bepaald rekening houdend met het effect van scheuren. Deze stijfheid moet bij gewapende betonconstructies overeenkomen met het begin van vloeien van de wapening.
- c) Tenzij een meer nauwkeurige berekening van de gescheurde elementen is uitgevoerd, mogen de elastische buig- en afschuifstijfheidseigenschappen van elementen uit beton en metselwerk gelijk worden genomen aan de helft van de corresponderende stijfheid van de ongescheurde elementen.
- d) Niet-dragende wanden in een raamwerk die significant bijdragen aan de zijdelingse stijfheid en de weerstand van het gebouw, moeten in rekening worden gebracht. Voor metselwerkwanden in betonnen, stalen of staal-betonnen raamwerken, zie B.4.2.
- e) De vervormbaarheid van de fundering moet worden meegenomen in het rekenmodel indien dit een significante nadelige invloed heeft op de respons van de bouwconstructie.

OPMERKING Vervormbaarheid van de fundering (met inbegrip van de interactie tussen de grond en de bouwconstructie) mag altijd in rekening worden gebracht wanneer dit leidt tot een positief effect op de respons van de bouwconstructie.

4.3.2.4 Criterium ten aanzien van massa

De te beschouwen massa's moeten zijn afgeleid van de in 3.2.4 beschreven belastingscombinatie.

4.3.3 Toevallige torsie-effecten

Om rekening te houden met onzekerheden in de locatie van massa's en in de ruimtelijke variatie van de seismische beweging moet het berekende massamiddelpunt op elke vloer i worden beschouwd als zijnde verplaatst ten opzichte van zijn nominale positie in elke richting met een bijkomstige excentriciteit. De excentriciteit moet voor alle vloeren gelijktijdig worden toegepast in dezelfde richting.

$$e_{a,i} = \pm 0,05 L_i \quad (4.3)$$

waarin:

$e_{a,i}$ is de bijkomende excentriciteit van de massa van bouwlaag i ten opzichte van zijn nominale positie, toegepast in dezelfde richting op alle vloeren;

L_i is de vloerafmeting van bouwlaag i loodrecht op de richting van de aardbevingsbelasting.

4.3.4 Rekenmethoden

4.3.4.1 Uitgangspunten

4.3.4.1.1 Algemeen

De in de regel te hanteren methode voor het bepalen van de seismische krachten voor nieuwbouw is de berekening volgens het modale-responsspectrum. Hierbij moet gebruik worden gemaakt van een lineair-elastisch rekenmodel van de bouwconstructie en het ontwerpspectrum gegeven in 3.2.2.2.3.

Afhankelijk van de constructieve eigenschappen van het gebouw mag voor het bepalen van de aardbevingsbelasting gebruik worden gemaakt van een van de twee volgende typen lineair-elastische rekenmethoden:

- a) de 'berekening volgens de zijdelingse belastingsmethode' voor gebouwen die voldoen aan de voorwaarden in 4.3.4.2;
- b) de 'berekening volgens het modale-responsspectrum', die geschikt is voor alle gebouwen (zie 4.3.4.3).

Als alternatief voor een lineaire rekenmethode mag onder de hierna beschreven voorwaarden ook een niet-lineaire methode worden gebruikt, zoals:

- c) niet-lineaire push-over-berekening, of
- d) niet-lineaire (dynamische) tijdsdomeinberekening, onder de voorwaarden zoals aangegeven in 4.3.4.4.

OPMERKING De niet-lineaire methoden vergen meer inspanning aan onderzoek, onderbouwing en berekening, maar kunnen mogelijk aantonen dat minder conservatieve oplossingen dan bepaald met de lineaire rekenmethoden toereikend zijn om aan te tonen dat het gebouw bestand is tegen aardbevingsbelastingen, zie bijlage F en G.

Indien niet wordt voldaan aan de eisen van de regelmaat volgens 4.2.3.2, kan toch met een rekenmethode gebaseerd op twee loodrechte vlakken, één voor elke horizontale hoofdrichting, worden gewerkt indien aan alle voorwaarden onder punt 2 bij 4.3.4.1.3, met uitzondering van d), is voldaan. Indien daarbij niet aan voorwaarde d) van 4.3.4.1.3 kan worden voldaan, behoren de aardbevingsbelastingseffecten volgend uit de analyse nog met 1,25 te worden vermenigvuldigd of behoort de q -factor te worden vermenigvuldigd met 0,8 (zie 4.2.3.1).

Indien een ruimtelijk model (3D) is gebruikt, moet de ontwerpwaarde van de aardbevingsbelasting worden aangebracht in alle relevante horizontale richtingen (afhankelijk van de constructieve opbouw van het gebouw) en hun bijbehorende orthogonale horizontale richtingen. Voor gebouwen met dragende elementen in twee loodrecht op elkaar staande richtingen moeten deze richtingen worden beschouwd als de relevante richtingen.

4.3.4.1.2 Voorwaarden voor de keuze van de rekenmethode

Niet-lineaire berekeningen moeten zijn onderbouwd met betrekking tot aardbevingsbelasting, het gebruikte constitutieve model, de methode van interpretatie van de resultaten en de eisen waaraan moet worden voldaan.

Constructies zonder trillingsisolatie die zijn ontworpen op basis van een niet-lineaire push-over-berekening (zie 4.3.4.4), moeten voldoen aan 4.4.2.2, alsook aan de regels van de hoofdstukken 5 tot en met 9 voor dissipatieve constructies.

Voor gebouwen die ter hoogte van de fundering zijn voorzien van dempingsisolatie tegen aardbevingsbelastingen (trillingsisolatie), zijn de voorwaarden waaronder de lineaire methoden (a) en (b) of de niet-lineaire methoden (c) en (d) mogen worden gebruikt, gegeven in hoofdstuk 10 van NEN-EN 1998-1. Zie ook 4.5 van deze NPR.

4.3.4.1.3 Voorwaarden voor de schematisering bij toepassing van lineair-elastische rekenmodellen

Lineair-elastische berekeningen mogen zijn uitgevoerd onder de volgende voorwaarden:

- 1) Indien wordt voldaan aan de criteria voor regelmatigheid in de plattegrond (zie 4.2.3.2), mogen lineair-elastische berekeningen worden uitgevoerd, gebruikmakend van twee vlakke modellen, één voor elke horizontale hoofdrichting.
- 2) Voor gebouwen in gevolgklassen CC1 en CC2 mogen lineair-elastische berekeningen ook worden uitgevoerd met behulp van twee vlakke modellen, één voor elke horizontale hoofdrichting, indien niet wordt voldaan aan de criteria voor regelmatigheid in de plattegrond (zie 4.2.3.2). Hiervoor moet wel worden voldaan aan elk van de hiernavolgende specifieke regelmatigheidscriteria:
 - a) Het gebouw moet een regelmatige gevelstructuur, een relatief stijve gevelbekleding en in een regelmatige structuur geplaatste, relatief stijve, niet-dragende binnenwanden hebben.
 - b) De hoogte van het gebouw behoort niet groter te zijn dan 10 m.
 - c) De stijfheid in het vlak van de vloeren moet, ten opzichte van de zijdelingse stijfheid van de verticale constructieve elementen, groot genoeg zijn om starre schijfwerking te mogen aannemen.
 - d) De middelpunten van de zijdelingse stijfheid en massa per bouwlaag moeten elk ongeveer in een verticale lijn liggen en, in de twee horizontale richtingen van de berekening, voldoen aan de voorwaarden: $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$, waarbij de traagheidsstraal l_s , de torsiestralen r_x en r_y en de constructieve excentriciteiten e_{ox} en e_{oy} zijn gedefinieerd zoals in 4.2.3.2.

4.3.4.2 Zijdelingse belastingsmethode

4.3.4.2.1 Algemeen

De zijdelingse belastingsmethode mag worden toegepast voor gebouwen waarvan de respons niet significant wordt beïnvloed door andere trilvormen dan de fundamentele trilvorm in elke hoofdrichting. Aan dit criterium wordt geacht te zijn voldaan indien het gebouw voldoet aan de twee hiernavolgende voorwaarden:

- a) De fundamentele trillingsperioden T_1 in de twee hoofdrichtingen zijn kleiner dan of gelijk aan:

$$T_1 = \min (4 \times T_c; 2,0 \text{ s}) \quad (4.4)$$

waarin:

T_c is de getalwaarde van de bovengrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is, als gedefinieerd in 3.2.2.2.1.

b) Het gebouw voldoet aan de criteria voor regelmatigheid in de doorsnede, gegeven in 4.2.3.3.

4.3.4.2.2 Afschuifkracht ter plaatse van de fundering

De afschuifkracht als gevolg van de aardbevingsbelasting ter plaatse van de fundering F_b moet voor de twee beschouwde horizontale richtingen zijn bepaald met de formule (4.5):

$$F_b = S_d(T_1) \times m_{\text{tot}} \times \lambda \quad (4.5)$$

waarin:

$S_d(T_1)$ is de waarde van het ontwerpspectrum (zie 3.2.2.2.3) bij trillingsperiode T_1 ;

T_1 is de fundamentele trillingsperiode van het gebouw met betrekking tot de zijdelingse beweging in de beschouwde richting;

m_{tot} is de totale massa van het gebouw, voor zover gelegen boven de fundering of boven een als star te beschouwen kelder of een star met de fundering verbonden beganegrondvloer, berekend in overeenstemming met 3.2.4;

λ is de correctiefactor: $\lambda = 0,85$ indien $T_1 < 2T_c$ en het gebouw meer dan twee bouwlagen heeft, en $\lambda = 1,0$ in andere gevallen.

OPMERKING 1 De factor λ brengt in rekening dat voor gebouwen met ten minste drie bouwlagen en translatievrijheidsgraden in elke horizontale richting, de effectieve geactiveerde massa van de eerste (fundamentele) trilvorm gemiddeld 15 % kleiner is dan de totale massa van het gebouw.

Voor de schatting of de berekening van de fundamentele trillingsperiode T_1 : zie 4.3.3.2.2 van NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 2 De schatting of berekening van de fundamentele trillingsperiode T_1 volgens 4.3.3.2.2 van NEN-EN 1998-1 geeft een relatief grove benadering. In veel gevallen verdient het aanbeveling een meer gedetailleerde rekenmethode toe te passen.

4.3.4.2.3 Verdeling van de horizontale seismische krachten

De fundamentele trilvormen in de horizontale richtingen van het gebouw behoren te zijn berekend gebruikmakend van de leer der dynamica. Ze mogen ook zijn benaderd door lineair toenemende horizontale verplaatsingen over de hoogte van het gebouw.

De aardbevingsbelastingseffecten moeten zijn bepaald door horizontale krachten F_i aan te laten grijpen op alle bouwlagen in de twee te beschouwen richtingen.

$$F_i = F_b \times \frac{s_i \times m_i}{\sum_{j=1}^n s_j \times m_j} \quad (4.10)$$

waarin:

F_i is de horizontale seismische kracht aangrijpend op bouwlaag i ;

F_b is de seismische afschuifkracht als gevolg van een aardbevingsbelasting ter plaatse van de fundering, in overeenstemming met formule (4.5);

s_i, s_j zijn de verplaatsingen van de massa's m_i, m_j in de fundamentele trilvorm;

m_i, m_j zijn de massa's van de bouwlagen, berekend in overeenstemming met 3.2.4;

n is het aantal bouwlagen boven de fundering of de bovenzijde van een als star te beschouwen kelder.

Indien de fundamentele trilvorm is benaderd door lineair toenemende horizontale verplaatsingen over de hoogte van het gebouw, dan mogen de horizontale krachten F_i gelijk zijn genomen aan:

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum_{j=1}^n z_j \times m_j} \quad (4.11)$$

waarin:

F_i is de horizontale kracht;

F_b is de seismische afschuifkracht als gevolg van een aardbevingsbelasting ter plaatse van de fundering, in overeenstemming met formule (4.5);

z_i, z_j is de hoogte van massa m_i en m_j boven het niveau van het aangrijpingspunt van de aardbevingsbelasting;

n is het aantal bouwlagen boven de fundering of de bovenzijde van een als star te beschouwen kelder.

OPMERKING De eerste vloer boven het maaiveld is $j = 1$.

De aldus berekende horizontale krachten F_i moeten worden verdeeld over het systeem dat weerstand biedt tegen de zijdelingse belasting, in de veronderstelling dat de vloeren star zijn in hun vlak.

4.3.4.2.4 Torsie-effecten

Indien de zijdelingse stijfheid en massa symmetrisch zijn verdeeld in het horizontale vlak en indien de bijkomende excentriciteit van 4.3.2 niet in rekening is gebracht met een meer nauwkeurige methode (bijvoorbeeld die van 4.3.4.3.3), dan mogen de bijkomende torsie-effecten in rekening zijn gebracht door de belastingseffecten op de individuele, belasting afdragende elementen die resulteren uit de toepassing van de in 4.3.4.2.3 bepaalde F_i , te vermenigvuldigen met een factor δ gegeven door:

$$\delta = 1 + 0,6 \times \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

waarin:

x is de afstand van het beschouwde element tot het zwaartepunt van het gebouw in de plattegrond, gemeten loodrecht op de richting van de aardbevingsbelasting onder beschouwing;

L_e is de afstand tussen de twee verst uit elkaar gelegen, horizontale, belasting afdragende elementen, gemeten loodrecht op de richting van de aardbevingsbelasting onder beschouwing.

Indien de berekening is uitgevoerd gebruikmakend van twee te beschouwen vlakken, één voor elke horizontale hoofdrichting, dan mogen de torsie-effecten zijn bepaald door verdubbeling van de bijkomende excentriciteit $e_{a,i}$ uit formule (4.3) en door toepassing van formule (4.12), waarbij de factor 0,6 in deze formule wordt verhoogd tot 1,2.

4.3.4.3 Spectrale modale-responsberekening

4.3.4.3.1 Algemeen

De spectrale modale-responsberekening is toepasbaar voor gebouwen die niet voldoen aan de voorwaarden voor toepassing van de zijdelingse belastingsmethode gegeven in 4.3.4.2.1.

De respons van alle trilvormen die significant bijdragen aan de globale respons, moeten in rekening worden gebracht. Er mag vanuit worden gegaan dat hieraan is voldaan indien is aangetoond dat:

- de som van de effectieve geactiveerde massa's van de beschouwde trilvormen ten minste 90 % is van de totaal in rekening te brengen massa, of
- alle trilvormen met een effectieve geactiveerde massa groter dan 5 % van de totale massa in rekening zijn gebracht.

OPMERKING De effectieve geactiveerde massa m_k , behorende bij trilvorm k , is zo bepaald dat de totale dwarskracht ter plaatse van de fundering F_{bk} werkend in de richting van de aardbevingsbelasting, kan worden geformuleerd als:

$$F_{bk} = S_d(T_k) \times m_k \quad (4.12a)$$

waarin:

F_{bk} is de totale dwarskracht ter plaatse van de fundering werkend in de richting van de aardbevingsbelasting;

$S_d(T_k)$ is het ontwerpspectrum bij trilvorm k ;

m_k is de effectieve geactiveerde massa bij trilvorm k .

Indien een ruimtelijk rekenmodel wordt gebruikt, moeten de bovenstaande criteria worden geverifieerd voor alle relevante richtingen.

Indien niet kan worden voldaan aan de bovengenoemde percentages ten aanzien van de effectieve geactiveerde massa's (bijv. in gebouwen met een significante bijdrage van torsietrilvormen), dan moet het minimale aantal trilvormen k dat in rekening wordt gebracht bij een berekening met een ruimtelijk rekenmodel, voldoen aan beide hiernavolgende voorwaarden:

$$k \geq 3 \times \sqrt{n} \quad (4.13)$$

en

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (4.14)$$

waarin:

k is het aantal trilvormen dat in rekening moet worden gebracht;

n is het aantal bouwlagen boven de fundering of de bovenzijde van een als star te beschouwen kelder;

T_k is de trillingsperiode voor trilvorm k .

4.3.4.3.2 Combinatie van modale responsen

De respons in twee trilvormen i en j (met inbegrip van translatie- en torsietrilvormen) mogen als onderling onafhankelijk worden beschouwd indien hun trillingsperioden T_i en T_j (met $T_j \leq T_i$) aan de volgende voorwaarden voldoen:

$$T_j \leq 0,9 \times T_i \quad (4.15)$$

Indien alle relevante modale responsen (zie 4.3.3.3.1) als onderling onafhankelijk mogen worden beschouwd, dan mag de maximale waarde van een aardbevingsbelastingseffect, E_E , worden gelijkgesteld aan:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{E;i}^2} \quad (4.16)$$

waarin:

E_E is het aardbevingsbelastingseffect onder beschouwing (kracht, verplaatsing, enz.);

$E_{E;i}$ is de rekenwaarde van dit belastingseffect ten gevolge van trilvorm i .

Indien alle relevante modale responsen (zie 4.3.4.3.1) niet als onderling onafhankelijk mogen worden beschouwd, dan moeten meer nauwkeurige methoden worden gebruikt voor de combinatie van de maxima van de geactiveerde massa, bijvoorbeeld 'de volledige kwadratische combinatie' (zie 4.2.1.3 van NEN-EN 1998-2).

4.3.4.3.3 Torsie-effecten

Indien een ruimtelijk model is gebruikt voor de berekening, dan mogen de bijkomende torsie-effecten waarnaar wordt verwezen in 4.3.3, worden bepaald als de omhullende van de effecten die resulteren uit het in rekening brengen van statische belastingen, bestaande uit combinaties van torsiemomenten $M_{a;i}$ om de verticale as van elke bouwlaag i :

$$M_{a;i} = e_{a;i} \times F_i \quad (4.17)$$

waarin:

$M_{a;i}$ is het torsiemoment dat aangrijpt op bouwlaag i om zijn verticale as;

$e_{a;i}$ is de bijkomende excentriciteit van de massa van bouwlaag i bepaald met formule(4.3) voor alle relevante richtingen;

F_i is de horizontale seismische kracht werkend op bouwlaag i , zoals afgeleid in 4.3.4.2.3 voor alle relevante richtingen.

Het effect van deze belastingen moet in rekening worden gebracht met een positief en negatief teken (hetzelfde teken voor elke bouwlaag).

Indien twee afzonderlijke vlakke modellen zijn gebruikt in de berekening, dan mogen de torsie-effecten in rekening worden gebracht door toepassing van de regels uit 4.3.4.2.4 op de belastingseffecten berekend in overeenstemming met 4.3.4.3.2.

4.3.4.4 Niet-lineaire methoden

Bij het hanteren van niet-lineaire methoden voor nieuw te bouwen en geheel te vernieuwen gebouwen moet gebruik worden gemaakt van 4.3.3.4 van NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 1 Het wiskundige model als beschreven in 4.4.2.2 van deze NPR, dat wordt gebruikt voor de elastische berekening, behoort te worden uitgebreid, zodat de sterkte van constructieve elementen en hun post-elastisch gedrag hierin worden meegenomen.

Voor nieuw te bouwen gebouwen en bouwconstructies van geheel te vernieuwen gebouwen mag worden verondersteld dat initiële scheefstanden kunnen worden verwaarloosd. Voor toepassing van deze NPR bij gedeeltelijke verbouw of afkeuren moeten scheefstanden worden ingemeten en worden meegenomen in de beoordeling indien die groter zijn dan de initiële scheefstand die bij constructieve berekeningen anders dan aardbevingsberekeningen in rekening moet worden gebracht.

Voor toepassing van deze NPR bij verbouw of afkeuren kan met behulp van niet-lineaire methoden een mogelijk adequatere beoordeling plaatsvinden dan met de toepassing van lineaire methoden.

OPMERKING 2 In bijlage F, G en H is nader invulling gegeven hoe door middel van niet-lineaire berekeningen de aardbevingsbestendigheid van een bouwconstructie kan worden beoordeeld.

Het vervolg van dit hoofdstuk 4, voor zover betrekking hebbend op de sterkte van een bouwconstructie van een gebouw, wat betreft de primaire en secundaire seismische elementen, hoeft niet te worden gevolgd bij gebruikmaking van niet-lineaire methoden, met uitzondering van 4.3.5.

4.3.4.5 Combinatie van de effecten van de componenten van de aardbevingsbelasting

4.3.4.5.1 Horizontale componenten van de aardbevingsbelasting

De belastingeffecten als gevolg van de horizontale componenten van een aardbevingsbelasting moeten bij gebruik van lineaire rekenmethoden zijn bepaald op basis van de formules (4.18) en (4.19):

$$E_{Ed,x} \text{ ' + ' } 0,30 E_{Ed,y} \quad (4.18)$$

$$0,30 E_{Ed,x} \text{ ' + ' } E_{Ed,y} \quad (4.19)$$

waarin:

' + ' betekent 'te combineren met';

$E_{Ed,x}$ is de rekenwaarde van de belastingeffecten ten gevolge van de horizontale component x van de aardbevingsbelasting;

$E_{Ed,y}$ is de rekenwaarde van de belastingeffecten ten gevolge van de horizontale component y van de aardbevingsbelasting.

4.3.4.5.2 Verticale component van de aardbevingsbelasting

Indien $a_{g;d;vert}$ groter is dan is aangegeven in 3.2.2.2.2, dan moet bij gebruikmaking van lineaire rekenmethoden de verticale component van de aardbevingsbelasting, zoals gedefinieerd in 3.2.2.2.2, in rekening worden gebracht voor de aldaar genoemde elementen.

Indien het horizontale belastingeffect van de aardbevingsbelasting verwaarloosbaar is, dan mag de verticale component van de aardbevingsbelasting zijn vastgesteld op basis van een model dat een

gedeelte van de bouwconstructie omvat, zijnde elementen van de in 3.2.2.2 genoemde opsomming, en dat rekening houdt met de stijfheid van de aangrenzende elementen.

Indien het horizontale belastingseffect van de aardbevingsbelasting niet verwaarloosbaar is, dan moet de bepalingmethode als genoemd in 4.3.4.5.1 worden toegepast, uitgebreid naar alle drie de componenten van de aardbevingsbelasting. Als alternatief mag gebruik worden gemaakt van het belastingseffect voortvloeiend uit de drie formules (4.20) tot en met (4.22), waarbij het meest ongunstige moet worden aangehouden:

$$E_{Ed;x} ' + ' 0,30 E_{Ed;y} ' + ' 0,30 E_{Ed;z} \quad (4.20)$$

$$0,30 E_{Ed;x} ' + ' E_{Ed;y} ' + ' 0,30 E_{Ed;z} \quad (4.21)$$

$$0,30 E_{Ed;x} ' + ' 0,30 E_{Ed;y} ' + ' E_{Ed;z} \quad (4.22)$$

waarin:

' + ' betekent 'te combineren met';

$E_{Ed;x}$ is als gegeven in 4.3.4.5.1;

$E_{Ed;y}$ is als gegeven in 4.3.4.5.1;

$E_{Ed;z}$ is de rekenwaarde van de belastingseffecten ten gevolge van de verticale component z van de aardbevingsbelasting.

4.3.5 Verplaatsingsberekening

Indien een lineaire berekening wordt uitgevoerd, dan moeten de verplaatsingen die het gevolg zijn van de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting, worden berekend op basis van de elastische vervormingen van het constructieve systeem door middel van de vereenvoudigde formule (4.23):

$$d_s = q_d \times d_e \quad (4.23)$$

waarin:

d_s is de verplaatsing van een punt in het constructieve systeem als gevolg van de rekenwaarde van de aardbevingsbelasting;

q_d is de gedragsfactor voor de verplaatsing die verondersteld is gelijk te zijn aan q , tenzij anders gespecificeerd;

d_e is de verplaatsing van hetzelfde punt van het constructieve systeem, zoals bepaald aan de hand van een lineaire berekening gebruikmakend van het ontwerpspectrum (zie 3.2.2.2.3).

Voor d_s hoeft geen grotere waarde te worden aangehouden dan de waarde afgeleid uit het elastisch spectrum.

Bij de bepalingen van de verplaatsingen d_e moeten de torsie-effecten van de aardbevingsbelasting in rekening worden gebracht.

In afwijking van het bovenstaande worden bij zowel een statische als een dynamische niet-lineaire berekening de verplaatsingen rechtstreeks afgeleid uit de berekening, zonder verdere aanpassing.

4.3.6 Niet-seismische, constructieve elementen

4.3.6.1 Algemeen

Niet-seismische, constructieve elementen die, in geval van bezwijken, niet-triviale risico's kunnen veroorzaken voor personen of gevolgen kunnen hebben voor de constructie die de stabiliteit van het gebouw verzorgt of voor kritieke onderdelen van installaties, moeten in samenhang met hun verbindingen worden beoordeeld op de vraag of zij een voldoende mate van betrouwbaarheid hebben om een aardbevingsbelasting te weerstaan.

Niet-seismische, constructieve elementen moeten in beschouwing worden genomen als voldaan is aan de volgende voorwaarden:

Voorwaarde 1 – potentieel levensgevaar: de elementen of delen daarvan zijn dusdanig stug en zwaar dat zij een levensgevaar kunnen vormen in geval van een (volledige) instorting.

Voor elementen (zoals bijvoorbeeld een scheidingswand of een vloer) wordt aan deze voorwaarde voldaan door beoordeling van het volgende:

— de vallende massa van het element of deel daarvan is groter dan 1 kg, en aan een van de drie volgende voorwaarden is voldaan:

- a) verticale elementen of delen daarvan met een massa per oppervlakte-eenheid kleiner dan 60 kg/m^2 , als de valhoogte van de onderkant van het (deel van het) element tot de aansluitende vloer of het aansluitende terrein groter is dan 2 m of de afstand van de bovenkant van het (deel van het) element tot de vloer of het aansluitende terrein groter is dan 3 m, of
- b) verticale elementen of delen daarvan met een massa per oppervlakte-eenheid groter dan of gelijk aan 60 kg/m^2 , als de valhoogte van de bovenkant van het (deel van het) element tot de aansluitende vloer of het aansluitende terrein groter is dan 1,2 m, of
- c) horizontale elementen, als de massa per oppervlakte-eenheid groter is dan 25 kg/m^2 .

Voorwaarde 2 – bezettingsgraad op de plaats waar het risico zich voordoet: het element kan op een plek vallen waar met een significant grote kans een of meer personen aanwezig zijn tijdens een aardbeving. Een element voldoet aan deze voorwaarde indien, in geval van een volledige of gedeeltelijke instorting, ieder onderdeel van het element over de lengte van het vallende element in de horizontale doorsnede gezien zou kunnen vallen in of op:

- a) een grondvlak geprojecteerd loodrecht voor het vallende element buiten de gevel van het gebouw op een grondvlak, dat bedoeld is voor publiek toegankelijk te zijn,
 - 1) tot 3 m loodrecht op de gevel voor gebouwen of delen daarvan met een hoogte tot 2 verdiepingen en een zolder boven het aansluitende terrein;
 - 2) tot 5 m loodrecht op de gevel voor gebouwen of delen daarvan met een hoogte vanaf 3 tot 7 verdiepingen boven het aansluitende terrein;
 - 3) tot 7 m loodrecht op de gevel voor gebouwen of delen daarvan met een hoogte vanaf 8 tot 15 verdiepingen boven het aansluitende terrein, of;
 - 4) tot 10 m loodrecht op de gebouwgevel voor gebouwen of delen daarvan met een hoogte van 15 verdiepingen of meer boven het aansluitende terrein.

OPMERKING 1 'Voor publiek toegankelijk' omvat (i) buitenterreinen gelegen op het eigen terrein behorende bij het gebouw en die publiek toegankelijk zijn voor bezoekers of voor klanten van faciliteiten in het gebouw zoals restaurants, theaters of musea, en (ii) buitenterreinen die openbaar toegankelijk zijn zoals

straten, pleinen, recreatieterrein, fietspaden, of wegen waar mensen een risico lopen doordat zij buiten samenkomen of doordat zij langs het gebouw lopen, fietsen of rijden.

OPMERKING 2 Wanneer binnen bovengenoemde afstanden een aangrenzend lager gelegen (gedeelte van een) ander gebouw waarin mensen verblijven is gelegen en het vallende (deel van het) element voldoet aan voorwaarde 1, is het verstandig met die situatie rekening te houden. Vanuit het gezichtspunt van de publiekrechtelijke regelgeving is dit geen vereiste.

- b) een grondvlak geprojecteerd loodrecht voor het vallende element binnen 1 m aan weerszijden van een toegang of uitgang van een voor het verblijf door mensen bedoeld gebouw (horizontaal gemeten evenwijdig aan de relevante gevel) over een afstand gelijk aan het gestelde onder a), gemeten loodrecht op die toegang of uitgang, of

OPMERKING 3 'De toegang of uitgang van een gebouw' omvat:

- 1) iedere uitgang van het gebouw die kan worden gebruikt als vluchtroute bij een aardbeving, en
- 2) ieder deel van een voetpad of oprit/uitrit op privéterrein dat normaal door bezoekers wordt gebruikt voor de toegang tot het gebouw en dat zich bevindt binnen de gevaarreikwijdte van het element.

OPMERKING 4 Uitgangen die kunnen worden gebruikt als een 'vluchtroute bij een aardbeving', zullen normaal overeenkomen met toe- en uitgangen van gebouwen (of gebouwdelen) in de buitengevel die als vluchtroute kunnen worden gebruikt in geval van brand.

- c) binnen een voor het verblijf van mensen bedoeld gebouw of van een hoogte van 2 m of meer op het dak van een voor het verblijf van mensen bedoeld deel van het gebouw.

OPMERKING 5 'Binnen een gebouw' betekent binnen de buitenmuren van het gebouw, zoals gemetselde elementen die zich binnen de dakruimte maar onder het buitenste dakoppervlak bevinden.

OPMERKING 6 Het doel is te verzekeren dat elementen worden beoordeeld die zouden kunnen vallen op plekken die normaal door mensen in gebruik zijn. Hieronder vallen ook aangrenzende gebouwen die voor het verblijf van mensen kunnen worden gebruikt. Hieronder vallen niet delen van gebouwen zoals bijgebouwen, schuren en garages die niet voor verblijf van mensen zijn bedoeld.

OPMERKING 7 Ingeval gebouwen sprongen hebben in de gevel, bijvoorbeeld bij terraswoningen, dan behoren de horizontale vlakken als dak te worden beschouwd.

4.3.6.2 Beoordeling

Voor de beoordeling kunnen de volgende twee procedures worden gebruikt:

- 1) Een procedure gebaseerd op de conventionele semiprobabilistische constructieve analyse, waarbij ontwerpwaarden voor de belasting(seffecten) en weerstanden van het niet-seismische, constructieve element met elkaar worden vergeleken (zie 4.3.6.3).
- 2) Een generieke risicoanalysebenadering gebaseerd op de algemene kansverdeling voor weerstand (weerstandscurven) en de lokale kansverdeling voor aardbevingsbelasting (risicofunctie), waarbij al of niet expliciet onderscheid wordt gemaakt tussen de verschillende grenstoestanden voor de niet-seismische, constructieve elementen.

De betrouwbaarheid van een element kan als voldoende worden beschouwd wanneer ten minste een van de twee procedures tot een positief resultaat leidt.

OPMERKING 1 Voor praktische resultaten gebaseerd op de generieke risicoanalyse wordt verwezen naar bijlage J. Voor een meer gedetailleerde benadering wordt verwezen naar [4.1A] en [4.1B].

OPMERKING 2 Voor niet-seismische, constructieve elementen die zijn meegenomen in het eindige-elementenmodel dat wordt gebruikt voor het toetsen van de primaire en secundaire seismische elementen, is het volgende van toepassing:

- i. Niet-seismische, constructieve elementen die bezwijken bij een belasting die hoger is dan de rekenwaarde van de piekgrondversnelling van de primaire en secundaire seismische, constructieve elementen, vereisen geen verdere beoordeling.
- ii. Niet-seismische, constructieve elementen die bezwijken bij een belasting die lager is dan de rekenwaarde van de piekgrondversnelling van de primaire en secundaire seismische, constructieve elementen, behoren te worden beoordeeld volgens een van beide beoordelingsprocedures. Dit kan worden gedaan door het eindige-elementenmodel toe te passen met de specifieke belasting voor niet-seismische, constructieve elementen. Een generieke risicoanalyse methode is ook mogelijk.

4.3.6.3 Semiprobabilistische beoordeling

De niet-seismische, constructieve elementen en hun verbindingen en toebehoren of verankeringen moeten volgens de aardbevingsbelastingscombinatie als bedoeld in 3.2.4 van deze NPR worden beoordeeld.

OPMERKING 1 De overdracht van de respons ter plaatse van de overgang van het niet-seismische, constructieve element naar de primaire en secundaire seismische elementen door het koppelen van de niet-seismische, constructieve elementen aan de primaire en secundaire seismische elementen en hun invloed op het constructieve gedrag daarvan behoort in rekening te zijn gebracht. De eisen voor bevestigingsmiddelen verankerd in beton zijn opgenomen in 2.7 van NEN-EN 1992-1-1.

Voor metselconstructies mag de methode in bijlage H worden gevolgd.

Voor andere constructies mogen de effecten van de aardbevingsbelasting worden vastgesteld door toepassing van de horizontale seismische kracht $F_{a;d}$ op de niet-seismische, constructieve elementen, die als volgt is gedefinieerd:

$$F_{a;d} = S_{a;d} \times W_a \quad (4.3.6.3.2)$$

waarbij:

$$S_{a;d} = a_{a;d} \times \frac{1}{q_a} \times \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{\left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2 \right)} - 0,5 \right] \text{ en } S_{a;d} \geq a_{g;d} \times \frac{1}{q_a} \quad (4.3.6.3.3)$$

waarin:

$F_{a;d}$ is de rekenwaarde van de horizontale seismische kracht, werkend in het centrum van de massa van het niet-seismische, constructieve element in de meest ongunstige richting;

W_a is het gewicht van het niet-seismische, constructieve element;

$S_{a;d}$ is de rekenwaarde van het spectrum, in g , op de betreffende hoogte aangrijpend op het niet-seismische, constructieve element;

$a_{g;d}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling, in g ;

- q_a is de elementgedragsfactor, $q_a = 1$ voor uitkragingen en $q_a = 2$ voor verticale overspanningen en kopgevels, [-];
- z is de hoogte van (het zwaartepunt van) de wand of het element voor zover gelegen boven de fundering of boven een als star te beschouwen kelder, in m;
- H is de hoogte van het gebouw voor zover gelegen boven de fundering of boven een als star te beschouwen kelder, in m;
- T_a is de fundamentele trillingsperiode van het niet-seismische, constructieve element volgens bijlage H;
- T_1 is de fundamentele trillingsperiode, gebruikmakend van secansstijfheid, van het gebouw in de relevante richting op basis van de in bijlage G beschreven methode, in s.

OPMERKING 2 Als conservatieve aanname kan T_a/T_1 gesteld worden op 1.

4.4 Beoordeling van de constructieve veiligheid

4.4.1 Algemeen

Daar waar in deze NPR de nadruk wordt gelegd op de beoordeling van de grenstoestand NC, volgt bij overschrijding daarvan volledige of gedeeltelijke instorting. Beoordeling mag plaatsvinden via controle van doorsneden, elementen of de gehele constructie.

4.4.2 Uiterste grenstoestand

4.4.2.1 Algemeen

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.

4.4.2.2 Voorwaarden voor de weerstand

Alle constructieve elementen, met inbegrip van verbindingen, moeten voldoen aan:

$$E_d \leq R_d \quad (4.27)$$

waarin:

- E_d is de rekenwaarde van de belasting, in de seismische ontwerpsituatie (zie 6.4.3.4 van NEN-EN 1990), indien nodig met inbegrip van eventuele tweede-orde-effecten. Herverdeling van buigende momenten is toegestaan volgens NEN-EN 1992-1-1, NEN-EN 1993-1-1 en NEN-EN 1994-1-1;
- R_d is de rekenwaarde van de weerstand van het element, berekend in overeenstemming met de regels die specifiek zijn voor het gebruikte materiaal, waarbij de karakteristieke waarden van materiaaleigenschappen f_k worden gedeeld door de partiële factor γ_m en de zo bepaalde weerstand van het element wordt gedeeld door de partiële factor γ_M , die in overeenstemming is met de mechanische modellen die betrekking hebben op het specifieke type constructief

systeem, zoals beschreven in de hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR en in andere relevante delen van de Eurocodes, waarbij:

$$R_d = R \{ f_k / \gamma_m \} / \gamma_M \quad (4.27a)$$

waarin:

γ_M is de partiële materiaalfactor, die ook modelonzekerheden en maatafwijkingen in aanmerking neemt, de waarde hiervan is gelijk aan 1,0;

γ_m is de partiële factor voor de materiaaleigenschappen, waarbij voor γ_m de waarde 1,0 kan worden aangehouden indien degradatie-effecten expliciet in rekening worden gebracht; indien degradatie-effecten niet expliciet in rekening worden gebracht, moeten de in de hoofdstukken 5 tot en met 9 beschreven waarden van γ_m worden aangehouden.

OPMERKING 1 De partiële factor voor de materiaaleigenschappen bij de bepaling van de weerstand van het element, γ_m , is niet bedoeld voor extra veiligheid maar om rekening te houden met de reductie in materiaalsterkte tijdens de aardbeving.

OPMERKING 2 In NEN-EN 1998-3 wordt, in tegenstelling tot NEN-EN 1998-1, de weerstand van een constructie tegen de effecten van een aardbevingsbelasting beoordeeld door het toetsen van optredende verplaatsingen aan verplaatsingseisen. Indien de betrouwbaarheid van de constructieve veiligheid bij het toepassen van een verplaatsingseis voldoende is onderbouwd, wat bijvoorbeeld kan door gebruikmaking van bijlagen F, G en H van deze NPR, wordt het toetsen van de verplaatsingen als een methode gezien die gelijkwaardig is.

OPMERKING 3 De formule $R_d = R \{ f_k / \gamma_m \} / \gamma_M$ komt overeen met formule (6.6) van NEN-EN 1990.

Er mag bij elastische verificatie (waarbij $q = 1$) worden volstaan met een veiligheidsfactor γ_M van 1,0.

Tweede-orde-effecten hoeven niet in rekening te worden gebracht indien voor alle bouwlagen wordt voldaan aan de voorwaarde in formule(4.28):

$$\theta_c = \frac{P_{\text{tot}} \times d_r}{V_{\text{tot}} \times h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

waarin:

θ_c is de coëfficiënt voor de gevoeligheid voor de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen;

P_{tot} is de massa op en boven de beschouwde bouwlaag in de seismische ontwerpsituatie;

d_r is de rekenwaarde van de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen, gelijk aan het verschil van de gemiddelde laterale verplaatsingen d_s aan de boven- en onderzijde van de beschouwde bouwlaag;

V_{tot} is de totale seismische afschuifkracht van de bouwlaag;

h is de hoogte tussen de bouwlagen (hart op hart).

Indien $0,1 < \theta_c \leq 0,2$, dan kunnen de tweede-orde-effecten worden benaderd door de relevante aardbevingsbelastingseffecten te vermenigvuldigen met een factor gelijk aan $1/(1 - \theta_c)$.

De waarde van de coëfficiënt θ_c moet kleiner zijn dan of gelijk zijn aan 0,3.

Indien de rekenwaarde van de belastingeffecten E_d wordt bepaald door middel van een niet-lineaire rekenmethode (zie 4.3.4.4), dan mag formule (4.27) alleen worden toegepast voor brosse elementen.

Voor energiedissipatiezones van elementen die zijn ontworpen en gedetailleerd op ductiliteit, richt formule (4.27) zich op de vervormingen van het element (bijvoorbeeld: plastisch scharnier of aslijnrotaties), rekening houdend met materiaalgebonden partiële veiligheidsfactoren, toe te passen op de vervormingscapaciteit van de elementen.

Bij aardbevingen hoeft niet op vermoeiing te worden gecontroleerd.

4.4.2.3 Globale en lokale ductiliteitsvoorwaarden

Gecontroleerd moet worden of de beschikbare ductiliteit voor zowel de bouwconstructie als onderdelen daarvan voldoende groot is. De benodigde ductiliteit hangt af van het gekozen systeem en de gedragsfactor (q).

Er moet worden voldaan aan specifieke materiaalgerelateerde eisen, zoals gedefinieerd in hoofdstuk 5 tot en met 9. Deze eisen gelden, voor zover aangegeven, met inbegrip van maatregelen met betrekking tot de capaciteitgerelateerde eisen met als doel om de hiërarchie van de weerstand te bepalen van de verscheidene constructieve elementen, die noodzakelijk is om de beoogde configuratie van plastische scharnieren te waarborgen en om brosse bezwijkmogelijkheden te vermijden.

In gebouwen met twee of meer bouwlagen moet de vorming van een plastisch mechanisme bij een zwakke bouwlaag worden voorkomen, omdat een dergelijk mechanisme mogelijk kan leiden tot buitengewone lokale ductiliteitseisen in de verticale dragende elementen van de zwakke bouwlaag. Tenzij anders gespecificeerd in de hoofdstukken 5 tot en met 9, moet, om aan deze eis te voldoen, aan de volgende voorwaarde zijn voldaan voor alle verbindingen met primaire of secundaire seismische liggers en primaire seismische verticale dragende elementen in raamwerkgebouwen met twee of meer bouwlagen:

$$\sum M_{Rc;d} \geq 1,3 \times \sum M_{Rb;d} \quad (4.29)$$

waarin:

$\sum M_{Rc;d}$ is de som van de rekenwaarden van de buigweerstand van de verticale dragende elementen die samenkomen in de verbinding. De laagste waarde van de buigweerstand van het verticale element binnen het interval van de verticale normaalkrachten die zich voordoen bij de seismische ontwerpsituatie, moet worden gebruikt in formule (4.29);

$\sum M_{Rb;d}$ is de som van de ontwerpwaarden van de buigweerstand van de liggers die samenkomen in de verbinding. Wanneer verbindingen met gereduceerde buigweerstand worden gebruikt, moeten de maximaal hierbij optredende momenten in deze verbindingen in rekening worden gebracht bij de berekening van $\sum M_{Rb;d}$.

OPMERKING Een rigoureuze interpretatie van formule (4.29) vereist de berekening van de momenten in het middelpunt van de verbinding. Deze momenten stemmen overeen met de rekenwaarden van het weerstandsmoment van de verticale dragende elementen of liggers ter plaatse van de buitenste zijden van de verbinding, plus een geschikt aandeel voor de momenten ten gevolge van afschuiving op de verbindingvlakken. Echter, het verlies aan nauwkeurigheid is beperkt en de bereikte vereenvoudiging is aanzienlijk ingeval vergroting van de respons als gevolg van afschuiving wordt verwaarloosd. Deze aanpak wordt acceptabel geacht.

De eis geformuleerd in formule (4.29) is van toepassing in de twee verticale vlakken waarin buigende momenten optreden, die, in gebouwen met loodrecht op elkaar gepositioneerde raamwerken, zijn gedefinieerd door deze twee richtingen. Aan de eis moet worden voldaan voor beide richtingen van de

optredende belasting (positief en negatief) waarin liggarmomenten optreden ter plaatse van de verbinding, met de momenten van de verticale dragende elementen altijd tegengesteld aan de liggarmomenten. Indien het constructieve systeem een raamwerk of een vergelijkbaar systeem is in slechts een van de twee horizontale hoofdrichtingen van het constructieve systeem, dan moet aan de eis van formule (4.29) zijn voldaan voor alleen het verticale vlak door die richting.

Deze eis is niet van toepassing op de bovenste bouwlaag van een gebouw met meerdere bouwlagen.

Aan de eis van formule (4.29) is voldaan indien aan de volgende voorwaarden is voldaan:

- de plastische mechanismen, die zijn vastgesteld gebruikmakend van de push-over-berekening, zijn toereikend,
- de eisen met betrekking tot zowel de globale, de tussen bouwlagen aanwezige en lokale ductiliteit en vervormingen voortvloeiend uit de push-over-berekening (met verschillende horizontale belastingspatronen), overschrijden niet de bijbehorende capaciteiten, en
- brosse elementen blijven in de elastische fase.

4.4.2.4 Stabiliteit van het gebouw

Het gebouw moet stabiel zijn bij de aardbevingsbelasting, zoals gespecificeerd in 6.4.3.4 van NEN-EN 1990. De stabiliteit ten aanzien van kantelen en glijden moet worden beschouwd in het kader van de mogelijke volledige instorting van het gebouw.

In bijzondere situaties mag de stabiliteit van het gebouw op basis van een energiebalans worden bepaald, of op basis van geometrisch niet-lineaire methoden waarbij de aardbevingsbelasting wordt gedefinieerd als aangegeven in 3.2.3.1.

4.4.2.5 Sterkte van de horizontale schijfvormige elementen

Schijven en schoorconstructies in de horizontale vlakken moeten de effecten ten gevolge van de seismische ontwerpbelasting met voldoende oversterkte kunnen overdragen op de systemen die weerstand bieden aan de zijdelingse belasting waarmee ze in verbinding staan.

Hieraan wordt voldaan indien bij het bepalen van de belastingseffecten in de schijf, dan wel de schoorconstructie, bij de relevante weerstandsvergelijking de aardbevingsbelastingen zijn vermenigvuldigd met een belastingsfactor γ_d gelijk aan:

- $\gamma_d = 1,3$ voor bros bezwijkgedrag, zoals bij afschuiving in schijven van beton;
- $\gamma_d = 1,1$ voor ductiel bezwijkgedrag.

4.4.2.6 Stabiliteit van de fundering

Het funderingssysteem moet voldoen aan hoofdstuk 10 van deze NPR.

De belastingseffecten voor de funderingselementen moeten worden afgeleid op basis van capaciteitgerelateerde ontwerpoverwegingen, waarbij rekening wordt gehouden met de mogelijke ontwikkeling van oversterkte. Echter, deze waarden hoeven niet groter te zijn dan de belastingseffecten die overeenstemmen met de respons van de constructie onder de seismische ontwerpsituatie op basis van elastisch gedrag ($q = 1,0$). Verder zijn capaciteitgerelateerde overwegingen niet noodzakelijk indien:

- 1) de belastingeffecten voor de fundering niet bedoeld onder 2) zijn bepaald op basis van de gedragsfactor q die van toepassing is op dissipatieve constructies;
- 2) voor funderingen van individuele verticale elementen (wanden of kolommen) de rekenwaarden van de belastingeffecten E_{Fd} op de funderingen als volgt zijn afgeleid:

$$E_{Fd} = E_{F;G} + \gamma_{Rd} \times \Omega \times E_{F;E} \quad (4.30)$$

waarin:

γ_{Rd} is de partiële factor verbonden met de onzekerheid van het weerstandsmodel (1,0 voor $q \leq 3$, en 1,2 voor $q > 3$);

$E_{F;G}$ is het belastingeffect ten gevolge van de niet-aardbevingsbelastingen die deel uitmaken van de belastingscombinatie behorend bij de seismische ontwerpsituatie (zie 6.4.3.4 van NEN-EN 1990);

$E_{F;E}$ is het belastingeffect volgend uit de berekening van de seismische ontwerpbelasting;

Ω is de waarde van $(R_{d;i} / E_{d;i}) \leq q$ van de dissipatieve zone of van het element i van de constructie met de grootste invloed op het beschouwde effect E_F ;

waarin:

$R_{d;i}$ is de rekenwaarde van de weerstand van de zone of van het element i ;

$E_{d;i}$ is de rekenwaarde van het belastingeffect op de zone of op het element i in de seismische ontwerpsituatie.

Met betrekking tot het vaststellen van de waarde van Ω geldt:

- Voor de funderingen van constructieve wanden of van kolommen van momentvaste raamwerken is Ω de laagste waarde van de verhouding M_{Rd} / M_{Ed} in de twee loodrechte hoofdrichtingen op de laagste dwarsdoorsnede waar een plastisch scharnier zich kan ontwikkelen in het verticale element tijdens de seismische ontwerpsituatie.
- Voor de funderingen van kolommen van concentrisch geschoorde raamwerken is Ω de minimumwaarde van de verhouding $N_{pl;Rd} / N_{Ed}$ over alle trekdiagonalen van het geschoorde raamwerk.
- Voor de funderingen van kolommen van excentrisch geschoorde raamwerken is Ω het minimum van de volgende twee waarden: de minimumverhouding $V_{pl;Rd} / V_{Ed}$ voor alle korte seismische verbindingen en de minimumverhouding $M_{pl;Rd} / M_{Ed}$ voor alle intermediaire en lange verbindingen in het geschoorde raamwerk.
- Voor funderingen met meer dan één verticaal element (funderingsstroken, poeren, funderingsplaten, enz.) is de waarde van Ω gebruikt in formule (4.30) afgeleid voor het verticale element met de grootste horizontale dwarskracht in de seismische ontwerpsituatie, of, als alternatief, kan in formule (4.30) een waarde $\Omega = 1$ worden gebruikt, waarbij gelijktijdig de waarde van de partiële factor verbonden met de onzekerheid van het weerstandsmodel (oversterktefactor) γ_{Rd} wordt verhoogd naar 1,4.

4.5 Toepassing trillingsisolatie

Door het gebouw via een trillingsisolatiesysteem met de fundering te verbinden kan ervoor worden gezorgd dat de bewegingen van de constructie sterk worden verminderd en geheel elastisch kunnen worden opgenomen ($q = 1$). In hoofdstuk 10 van NEN-EN 1998-1 worden hiervoor nadere bepalingen gegeven.

Aangeraden wordt de in 10.3(2)P van NEN-EN 1998-1 aanbevolen waarde voor de vergrotingsfactor γ_x te hanteren.

OPMERKING Bepaling 10.3(2)P van NEN-EN 1998-1 bevat een nationaal in te vullen parameter (NDP) voor de vergrotingsfactor γ_x , die voor Nederland hiermee op 1,2 is gesteld.

4.6 Beoordeling en maatregelen bestaande bouw, aanvullende bepalingen

4.6.1 Algemeen

Voor de beoordeling van bestaande bouw in het algemeen wordt verwezen naar NEN-EN 1998-3. Ten aanzien van de NDP's in NEN-EN 1998-3 geldt het volgende:

- a) Alle bijlagen zijn informatief.
- b) De definities voor de inspectieniveaus moeten worden aangehouden.
- c) De beperking van $\rho / \rho_{\max}$ is niet van toepassing.

De rekenwaarde van de weerstand van een onderdeel van de bouwconstructie moet zijn bepaald als beschreven in 4.4.2.2.

De kennisfactoren als bedoeld in 3.3.1 van NEN-EN 1998-3 worden op 1,0 gesteld.

OPMERKING Datgene wat in NEN-EN 1998-3 met de kennisfactoren is beoogd, is in deze NPR op andere wijze verwerkt. Daarom wordt er niet gewerkt met de systematiek van de kennisfactoren en wordt voor alle kennisfactoren de getalwaarde 1,0 aangehouden.

4.6.2 Beoordeling van een individueel bestaand gebouw

Voor het vaststellen van de aardbevingsbestendigheid van individuele gebouwen moet een berekening worden uitgevoerd met een van de methoden in deze NPR. Ten behoeve van een dergelijke berekening is het noodzakelijk om te beschikken over informatie over het gebouw. Bijlage A geeft een inspectieprotocol, waarin wordt beschreven welke informatie van gebouwen op welke wijze kan worden verzameld.

4.6.3 Beoordeling van een groep bestaande gebouwen

Voor het vaststellen van de aardbevingsbestendigheid van een groep gebouwen en de prioritering van te nemen maatregelen moet worden vastgesteld welke gebouwen gedetailleerd onderzoek behoeven en/of welke gebouwen versterkingsmaatregelen behoeven. Voor de prioritering van de aanpak kan gebruik worden gemaakt van een op veiligheidsrisico's gebaseerde prioriteringsstrategie. Bijlage C van deze NPR geeft hiervoor een mogelijke invulling.

4.6.4 Mogelijke maatregelen voor bestaande gebouwen

De volgende te nemen maatregelen, voortvloeiend uit een constructieve risicoanalyse van bestaande gebouwen, kunnen worden onderscheiden (oplopend naar complexiteit en impact):

- a) reductie van risico's door versterking van schoorstenen en dergelijke;
- b) koppelen van vloeren aan wanden;
- c) verbeteren van schijfwerking in constructies;
- d) versterken van bestaande wanden;
- e) verplaatsen dan wel toevoegen van verstijvende wanden;
- f) versterken van de fundering;
- g) sloop, eventueel aangevuld door vervangende nieuwbouw.

OPMERKING 1 Elk van deze maatregelen behoort binnen de kaders van deze NPR te worden beschouwd.

OPMERKING 2 In bijlage B zijn enkele handreikingen opgenomen ten aanzien van algemeen inzetbare en direct uitvoerbare versterkingsmaatregelen.

5 Specifieke regels voor betonconstructies

5.1 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw

5.1.1 Algemeen

Bepalingen van hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	Onderwerp
5.2.1(5)P	Geografische beperkingen voor het gebruik van ductiliteitsklassen voor gebouwen van beton
5.2.2.2(10)	q_0 -waarde voor gebouwen van beton indien een speciaal kwaliteitsborgingsplan van toepassing is
5.2.4(3)	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van beton voor het seismisch ontwerp
5.4.3.5.2(1)	Minimumdwarskrachtwapeningsratio in grote, licht gewapend betonnen wanden
5.8.2(3)	Minimumafmetingen van de doorsnede van funderingsbalken
5.8.2(4)	Minimumdikte en minimumwapeningspercentage van betonnen funderingsplaten
5.8.2(5)	Minimumwapeningspercentage van betonnen funderingsbalken
5.11.1.3.2(3)	Ductiliteitsklasse van elementen van geprefabriceerd beton
5.11.1.4(1)	Reductiefactoren k_p voor q -factoren voor constructies van geprefabriceerd beton
5.11.1.5(2)	Aardbevingsbelasting tijdens de montage van geprefabriceerde constructies
5.11.3.4(7) e)	Minimumpercentage langswapening in verticale voegen tussen geprefabriceerde wandelementen

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1 het hierna bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 **5.2.1 Energiedissipatiecapaciteit en ductiliteitsklassen**

(5)P

Ductiliteitsklassen DCM (gemiddeld energiedissiperend vermogen) en DCH (hoog energiedissiperend vermogen) mogen overal worden toegepast. Voor constructies van nieuw te bouwen en geheel te vernieuwen gebouwen mogen, in het geval $a_{g;d}$ groter is dan $0,2 g$, uitsluitend constructies worden toegepast die of voldoen aan de eisen behorende bij de ductiliteitsklasse DCM of voldoen aan de eisen van de ductiliteitsklasse DCH.

NEN-EN 1998-1 5.2.2.2 Gedragsfactoren voor horizontale aardbevingsbelastingen

- (10) De q_0 -factoren behoren niet te worden verhoogd indien een speciaal kwaliteitsborgingsplan van toepassing is.

NEN-EN 1998-1 5.2.4 Toetsing van de constructieve veiligheid

- (3) De waarden van γ_m volgens 4.4.2.2 van deze NPR (γ_c en γ_s in NEN-EN 1992-1-1) moeten aan tabel 5.1 van deze NPR zijn ontleend.

Tabel 5.1 — Partiële factoren voor materialen voor uiterste grenstoestanden

Ontwerpsituaties	$\gamma_m (\gamma_c)$ voor beton	$\gamma_m (\gamma_s)$ voor betonstaal	$\gamma_m (\gamma_s)$ voor voorspanstaal
	–	–	–
Seismisch	1,5	1,15	1,1

OPMERKING De partiële factoren zijn mede bedoeld om, zoals in 4.4.2.2 is beschreven, rekening te houden met degradatie van de sterkte als gevolg van cyclische vervormingen volgens de aanbeveling in 5.2.4(3) van NEN-EN 1998-1.

NEN-EN 1998-1 5.4.3.5.2 Dwarskrachtweerstand

- (1) De waarde van $\rho_{w,min}$ moet gelijk aan $0,002 A_c$ zijn genomen.

OPMERKING De waarde van $\rho_{w,min}$ is gelijk genomen aan de aanbevolen waarde in 9.6.2(1) van NEN-EN 1992-1-1 en is daarmee hoger dan de waarde in 9.6.2(1) van de nationale bijlage van NEN-EN 1992-1-1.

NEN-EN 1998-1 5.8.2 Verbindingsbalken en funderingsbalken

- (3) De waarde van $b_{w,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,25 m.

De waarde van $h_{w,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,4 m voor gebouwen met maximaal drie bouwlagen boven het maaiveld.

De waarde van $h_{w,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,5 m voor gebouwen met meer dan drie bouwlagen boven het maaiveld.

- (4) De waarde van t_{min} moet gelijk zijn genomen aan 0,2 m.

De waarde van $\rho_{s,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,2 %.

- (5) De waarde van $\rho_{b,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 0,4 %.

NEN-EN 1998-1 5.11.1.3.2 Energiedissipatie

- (3) Voor nieuw te bouwen gebouwen van geprefabriceerd beton mogen, in het geval dat $a_{g,d}$ groter is dan 0,2 g , uitsluitend constructies worden toegepast die voldoen aan de eisen behorende bij de ductiliteitsklassen DCM en DCH.

OPMERKING Het gestelde bij 5.2.1(5)P van NEN-EN 1998-1 is dus onverkort van toepassing op constructies van geprefabriceerd beton.

NEN-EN 1998-1 5.11.1.4 Gedragsfactoren

- (1) De waarde van k_p moet gelijk zijn genomen aan 1,0 voor constructies met verbindingen volgens 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 of 5.11.2.1.3 van NEN-EN 1998-1.

De waarde van k_p moet gelijk zijn genomen aan 0,5 voor constructies met andere verbindingen.

NEN-EN 1998-1 5.11.1.5 Toetsing van de montagefase

- (2) De waarde van A_p moet gelijk zijn genomen aan 30 %.

NEN-EN 1998-1 5.11.3.4 Geprefabriceerde wanden met verdiepingshoge elementen

- (7) De waarde van $\rho_{c,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 1 %.

5.1.2 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Materiaaleigenschappen

Voor de bepaling van de krachtsverdeling ten gevolge van de belastingscombinatie met aardbevingsbelasting mag bij de toepassing van niet-lineaire methoden volgens 4.3.3.4 van NEN-EN 1998-1 zijn uitgegaan van gemiddelde materiaaleigenschappen voor het beton en het staal.

De gemiddelde waarden van de materiaaleigenschappen voor beton mogen zijn ontleend aan tabel 3.1 van NEN-EN 1992-1-1, waarbij voor de spanning-rekrelatie van beton onder druk mag worden uitgegaan van 3.1.5 van NEN-EN 1992-1-1. Aan de trekzijde mag deze spanning-rekrelatie worden uitgebreid met een lineaire tak tot een spanning van $\frac{2}{3} \times f_{ctm}$, gevolgd door een lineaire treksofteningtak tot een rek van 0,1 %.

OPMERKING Met de beschreven trek-softeningtak wordt in het algemeen een voldoende nauwkeurige moment-krommingsrelatie verkregen voor gewapende doorsneden die op buiging (en normaalrukkracht) worden belast. De rek van 0,1 % aan het einde van de trek-softeningtak is ontleend aan [5.1].

De gemiddelde waarden van de materiaaleigenschappen voor betonstaal mogen worden ontleend aan een spanning-rekrelatie van betonstaal volgens het geschematiseerde diagram in 3.2.7 van NEN-EN 1992-1-1, met de volgende modificaties:

— een eerste tak tot een spanning $1,1 \times f_{yk}$ met een bijbehorende rek van $1,1 \times f_{yk} / E_s$;

— een hellende bovenste tak tot een spanning $1,1 \times k \times f_{yk}$ met een bijbehorende rek ε_{uk} waarbij:

$$k = (f_t / f_y) \quad (5.1)$$

5.2 Verbouw

Voor het beoordelen van betonconstructies bij verbouw gelden de methoden die zijn beschreven in 5.1. Daar waar sprake is van bestaande betonconstructies, kunnen de eigenschappen worden ontleend aan 5.3.2. Nadere aanwijzingen voor het versterken van betonconstructies zijn opgenomen in bijlage B van deze NPR en bijlage A van NEN-EN 1998-3.

5.3 Beoordeling bestaande bouw

5.3.1 Algemeen

Voor het beoordelen van bestaande betonconstructies gelden de methoden die zijn beschreven in 5.1.

5.3.2 Materiaaleigenschappen

Voor het beoordelen van de constructieve veiligheid van bestaande betonconstructies moet gebruik worden gemaakt van NEN 8700.

OPMERKING In de diverse voorgaande edities van NEN-EN 1992-1-1 zijn andere kwaliteitsaanduidingen voor beton en betonstaal gebruikt. In bijlage 3 van [5.2] zijn tabellen opgenomen waarin een conversie is opgenomen van deze oude kwaliteitsaanduidingen naar aanduidingen en/of beschrijvingen die bij gebruik van NEN-EN 1992-1-1 kunnen worden toegepast.

6 Specifieke regels voor staalconstructies

6.1 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw

Bepalingen van hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	Onderwerp
6.1.2(1)P	Bovengrens voor de q -waarde voor laag-dissipatief constructiegedrag
6.1.3(1)P	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal voor het seismisch ontwerp
6.2(3)	Factor voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal ten behoeve van het capaciteitsontwerp van gebouwen van staal
6.2(7)	Informatie over hoe NEN-EN 1993-1-10 mag worden gebruikt bij het seismisch ontwerp
6.5.5(7)	Verwijzing naar aanvullende regels voor geaccepteerd ontwerp van verbindingen ³⁾
6.7.4(2)	Na-kritische weerstand van op druk belaste diagonalen in stalen raamwerken met V-verbanden

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1 het hierna bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

3) Dit is een letterlijke vertaling uit het Engels. Een betere tekst in het Engels zou zijn: 'Reference to complementary rules for joint design'. 'Joint' wordt gebruikt in NEN-EN 1993-1-8.

NEN-EN 1998-1 6.1.2 Ontwerpconcepten

- (1)P De bovengrens voor de q -waarde voor laag-dissipatief constructiegedrag moet worden gesteld op 1,5.

Voor nieuw te bouwen constructies mag in het toepassingsgebied van deze NPR, waar de piekgrondversnelling op maaiveld, bepaald volgens de NPR 9998-webtool, kleiner dan of gelijk is aan 0,2 g , ductiliteitsklasse DCL worden toegepast, waarbij de q -waarde niet groter dan $q = 1,5$ mag worden genomen.

Voor nieuw te bouwen constructies mogen in het toepassingsgebied van deze NPR, waar de piekgrondversnelling op maaiveld, bepaald volgens de NPR 9998-webtool, groter is dan 0,2 g , de ductiliteitsklassen DCM en DCH worden toegepast.

Een bestaande constructie mag zijn ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL.

NEN-EN 1998-1 6.1.3 Toetsing van de constructieve veiligheid

- (1)P Om de mogelijke degradatie door wisselend deformeren van staal in rekening te brengen moet de partiële factor voor staal $\gamma_m = 1,00$ worden gebruikt.

OPMERKING 1 Er is geen gevaar voor degradatie door wisselend deformeren van staal bij de in deze NPR bedoelde aardbevingen, waardoor $\gamma_m = 1,00$ mag worden aangehouden.

OPMERKING 2 In NEN-EN 1993-1-1 is γ_m zoals gebruikt in deze NPR aangeduid als γ_M .

NEN-EN 1998-1 6.2 Materialen

- (3) Voor de factor γ_{ov} voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal moet de waarde $\gamma_{ov} = 1,25$ worden gebruikt.
- (7) Ten aanzien van het gebruik van NEN-EN 1993-1-10 bij het maken van een seismisch ontwerp is geen nadere informatie gegeven.

NEN-EN 1998-1 6.5.5 Ontwerpregels voor verbindingen in dissipatieve zones

- (7) Er is geen nadere informatie gegeven.

OPMERKING Voor het ontwerpen van verbindingen in dissipatieve zones wordt verwezen naar [6.1].

NEN-EN 1998-1 6.7.4 Liggers en kolommen

- (2) Voor de factor γ_{pb} , voor het in rekening brengen van de na-kritische weerstand van een op druk belaste diagonaal in een stalen raamwerk met V-verbanden, mag niet meer dan onderstaande waarde in rekening worden gebracht:

$$\gamma_{pb} = 0,5 \times \frac{N_{b;Rd}}{N_{pl;Rd}} \quad (6.1)$$

waarin:

γ_{pb} is de factor voor de benadering van de sterkte nadat knik is opgetreden in diagonalen die op druk worden belast;

$N_{b;Rd}$ is de rekenwaarde van de knikweerstand van de op druk belaste diagonaal, berekend volgens 6.3.1 van NEN-EN 1993-1-1;

$N_{pl;Rd}$ is de ontwerpsterkte van de diagonaal.

6.2 Verbouw

Bij verbouw geldt 6.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.4 van deze NPR. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

6.3 Beoordeling bestaande bouw

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 6.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.4 van deze NPR en de waarden uit NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

7 Specifieke regels voor staal-betonconstructies

7.1 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw

Bepalingen van hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	Onderwerp
7.1.2(1)P	Bovengrens voor de q -waarde voor laag-dissipatief constructiegedrag
7.1.3(1)P	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal-beton voor het seismische ontwerp
7.1.3(3)	Partiële factoren voor materialen voor gebouwen van staal-beton voor het seismische ontwerp
7.1.3(4)	Factor voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal ten behoeve van het capaciteitsontwerp van gebouwen van staal-beton
7.7.2(4)	Reductiefactor voor de stijfheid van het betongedeelte van een doorsnede van een staal-betonkolom

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-1 het hierna bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 **7.1.2 Ontwerpconcepten**

- (1)P De bovengrens voor laag-dissipatief constructiegedrag moet worden gesteld op 1,5.

Voor nieuw te bouwen constructies mag in het toepassingsgebied van deze NPR, waar de piekgrondversnelling op maaiveld, bepaald volgens de NPR 9998-webtool, kleiner dan of gelijk is aan $0,2 g$, ductiliteitsklasse DCL worden toegepast, waarbij de q -waarde niet groter dan $q = 1,5$ mag worden genomen.

Voor nieuw te bouwen constructies mogen in het toepassingsgebied van deze NPR, waar de piekgrondversnelling op maaiveld, bepaald volgens de NPR 9998-webtool, groter is dan $0,2 g$, de ductiliteitsklassen DCM en DCH worden toegepast.

NEN-EN 1998-1 **7.1.3 Toetsing van de constructieve veiligheid**

- (1)P, (3) Voor beton, betonstaal en voorspanstaal moeten de waarden van γ_m volgens 4.4.2.2 van deze NPR (γ_c en γ_s in NEN-EN 1994-1-1) worden ontleend aan tabel 7.1 van deze NPR.

Tabel 7.1 — Partiële factoren voor materialen voor uiterste grenstoestanden

Ontwerpsituaties	$\gamma_m (\gamma_c)$ voor beton	$\gamma_m (\gamma_s)$ voor betonstaal	$\gamma_m (\gamma_s)$ voor voorspanstaal
	–	–	–
Seismisch	1,5	1,15	1,1

OPMERKING 1 De partiële factoren voor de seismische ontwerpsituatie zijn gelijkgesteld aan de partiële factoren voor blijvende en tijdelijke situaties om rekening te houden met de reductie in sterkte als gevolg van cyclische vervormingen volgens de aanbeveling in 5.2.4(1) en 6.1.3(1)P.

Om de mogelijke degradatie door wisselend deformeren van staal in rekening te brengen moet de partiële factor voor staal $\gamma_m = 1,00$ worden gebruikt.

OPMERKING 2 Er is geen gevaar voor degradatie door wisselend deformeren van staal-beton bij de in deze NPR bedoelde aardbevingen, waardoor $\gamma_m = 1,00$ mag worden aangehouden.

OPMERKING 3 In NEN-EN 1994-1-1 is γ_m zoals gebruikt in deze NPR aangeduid als γ_M .

- (4) Voor de factor γ_{ov} voor het in rekening brengen van de oversterkte van het materiaal staal moet de waarde $\gamma_{ov} = 1,25$ worden gebruikt.

NEN-EN 1998-1 7.7.2 Analyse

- (4) Voor de reductiefactor r voor de stijfheid van het betongedeelte van een doorsnede van een staal-betonkolom moet een waarde van $r = 0,5$ worden aangehouden

7.2 Verbouw

Bij verbouw geldt 7.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.4 van deze NPR. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

7.3 Beoordeling bestaande bouw

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 7.1. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.4 van deze NPR en de waarden uit NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

8 Specifieke regels voor houtconstructies

8.1 Algemeen

Aardbevingen zijn zeer kort durende belastingen waarop het materiaal hout relatief sterk en stijf reageert. In verband daarmee worden de in NEN-EN 338 en NEN-EN 14080 gegeven E -moduli $E_{0,mean}$ en $E_{0,05}$ met 1,1 vermenigvuldigd. Voor de in rekening te brengen modificatiefactoren gelden de waarden uit tabel 3.1 van NEN-EN 1995-1-1, behorend bij de belastingsduurklasse 'zeer kort'.

Voor constructies ingedeeld in de ductiliteitsklassen DCM of DCH wordt een materiaalfactor $\gamma_m = 1,0$ toegepast.

OPMERKING 1 In 8.6 van NEN-EN 1998-1 wordt γ_m zoals gebruikt in deze NPR aangeduid als γ_M .

Voor constructies ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL gelden, volgens 8.6 van NEN-EN 1998-1, de in NEN-EN 1995-1-1 aangegeven materiaalfactoren die horen bij de fundamentele belastingscombinaties.

De waarden voor γ_M zijn in 4.4.2.2 van deze NPR gegeven.

Hout is een licht materiaal. Daardoor moeten er verticale koppelingen aanwezig zijn voor het opnemen van de horizontale aardbevingsbelastingen (voorkomen van kantelen).

OPMERKING 2 Deze koppelingen zijn ook nodig om horizontale windbelastingen op te kunnen nemen.

Indien hout wordt belast, zal het uiteindelijk bros dan wel taai bezwijken, zoals gegeven in tabel 8.1 van deze NPR.

Tabel 8.1 — Bezwijkgedrag van hout

Belasting	Bezwijkgedrag	Uitwerking
Buiging	Bros	Ongunstig
Afschuiving	Bros	Ongunstig
Druk (zowel evenwijdig aan als loodrecht op de vezel)	Taai	Gunstig
Trek (zowel evenwijdig aan als loodrecht op de vezel)	Bros	Ongunstig

Vaak zijn in houtconstructies verbindingen noodzakelijk. Verbindingen in hout zullen bij belasten uiteindelijk bros dan wel taai bezwijken, zoals gegeven in tabel 8.2 van deze NPR. Indien deze verbindingen elementen verbinden die dusdanig worden belast dat deze elementen bros zouden bezwijken, dan moeten de verbindingen potentieel taai zijn en zo worden ontworpen dat deze maatgevend zijn. Dit wordt bewerkstelligd door de materiaaleigenschappen voor bros bezwijkende onderdelen, bijvoorbeeld elementen als liggers, te bepalen met de materiaalfactor $\gamma_m = 1,5$. Verbindingen die niet voldoen aan de voorwaarden met betrekking tot de dikte van de houten elementen, volgens tabel 8.2, moeten worden aangemerkt als bros bezwijkend.

OPMERKING 3 Bovenstaande heeft tot gevolg dat in constructies in de ductiliteitsklassen DCM en DCH de bros bezwijkende elementen een (aanzienlijke) overcapaciteit te zien geven terwijl dit in ductiliteitsklasse DCL minder het geval is.

Tabel 8.2 — Bezwijkgedrag van houtverbindingen

Type verbinding ^a	Bezwijkgedrag
Gelijmde verbindingen	Bros
Ringdeuvels	Bros
Kramplaten	Taai
Hout-op-houtverbindingen met stiftvormige verbindingsmiddelen, waarbij de dikte van de houten delen voldoet aan: $t \geq 1,4 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$	Taai
Enkelzijdige of dubbelzijdige staal-op-houtverbindingen met een dunne staalplaat, waarbij de dikte van het hout voldoet aan: $t \geq 1,4 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$	Taai
Enkelzijdige of dubbelzijdige staal-op-houtverbindingen met een dikke staalplaat, waarbij de dikte van het hout voldoet aan: $t \geq 1,65 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}}$	Taai
Staal-in-houtverbindingen met een enkele inwendige staalplaat, waarbij de totale houtdikte voldoet aan: $t \geq \left(1,65 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}} \right) + t_s$	Taai
Staal-in-houtverbindingen met twee of meer inwendige staalplaten, waarbij de totale houtdikte voldoet aan: $t \geq \left((n + 1) \times 1,65 \times d \times \sqrt{\frac{f_y}{f_h}} \right) + t_s \times n$	Taai
Timmermansverbindingen met als maatgevend bezwijkmechanisme:	
– Indrukking	Taai
– Trek	Bros
– Afschuiving	Bros
^a In deze tabel hebben de gebruikte symbolen de volgende betekenis: t houtdikte, in mm; f_y materiaalvloeigrens van het stiftvormige verbindingsmiddel, in N/mm ² ; f_h stuiksterkte van het hout, in N/mm ² ; t_s staalplaatdikte, in mm; d diameter van het stiftvormige verbindingsmiddel, in mm; n aantal inwendige staalplaten.	

Verbindingen met twee of meer bouten/deuvels waarbij de diameter d voldoet aan het gestelde in formule (8.1), moeten loodrecht op de vezel worden gewapend met voldraadse schroeven (één per bout/deuvel).

$$6 \leq d \leq 12 \quad (8.1)$$

waarin:

d is de diameter van de bout of deuvel, in mm.

Verbindingen met veel draadnagels (meer dan 10 draadnagels achter elkaar in de vezelrichting) vertonen niet per definitie taai bezwijkgedrag. Het is van belang deze verbindingen te controleren op schijf- en blokafschuiving volgens bijlage A van NEN-EN 1995-1-1. Indien schijf- en blokafschuiving maatgevend is, moet de verbinding, toegepast in bijvoorbeeld de verankeringen, worden ontworpen met $\gamma_m = 1,6$ om bros bezwijken te voorkomen.

OPMERKING 4 In $\gamma_m = 1,6$ is de vereiste oversterkte verwerkt.

8.2 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw

8.2.1 Algemeen

Aardbevingsbestendige houten gebouwen moeten worden ontworpen overeenkomstig een van de volgende concepten:

- a) met energie absorberend gedrag,
- b) met een laag energie absorberend gedrag.

In concept b worden de belastingeffecten berekend op basis van een elastische berekening zonder niet-lineair materiaalgedrag in rekening te brengen. Indien gebruik wordt gemaakt van het ontwerpspectrum beschreven in 3.2 mag de gedragsfactor q niet groter dan 1,5 worden aangehouden. De weerstand van de elementen en verbindingen moeten gecontroleerd worden overeenkomstig NEN-EN 1995-1-1 met inachtneming van de aanvullingen in L.8. Dit concept is omschreven als ductiliteitsklasse L ('low') en is alleen geschikt voor bepaalde constructietypen, zie tabel 8.3.

Bepalingen van hoofdstuk 8 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	Onderwerp
8.3(1)P – tabel 8.1	Ductiliteitsklassen voor houten gebouwen

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 8 van NEN-EN 1998-1 het hierna bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 **8.3 Ductiliteitsklassen en gedragsfactoren**

- (1)P Voor nieuw te bouwen constructies wordt geadviseerd ductiliteitsklassen DCM en DCH aan te houden.

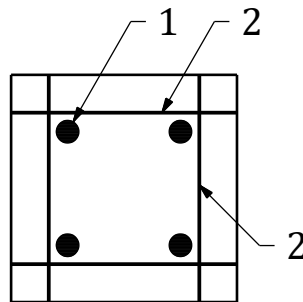
In tabel 8.3 van deze NPR zijn de overeenstemmende bovengrenswaarden van de gedragsfactoren q aangeduid. Deze tabel is slechts geldig als volgens tabel 8.2 de verbindingen als taai zijn aan te merken.

OPMERKING 1 De in de tabellen 8.3 en 8.4 van deze NPR aangegeven waarden voor q voor DCM en DCH mogen worden vermenigvuldigd met de waarde volgens 3.2.2.2.3.

Tabel 8.3 — Ductiliteitsklassen met voorbeelden

Ductiliteitsklassen van de constructie	Gedragsfactor q	Voorbeelden
DCL	1,5	Uitkragende constructies, balken, boogconstructies met twee of drie scharnierende verbindingen, driescharnierspanten met gebogen of geknikte hoek voorzien van volledoorsnedevingerlassen, rechte liggers met volledoorsnedevingerlassen, vakwerkspanten verbonden met kramplaten, Constructies met op essentiële punten verbindingen met ring- en/of plaatdeuvels niet voorzien van 'wapening' loodrecht op de houtvezel, Timmermansverbindingen waarvan de koppeling tussen de elementen voldoende is gewaarborgd.
DCM	2	Gelijmde panelen, vastgezet met nagels en bouten ^a Genagelde wandpanelen met genagelde, geniete, of geschroefde wandschijven van gipsvezelplaat (houtskeletbouw) Vakwerken met deuvels en bouten Constructies met portalen met niet-dragende geboute, genagelde of geschroefde 'infill frames' ^b Mits gewapend, verbindingen voorzien van met polyurethaan ingelijmde draadeinden ^c
DCH	3	Genagelde wandpanelen met genagelde, geniete of geschroefde wandschijven van triplex of spaanplaat of OSB (houtskeletbouw) Vakwerken met draadnagels ^d Portalen waarbij de verbindingen zijn gerealiseerd met DVW ^e en buizen ^f Portalen, voorzien van een horizontale bovenregel zonder scharnierende aansluitingen, met gedeuvelde en geboute verbindingen, mits met voldoende slankheid als bedoeld in tabel 8.2 en gewapend ^g

- a Hier worden panelen bedoeld die op zich met lijmverbindingen (inherent bros) zijn gemaakt en met mechanische verbindingsmiddelen (potentieel taai) in/op een (hoofd)draagconstructie worden vastgezet (voorbeelden: CLT-panelen, gelijmde 'stressed skin'-panelen).
- b Het betreft hier allerlei drie-scharnier-spanten (statisch bepaald) en twee-scharnier-spanten (statisch onbepaald), waarbij de niet-dragende 'infill frames' tijdens de aardbevingsbelastingen een bijdrage aan de stabiliteit leveren.
- c Verbindingen met ingelijmde draadeinden bezwijken over het algemeen bros. Indien de draadeinden worden ingelijmd met hiervoor geëigende lijm op PU-basis, is het brosse karakter minder in vergelijking tot verbindingen voorzien van met epoxy ingelijmde draadeinden. Echter, het brosse karakter wordt pas echt verminderd door het toevoegen van wapening volgens de volgende figuur, waarin een verbinding met vier ingelijmde draadeinden 'gewapend' met voldraadse schroeven is aangegeven.

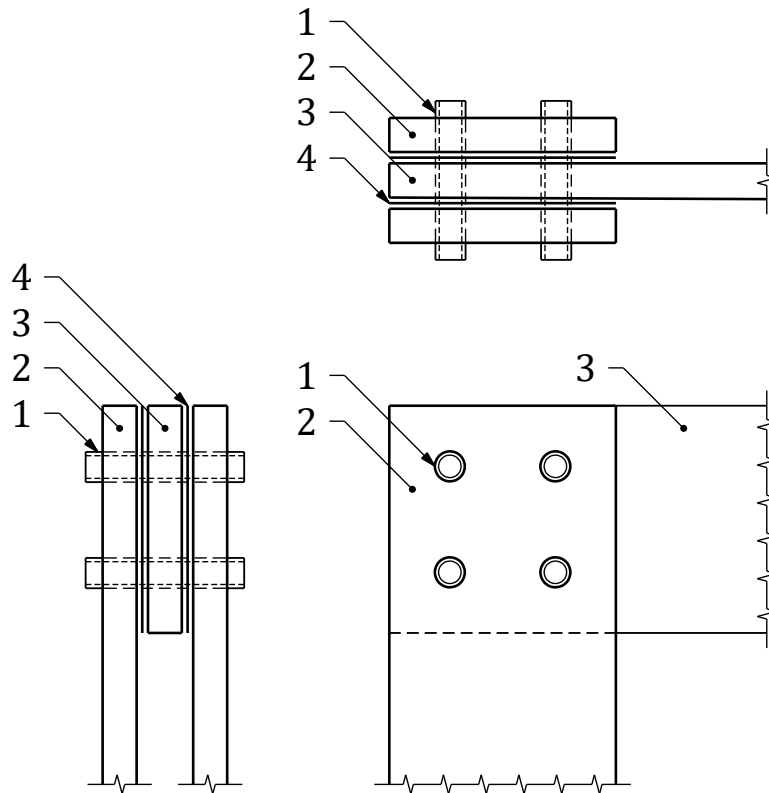


Legenda

- 1 ingelijmde draadeinden
 - 2 voldraadse schroeven
- d Geprefabriceerde vakwerken met draadnagels, bijvoorbeeld spanten gerealiseerd met nagelplaten, bezwijken uitermate bros doordat bezwijken meestal optreedt ten gevolge van het overschrijden van de treksterkte loodrecht op de houtvezel (geringe, belaste randafstand). Voor dit soort vakwerken geldt dat $q = 1,5$.
 - e Verdicht fineerhout ('Densified Veneer Wood').

f Portaalhoeken gerealiseerd met deze verbinding, waarvan het principe in de volgende figuur is weergegeven, vertonen een taai bezwijkgedrag mits de karakteristieke sterkte van de houten elementen aanzienlijk (ca. 150 %) groter is dan de sterkte van de verbinding (de zogenoemde 'oversterkte', die aan de brosse elementen behoort te worden toegekend).

g Mits voorzien van een horizontale bovenregel, niet voorzien van een knik en die niet is voorzien van een scharnier.



Legenda

- 1 verdicht fineerhout
- 2 buis
- 3 enkelvoudige ligger
- 4 dubbele ligger

OPMERKING 2 Gedragsfactoren kunnen ook worden bepaald met een niet-lineaire push-over-berekening waarbij de gemiddelde materiaaleigenschappen worden gebruikt. Voor een gemiddelde waarde van een materiaaleigenschap kan 1,5 maal de karakteristieke waarde worden aangehouden. Wellicht ten overvloede: in de uiteindelijk toetsing worden de karakteristieke materiaaleigenschappen met de bijbehorende materiaalfactoren betrokken.

Er mag worden aangenomen dat, met gebruikmaking van de in tabel 8.3 van deze NPR gegeven bepalingen, voor stabiliteitswanden bestaande uit regelwerk van houtskeletbouw voorzien van houtachtige beplating de aangegeven ductiliteitsklassen worden gehaald, mits de aangegeven stiftvormige verbindingsmiddelen (nagels, deuvels, bouten, nieten, schroeven) voldoen aan alle drie de volgende voorwaarden:

- 1) de houten onderdelen zijn dikker dan de in tabel 8.2 aangegeven waarden,
- 2) de diameter van deuvels of bouten is $d \leq 12$ mm in geval van staal-op-hout- (verankering) en hout-op-houtverbindingen, van nagels of nieten is $d \leq 3,1$ mm in geval van plaat-op-

houtverbindingen (bevestiging beplating), van schroeven is $d_{\text{nom}} \leq 4,0$ mm in geval van plaat-op-houtverbindingen (bevestiging beplating), en

- 3) de onderlinge afstand tussen de verbindingsmiddelen in de vezelrichting is voor draadnagels, schroeven en nieten groter dan of gelijk aan $20d$ met een minimum van 50 mm, en voor bouten of deuvels groter dan of gelijk aan $7d$.

Indien voor deuvels en bouten niet aan de voorwaarden 1) en 3) is voldaan (bijvoorbeeld indien de minimumafstanden geëist volgens NEN-EN 1995-1-1 zijn toegepast), moet de waarde voor q worden gereduceerd tot de in tabel 8.4 van deze NPR aangegeven waarde.

Tabel 8.4 — Gereduceerde ductiliteitsklasse voor houtskeletbouwwanden waarbij niet wordt voldaan aan voorwaarde 1) en 3) behorende bij tabel 8.3

Ductiliteitsklasse van de constructie	Gedragsfactor q
DCM	2,5

Aangezien hout dat op buiging en trek, en in mindere mate op afschuiving, wordt belast, bros bezwijkgedrag vertoont, zijn de verbindingen van essentieel belang voor de energiedissipatie. Vandaar dat de energiedissipatie wordt gelokaliseerd in de verbindingen, terwijl de houten elementen als elastisch worden beschouwd.

OPMERKING 3 De ductiliteitsklassen worden in hoofdzaak bepaald door de wijze waarop de elementen met elkaar zijn verbonden.

OPMERKING 4 Verbindingen met mechanische verbindingsmiddelen, uitgezonderd ring- en/of plaatdeuvels, vertonen taai bezwijkgedrag en dragen daardoor bij aan de energiedissipatie.

OPMERKING 5 Constructies met op essentiële punten verbindingen met ring- en/of plaatdeuvels kunnen niet in de ductiliteitsklassen DCM dan wel DCH worden ingedeeld. Na het aanbrengen van 'wapening' loodrecht op de houtvezel (veelal met voldraadse schroeven), zie bijlage B van deze NPR, is dit wel mogelijk.

OPMERKING 6 Gelijmde verbindingen vertonen bros bezwijkgedrag en dragen daardoor niet bij aan de energiedissipatie.

OPMERKING 7 Timmermansverbindingen vertonen uitsluitend taai bezwijkgedrag indien zij op druk worden belast. Tijdens een aardbeving zal dit niet (uitsluitend) het geval zijn, waardoor versterking (wapening) met mechanische verbindingsmiddelen (veelal voldraadse schroeven) noodzakelijk is teneinde in DCM en DCH geclassificeerde constructies te kunnen realiseren; zie bijlage B van deze NPR. Indien afschuiving in deze verbindingen maatgevend is, is voldoende taaiheid aanwezig indien na het invoeren van een aanvullende factor van 1,3 is voldaan aan het sterktecriterium; zie 8.6(5) van NEN-EN 1998-1.

Indien het gebouw onregelmatig is in hoogte, zie figuur 4.1, moet q worden vermenigvuldigd met 0,8. Hierbij geldt een minimumondergrens voor de uitkomst van 1,5 volgens (8.2):

$$\min(1,5; 0,8 \times q) \quad (8.2)$$

De ductiliteitsklasse kan verschillend zijn in de verschillende richtingen (bijvoorbeeld een hal met parallelle spanten valt door de wijze van belasten van de spantconstructie in de klasse DCL, terwijl de constructie in langsrichting tot een DCH-classificering aanleiding geeft). De twee richtingen moeten in dat geval in overeenstemming met de bij de richting horende ductiliteitsklasse worden beoordeeld.

OPMERKING 8 Het wordt aanbevolen om constructies voor nieuwbouw uit te voeren in DCM of DCH.

8.2.2 Aanvullende bepalingen voor stalen verbindingsmiddelen

Alle stalen elementen moeten voldoen aan de relevante eisen in de NEN-EN 1993:reeks.

Het materiaal voor de mechanische verbindingsmiddelen, het staal, moet een vloeigrens vertonen en mag niet bros breken indien de verbinding, waarvan het verbindingsmiddel deel uitmaakt, met drie volledige cycli wordt belast.

Bouten en deuvels moeten in passende gaten worden geplaatst.

8.2.3 Aanvullende bepalingen voor plaatmateriaal (stabiliteitsvoorziening)

In de analyse mag het plaatmateriaal dat een functie vervult in de stabiliteitsvoorziening, als volledig stijf worden verondersteld indien wordt voldaan aan het onderstaande en in aanvulling daarop voor specifieke toepassingen aan het gestelde in tabel 8.5 van deze NPR:

$$\frac{l}{t} \leq 70 \quad (8.3)$$

waarin:

l is de kleinste afstand (hart op hart) tussen de stijlen/regels die het plaatmateriaal ondersteunen, in mm;

t is de plaatdikte, in mm.

OPMERKING In dat geval worden de horizontale verplaatsingen nagenoeg volledig door de slip in de verbindingen bepaald.

Tabel 8.5 — Voorwaarden voor toepassing in stabiliteitswanden of vloeren

Onderdeel	Voorwaarde
Spaanplaat	Karakteristieke volumieke massa $m_k \geq 600 \text{ kg/m}^3$ en plaatdikte $t \geq 12 \text{ mm}$
OSB	Karakteristieke volumieke massa $m_k \geq 550 \text{ kg/m}^3$ en plaatdikte $t \geq 12 \text{ mm}$
Triplex	Plaatdikte $t \geq 9 \text{ mm}$
Gipsvezelplaat	Plaatdikte $t \geq 12,5 \text{ mm}$
Andere plaatmaterialen ^a	Op basis van nader onderzoek moet de q -factor worden vastgesteld
Wand- en vloerschijven	De factor 1,5 in 9.2.3.2(4) van NEN-EN 1995-1-1, en de factor 1,2 in 9.2.4.2(5) van NEN-EN 1995-1-1, mogen bij een verificatie in relatie tot aardbevingen niet worden toegepast
Plaatranden	Alle plaatranden moeten zijn ondersteund
^a Een voorbeeld van een dergelijk plaatmateriaal is gipskartonplaat.	

8.2.4 Aanvullende bepalingen ten aanzien van berekeningen

Voor het toetsen van een houtconstructie op aardbevingsbelastingen wordt, voor het bepalen van de belasting, het in 3.2.2 van deze NPR gegeven horizontale elastische responspectrum gebruikt. Na analyse van de laagste eigenfrequentie van de constructie wordt een equivalente statische horizontale belasting bepaald. Indien twee onafhankelijk geachte loodrechte richtingen worden beschouwd, moeten de aldus bepaalde belastingen volgens 4.3.4.5.2 van deze NPR worden gecombineerd.

Berekeningsgang:

- a) Voor het bepalen van de laagste eigenfrequentie wordt een van de in 4.3.3.2.1 van NEN-EN 1998-1 voorgestelde methoden gebruikt.

OPMERKING Geadviseerd wordt de methode Rayleigh toe te passen, die is gebaseerd op het principe potentiële energie + kinetische energie = constant.

- b) De gedragsfactor q wordt ontleend aan tabel 8.3 van deze NPR dan wel tabel 8.4 van deze NPR (vermenigvuldigd met de in 3.2.2.2.3 van deze NPR aangegeven waarde).
- c) Bepalen van de maximale horizontale statisch-equivalente aardbevingsbelasting met behulp van formule (4.5) van deze NPR. De massa wordt over de verschillende bouwlagen verdeeld volgens formule (4.10) van deze NPR.
- d) De maximale horizontale statisch-equivalente aardbevingsbelasting per bouwlaag mag, voor de verschillende wandtypen opgenomen in tabel 8.3, naar rato van de lengte worden verdeeld over de in de berekening betrokken stabiliteitswanden op deze bouwlaag. In de overige gevallen behoort de belasting naar rato van de stijfheid te worden verdeeld.

8.3 Verbouw

Bij verbouw geldt 8.1 van deze NPR met uitzondering van de tabellen 8.3 en 8.4 van deze NPR. Bestaande gebouwen mogen voor de analyse worden ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL met $q = 1,5$. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.4 van deze NPR. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3.

8.4 Beoordeling bestaande bouw

8.4.1 Algemeen

Bij de beoordeling van een bestaand gebouw geldt 8.1 van deze NPR met uitzondering van de tabellen 8.3 en 8.4 van deze NPR. Bestaande bouw mag voor de analyse worden ingedeeld in ductiliteitsklasse DCL met $q = 1,5$. Daarnaast gelden de aangepaste waarden als aangegeven in tabel 2.4 van deze NPR en de waarden uit NEN 8700. Voorts wordt verwezen naar bijlage B van deze NPR en naar NEN-EN 1998-3, voor zover niet strijdig met deze NPR.

OPMERKING In het geval van bestaande houtconstructies zal in een aantal gevallen niet aan de eisen gesteld aan nieuwbouw worden voldaan. Dit is in relatie tot aardbevingen vaak het gevolg van het feit dat geen rekening is gehouden met het ontstaan van (grote) trekspanningen loodrecht op de houtvezel en afschuiving.

8.4.2 Berekeningsgang

Voor verschillende constructies zal de berekeningsgang verschillend zijn. In bijlage B is voor een aantal in de praktijk veel voorkomende constructies de berekeningsgang en het te bereiken eindresultaat weergegeven.

OPMERKING In een aantal gevallen zal door het aanbrengen van versterkingen (wapening loodrecht op de houtvezel door middel van voldraadse schroeven) de ductiliteitsklasse wijzigen van DCL naar DCM. Uit 8.1 van deze NPR volgt dat voor nieuwbouw de ductiliteitsklasse door het aanbrengen van deze wapening kan wijzigen van DCL naar DCH. Er wordt verondersteld dat bij het proces van het aanbrengen van de wapening achteraf deze verhoging in ductiliteit niet zal worden gehaald en de versterkte constructie niet hoger dan in DCM kan worden ingedeeld.

9 Specifieke regels voor steenconstructies

9.1 Nieuwbouw en geheel vernieuwen van een gebouw

9.1.1 Algemeen

Bepalingen van hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepaling	Onderwerp
9.2.1(1)	Soort metselstenen met voldoende robuustheid
9.2.2(1)	Minimumsterkte van metselstenen
9.2.3(1)	Minimumsterkte van mortel
9.2.4(1)	Uitvoering van de stootvoegen
9.3(2)	Voorwaarden voor het gebruik van ongewapend metselwerk dat alleen voldoet aan de eisen van EN 1996 ^a
9.3(2)	Minimale effectieve dikte van ongewapende metselwerkwanden die alleen voldoen aan de eisen van EN 1996
9.3(3)	Maximumwaarde van de piekgrondversnelling bij het gebruik van ongewapend metselwerk dat voldoet aan de eisen van EN 1998-1 ^b
9.3(4) Tabel 9.1	Waarden voor q -factoren in gebouwen met steenconstructies
9.3(4) Tabel 9.1	Waarden voor q -factoren in gebouwen met steenconstructies die een verbeterde ductiliteit verzorgen
9.5.1(5)	Geometrische voorwaarden voor gemetselde stabiliteitswanden
9.6(3)	Partiële factoren voor de materiaaleigenschappen in de ontwerpsituatie in geval van een aardbeving
9.7.2(1)	Maximaal aantal bouwlagen en minimumoppervlakte van stabiliteitswanden bij 'gebouwen met eenvoudige steenconstructies'
9.7.2(2)b	Minimale breedte-lengteverhouding van de plattegrond bij 'gebouwen met eenvoudige steenconstructies'
9.7.2(2)c	Maximale vloeroppervlakte van een sparing in de plattegrond bij 'gebouwen met eenvoudige steenconstructies'
9.7.2(5)	Maximaal verschil in massa en dwarskracht van de doorsnedeoppervlakte van een wand tussen aansluitende bouwlagen van 'gebouwen met eenvoudige steenconstructies'
^a Deze tekst is rechtstreeks vertaald uit het Engelstalige voorwoord van EN 1998-1. Bedoeld wordt de NEN-EN 1996:reeks. ^b Deze tekst is rechtstreeks vertaald uit het Engelstalige voorwoord van EN 1998-1. Bedoeld wordt NEN-EN 1998-1.	

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1 het hierna bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-1 9.2.1 Typen metselwerkstenen

- (1) Indien het metselwerk is vervaardigd met stenen die volgens tabel 3.1 van NEN-EN 1996-1-1 zijn ingedeeld in groep 1 of groep 2, mag zijn aangenomen dat aan hetgeen gesteld is in (1) van 9.2.1 van NEN-EN 1998-1 is voldaan.

NEN-EN 1998-1 9.2.2 Minimale sterkte van de metselstenen

- (1) De waarde voor $f_{b,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 5 N/mm².
De waarde voor $f_{bh,min}$ moet gelijk zijn genomen aan 2 N/mm².

NEN-EN 1998-1 9.2.3 Mortel

- (1) Bij ongewapend en ingesloten metselwerk moet de waarde voor $f_{m,min}$ gelijk zijn genomen aan 5 N/mm². Bij gewapend metselwerk moet de waarde voor $f_{m,min}$ gelijk zijn genomen aan 10 N/mm².

NEN-EN 1998-1 9.2.4 Metselwerkverband

- (1) De uitvoeringswijzen a) en b) van de stootvoegen zijn toegelaten.

NEN-EN 1998-1 9.3 Uitvoeringsmethoden en gedragsfactoren

- (2) De tekst behoort als volgt te worden gelezen:

Constructies vervaardigd van metselwerk die alleen voldoen aan hetgeen is gesteld in de NEN-EN 1996:reeks en niet aan de aanvullende eisen in NEN-EN 1998-1, mogen uitsluitend zijn beschouwd als constructies die weerstand bieden tegen aardbevingsbelastingen indien wordt voldaan aan de eisen in 9.5.1 van NEN-EN 1998-1.

- (3) Er is geen waarde voor $a_{g,urm}$ gegeven.

OPMERKING Een bovengrens voor $a_{g,urm}$ hoeft niet te zijn aangehouden, indien het ontwerp en de toets volgens deze NPR worden uitgevoerd. Hierbij behoort naast de algehele stabiliteit ook de stabiliteit van wanden uit het vlak en de aansluitingen van de wanden met de vloeren te worden getoetst.

- (4) De waarde voor de gedragsfactor q moet zijn ontleend aan tabel 9.1 van deze NPR.

Tabel 9.1 — Waarden voor de gedragsfactor q

Uitvoeringsmethode	q-factor
Bij het gebruik van ongewapend metselwerk dat alleen voldoet aan de eisen van NEN-EN 1996-1-1	$q = 1,5$
Bij het gebruik van ongewapend metselwerk dat voldoet aan de eisen van NEN-EN 1998-1	$\alpha \leq 0,08$ $q = 2,0$ $0,08 < \alpha \leq 0,23$ $q = 2,28 - 3,4\alpha$ $0,23 < \alpha$ $q = 1,50$
Bij ingesloten metselwerk	$q = 2,0$
Bij gewapend metselwerk	$q = 2,5$
waarin: $\alpha = F_{Ed} / (l \times t \times f_{ma,dt,d})$ waarbij: F_{Ed} is de rekenwaarde van de normaaldrukkracht in de wand; l is de lengte van de metselwerkwand; t is dikte van de metselwerkwand; $f_{ma,dt,d}$ is de rekenwaarde van de druksterkte van het metselwerk.	

Hogere waarden voor de gedragsfactor q kunnen zijn verkregen door het uitvoeren van een niet-lineaire push-over-berekening.

Voor metselwerksystemen die een hogere ductiliteit leveren, zoals beschreven in opmerking 2 van 9.3(4) van NEN-EN 1998-1, zijn in deze NPR geen waarden voor de gedragsfactor q gegeven.

NEN-EN 1998-1 9.4 Constructieve berekening

- (4) OPMERKING De constructieve bijdrage van borstweringen kan sterk worden beïnvloed door de aanwezigheid van dilatatievoegen en/of scheurvorming.

NEN-EN 1998-1 9.5 Uitgangspunten voor het ontwerp en de berekening en uitvoeringsregels

NEN-EN 1998-1 9.5.1 Algemeen

- (2) Voeg aan het eind van de bepaling de volgende normatieve tekst toe:

Bij afwezigheid van ankers moet zijn aangetoond dat sprake is van een constructieve samenwerking tussen de wanden en de vloerschijf. Er is sprake van een goede samenwerking indien de dwarskrachtcapaciteit van de aansluiting tussen een wand en de vloerschijf, gebaseerd op droge wrijving met een wrijvingscoëfficiënt van 0,6, groter is dan of gelijk is aan de rekenwaarde van de dwarskracht in de aansluiting.

- (5) De tekst behoort als volgt te worden gelezen.

De waarden voor $t_{ef,min}$, $(h_{ef} / t_{ef})_{max}$ en $(l / h)_{min}$ hoeven niet te zijn getoetst aan tabel 9.2 van NEN-EN 1998-1. In plaats daarvan kan worden aangetoond dat de wanden die worden beschouwd als primair of secundair seismisch element, in staat zijn de effecten van de aardbevingsbelasting in de richting loodrecht op hun vlak te weerstaan. Dit kan worden gedaan door niet-lineaire

tijdsdomeinberekening waarbij in de schematisering onder andere rekening is gehouden met de feitelijke randvoorwaarden voor de muur-vloerinteractie en de in NEN-EN 1996-1-1 voorgeschreven initiële excentriciteiten (zie ook bijlage F of G).

Als alternatief voor deze methode kan met bijlage H van deze NPR of met NEN-EN 1996-1-1 worden getoetst of de wand voldoende capaciteit heeft om een equivalente belasting en/of verplaatsing in de richting loodrecht op het vlak van de wand op te kunnen nemen. Een uitwerking van de methode volgens NEN-EN 1996-1-1 is hierna samengevat voor situaties waarbij de hoogte van de wanden niet groter is dan 2,8 m. Er moet in dat geval zijn voldaan aan:

$$p_{a;Ed} \leq p_{a;Rd}$$

waarin:

$p_{a;Ed}$ is de rekenwaarde van de statisch-equivalente belasting per eenheid van oppervlak,
 $= S_{a;Ed} \times m_w$;

$p_{a;Rd}$ is de uiterst opneembare laterale belasting per eenheid van oppervlak;

$S_{a;Ed}$ is de rekenwaarde van de versnelling ten gevolge van de aardbevingsbelasting voor de beschouwde wand,
 $= a_{g;d} \frac{1}{q_a} \left(2,5 + 3 \frac{z}{H} \right) \geq S_{e;Ed}$;

$S_{e;Ed}$ is de rekenwaarde van de versnelling voor de beschouwde constructie zoals volgt uit het ontwerpspectrum;

$a_{g;d}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling;

q_a is de gedragsfactor voor de beschouwde wand volgens tabel 9.2, een verhoging van deze waarde is niet toegestaan;

z is de hoogte van de het zwaartepunt van de wand boven de stijve fundering;

H is de hoogte van de bovenste vloerschijf met een significante massa boven de stijve fundering;

m_w is de massa van de beschouwde wand per eenheid van oppervlak, in het geval van een dragend binnenblad is dit de massa van het binnen- en buitenblad tezamen;

T_a is de eerste trillingsperiode van de wand.

OPMERKING In tabel 9.2 zijn voor de verschillende configuraties de waarden voor T_a , q_a en p_{Rd} gegeven.

Tabel 9.2 — Waarden voor T_a , q_a en p_{Rd} bij verschillende wandconfiguraties

Wandtype	Wanddikte t mm	benuttings- graad ^a α	$T_a \sqrt{f_{ma;dt;d}}$ s $\sqrt{\text{MPa}}$	q_a	$\frac{1000p_{Rd}}{f_{ma;dt;d}}$
Tussenwanden ^b	100	0,02	0,168	4,9	0,126
		0,03	0,155	4,3	0,178
		0,04	0,143	3,9	0,227
	120	0,01	0,170	5,9	0,109
		0,02	0,139	5,0	0,207
		0,05	0,116	3,7	0,461
	150	0,02	0,111	5,0	0,362
Eindwanden ^c	100	0,02	0,359	2,4	0,089
		0,05	0,319	2,0	0,174
		0,10	0,271	1,8	0,244
		0,15	0,237	1,8	0,246
	120	0,02	0,305	2,5	0,163
		0,05	0,267	1,8	0,344
		0,07	0,250	1,8	0,439
		0,10	0,231	1,8	0,550
	150	0,01	0,254	2,2	0,164
		0,02	0,244	2,4	0,309
		0,05	0,210	2,0	0,684
	175	0,02	0,218	2,5	0,462
Dragende binnenbladen van spouwmuren ^d	100	0,02	0,504	2,4	0,089
		0,05	0,449	2,0	0,174
		0,10	0,380	1,8	0,244
		0,15	0,332	1,8	0,246

	120	0,02	0,410	2,5	0,163
		0,05	0,359	1,8	0,344
		0,07	0,336	1,8	0,439
		0,10	0,311	1,8	0,550
	150	0,01	0,328	2,2	0,164
		0,02	0,313	2,4	0,309
		0,05	0,269	2,0	0,684
	175	0,02	0,271	2,5	0,462
		0,05	0,233	2,0	1,043
	^a De definitie van α is beschreven in tabel 9.1. Voor het beperkte toepassingsgebied van deze kolom wordt verwezen naar de opmerking voorafgaand aan deze tabel. ^b Tussenwanden zijn wanden waarop een doorgaande vloer is opgelegd of waarbij aan weerszijde van de wand een vloer is opgelegd. ^c Eindwanden zijn wanden waarbij aan één zijde een vloer is opgelegd en die niet met spouwankers zijn verbonden aan een buitenblad. Een voorbeeld van een eindwand is een blad van een ankerloze spouwmuur die als woningscheidende wand is toegepast. ^d Dragende binnenbladen van spouwmuren zijn constructief vergelijkbaar met eindwanden echter met het verschil dat ze verbonden zijn met een buitenblad. Bij de bepaling van de equivalente belasting moet bij binnenbladen ook de massa van het buitenblad worden beschouwd.				
	OPMERKING 1 Voor tussenliggende waarden mag worden geïnterpoleerd. OPMERKING 2 Voor afwijkende configuraties van metselwerkwallen en benuttingsgraden kan de waarde van p_{Rd} worden berekend volgens de methode vermeld in het achtergrondrapport 'Notitie 21-9-2020, NPR 9998 – Metselwerkwallen belast uit het vlak' [27].				

NEN-EN 1998-1 9.5.2 Additionele eisen voor ongewapend metselwerk volgens EN 1998-1

- (2) Voeg na (2) de volgende normatieve tekst toe:
- (3) Vloerschijven bestaande uit een monolithisch gewapende betonnen plaat of een vloer van geprefabriceerde elementen waarbij de schijfwerking wordt verzekerd door een gewapende betonnen toplaag, mogen worden verondersteld gelijk te zijn aan een horizontale betonnen balk.

NEN-EN 1998-1 9.6 Toetsing van de constructieve veiligheid

- (3) De waarden van γ_m en γ_s voor de ontwerpsituatie in geval van een aardbeving zijn gelijk aan respectievelijk 1,5 en 1,15.

OPMERKING De hier beschreven partiële factoren zijn bedoeld om, zoals in 4.4.2.2 is beschreven, het degradatie-effect als gevolg van cyclische vervormingen tijdens een aardbeving in rekening te brengen volgens de aanbeveling in 9.4(3) van NEN-EN 1998-1.

NEN-EN 1998-1 9.7 Regels voor gebouwen met een eenvoudige steenconstructie**NEN-EN 1998-1 9.7.2 Regels**

- (1) De minimaal aanwezige doorsnedeoppervlakte van de stabiliteitswanden, uitgedrukt als percentage $p_{A,min}$ van de vloeroppervlakte per bouwlaag die benodigd is bij een n aantal bouwlagen, mag zijn ontleend aan tabel 9.3 van NEN-EN 1998-1.
- (2) De waarde van λ_{min} is 0,25. De waarde voor $p_{max} = 15 \%$.
- (5) De waarden van $\Delta_{m,max}$ en $\Delta_{A,max}$ zijn beide 20 %.

9.1.2 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Push-over-berekening

Push-over-berekeningen moeten zijn uitgevoerd overeenkomstig bijlage G.

9.1.3 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Materiaaleigenschappen**9.1.3.1 Algemeen**

De materiaaleigenschappen voor metselwerk moeten zijn bepaald volgens NEN-EN 1996-1-1. Omdat NEN-EN 1996-1-1 de karakteristieke en rekenwaarden beschrijft, zijn hierna ten behoeve van de niet-lineaire berekeningen aanvullende aanwijzingen voor het bepalen van de gemiddelde waarde gegeven.

9.1.3.2 Druksterkte en spanning-rekrelatie

Voor de gemiddelde druksterkte van metselwerk $f_{ma;m}$ mag zijn aangenomen:

$$f_{ma;m} = 1,5 f_{ma;k} \quad (9.2)$$

waarin:

$f_{ma;k}$ is de karakteristieke druksterkte van het metselwerk, bepaald volgens 3.6.1 van NEN-EN 1996-1-1.

Bij het uitvoeren van niet-lineaire berekeningen, zoals beschreven in bijlage F en G van deze NPR, kan voor de verhouding tussen de drukspanning en de rek van het metselwerk worden uitgegaan van de formules (9.3) en (9.4):

a) Voor metselwerk met stenen van groep 1:

$$\sigma(\varepsilon) = \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{0,0035} \right)^2 \right] \times f_{ma;m} \quad \text{indien } \varepsilon \geq 0 \text{ en } \varepsilon \leq 0,0035 \quad (9.3)$$

$$\sigma(\varepsilon) = 0 \quad \text{voor andere waarden van } \varepsilon \quad (9.4)$$

Wanneer $\varepsilon > 0,0035$, kan als alternatief $\sigma(\varepsilon)$ gebaseerd worden op de breukenergie in de drukzone zoals weergegeven in tabel F.2.

b) Voor metselwerk met stenen van groep 2:

$$\sigma(\varepsilon) = \varepsilon / 0,002 \times f_{\text{ma};m} \quad \text{indien } \varepsilon \geq 0 \text{ en } \varepsilon \leq 0,002 \quad (9.5)$$

$$\sigma(\varepsilon) = 0 \quad \text{voor alle overige waarden van } \varepsilon \quad (9.6)$$

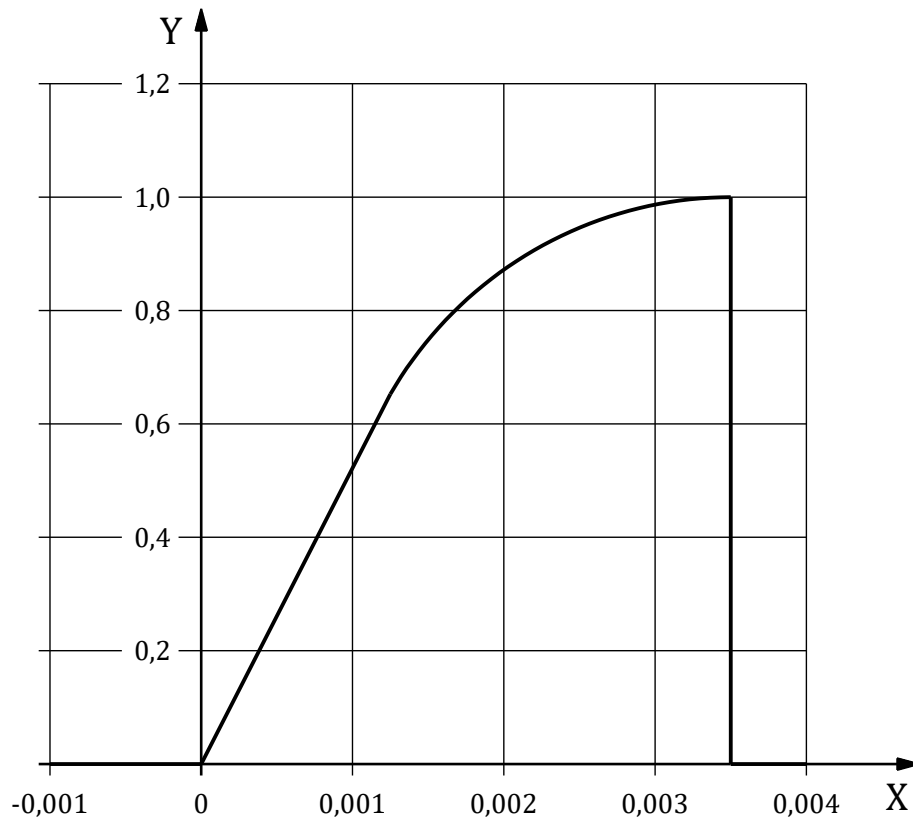
waarin:

$\sigma(\varepsilon)$ is de drukspanning in het metselwerk;

ε is de rek van het metselwerk, positief bij verkorting;

$f_{\text{ma};m}$ is de gemiddelde druksterkte van metselwerk.

De verhouding tussen de drukspanning in het metselwerk en de verkorting van het metselwerk vervaardigd met stenen van groep 1, als bedoeld in NEN-EN 1996-1-1, is gegeven in figuur 9.1 van deze NPR.



Legenda

X-as: ε

Y-as: $\frac{\sigma(\varepsilon)}{f_{\text{ma};m}}$

Figuur 9.1 — Spanning-rekrelatie voor metselwerk met stenen van groep 1

De gemiddelde glijdingsmodulus volgt uit:

$$G_{\text{ma;mm}} = \frac{E_{\text{ma;mm}}}{2(1+\nu)} \quad (9.7)$$

waarbij:

$$E_{\text{ma;mm}} = 700 \times f_{\text{ma;m}} \quad (9.8)$$

waarin:

ν is de dwarscontractiecoëfficiënt, gelijk aan 0,2;

$f_{\text{ma;m}}$ is de gemiddelde druksterkte van metselwerk;

$E_{\text{ma;mm}}$ is de gemiddelde elasticiteitsmodulus.

OPMERKING Voor metselwerk met stenen die tot groep 1 behoren, kan, als informatie over de breukenergie bekend is, het σ - ε -diagram voorbij een verkorting van 0,0035 worden uitgebreid met een dalende tak waarvan het verloop wordt bepaald door de breukenergie.

9.1.3.3 Buigtreksterkte

Voor de gemiddelde buigtreksterkten van metselwerk $f_{\text{ma;x;1;m}}$ mag zijn aangenomen:

$$f_{\text{ma;x;1;m}} = 1,3 f_{\text{ma;x;1;k}} \quad (9.9)$$

waarin:

$f_{\text{ma;x;1;k}}$ is de karakteristieke buigtreksterkte van het metselwerk als bezwijken optreedt in een vlak evenwijdig aan de lintvoeg, bepaald volgens 3.6.3 van NEN-EN 1996-1-1.

Voor de gemiddelde buigtreksterkten van metselwerk $f_{\text{ma;x;2;m}}$ mag zijn aangenomen:

$$f_{\text{ma;x;2;m}} = 1,3 f_{\text{ma;x;2;k}} \quad (9.10)$$

waarin:

$f_{\text{x;1;k}}$ is de karakteristieke buigtreksterkte van het metselwerk als bezwijken optreedt in een vlak loodrecht op de lintvoeg, bepaald volgens 3.6.3 van NEN-EN 1996-1-1.

9.1.3.4 Schuifsterkte

Voor de gemiddelde schuifsterkte van metselwerk f_{vm} mag zijn aangenomen:

$$f_{\text{ma;v;m}} = f_{\text{ma;v;0;m}} + \mu_{\text{ma;mm}} \times \sigma_{\text{ma;v;m}} \leq 0,1 \times f_b \quad (9.11)$$

waarbij:

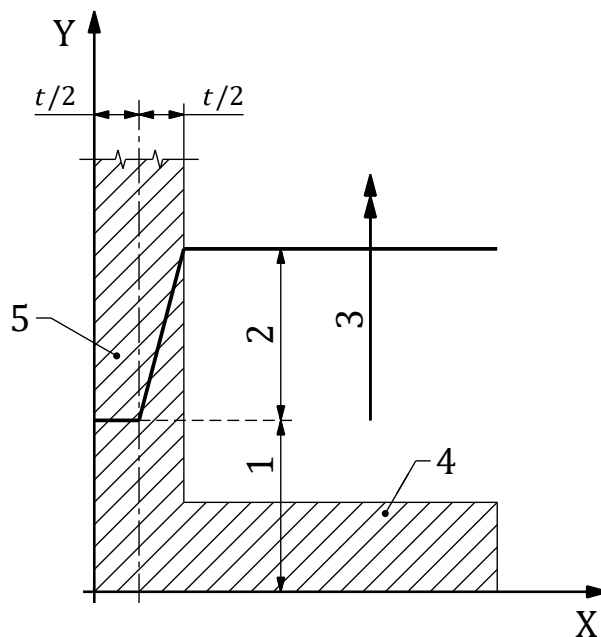
$$f_{\text{ma;v;0;m}} = 1,3 \times f_{\text{ma;v;0;k}} \quad (9.12)$$

waarin:

- $f_{ma;v;0;m}$ is de gemiddelde waarde van de initiële schuifsterkte;
- $\mu_{ma;mm}$ is de gemiddelde waarde van de wrijvingscoëfficiënt bij metselwerk (is 0,6);
- $\sigma_{ma;v;m}$ is de gemiddelde normaaldrukspanning ten gevolge van de voorgeschreven belastingscombinatie;
- $f_{ma;v;0;k}$ is de karakteristieke initiële schuifsterkte van metselwerk bepaald volgens 3.6.2 van NEN-EN 1996-1-1;
- f_b is de genormaliseerde druksterkte van de stenen of blokken bepaald volgens 3.6.1.2 van NEN-EN 1996-1-1.

9.1.4 Aanvullende aanwijzingen voor het toetsen – Axiale belasting in versterkte penanten die verbonden zijn met bouwmuren

OPMERKING Bij het toetsen van de weerstand van actieve penanten die verbonden zijn met de bouwmuur, zoals beschreven in 5.5.3 van NPR 9096-1-1, mag rekening worden gehouden met de overdracht van axiale krachten vanuit aansluitende bouwmuren naar het beschouwde penant om op die wijze de momentweerstand van het penant te vergroten. Deze overdracht zal optreden tijdens het kantelen/vervormen van het penant en de aansluitende bouwmuur. Bij het beschouwen van de relatie tussen moment en kromming van het penant mag zijn aangenomen dat de extra verticale belasting vanuit de aansluitende bouwmuren lineair toeneemt van 0 % tot 100 % bij een verschuiving van de neutrale lijn in de doorsnede van het hart van de bouwmuur tot de rand van de bouwmuur, zie figuur 9.2 van deze NPR.



Legenda

- X-as: positie van de neutrale lijn
- Y-as: normaalkracht in het penant
- 1 normaalkracht in het penant
- 2 extra normaalkracht in het penant
- 3 momentvector
- 4 doorsnede over het penant
- 5 doorsnede over de bouwmuur
- t dikte van de bouwmuur

Figuur 9.2 — Verloop van de normaalkracht in het penant

9.2 Verbouw

Voor het beoordelen van steenconstructies bij verbouw gelden de methoden die zijn beschreven in 9.1 van deze NPR. Daar waar sprake is van bestaand metselwerk, kunnen de metselwerkeigenschappen worden ontleend aan 9.3 van deze NPR.

OPMERKING In bijlage B zijn nadere aanwijzingen voor het versterken van steenconstructies opgenomen.

9.3 Beoordeling bestaande bouw

9.3.1 Algemeen

Voor het beoordelen van bestaande steenconstructies gelden de methoden die zijn beschreven in 9.1 van deze NPR. Daarbij mogen de materiaaleigenschappen worden ontleend aan 9.3.2 van deze NPR.

9.3.2 Materiaaleigenschappen

9.3.2.1 Algemeen

De karakteristieke waarden van de materiaaleigenschappen van het metselwerk kunnen worden bepaald met een van de vier hierna beschreven methoden:

- 1) experimenteel bepaald met de normen van de NEN-EN 1052:reeks;
- 2) bepaald volgens de methoden beschreven in NEN-EN 1996-1-1 op basis van de experimenteel volgens NEN-EN 772-1 bepaalde steendruksterkte en een, met deskundig inzicht, conservatieve aanname van de morteleigenschappen;
- 3) aan de hand van tabel F.2 in bijlage F bij deze NPR;
- 4) in het geval van CC1, met de ondergrenswaarden beschreven in 9.3.2.2 en 9.3.2.3 van deze NPR.

9.3.2.2 Ondergrenswaarden voor metselwerk met mortel voor algemene toepassing

Bij metselwerk, vervaardigd met mortel voor algemene toepassingen en met metselstenen van baksteen, kalkzandsteen of beton, mag van de volgende ondergrenzen voor de karakteristieke materiaaleigenschappen in het geval van CC1 worden uitgegaan:

karakteristieke druksterkte: $f_k = 5,0 \text{ N/mm}^2$

karakteristieke buigtreksterkte met het bezwijkvlak evenwijdig aan de lintvoeg: $f_{x;1;k} = 0,12 \text{ N/mm}^2$

karakteristieke buigtreksterkte met het bezwijkvlak loodrecht op de lintvoeg: $f_{x;2;k} = 0,42 \text{ N/mm}^2$

karakteristieke initiële schuifsterkte: $f_{v;0;k} = 0,2 \text{ N/mm}^2$

karakteristieke maximale schuifsterkte: $f_{v;\max;k} = 0,78 \text{ N/mm}^2$

9.3.2.3 Ondergrenswaarden voor metselwerk met lijm mortel

Bij metselwerk, vervaardigd met lijm mortel en met metselstenen van baksteen, kalkzandsteen of beton, mag van de volgende ondergrenzen voor de karakteristieke materiaaleigenschappen in het geval van CC1 worden uitgegaan:

karakteristieke druksterkte: $f_k = 6,6 \text{ N/mm}^2$

karakteristieke buigtreksterkte met het bezwijkvlak evenwijdig aan de lintvoeg: $f_{x;1;k} = 0,46 \text{ N/mm}^2$

karakteristieke buigtreksterkte met het bezwijkvlak loodrecht op de lintvoeg: $f_{x;2;k} = 0,8 \text{ N/mm}^2$

karakteristieke initiële schuifsterkte: $f_{v;k;0} = 0,46 \text{ N/mm}^2$

karakteristieke maximale schuifsterkte: $f_{v;k;\max} = 0,78 \text{ N/mm}^2$

10 Specifieke regels voor funderingen

10.1 Algemeen

Funderingen worden gebruikt om de belastingen van de bovenbouw over te dragen naar de grond. Zij behoren te worden ontworpen volgens de bepalingen in dit hoofdstuk, aangevuld met de algemene regels van NEN 9997-1 en NEN-EN 1998-5 voor zover deze niet met deze NPR in strijd zijn. In geval van strijdigheid gaan de bepalingen in deze NPR voor.

OPMERKING 1 Voor bestaande constructies zijn niet alle bepalingen van NEN-EN 1998-5 van toepassing, hiervan wordt in deze NPR melding gemaakt.

In deze NPR wordt ervan uitgegaan dat de funderingen die ontworpen of beoordeeld worden, tevens voldoen aan NEN 9997-1 als ze onderdeel zijn van nieuw te bouwen gebouwen of NEN 8700:reeks in geval van beoordeling van bestaande, al dan niet verbouwde, gebouwen.

OPMERKING 2 In het achtergrondrapport [10.12] worden hiervoor aanwijzingen gegeven.

In deze NPR zijn specifieke berekeningsmethoden opgenomen ter beoordeling van de grenstoestand NC bij de daarbij behorende herhalingstijden en importantiefactoren (zie hoofdstuk 2) voor de verwekingsanalyse en voor de analyse van de draagkracht van de fundering.

OPMERKING 3 Verondersteld mag worden dat, indien de constructie volgens deze methoden voldoet, er wordt voldaan aan de gestelde veiligheidseisen.

OPMERKING 4 Iedere methode kan worden vervangen door een andere – meer geavanceerde – methode zo lang de onzekerheden in de grondparameters en grondcondities in de modellering in rekening zijn gebracht om te voldoen aan dezelfde veiligheidseisen.

In alle gevallen moet de belasting worden bepaald volgens 3.2 van de NPR.

10.2 Criteria voor de beoordeling van verwekingsgevoeligheid

Indien verweking van grond onder of nabij een fundering optreedt, kan dit een grote invloed hebben op het functioneren van deze fundering.

Bij volledige verweking verliest de ondergrond bijna al zijn sterkte en is er sprake van een significant verlies aan draagkracht van de fundering. Tevens kunnen daarbij grote vervormingen (zowel grondverplaatsingen als verdichting) ontstaan.

Niet in alle situaties hoeft bij de beoordeling van de constructie van de bovenbouw rekening te worden gehouden met verweking van de ondergrond. Grondlagen waarvan op voorhand aangenomen mag worden dat ze niet verweken, zijn:

— grondlagen boven de grondwaterstand,

— cohesieve lagen (klei- en veenlagen).

De zogenaamde getijdeafzettingen, welke bestaan uit afwisselend zand- en klei/siltlaagjes, kunnen wel verweken. De verwekingsgevoeligheid van getijdeafzettingen behoort te worden bepaald op basis van de gecorrigeerde conusweerstand (zie D.9) of op basis van laboratoriumonderzoek met hoge kwaliteit monsterneming, waarmee de weerstand tegen verweking van een gelaagde afzetting kan worden bepaald (zie bijvoorbeeld [10.2]). In opmerking 1 en in D.2 zijn hiervoor aanvullende suggesties opgenomen.

OPMERKING 1 In aanvulling op 4.1.5(2) van NEN-EN 1998-5 kan de grens tussen mogelijk verwekingsgevoelig zand en cohesieve materialen worden gelegd bij een grondtype-index I_c van 2.6 [10.1]. Voor sterk gelaagde / wadzandafzettingen is gebruik van I_c niet goed mogelijk om onderscheid te maken tussen wel en niet-verweekbare lagen.

Onder punt a) t/m d) hieronder zijn additionele bepalingen opgenomen voor het vaststellen van situaties waarbij verweking naar verwachting niet zal optreden en/of geen substantieel effect zal hebben op de bovenbouw. In de volgende situaties behoeft het aspect verweking dus niet te worden meegenomen in de berekeningen (aanvullingen op 4.1.4(7) van NEN-EN 1998-5):

- a) Voor het toetsen van paalfunderingen, indien de ondergrond tot de volgende diepten uitsluitend bestaat uit klei- en/of veenlagen (het diepste niveau is maatgevend):
 - 1) tot 15 m onder het maaiveld;
 - 2) tot 5 m onder paalpuntniveau, of;
 - 3) tot 10 keer de paaldiameter onder paalpuntniveau.
- b) Indien sprake is van incidentele dunne zandlagen in een klei of veenpakket. Van deze situatie kan worden uitgegaan indien de dikte van de zandlagen minder is dan 0,1 m en de dikte van de klei- en veenlagen tussen de zandlagen groter is dan 0,1 m.
- c) Indien de veiligheidsfactor tegen verweking, γ_L , zoals bepaald met de procedure gegeven in bijlage D van deze NPR, ten minste 2,0 bedraagt.
- d) Indien de rekenwaarde van de piekgrondversnelling, $a_{g,d}$, op maaiveldniveau kleiner is dan 0,125 g [10.3].

Voor alle overige gevallen moet het optreden van verweking worden meegenomen in de beoordeling van de fundering volgens 10.3 en 10.4 van deze NPR. Het risico op het optreden van verweking mag worden vastgesteld op basis van de procedure die is opgenomen in bijlage D van deze NPR.

OPMERKING 2 Andere methoden voor het beoordelen van de effecten van verweking kunnen ook worden toegepast indien rekening wordt gehouden met het gestelde in 10.6(5) van deze NPR.

Bij een regionale aanpak, zoals vermeld in 3.1.3, behoort voor de beoordeling van de fundering voor iedere grondlaag de 33%-waarde van $q_{c1;N;CS}$ te worden toegepast voor de bepaling van de gevoeligheid voor verweking van de desbetreffende grondlaag. Bij toepassing van lokale sonderingen kan uitgegaan worden van de gemiddelde (verwachtings)waarde. Lokale variaties tussen CPT's behoren te worden beschouwd.

OPMERKING 3 De 33%-waarde is de waarde die door 33 % van de meetpunten wordt onderschreden in een bepaalde geologische laag die voorkomt in meerdere sonderingen in een gebied.

Ook indien de veiligheidsfactor, γ_L , tegen verweking groter is dan 1,0, kan nog wateroverspanning ontstaan (gedeeltelijke verweking), zoals weergegeven in bijlage D van deze NPR. Vanaf een γ_L van 2,0 of hoger mag worden verondersteld dat wateroverspanningen ten gevolge van verweking verwaarloosbaar zijn. Daarom ligt de grens waarbij geen rekening hoeft te worden gehouden met verweking bij een veiligheidsfactor van 2,0. Voor situaties waarbij $1,0 < \gamma_L < 2,0$ moet worden onderzocht of de wateroverspanning ten gevolge van verweking een negatief effect kan hebben.

Als verweking optreedt bij een niet-horizontaal maaiveld of bij een talud met een insteek op minder dan 10 m van de dichtstbijzijnde gevel, moet rekening worden gehouden met de kans op horizontale grondverplaatsingen ('lateral spreading'), waardoor permanente horizontale vervormingen kunnen ontstaan. Deze situatie doet zich mogelijk voor als er sprake is van verwekende lagen over de hoogte van het talud (dus indien sprake is van een insnijding in het talud).

10.3 Fundering op staal

10.3.1 Algemeen

In deze paragraaf is voor funderingen op staal een beoordelings-/ontwerpaanpak gegeven. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in de volgende situaties:

- Volg voor nieuwbouw 10.3.4.
- Volg voor bestaande gebouwen die zijn ingedeeld in gevolgklasse CC1 of CC2 met zandlagen onder de fundering, 10.3.2.
- Volg voor bestaande gebouwen die zijn ingedeeld in gevolgklasse CC1 of CC2 op cohesieve grond, 10.3.3.
- Volg voor bestaande gebouwen die zijn ingedeeld in gevolgklasse CC3 of CC4, 10.3.4.
- Volg voor een fundering op een kelder 10.3.5.

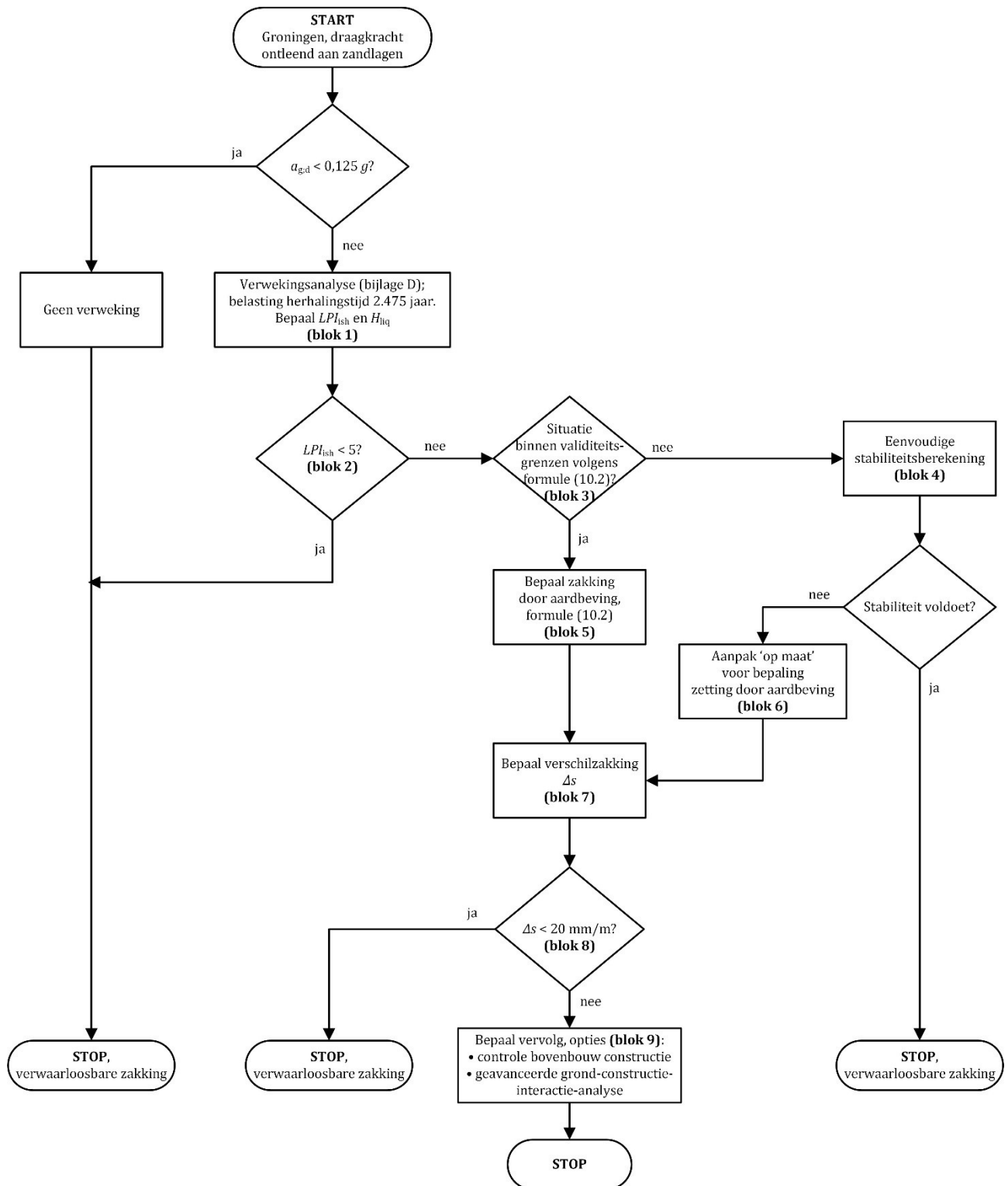
Bij het gecombineerd voorkomen van zandlagen en cohesieve grond in het invloedsgebied onder de fundering, behoren voor bestaande gebouwen in CC1 of CC2 zowel 10.3.2 als 10.3.3 te worden gevolgd.

10.3.2 Toetsing bestaande funderingen met zandlagen in de invloedsdiepte

10.3.2.1 Algemeen

Deze paragraaf is bedoeld te worden toegepast bij bestaande funderingen waar zandlagen voorkomen in de invloedsdiepte van de fundering. Als invloedsdiepte geldt die diepte waarbij de verhoging van de effectieve verticale grondspanning door de aardbeving niet groter is dan 20 % van de oorspronkelijke waarde. Voor een strokenfundering kan in de praktijk worden uitgegaan van een maximale diepte van 5 m.

Het stroomschema in figuur 10.1 kan worden gebruikt om te bepalen of voldaan wordt aan de grenstoestand Near Collapse. De te doorlopen stappen in het schema zijn per blok in 10.3.2.2 nader aangeduid.



Figuur 10.1 — Stroomschema voor fundering op staal in geval van de aanwezigheid van verweekbare lagen in de invloedsdiepte van de fundering

10.3.2.2 De stappen van het stroomschema toegelicht

10.3.2.2.1 Verwekingsanalyse (blok 1)

Bepaal per sondering de verwekingsgevoeligheid van de ondergrond middels de procedure in bijlage D. Bepaal aan de hand van $a_{g;d}$ volgens 3.2.2.2 van deze NPR de maat voor de verwekingsgevoeligheid van de ondergrond, de LPI_{ish} -waarde (zie bijlage D) en de dikte en diepte van de verweekte zandlagen. De bovenkant van de verweekte zandlaag wordt gevonden op de kleinste diepte onder de fundering waarop de veiligheidsfactor $\gamma_L < 2,0$ over minimaal 5 meetpunten of 10 cm is. Indien klei of droog zand aanwezig is direct onder de fundering, is dit onderdeel van de niet-verweerbare toplaag (crust). De onderkant van de verwekingsgevoelige laag ligt op het diepste punt waar $\gamma_L < 2,0$ over minimaal 5 meetpunten of 0,1 m gemiddeld. Bij aanwezigheid van gelaagde grond geldt als H_{liq} de totale dikte van alle lagen met $\gamma_L < 2,0$ gesommeerd tot aan een diepte van 5 m onder de fundering.

De dikte van de niet-verwekingsgevoelige laag H_{crust} wordt dan bepaald met formule (10.1):

$$H_{crust} = z_{fundering} - z_2 \quad (10.1)$$

waarin:

$z_{fundering}$ verticale afstand van maaiveld tot onderkant fundering, in m;

z_2 verticale afstand van maaiveld tot bovenkant verwekingsgevoelige laag, in m.

OPMERKING Bij de bepaling van de verweking kan worden uitgegaan van de situatie direct onder de fundering voor het bepalen van de LPI_{ish} -waarde (alsof het funderingsniveau het maaiveld is).

10.3.2.2.2 Bepaling LPI_{ish} (blok 2)

Als LPI_{ish} voor alle sonderingen < 5 , dan hoeft geen verdere analyse te worden uitgevoerd.

10.3.2.2.3 Voorwaarden voor beoordeling van de zetting volgens formule (10.2) (blok 3)

Als toetsing van de fundering nodig is in relatie tot verweking, kan in veel gevallen gebruik worden gemaakt van formule (10.2) voor bepaling van de zetting. Hierdoor is het niet nodig de draagkracht en de zetting tijdens en na de aardbeving te bepalen volgens NEN-EN 1998-5, maar kan direct een schatting voor de zetting worden gegeven. Aangetoond moet worden dat de formule (10.2) geldig is voor de fundering die wordt getoetst. Dit is het geval als aan alle volgende voorwaarden is voldaan:

- Het gebouw behoort tot gevolgklasse CC1 of CC2 en heeft niet meer dan 1 of 2 verdiepingvloeren;
- De statische belasting op funderingsniveau $Q < 120$ kPa;
- De breedte van de fundering $B > 0,25$ m;
- De aanlegdiepte $z_{fundering} > 0,45$ m;
- De dekking op de onderkant fundering in de eventuele kruipruimte is minimaal 0,3 m voor een gebouw met twee verdiepingvloeren of nihil voor een gebouw met maximaal één verdiepingvloer;
- De relatieve dichtheid $R_e > 30$ %;

- Er is geen open water (sloot of kanaal) met een insteek op minder dan 10 m van de dichtstbijzijnde gevel van het beschouwde pand.

10.3.2.2.4 Eenvoudige stabiliteitsberekening (blok 4)

Indien niet wordt voldaan aan de voorwaarden in 10.3.2.2.4, moet een beoordeling worden uitgevoerd volgens 10.3.4 of kan worden gekozen voor een stabiliteitsberekening voor een aanpak op maat.

10.3.2.2.5 Bepaling zakking (blok 5)

Indien wordt voldaan aan de voorwaarden in 10.3.2.2.4, kan de zetting worden afgeleid uit de formule (10.2). Voor het geval een niet-homogene relatieve dichtheid in de diepte voorkomt, moeten de volgende analyses worden uitgevoerd om tot een waarde van de zakking te komen, met:

- de gemiddelde relatieve dichtheid over de gehele zandlaag onder de fundering tot maximaal 5 m diepte, en
- een onderscheid naar lagen waarbij lagen met een lagere relatieve dichtheid separaat worden beschouwd.

VOORBEELD Als er 5 m zand onder de fundering aanwezig is, waarvan de bovenste meter 30 % relatieve dichtheid heeft en de meters daaronder meer dan 40 % gemiddeld, dan zijn twee analyses nodig, met:

- 5 m met de gemiddelde relatieve dichtheid (in dit geval $1 \text{ (m)} \times 30 \% + 4 \text{ (m)} \times 40 \% / 5 \text{ (m)} = 38 \%$), en
- een laag van 1 m met 30 % relatieve dichtheid.

De hoogste waarde van de zakking moet worden aangehouden.

Bepaal de zetting als volgt:

$$\ln(s) = \alpha_0 + \alpha_1 \ln(Q) + \alpha_2 B + \alpha_3 H_{\text{crust}} + \alpha_4 \ln(\tanh(H_{\text{liq}})) + \alpha_5 Re + \alpha_6 \ln(D_{5-75}) + \alpha_7 \ln(Sa_{T=0,7s}) + \varepsilon \quad (10.2)$$

waarin:

- | | |
|--------------------|--|
| s | is de zetting, in cm; |
| Q | is de funderingsdruk, in kPa; |
| B | is de breedte van de fundering, in m; |
| H_{liq} | is de dikte van de verweekte laag, in m; |
| H_{crust} | is de dikte van de niet-verwekingsgevoelige toplaag; |
| Re | is de relatieve dichtheid, in %; |
| D_{5-75} | is de significante duur, in s (hanteer 3 s); |
| $Sa_{T=0,7s}$ | is de spectrale versnelling bij $T = 0,7 \text{ s}$ in g bij een herhalingsstijd van 2475 jaar (deze waarde kan worden afgelezen uit de NPR 9998-webtool); |
| α_i | is een factor i , volgens tabel.10.1; |

ε is de foutmarge waarvoor 1 standaardafwijking wordt gebruikt (= 0,46).

Tabel 10.1 — Factoren voor de bepaling van de zetting

Factor	Waarde
α_0	2,570
α_1	0,200
α_2	0,742
α_3	-0,454
α_4	1,924
α_5	-0,031
α_6	0,588
α_7	1,900

10.3.2.2.6 Bepaling zetting via aanpak 'op maat' (blok 6)

Als niet voldaan wordt aan de draagkrachteisen uit de analytische aanpak, kan alsnog een schatting worden gemaakt van de zetting van de fundering, bijvoorbeeld op basis van een conservatieve schatting of een geavanceerde methode. Daarbij kan worden gedacht aan een numerieke analyse waarbij de opbouw en consolidatie van waterdrukken tijdens de aardbeving kunnen worden gemodelleerd.

10.3.2.2.7 Bepaling van de verschilvervorming (blok 7)

Bepaal de verschilvervorming over de fundering. Voor een gebouw met een homogene fundering (ongeveer gelijke diepte, breedte en belasting) kan hiervoor 67 % van de maximaal berekende zetting worden aangehouden als verschilzetting over twee naastgelegen funderingselementen. Als er daarentegen sprake is van een ongelijkmatige fundering (bijvoorbeeld een gedeeltelijke kelder op een meer draagkrachtige laag of een deel op palen), dan is de verschilzetting gelijk aan 100 % van de maximale zetting.

10.3.2.2.8 Controle van de verschilvervorming (blok 8)

Controleer of de verschilvervorming kleiner is dan 20 mm/m over twee funderingselementen. Als dit het geval is, hoeft geen verdere controle van de bovenbouw plaats te vinden. Als aan deze eis niet wordt voldaan, moet in overleg met de constructeur tot een aanvullende beoordeling worden overgegaan. Deze kan bestaan uit een toetsing van de bovenbouw bij een grotere scheefstand. Het is ook mogelijk een geavanceerde berekening (waarbij de opbouw en consolidatie van waterdrukken tijdens de aardbeving kunnen worden gemodelleerd) te maken voor het bepalen van de (verschil)zetting.

10.3.2.2.9 Aanvullende berekening (blok 9)

Als niet voldaan wordt aan de vervormingseisen uit de bovenbouw, moet deze aanvullend worden getoetst door de constructeur. Het kan dan nodig zijn een geavanceerde berekening van de bovenbouw te maken of een geïntegreerde berekening van bovenbouw en ondergrond.

10.3.3 Bestaande funderingen op cohesieve ondergrond

Voor bestaande funderingen op een cohesieve ondergrond die voldoen aan alle onderstaande eisen, zal de zakking naar verwachting kleiner zijn dan 40 mm en hoeft geen verdere actie te worden ondernomen. De voorwaarden waaraan voldaan moet zijn betreffen:

- a) het betreft een gebouw in gevolgklasse CC1 of CC2 met 1 of 2 verdiepingvloeren;
- b) statische belasting op funderingsniveau $Q < 180$ kPa;
- c) breedte van de fundering $B > 0,25$ m;
- d) diepte van de fundering $z_{\text{fundering}} > 0,45$ m, een eventuele kruipruimte mag buiten beschouwing worden gelaten;
- e) sterkte van de klei $c_u > 10$ kPa.

Indien aan een of meer van deze voorwaarden niet wordt voldaan, moet de fundering worden getoetst volgens 10.3.4 of door middel van een geavanceerde rekenmethode.

10.3.4 Toetsing fundering – analytische methode

10.3.4.1 Algemeen

De draagkracht van de fundering kan worden bepaald volgens hoofdstuk 5 en bijlage F van NEN-EN 1998-5. Daarbij moeten de volgende specificaties in acht worden genomen:

- a) Voor de berekening van N_f moet 6.5.2.2 van NEN 9997-1 worden gebruikt.
- b) Voor de grondfactor ('soil factor' S) genoemd in F.2 van NEN-EN 1998-5 moet de waarde 1,0 worden gebruikt.
- c) Voor a_g , zoals opgenomen in NEN-EN 1998-5, moet $a_{g,d}$ uit 3.2.2.2 worden gebruikt.
- d) Voor a_v , zoals opgenomen in formule (F.6) van NEN-EN 1998-5, moet $a_{g,d;vert}$ uit 3.2.2.2.2 worden gebruikt die wordt ontleend aan de NPR 9998-webtool vermenigvuldigd met de importantiefactor zoals beschreven in 2.2.3 van deze NPR.

OPMERKING In formule (F.6) komt het symbool '+/-' voor. Daarmee is tot uitdrukking gebracht dat zowel de opwaarts werkende als een neerwaarts werkende versnelling moet worden gebruikt in combinatie met de horizontale versnelling. De meest ongunstige combinatie is bepalend.

- e) Voor γ_M , zoals opgenomen in NEN-EN 1998-5, moet 10.6 van deze NPR worden gebruikt (3.1 materiaalfactoren).

De grondeigenschappen voor een gelaagde grondopbouw kunnen in rekening worden gebracht volgens 6.5.2.2(n) van NEN 9997-1.

10.3.4.2 Toetsing fundering op cohesieve/niet-verweekbare ondergrond

Volg voor het ontwerp van de fundering op cohesieve/niet-verweekbare ondergrond, NEN-EN 1998-5 in combinatie met NEN 9997-1 voor nieuwbouw of NEN 8707 voor bestaande bouw.

10.3.4.3 Toetsing fundering op niet-cohesieve/verweekbare ondergrond

10.3.4.3.1 Algemeen

Als de fundering op niet-cohesieve grond moet worden getoetst via 10.3.2.2.5 (blok 4 van het stroomschema van figuur 10.1) kan gebruikgemaakt worden van de aanpak zoals beschreven in 10.3.4.3.2 en volgende.

10.3.4.3.2 Toetsing tijdens de aardbeving

Reken met de maximale versnelling en een gereduceerde wateroverspanning, waarbij de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning, $r_{u;d}$, gelijk is aan de helft van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving zoals berekend op basis van bijlage D van deze NPR. Daarin is $r_{u;d}$ de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale grondspanning).

Voor de toetsing tijdens de aardbeving kan bij beperkte verwekingsgevoeligheid ($\gamma_L > 2,0$) gebruik worden gemaakt van F.3 van NEN-EN 1998-5, waarin een 'cohesionless' berekening gehanteerd wordt. Voor de toetsing tijdens de aardbeving bij een grotere verwekingsgevoeligheid ($\gamma_L \leq 2,0$) of kleilagen kan gebruik worden gemaakt van F.2 van NEN-EN 1998-5, waarin een 'cohesive' berekening gehanteerd wordt. Hierin wordt of de daadwerkelijke ongedraineerde schuifsterkte c_u (in kN/m²) van een cohesieve grondsoort, of cyclische ongedraineerde schuifsterkte, $\tau_{cy;u}$, toegepast. Om hierin ook het effect van verweking mee te kunnen nemen kan de onderstaande formule (10.3) worden gebruikt:

$$\tau_{cy;u} = (1 - r_u) \tan \phi \times \left(0,5 \times \frac{G}{B} + 0,7 \times B \times \rho \times g + \sigma'_{v;z;d} \right) \quad (10.3)$$

waarbij:

$$G \leq \frac{N_{\max;dr}}{1,5} \quad (10.4)$$

OPMERKING 1 Wanneer er sprake is van inbedding, behoort voor de bepaling van $N_{\max;dr}$ een extra term toegepast te worden van $B \times N_q \times \sigma'_{v;z;d}$. Deze term wordt niet meegenomen in de rekenmethodiek van NEN-EN 1998-5, maar behoort wel toegepast te worden bij de bepaling van $\tau_{cy;u}$, omdat de te toetsen fundering in beginsel ontworpen is met inachtneming van deze term. Dit geldt ook bij berekening volgens 'cohesive'-methode op basis van c_u .

waarin:

$\tau_{cy;u}$ is de cyclische ongedraineerde schuifsterkte;

r_u is de relatieve wateroverspanning;

OPMERKING 2 Het effect van (gedeeltelijke) verweking kan hiermee worden meegenomen in de sterktebepaling.

$\tan \phi$ is de gedraineerde sterkteratio;

OPMERKING 3 In combinatie met een normaalspanning leidt die tot de maximale gedraineerde schuifsterkte.

$0,5 G/B$ is de schatting van de funderingsdruk langs het glijvlak (volledig aanwezig onder en volledig afwezig naast de fundering);

OPMERKING 4 Bij een grotere belasting uit de fundering zal de sterkte steeds verder toenemen, wat niet realistisch is. Daarom behoort deze te zijn gelimiteerd tot een waarde van $N_{\max;dr}/1,5$, waarmee een inschatting wordt gedaan van de bestaande veiligheid die de bestaande fundering op dit moment heeft.

$0,7 \times B \times \rho \times g$ is de spanning ten gevolge van de aanwezige grond onder de fundering tot een niveau van ongeveer de invloeddiepte, die ingeschat wordt als $0,7 B$;

$\sigma'_{v;z;d}$ is de effectieve spanning op het funderingsniveau ten gevolge van een inbedding.

OPMERKING 5 De controle van de stabiliteit tijdens de aardbeving betreft het moment dat de aardbevingsbelasting op de fundering maximaal is (het moment van de grootste piekgrondversnelling). Het is onwaarschijnlijk dat op het moment van de maximale versnelling de wateroverspanning ook al maximaal is. Anderzijds is het ook onwaarschijnlijk dat op dat moment de wateroverspanning nihil is. Daarom wordt het acceptabel geacht om voor de controle van de stabiliteit van de fundering tijdens de aardbeving uit te gaan van een gereduceerde wateroverspanning.

VOORBEELD Stel dat uit de berekening volgt dat de veiligheid tegen verweking $\gamma_L = 1,5$ bedraagt. De representatieve waarde van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving is dan $r_{u;d} = 0,24$ (zie tabel D.1 van deze NPR). Voor de situatie op het moment van optreden van de grootste piekgrondversnelling mag worden gerekend met een gereduceerde waarde van $r_{u;d} = 0,12$ (de helft van de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving).

10.3.4.3.3 Toetsing direct na de beving

De totale optredende vervorming van de fundering na de beving (zetting, zijdelings wegpersen ('squeezing') en eventueel verlies van stabiliteit) als gevolg van de aardbevingsbelasting moet als buitengewone belasting in rekening worden gebracht, aangrijpend op de bouwconstructie in combinatie met de permanente belastingen en nominale waarde van de gebruiksbelasting.

Bij de berekening van de draagkracht moet rekening worden gehouden met de maximale wateroverspanning (de wateroverspanning aan het einde van de aardbeving). Daarbij hoeft geen rekening te worden gehouden met de piekgrondversnelling. De beoordeling van de draagkracht moet worden uitgevoerd volgens NEN 9997-1 of voor bestaande bouw volgens NEN 8707.

OPMERKING In 5.4.1.4(11) van NEN-EN 1998-5 staat dat bij de controle van de fundering de ondergrond als gevoelig voor verweking wordt beschouwd indien de veiligheid tegen verweken kleiner is dan of gelijk is aan 1,25. In deze NPR is de grenswaarde vastgesteld op 2,0. Daarbij geldt dat voor waarden tussen 1,0 en 2,0 uitgegaan mag worden van gedeeltelijke verweking.

10.3.4.3.4 Uitwerking rekenmethodiek fundering op staal bij gehele of gedeeltelijke verweking

In geval van (onvolledige of gehele) verweking mag de stabiliteit van de fundering worden getoetst met ofwel een hogere waterspanning (op basis van $r_{u;d}$) ofwel met een lagere sterkte van de grond. Indien wordt gerekend met een lagere sterkte voor (gedeeltelijk) verweekt zand, gebruik dan de formule (10.5).

$$N_{\gamma;ru} = (1 - r_{u;d}) \times N_{\gamma} \quad (10.5)$$

waarin:

$N_{\gamma;ru}$ is de draagkrachtfactor inclusief effect van wateroverspanning;

- N_γ is de draagkrachtfactor voor de invloed van het effectieve volumegewicht van de grond onder het funderingsoppervlak;
- $r_{u;d}$ is de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning door ongedraineerde cyclische belasting (gedeeld door initiële effectieve verticale grondspanning).

Bij gelaagde grondopbouw waarin niet alle lagen verweken, kan de factor $(1 - r_{u;d})$ ook op de sterkteparameters worden toegepast, waarna de berekening volgt uit de bepalingen in NEN 9997-1 voor gelaagde grond. De hoogste waarde van de draagkracht volgens bovenstaande formule (10.5) of volgens NEN 9997-1 mag als draagkracht worden beschouwd. Aangeraden wordt om in dat geval de gedraineerde-, ofwel effectieve spanningsanalyse conform NEN 9997-1 uit te voeren met een directe reductie van φ . Voor de bepaling van het minimale draagvermogen kan de ongedraineerde-, ofwel totaalspanningsberekening conform 6.5.2.2(g) van NEN 9997-1 gehanteerd worden, waarin de reststerkte van verweekt zand kan worden gehanteerd volgens formule (10.6). Het toepassen van een totaalspanningsanalyse met behulp van $\tau_{cy,u}$ kan in bepaalde situaties leiden tot een (iets) gunstiger draagvermogen, maar de bepaling van $\tau_{cy,u}$ is bewerkelijk en het gebruik van een totaalspanningsanalyse wordt daarom alleen aangeraden in een reststerktebeschuwing.

OPMERKING 1 In de internationale literatuur worden door diverse auteurs waarden gegeven voor de zogenoemde reststerkte van verweekt zand voor situaties waar $r_u = 1$. Deze waarden zijn meestal bepaald uit een stabiliteitsanalyse van situaties waarbij een talud is bezwaken door verweking. De gegeven waarden vertonen de nodige spreiding. Voor de stabiliteitsberekening hoeft voor geheel of gedeeltelijk verweekt zand geen lagere sterkte dan deze reststerkte in rekening gebracht te worden.

Voor de reststerkte kan, voor zover $\sigma'_{v0} < 400$ kPa, de volgende formule (10.6) worden gebruikt (ontleend aan [10.3]):

$$\frac{S_r}{\sigma'_{v0}} = \exp \left(\frac{q_{c1;N;CS-S_r}}{24,5} - \left(\frac{q_{c1;N;CS-S_r}}{61,7} \right)^2 + \left(\frac{q_{c1;N;CS-S_r}}{106} \right)^3 - 4,42 \right) \leq \tan \varphi' \quad (10.6)$$

waarbij:

$$q_{c1;N;CS-S_r} = q_{c1;N} + \Delta q_{c1;N-S_r} \quad (10.7)$$

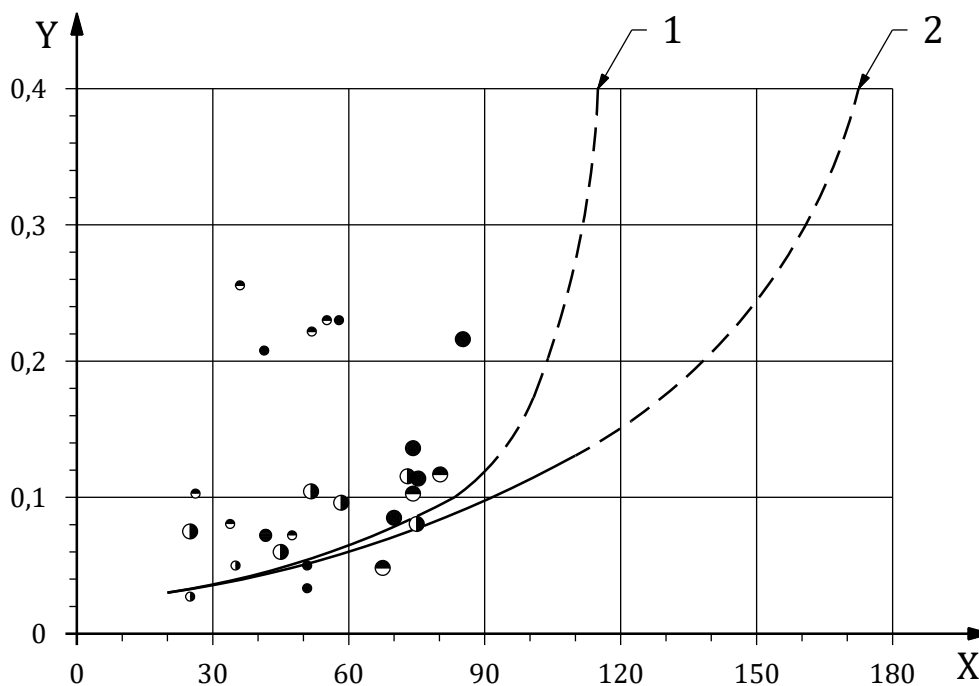
waarin:

- S_r is de reststerkte uitgedrukt als een ongedraineerde schuifsterkte;
- σ'_{v0} is de effectieve verticale grondspanning voor de aardbeving zoals gebruikt in de funderingsanalyse;
- $q_{c1;N}$ is de genormaliseerde conusweerstand;
- $q_{c1;N;CS-S_r}$ is de reststerkte van schoon zand gecorrigeerd voor de fijne grondfractie bij een genormaliseerde conusweerstand;
- $\Delta q_{c1;N-S_r}$ is de correctie voor de fijne grondfractie (ontleend aan tabel 10.2);
- φ' is de effectieve hoek van inwendige wrijving.

Tabel 10.2 — Correctie voor de fijne grondfractie (ontleend aan tabel 5 van [10.3])

Fijne grondfractie %	$\Delta q_{c1;N-Sr}$
10	10
25	25
50	45
75	55

OPMERKING 2 Figuur 10.2 geeft de relatie van formule (10.6) grafisch weer.



Legenda

X-as: equivalente genormaliseerde puntweerstand bij mechanische sonderingen voor schoon zand, $\Delta q_{c1;N-Sr}$

Y-as: resterende schuifweerstandverhouding, S_r / σ'_{v0}

● ● ● groep 1, concrete gevallen met een afdoende hoeveelheid metingen ter plaatse en redelijk complete geometrische details

● ● ● groep 2 en groep 3

● ● Seed (1987)

● ● Seed en Harder (1990)

● ● Olsen en Stark (2002)

1 aanbevolen curve voor zand zonder slecht doorlatende laag erboven (geen 'void redistribution')

2 aanbevolen curve voor zand onder een slecht doorlatende laag (wel 'void redistribution')

Figuur 10.2 — Correlatie tussen de genormaliseerde restschuifsterkteverhouding voor verweekte gronden en voor overspanning gecorrigeerde conusweerstand ($\sigma'_{v0} < 400$ kPa)

Bij het verweken van de ondergrond moet een toets op 'squeezing' (zijdelings wegpersen van verweekt zand) worden uitgevoerd. Voor de verweekte zandlaag kan de ongedraineerde schuifsterkte uit formule(10.6) worden genomen. Er wordt afgeraden om voor de aan elkaar verwante

mechanismen doorponsen en zijdelings wegpersen gebruik te maken van 6.5.2.2(r) en 6.5.2.2(s) van NEN 9997-1. Dit omdat het eenvoudige methoden betreft die zijn bepaald voor cohesieve lagen onder statische omstandigheden. Het beschouwen van een zandlaag die gradueel verslapt, kan hierbij leiden tot foutieve resultaten. Tevens kunnen grote sterktereducties van de sterkte buiten de initiële invloedsdiepte van de fundering z_e ook leiden tot een afname van het draagvermogen. Hierom wordt aangeraden om ter controle een eenvoudige eindige-elementenberekening uit te voeren indien er sprake is van verweking binnen enige diepte onder de fundering. Hiervoor kan die diepte worden aangehouden, waarop de belasting uit de fundering leidt tot een effectieve spanningsverhoging van 20 % ten opzichte van de vrijeveldconditie, uitgaande van een belastingsspreiding van $2V:1H$ (verticaal over horizontaal). Verweking onder dit niveau leidt naar verwachting niet tot een reductie van het draagvermogen van de fundering. Significante verweking boven dit niveau in een grondlaag net onder de invloedsdiepte z_e kan wel leiden tot reductie van het draagvermogen.

10.3.5 Fundering op kelder

Op een fundering op kelder is 10.3.2 t/m 10.3.4 van overeenkomstige toepassing. In aanvulling daarop is het volgende van toepassing:

- a) Indien onder de kelder grondlagen voorkomen waarin wateroverspanning kan ontstaan (γ_L tot 2,0), moet worden gecontroleerd of de kelder kan opdrijven, door een controle van het verticale evenwicht van het pand. De in rekening te brengen wateroverspanning is de wateroverspanning in de ondergrond direct naast de kelder. Voor de bovenbelasting, uitgaande van gunstig werkend eigen gewicht (belastingsfactor 0,9) en nominale waarden van de gebruiksbelasting (vermenigvuldiging met ψ_0 , zoals vastgelegd in de nationale bijlage van NEN-EN 1990), moet worden uitgegaan van een lage schatting.

OPMERKING 1 Volgens tabel NB.4-A1.2(B) van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 geldt een partiële belastingsfactor van 0,9).

OPMERKING 2 Voor opdrijven is het eigen gewicht van het gebouw en de daarin aanwezige voorwerpen een gunstige belasting.

- b) Wrijving langs de wanden van de kelder mag bij het controleren van de kelder op voorkomen van opdrijven in rekening worden gebracht, mits daarbij het effect van wateroverspanning op de wandwrijving wordt meegenomen.
- c) De berekening voor het toetsen van opdrijven moet worden uitgevoerd volgens 10.2 van NEN 9997-1.

10.4 Fundering op palen

10.4.1 Belastingssituaties en aanpak

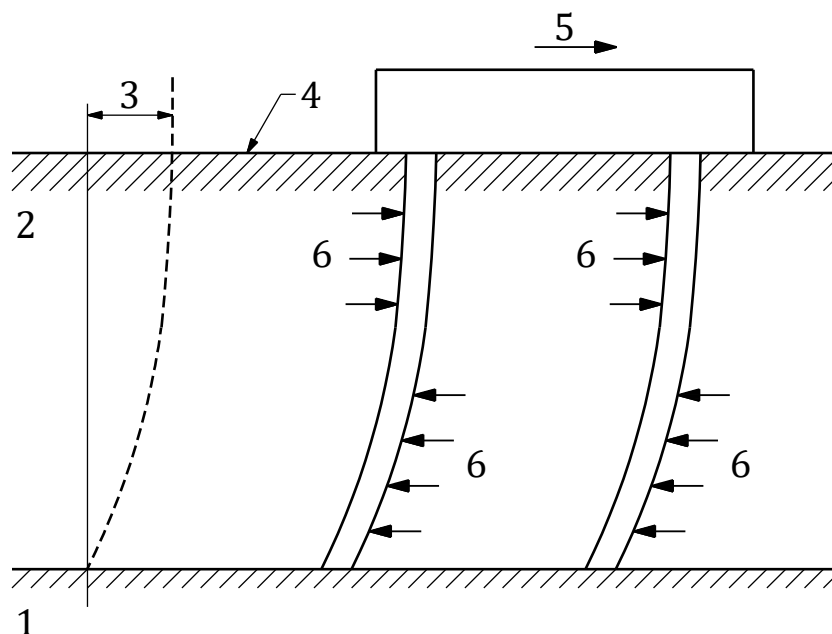
Voor funderingen op palen moeten de grenstoestanden GEO en STR worden getoetst volgens NEN 9997-1. Indien a_{gd} kleiner is dan 0,15 g , is voor paalfunderingen van gebouwen in gevolklasse CC1a of CC1b, alleen een toets op GEO nodig. Er moeten twee belastingcombinaties worden getoetst:

- 1) toets van palen tijdens aardbeving;
- 2) toets van palen direct na aardbeving.

In lijn met 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 moeten voor een fundering op palen tijdens een aardbeving (afhankelijk van de gegeven omstandigheden) de volgende twee aardbevingsbelastingen worden gecontroleerd:

- inertiabelasting door de bovenbouw, bestaande uit de som van het eigen gewicht en de nominale belasting van de gebruiksbelastingen en de inertiakrachten vanuit de bovenbouw (zie figuur 10.3);
- kinematische belasting door laterale grondverplaatsingen veroorzaakt door de aardbevingsgolf.

De berekening van de kinematische belasting door laterale grondverplaatsingen door aardbevingsgolven moet worden bepaald voor gevallen zoals beschreven in 5.4.2 van NEN-EN 1998-5. Voor overige gevallen hoeven kinematische paalbelastingen door aardbevingsgolven niet te worden beschouwd.



Legenda

- | | |
|---------------------------------------|--|
| 1 stijve grond | 4 maaiveld |
| 2 slappe grond | 5 dynamische belasting vanuit de bovenbouw |
| 3 grondverplaatsing in het vrije veld | 6 belasting vanuit de grond op de palen |

Figuur 10.3 — Illustratie van inertia- en kinematische belasting op palen [10.7]

Zoals in 5.2 (2) c) van NEN-EN 1998-5 is aangegeven, mag indien dat kan worden aangetoond een lagere waarde van de piekgrondversnelling dan die op maaiveldniveau worden aangehouden, afhankelijk van de diepteligging van de grond. De lagere waarde moet ten minste gelijk zijn aan of groter zijn dan $0,65 \times a_{g,d}$. Er wordt geen onderscheid gemaakt tussen de situatie tijdens en direct na de aardbeving. Voor de in rekening te brengen wateroverspanning kan hetzelfde scenario worden gebruikt als bij de controle van een fundering op staal tijdens de aardbevingsbelasting, volgens 10.3.2.

Bij de beoordeling van de weerstand van de paalfundering moet indien relevant rekening worden gehouden met een afname van de sterkte van de grond, bepaald op basis van de conusweerstand, als gevolg van wateroverspanning. Voor de reductie van deze conusweerstand kan worden uitgegaan van de volgende formule (10.8):

$$q_{c;liq} = q_c \sqrt{(1 - r_{u;d})} \quad (10.8)$$

waarin:

- $q_{c;liq}$ is de in rekening te brengen conusweerstand bij de beoordeling van de weerstand van de paalfundering tijdens de aardbevingsbelasting;
- q_c is de gemeten conusweerstand onder omstandigheden waar geen aardbevingsbelasting aan de orde is;
- $r_{u;d}$ is de rekenwaarde van de relatieve wateroverspanning (verhouding wateroverspanning en effectieve verticale grondspanning direct voorafgaand aan de aardbeving).

De algemene principes van NEN 9997-1 moeten bijvoorbeeld worden gebruikt voor de bepaling van ontgravingen, overconsolidatie, verdringing in geval van dichte palenvelden en voor bepaling van de partiële factor van variabele belastingen van trekpalen. Voor bestaande funderingen moeten in aanvulling daarop de bepalingen van de NEN 8700:reeks in acht worden genomen.

Voor de aan te houden paalpunctfactoren gelden de wettelijke bepalingen.

De ξ -factor die wordt gehanteerd om tot een representatieve waarde van het axiale paal draagvermogen te komen, moet conform NEN 9997-1 worden bepaald.

10.4.2 GEO: stabiliteit en zakking tijdens de aardbeving

Voor de bepaling van de stabiliteit tijdens de aardbeving moeten de in rekening te brengen versnelling en waterspanning volgens sub 2, sub a van 10.3.2 van deze NPR worden behandeld, waarna de volgende toetsen moeten worden uitgevoerd:

- a) toets de verticale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 en volgens 6.5.2 van NEN 9997-1;
- b) toets de horizontale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5.

Voor de aan te houden paalpunctfactoren bij het toetsen van de verticale draagkracht gelden de wettelijke bepalingen.

Met de dynamische belasting uit de bovenbouw, het eigen gewicht en de nominale waarde van de gebruiksbelasting van het gebouw en de gereduceerde sterkte van de grond ten gevolge van de wateroverspanning wordt een berekening voor de verticale draagkracht uitgevoerd volgens formule (10.9):

$$E_d = E_{d;E} + \sum G_{k;j} + \sum \psi_{2,j} Q_{k;j} \quad (10.9)$$

waarbij moet gelden: $E_d \leq R_{c;d;tijdens}$

waarbij:

- E_d is de rekenwaarde van het totale belastingeffect;
- $E_{d;E}$ is de rekenwaarde van het belastingeffect van de seismische belasting;
- $G_{k;j}$ is het eigen gewicht;

- $\psi_{2,j}$ is de combinatiecoëfficiënt voor de quasi-blijvende waarde van de variabele belasting, voor gebruik in combinatie met aardbevingsbelasting;
- $Q_{k,j}$ is de variabele belasting;
- $R_{c;d;tijdens}$ is de rekenwaarde van de weerstand van de grond tijdens de aardbeving.

OPMERKING 1 De aardbevingsbelasting wordt behandeld als de buitengewone belasting, in combinatie met de permanente belasting en de nominale waarde van de gebruiksbelasting. Ook behoort elke paal van de paalfundering te worden gecontroleerd op optredende momenten in de paal als gevolg van de (horizontale) aardbevingsbelasting. Voor de daarbij te hanteren laterale beddingconstante behoort rekening te worden gehouden met de wateroverspanning, zowel ten gevolge van de eventuele verweking alsmede uit de horizontale vervorming. De laterale beddingconstante is afhankelijk van de gekozen rekenmethode en is de beddingconstante als bedoeld in NEN 9997-1, of behoort te worden ontleend [10.4].

Tijdens de aardbeving zal er afhankelijk van het dynamische gedrag van de bovenbouw sprake zijn van een belastingsverhoging op de paalkop, terwijl er nog geen seismisch geïnduceerde zettingen zijn opgetreden. Dit betekent dat indien de paal ten gevolge van de belastingsverhoging zakt, zich reeds bij een kleine zakking van de paal, langs de gehele lengte van de paalschacht, positieve wrijving ontwikkelt:

- als de (quasistatisch in rekening gebrachte) tijdelijke belastingsverhoging $E_{d;E}$ kleiner is dan de initieel in rekening gebracht negatieve kleeftcomponent F_{nk} , dan hoeft tijdens de aardbeving geen toets uitgevoerd te worden en treedt er geen noemenswaardige additionele zakking op ten opzichte van de initiële situatie;
- als de tijdelijke belastingsverhoging $E_{d;E}$ groter is dan de initieel in rekening gebrachte negatieve kleeftcomponent F_{nk} , dan kan de verplaatsing bepaald worden door de zakking van de paal onder invloed van de belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand F_d bij γ is 1 en $E_{d;E}$ te beschouwen, rekening houdend met positieve schachtwrijving langs de gehele paalschacht. Hierbij moet een reductie van de conusweerstand volgens 10.3 gehanteerd worden, uitgaande van een wateroverspanning tijdens de aardbeving van 50 % van de middels bijlage D van NPR 9998 berekende waarde.

Indien de hieruit bepaalde zakking s kleiner is dan de initiële zakking, dan heeft de seismische component $E_{d;E}$ geen invloed op de zakking van de paal en treedt er geen additionele zakking op ten opzichte van de initiële situatie.

Indien de hieruit bepaalde zakking s groter is dan de initiële zakking, dan is de zakking van de paal $s_{tijdens}$ gelijk aan het verschil tussen deze berekende waarde en de initiële zakking van de paal.

10.4.3 GEO: stabiliteit en zakking na aardbeving

Voor bepaling van de stabiliteit moeten de in rekening te brengen versnelling en waterspanning worden vastgesteld. Voor de situatie na de aardbeving moet tevens rekening worden gehouden met eventuele permanente horizontale grondverplaatsingen door 'lateral displacement' en door afschuivingen van bijvoorbeeld taluds. Daarna moeten de volgende stappen worden uitgevoerd:

a) Toets de verticale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5 en NEN 9997-1.

Met het eigen gewicht en de nominale waarde van de gebruiksbelasting van het gebouw en de gereduceerde sterkte ten gevolge van de wateroverspanning wordt een berekening voor de verticale draagkracht volgens NEN 9997-1 uitgevoerd.

b) Toets de horizontale draagkracht volgens 5.4.2 van NEN-EN 1998-5.

Hiertoe moeten de horizontale grondverplaatsingen worden ingeschat en vervolgens moet het effect op de palen middels een opgelegde vervorming of interactieberekening worden vastgesteld. Voor de belastingscombinatie na de aardbeving zijn inertia belastingen niet van toepassing.

OPMERKING 1 De tijdelijke situatie direct na de aardbeving wordt behandeld als een buitengewone belasting, in combinatie met de permanente belasting en de nominale waarde van de gebruiksbelasting.

Voor de aan te houden paalpunctfactoren bij het toetsen van de verticale draagkracht gelden de wettelijke bepalingen.

OPMERKING 2 Van een horizontale belasting zal sprake zijn indien er in de directe nabijheid van de fundering een blijvende horizontale grondverplaatsing is ontstaan. In geval van paalfunderingen dicht bij taluds, kan horizontale spreiding de oorzaak zijn van horizontale vervormingen.

Als de toetsing van de verticale draagkracht niet voldoet, kan gebruikgemaakt worden van een interactieberekening om de vervormingen te toetsen die optreden. Er wordt een interactieberekening uitgevoerd waarmee wordt gezocht naar dat punt waar de verwachte zakking van de paal en de grond gelijk zijn aan elkaar: de neutrale lijn. Boven deze lijn zakt de grond méér dan de paal en wordt er negatieve kleeft gerekend. Onder deze lijn zakt de grond minder dan de paal en er is sprake van positieve schachtwrijving.

OPMERKING 3 In het achtergrondrapport [10.10] is deze methodiek uitgewerkt middels een voorbeeldberekening.

De eisen waaraan de paalfunderingen moeten voldoen, zijn zoveel mogelijk weergegeven als vervormingseisen ('performance based design'). Deze eis wordt uitgedrukt als een maximale verschilvervorming over de fundering en moet kleiner zijn dan 20 mm/m over twee funderingselementen. Als dit het geval is, hoeft geen verdere controle van de bovenbouw plaats te vinden. Als aan deze eis niet wordt voldaan, moet in overleg met de constructeur tot een aanvullende beoordeling worden overgegaan. Deze kan bestaan uit een toetsing van de bovenbouw bij een grotere scheefstand.

10.4.4 STR: toetsen maximaal moment en schuifkracht

Naast de GEO-criteria moeten de palen ook getoetst worden aan de STR-criteria:

- toets de palen op knik;
- toets de palen op dwarskracht en moment.

In aanvulling op 5.4.2(4)P van NEN-EN 1998-5 geldt dat bij dikkere lagen zand die volledig verweken, tevens moet worden gecontroleerd of knik van palen kan optreden. Bij die berekening moet worden aangenomen dat over de dikte van de volledig verweekte zandlaag de paal geen zijdelingse steun heeft.

In situaties waar sprake is van blijvende horizontale vervorming van grond door een aardbeving moeten de interne krachten in de palen en vervormingen van de fundering als gevolg van een blijvende horizontale vervorming worden gecontroleerd volgens 7.7 van NEN 9997-1.

Als uit een toetsing volgens 5.4.2(7)P van NEN-EN 1998-5 blijkt dat enkele palen bezwijken, dan kan een alternatieve krachtsafdrachtsweg worden bepaald via herverdeling van de belasting. De rekenwaarde van de op te nemen horizontale verplaatsing van de fundering kan hierbij worden vastgesteld op basis van een statisch niet-lineaire berekening of een tijdsdomeinanalyse, met inbegrip van niet-lineair gedrag van de fundering.

OPMERKING 1 Voor een vereenvoudigde methode om de rekenwaarde van de op te nemen horizontale verplaatsing van de fundering te bepalen, wordt verwezen naar rapport [10.12].

De eisen waaraan de paalfunderingen moeten voldoen, zijn uitgedrukt als een maximale verschilvervorming over de fundering. Deze moet kleiner zijn dan 20 mm/m over twee funderingselementen. Als dit het geval is, hoeft geen verdere controle van de bovenbouw plaats te vinden. Als aan deze eis niet wordt voldaan, moet in overleg met de constructeur tot een aanvullende beoordeling worden overgegaan. Deze kan bestaan uit een toetsing van de bovenbouw bij een grotere scheefstand.

Indien herverdeling van belasting van palen naar funderingsbalken in rekening wordt gebracht, dan wordt voor de berekening van de geotechnische draagkracht van een balk (strook) verwezen naar NEN 9997-1. Hiermee kan op basis van het beschikbare grondonderzoek een (conservatieve) ongedraineerde schuifsterkte worden bepaald. In dit geval behoort tevens de eventueel aanwezige spleetvorming onder de funderingsbalk ten gevolge van zetting van de ondergrond te worden beschouwd. Voor de horizontale lastafdracht kan de aanwezigheid van de funderingsbalken worden meegenomen om de horizontale dwarskrachten op de palen te reduceren. Hiervoor kan (seismische) passieve gronddruk in rekening worden gebracht volgens NEN-EN 1998-5, Annex E.

In aansluiting op NEN-ISO 23469 kan rekening gehouden worden met de restcapaciteit van de palen. In aanvulling op 5.4.2(7)P van NEN-EN 1998-5 wordt gesteld dat plasticiteit ook in rekening mag worden gebracht ter plaatse van de paalkop en over de diepere gedeelten van de paal, onder de voorwaarde dat de vastgestelde respons geen overschrijding van de grenstoestand NC oplevert. De modellering die wordt gekozen, behoort in overeenstemming te zijn met de ontwikkeling van de weerstand voorbij de elastische grens, waarbij de samenhang tussen constructie en grond wordt beschouwd.

OPMERKING 2 Voor de capaciteitstoets van een individuele doorsnede wordt verwezen naar de materiaalafhankelijke Eurocodes: beton: NEN-EN 1992:reeks, staal: NEN-EN 1993:reeks, hout: NEN-EN 1995:reeks.

OPMERKING 3 Voor toetsing van restcapaciteit van palen kunnen methoden worden gebruikt zoals omschreven in [10.8], [10.9] en [10.12], of hieraan gelijkwaardig. Uitgangspunt behoort in alle gevallen te zijn dat de uitgevoerde toets verifieert of het niet voldoen aan de elastische toets een grenstoestand NC kan opleveren voor het beschouwde bouwwerk.

OPMERKING 4 Ter plaatse van de paalkopverbinding kan een plastisch scharnier worden gevormd indien aan de minimeisen volgens NEN-EN 1998-5, 5.4.2 wordt voldaan. Een mechanisch scharnier mag worden aangenomen voor gevallen waar overschrijding van de momentcapaciteit bij de paalkop wordt berekend en de verplaatsing waarbij moment- en dwarskrachtcapaciteit afneemt niet wordt overschreden. In andere gevallen behoort in berekeningen verlies van horizontale belastingoverdracht tussen paal en funderingsbalk te worden aangenomen.

OPMERKING 5 Het kan zich voordoen dat het niet voldoen aan de criteria voor de doorsnedecapaciteit van palen niet kritisch is voor het optreden van een mogelijke grenstoestand NC van het bouwwerk. In deze gevallen mag een alternatieve krachtafdracht en herverdeling van funderingsbelastingen in de beschouwingen worden meegenomen. Voorzichtigheid is hierbij geboden in gevallen waar overschrijding van de trekcapaciteit van paaldoorsneden wordt vastgesteld. In deze gevallen zal herverdeling in veel gevallen niet mogelijk zijn.

OPMERKING 6 Vooralsnog is geen normatieve methode beschikbaar voor het beoordelen van het draagvermogen van houten palen met oplangers. Voor nieuw te bouwen gebouwen wordt een dergelijk paaltype binnen het toepassingsgebied van deze NPR in de meeste situaties niet geschikt geacht. Voor bestaande bouw geldt dat de rekenwaarde van de op te nemen horizontale verplaatsing kan worden bepaald zoals hierboven beschreven. Voor de opneembare verplaatsing behoort dan rekening te worden gehouden met het benodigde verticale draagvermogen (zie bijlage paalfunderingen in [10.12]).

10.4.5 Paal-grond-constructie-interactie

Hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-5 is van toepassing, rekening houdend met de onderstaande aanvullende bepalingen.

Voor een constructieve berekening waarbij de veerstijfheid van de paalfundering van belang is, kan de veerstijfheid (horizontaal en buiging) worden bepaald volgens bijlage C van NEN-EN 1998-5.

Voor de zijdelingse grondveerstijfheid moet de wateroverspanning in rekening zijn gebracht. De aan te houden zijdelingse grondveerstijfheid is afhankelijk van de gekozen analysemethode. De grondveerstijfheid is gedefinieerd in NEN 9997-1 of kan worden afgeleid uit [10.4].

Het effect van wateroverspanning op de veerstijfheid kan in rekening worden gebracht door de veerstijfheid voor de situatie zonder wateroverspanning te vermenigvuldigen met de factor:

$$\sqrt{(1 - r_u)} \quad (10.9)$$

waarin:

r_u is de relatieve wateroverspanning.

OPMERKING 1 De dynamische veerstijfheid van grond is veelal een factor 2 tot 5 hoger dan de statische veerstijfheid.

OPMERKING 2 De grondveerstijfheid kan ook worden afgeleid via [10.4], waarbij rekening gehouden wordt met verweking [10.3] en [10.11].

Zowel de hoge waarde van de stijfheid (zonder verweking) als de lage waarde (met verweking) moet worden gecontroleerd.

Rekening moet worden gehouden met het groepseffect (paal-grond-paalinteractie). Indien de hart-op-hartafstand groter is dan achtmaal de paaldiameter, hoeft geen rekening te worden gehouden met het groepseffect.

Paalgroepseffecten mogen worden verwaarloosd voor kleine groepen (tot drie palen).

In aanvulling op 6.1 van NEN-EN 1998-5 mag het volgende worden aangehouden.

- a) Voor piekgrondversnellingen kleiner dan 0,1 g is de paal-grondinteractie meestal elastisch. Voor grotere versnellingen moet rekening worden gehouden met het niet-lineaire gedrag.
- b) Stijve of diepe funderingen beïnvloeden de trilling die in de constructie wordt ervaren ten gevolge van de aardbeving. Damping van hoge frequenties vindt dan plaats ten opzichte van de vrieleveldtrilling. Voor gebouwen van maximaal vier bouwlagen mag deze beïnvloeding worden verwaarloosd.

OPMERKING 3 Het betreft hier bouwlagen zowel onder als boven de grond.

10.4.6 Constructieve capaciteit van funderingsbalken bij paalfunderingen

Voor funderingsbalken van paalfunderingen geldt dat de STR grenstoestand moet worden gecontroleerd. Scheurvorming is toelaatbaar onder de voorwaarde dat de vastgestelde respons geen overschrijding van de grenstoestand NC oplevert. Hierbij moet zowel het effect op draagkracht en stabiliteit van de fundering als een eventueel effect van de vervorming van funderingsbalken op de bovenbouw worden beschouwd.

OPMERKING Voor nadere informatie over wringing- of torsiedeformatiecapaciteit van betonnen funderingsbalken wordt verwezen naar [10.12].

10.5 Grondkerende constructies betrekking hebbend op gebouwen

Hoofdstuk 7 en bijlage E van NEN-EN 1998-5 zijn van toepassing voor zover betrekking hebbend op gebouwen.

OPMERKING 1 Als alternatief kunnen ook geavanceerde rekenmethoden worden toegepast.

OPMERKING 2 Voor de bepaling van de wateroverspanning bij een berekening van de stabiliteit kan bijlage D van deze NPR worden gebruikt.

10.6 NDP's en status van bijlagen NEN-EN 1998-5

Bepalingen van NEN-EN 1998-5 die nationaal te bepalen parameters bevatten, zijn hierna opgesomd.

Bepalingen	Onderwerp
1.1(4)	Status van de bijlagen
3.1(3)	Partiële factoren voor materiaaleigenschappen
4.1.4(11)	Bovenste spanningsgrens voor gevoeligheid van verweken
5.2(2) c)	Reductie van piekgrondversnelling met de diepte vanaf maaiveld

In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van NEN-EN 1998-5 het hierna bepaalde van toepassing is. Het nummer van de desbetreffende bepaling is in de kantlijn gegeven.

NEN-EN 1998-5 **1.1 Status bijlagen**

- (4) De status van de bijlagen A tot en met F van NEN-EN 1998-5 binnen het toepassingsgebied van deze NPR is gegeven in tabel 10.3 van deze NPR.

Tabel 10.3 — Status van de bijlagen van NEN-EN 1998-5

Bijlage van NEN-EN 1998-5	Status
A	Informatief
B	Informatief
C	Informatief
D	Informatief
E	Informatief
F	Informatief

De volgende bepaling (5) behoort te worden gelezen na bepaling (4).

- (5) De bepaling van de verweking mag in plaats van met de methode volgens bijlage B van NEN-EN 1998-5 worden bepaald volgens de methode beschreven in bijlage D van deze NPR.

OPMERKING 1 In NEN-EN 1998-5 wordt in bijlage B voor het bepalen van de verwekingsgevoeligheid een methode gegeven. De daar beschreven methode is in feite gelijk aan die beschreven in [10.5]. Voor geïnduceerde aardbevingen (relatief lage magnitude en hoge piekgrondversnelling) is deze methode minder veilig dan de methode als beschreven in bijlage D van deze NPR. De methode in bijlage D is in lijn met de veiligheidsfilosofie van deze NPR. Andere methoden kunnen alleen worden gebruikt wanneer de toegepaste parameters in lijn zijn met de veiligheidsfilosofie van deze NPR. De verschillende methoden mogen niet door elkaar worden gebruikt.

NEN-EN 1998-5 3.1 Partiële factoren voor materiaaleigenschappen

- (3) De waarden voor γ_{cu} , γ_{rcy} , γ_{qu} , $\gamma_{\phi'}$ (fundering op staal) en γ_b , γ_s , γ_t , γ_{st} (fundering op palen) moeten gelijk zijn genomen aan 1,0.

OPMERKING 2 De correlatiefactoren behoren te worden aangehouden volgens tabel A.9 tot en met tabel A.11 van NEN 9997-1.

NEN-EN 1998-5 4.1.4 Bovenste spanningsgrens voor gevoeligheid van verweken

- (11) De waarde van λ moet gelijk zijn genomen aan 0,5, wat overeenkomt met $\gamma_L = 2,0$.

NEN-EN 1998-5 5.2 Reductie van piekgrondversnelling met de diepte vanaf het maaiveld

- (2) De waarde van p moet gelijk zijn genomen aan 0,65.

Bijlage A (informatief)

Inspectieprotocol voor het beoordelen van bestaande gebouwen

A.1 Inleiding

Het inspectieprotocol voor het beoordelen van bestaande gebouwen is gebaseerd op 3.1 van NEN-EN 1998-3. Het stappenplan voor het beoordelen van een bestaand gebouw is als volgt:

- a) Er wordt gestart met een dossieronderzoek. Dit houdt het inwinnen in van informatie die al beschikbaar is over de (constructieve) opbouw van het gebouw bij bijv. de eigenaar van het gebouw of het gemeentelijk archief.
- b) Als er onvoldoende dossierinformatie beschikbaar is, zal een (volledige) opname van het gebouw in het werk behoren te worden uitgevoerd. Als er wel voldoende dossierinformatie beschikbaar is, behoort in het werk te worden gecontroleerd of er geen wijzigingen in het gebouw zijn doorgevoerd.

OPMERKING Aanbevolen wordt te allen tijde het werk visueel te inspecteren.

- c) Tot slot behoort een opname plaats te vinden van de schade aan het gebouw. Dit betreft alle schade die invloed kan hebben op het constructieve gedrag van het gebouw.

In deze bijlage wordt in eerste instantie ingegaan op de informatie die behoort te worden opgenomen ten behoeve van de modellering van een gebouw. Vervolgens wordt aangegeven hoe de opname van de schade aan een gebouw behoort plaats te vinden.

A.2 Opname ten behoeve van de modellering van een gebouw

A.2.1 Introductie

In 3.1 van NEN-EN 1998-3 staat een overzicht van de informatie die behoort te worden verzameld ten behoeve van de modellering van gebouwen. Dit overzicht vormt de basis voor de onderstaande uitwerking van de opname.

A.2.2 Algemene gegevens

In eerste instantie behoren de volgende algemene gegevens van het gebouw te worden bepaald:

- a) het bouwjaar;
- b) de gebruiksfunctie(s) van het gebouw en de diverse ruimten in het gebouw;
- c) de gevolgklasse en categorie, zoals gecategoriseerd in deze NPR;
- d) identificatie van de ondergrond waarop het gebouw is gefundeerd, zoals gecategoriseerd in 3.1 van NEN-EN 1998-1.
- e) de hoofdafmetingen van het gebouw, vastgelegd in plattegronden (per bouwlaag) en in gevelaanzichten;

- f) de locatie van eventueel aanwezige gebouwdilataties;
- g) informatie over eventueel uitgevoerde verbouwingen en/of uitbreidingen;
- h) de constructieve opbouw van het gebouw, dat wil zeggen dat behoort te worden gekeken naar:
 - 1) fundering;
 - 2) vloeren, met inbegrip van uitsparingen en openingen;
 - 3) wanden, met inbegrip van uitsparingen en openingen;
 - 4) dak;
 - 5) balken, kolommen, windverbanden, met inbegrip van type en aard van de verbindingen.

Omdat niet-dragende onderdelen een significante invloed kunnen hebben op het constructieve gedrag van het gebouw, behoren deze ook in de modellering te worden betrokken. Deze invloed kan positief of negatief zijn.

A.2.3 Decompositie

Na het opnemen van de algemene gegevens behoort een decompositie van het gebouw te worden gemaakt. Daarbij behoren alle individuele onderdelen van het gebouw te worden gedefinieerd. Dit heeft betrekking op:

- a) de verschillende funderingsvormen;
- b) per vloerniveau de verschillende vloervelden;
- c) de individuele wanden;
- d) de verschillende dakvlakken.

A.2.4 Individuele gebouwonderdelen van de decompositie

Tot slot behoort een opname te worden gemaakt van alle individuele onderdelen van het gebouw die bij de decompositie zijn gedefinieerd. Daarbij behoort het volgende te worden opgenomen:

- a) fundering (per funderingsvorm):
 - 1) het type fundering: op staal of palen;
 - 2) indien op staal: de aanlegdiepte ten opzichte van het maaiveld;
 - 3) indien op palen: de positionering van de palen, het type palen en de lengte van de palen;
 - 4) de vorm en de afmetingen van de fundering;
 - 5) de gebruikte materialen;
 - 6) de eventuele aanwezigheid van voegen en/of doorgangen door de fundering;

b) vloeren (per vloerveld):

- 1) de opbouw van de vloervelden: gebruikte materialen en laagdikte daarvan;
- 2) de wijze waarop de vloervelden zijn verbonden met de onderliggende constructiedelen (opleglengte en typering verbinding);
- 3) de wijze waarop de vloervelden zijn verbonden met de aangrenzende vloervelden;

c) wanden (per individuele wand, zowel binnen- als buitenwand):

- 1) een aanzicht van de wanden, met daarin aangegeven de eventueel aanwezige sparingen;
- 2) de opbouw van de wanden: gebruikte materialen en afmetingen daarvan;
- 3) de invulling van de sparingen: deuren, ramen e.d.;
- 4) de eventueel aanwezige lateien boven sparingen: materiaal, afmetingen en wijze en lengte van oplegging;
- 5) de wijze waarop de wanden zijn verbonden met de onder- en bovenliggende vloervelden (zie ook b) 2);
- 6) de wijze waarop de wanden zijn verbonden met de aangrenzende wanden;
- 7) de plaats van eventueel aanwezige dilatatievoegen, met inbegrip van detaillering van de voegen;

d) daken (per dakvlak):

- 1) de opbouw van de dakvlakken: gebruikte materialen en laagdikte daarvan;
- 2) de hellingshoek van de dakvlakken;
- 3) de wijze waarop de dakvlakken zijn verbonden met de onderliggende constructiedelen (opleglengte en typering verbinding);
- 4) de eventueel aanwezige spanten onder de dakvlakken: positionering, afmetingen en gebruikte materialen;
- 5) de wijze waarop de dakvlakken zijn verbonden met de aangrenzende dakvlakken;

e) niet-seismische, constructieve elementen:

- 1) de opbouw van de elementen;
- 2) de bevestiging van de elementen;
- 3) de vorm en afmetingen van de elementen;
- 4) de gebruikte materialen.

A.2.5 Informatiebronnen

Voor het verkrijgen van de in A.2.2 tot en met A.2.4 bedoelde informatie kan in eerste instantie gebruik worden gemaakt van het dossier dat over het gebouw beschikbaar is. Dit betreft vooral informatie in de vorm van bouwtekeningen, bestek en constructieve berekeningen van het gebouw. Hiervoor kunnen de volgende bronnen worden geraadpleegd:

- a) het eigen dossier van de eigenaar/beheerder;
- b) het gemeentelijke archief;
- c) de oorspronkelijke constructeur van het gebouw;
- d) de bouwer of aannemer van het gebouw.

De benodigde informatie betreft niet alleen informatie over de oorspronkelijke opbouw, maar ook over de in de loop van de tijd uitgevoerde verbouwingen en uitbreidingen. Ongeacht de mate waarin die informatie beschikbaar is gekomen, behoort in tweede instantie altijd een opname in het werk plaats te vinden om vast te stellen of de bevindingen vanaf papier kloppen met het werkelijk aanwezige gebouw, ofwel om op te nemen wat op papier niet beschikbaar is. Zie ook A.1 b).

OPMERKING Het kan aanbeveling verdienen materiaaleigenschappen in het werk vast te stellen volgens bijlage D van NEN 8700.

A.3 Schadeopname

A.3.1 Algemeen

Van alle bij de decompositie gedefinieerde onderdelen behoort een schadeopname te worden gemaakt. Daarbij behoren alle eerdere schade en al het eerder uitgevoerde herstelwerk te worden opgenomen die invloed kunnen hebben op het constructieve gedrag van die onderdelen, zoals:

- a) aantasting van de materialen en/of de interne verbindingen;
- b) scheurvorming;
- c) verplaatsingen;
- d) uitgevoerde herstelwerkzaamheden.

A.3.2 Aantasting van de materialen en/of de interne verbindingen

Per onderdeel behoort te worden nagegaan of er sprake is van aantasting van de materialen, die een negatief effect kan hebben op het constructieve gedrag van het onderdeel. De mate waarin die aantasting optreedt over het onderdeel, behoort te worden ingetekend in een plattegrond dan wel in een aanzicht van het onderdeel, zie A.3.3. Daarbij behoort tevens een inschatting te worden gegeven van de grootte van de invloed op de sterkte van het desbetreffende onderdeel.

Het voorgaande geldt ook voor het verlies van interne samenhang tussen verschillende materialen waaruit een onderdeel is opgebouwd.

A.3.3 Scheurvorming

De locatie en het verloop van de scheuren behoren per onderdeel te worden ingetekend in een plattegrond dan wel in een aanzicht van het onderdeel. De volgende gegevens behoren per scheur te worden vastgelegd:

- a) de lengte;
- b) de scheurwijdte en het verloop daarvan over de lengte van de scheur;
- c) of de scheur alleen aanwezig is in de afwerklaag (pleister, stuc laag) of doorgaat in ondergrond;
- d) of de scheur door en door loopt of slechts aan één zijde zichtbaar is.

A.3.4 Verplaatsingen

Verplaatsingen van individuele onderdelen ten opzichte van elkaar kunnen resulteren in verlies van de samenhang. Dit betekent dat dergelijke verplaatsingen behoren te worden ingemeten en te worden vastgelegd.

Het inmeten behoort te worden gedaan ten opzichte van de oorspronkelijke NAP-maat, gebruikmakend van een vast referentiepunt met geborgde NAP-maat.

Voor zakkingsverschillen behoren vloer- en/of lintvoegwaterpassingen te worden gebruikt.

Voor zakkingsnelheden kan gebruik worden gemaakt van meetbouten waarbij de verplaatsing hiervan over een bepaalde tijdsperiode wordt beoordeeld.

A.3.5 Uitgevoerde herstelwerkzaamheden

Indien herstelwerkzaamheden zijn uitgevoerd vanwege een in het verleden ontstane schade, behoort te worden beoordeeld of die reparaties een negatieve invloed kunnen hebben op het constructieve gedrag van de desbetreffende onderdelen. Indien dit het geval is, behoort dit te worden opgenomen, met daarbij een inschatting van de invloed van de reparatie op het gedrag van de bouwconstructie.

Indien tijdens de inventarisatie andere waarnemingen worden gedaan die mogelijk relevant kunnen zijn voor het constructieve gedrag van de desbetreffende onderdelen, behoort die informatie ook te worden vastgelegd.

Bijlage B (informatief)

Versterkingsmaatregelen voor bestaande gebouwen

B.1 Inleiding

Deze bijlage bevat aanwijzingen voor het ontwerpen van versterkingsmaatregelen om de robuustheid van bestaande gebouwen onder aardbevingsbelastingen te verhogen.

B.2 Principes aardbevingsbestendig bouwen en versterken

B.2.1 Algemeen

Bij het ontwerpen van aardbevingsbestendige gebouwen geldt een aantal algemene principes. Deze principes zijn tevens goede graadmeters bij het versterken van bestaande gebouwen.

B.2.2 Reductie van de massa

De aardbevingsbelasting op gebouwen is proportioneel aan de massa van het gebouw. Het reduceren van de massa van het gebouw zal resulteren in een reductie van de aardbevingsbelasting. Bij het ontwerpen van versterkingsmaatregelen heeft het daarom de voorkeur om zo min mogelijk massa toe te voegen aan het gebouw. Gebruik van lichte materialen of open constructies (raamwerken) heeft de voorkeur boven massieve constructies (wanden).

B.2.3 Regelmatigheid in plattegrond

Een regelmatige vorm van een constructie en een regelmatige verdeling van belastingen voorkomen additionele belastingseffecten door bijvoorbeeld torsie. Een regelmatige geometrie en belastingsverdeling van de constructie leiden over het algemeen tot minder zware versterkingsmaatregelen. Het herindelen van (een) bestaand(e) gebouw(en) kan een effectief middel zijn om de impact van aardbevingsbelastingen te reduceren.

B.2.4 Regelmatigheid in hoogte

Een zekere constante sterkte- en stijfheidsverdeling over de hoogte van een gebouw is gewenst om zwakke punten in de draagconstructie te voorkomen. Bouwlagen met een lagere sterkte ('weak storeys') of met een lagere stijfheid ('soft storeys') ten opzichte van bovenliggende en onderliggende bouwlagen, kunnen de capaciteit van een gebouw fors reduceren. Wanneer deze constructies worden waargenomen in bestaande gebouwen, is het wegnemen van deze sterkte- en stijfheidsverschillen een adequaat middel om de capaciteit van een gebouw als geheel te vergroten.

B.2.5 Materialen en details

Het gebruik van 'ductiele' materialen en materialen die niet wezenlijk van eigenschappen veranderen als gevolg van de te verwachten wisselende belasting, heeft de voorkeur boven het gebruik van 'brosse' materialen. Bij het detailleren van constructies en het ontwerpen van aansluitdetails behoort te worden gestreefd naar ductiele bezwijkmechanismen.

B.2.6 Continuïteit

Bouwconstructies en onderdelen van bouwconstructies die weerstand bieden tegen aardbevingsbelastingen, lopen bij voorkeur door tot de fundering en vertonen geen (grote) afwijkingen in sterkte en/of stijfheid. Sprongen en onderbrekingen in het traject waarlangs de belasting wordt afgedragen, worden bij voorkeur voorkomen. Ook het wegnemen van discontinuïteiten binnen bestaande gebouwen is een effectief middel om de weerstand tegen aardbevingsbelastingen te verhogen.

B.2.7 Verdeling van veranderlijke belastingen

Positioneer hoge veranderlijke belastingen (bijvoorbeeld archief- en opslagruimten) bij voorkeur laag en in het centrum van het gebouw, om hoge aardbevingsbelastingen en additionele belastingseffecten door torsie te voorkomen.

B.2.8 Robuustheid

De aanwezigheid van een tweede draagweg binnen bestaande en nieuw te ontwerpen constructies zal de robuustheid van een gebouw verhogen. Het falen van een of meer bouwconstructies behoort niet te leiden tot het falen van het gebouw als geheel. Toevoegen van elementen waarmee in bestaande gebouwen een tweede draagweg kan worden gerealiseerd, kan eenvoudiger zijn en de voorkeur verdienen boven het versterken van de bestaande (eerste) draagweg.

B.2.9 Gelijkmatische verdeling bouwconstructie

Om bijkomende belastingseffecten door torsie te voorkomen worden verticale stabiliserende elementen bij voorkeur op gelijkmatische wijze over de plattegrond van het gebouw verdeeld. Als extra verticale stabiliserende elementen aan bestaande gebouwen worden toegevoegd, dan worden deze bij voorkeur ook op regelmatige wijze aangebracht.

B.3 Aandachtspunten bij het ontwikkelen van versterkingsmaatregelen

B.3.1 Algemeen

Bij het ontwerpen en aanbrengen van versterkingsmaatregelen behoren de aandachtspunten van B.3.2 tot en met B.3.4 van deze NPR te worden beschouwd.

B.3.2 Verbindingen

Indien in de modellering wordt aangenomen dat verbindingen intact blijven, behoren deze verbindingen te worden gecontroleerd op hun functioneren bij de maatgevende belastingen.

B.3.3 Stijfheid

Het realiseren van versterkingsmaatregelen kan invloed hebben op de stijfheid van het gebouw, en daarmee de eigenfrequentie van het gebouw en het effect van de aardbevingsbelasting op gebouwonderdelen veranderen. Hiermee behoort in het ontwerp van de versterking rekening te worden gehouden. Bij voorkeur worden veranderingen aan de stijfheid van het gebouw voorkomen. Dit geldt niet voor het versterken van bouwlagen met een lagere stijfheid ('soft storeys') ten opzichte van de bouwlagen daaronder of daarboven. Indien de stijfheid van het gebouw door het aanbrengen van versterkingen wel verandert, behoort achteraf te worden geverifieerd of de bouwconstructie in staat is de dan optredende gewijzigde krachten op te nemen.

OPMERKING Door het wijzigen van de stijfheid van het gebouw of onderdelen daarvan kan de wijze van de belastingsafdracht veranderen, waardoor andere bezwijkmechanismen kunnen optreden dan in de oorspronkelijke situatie.

B.3.4 Aanvullende richtlijnen

Bij het ontwikkelen van versterkingsmaatregelen behoren de eigenschappen van de versterkingen in tabel B.1 van deze NPR te worden beschouwd.

Tabel B.1 — Te beschouwen versterkingsmaatregelen

Onderwerp	Resultaat
Constructieve eigenschappen	De versterkingsmaatregelen behoren te leiden tot een constructie met voldoende sterkte en stijfheid om haar functie te kunnen vervullen.
Uitvoeringstechnische eigenschappen	De versterkingsmaatregelen behoren uitvoerbaar te zijn.
Vormgevingsaspecten	Bij het ontwerpen van de versterkingsmaatregelen behoort rekening te worden gehouden met de esthetische impact van de versterkingsmaatregelen op het gebouw.
Bouwfysische aspecten	De versterkingsmaatregelen behoren geen negatieve invloed te hebben op de bouwfysische eigenschappen en prestaties van het gebouw (thermische isolatie, geluidisolatie, lekkage, vochtdoorslag).

NEN-EN 1998-1 en NEN-EN 1998-3 geven algemene aanwijzingen voor het toetsen van bestaande constructies:

- a) voor gewapendbetonconstructies, zie bijlage A van NEN-EN 1998-3;
- b) voor staalconstructies, zie bijlage B van NEN-EN 1998-3;
- c) voor staal-betonconstructies, zie bijlage C van NEN-EN 1998-1, bijlage B van NEN-EN 1998-3;
- d) voor metselwerkconstructies, zie bijlage C van NEN-EN 1998-3.

OPMERKING Voor houtconstructies zijn in NEN-EN 1998-1 en NEN-EN 1998-3 geen bijlagen opgenomen die specifiek zijn voor dit materiaal.

B.4 Principedetails versterkingsmaatregelen

B.4.0 Algemeen

De principedetails in B.4.1 tot en met B.4.3 kunnen als handreiking worden gebruikt voor het ontwikkelen van versterkingsmaatregelen.

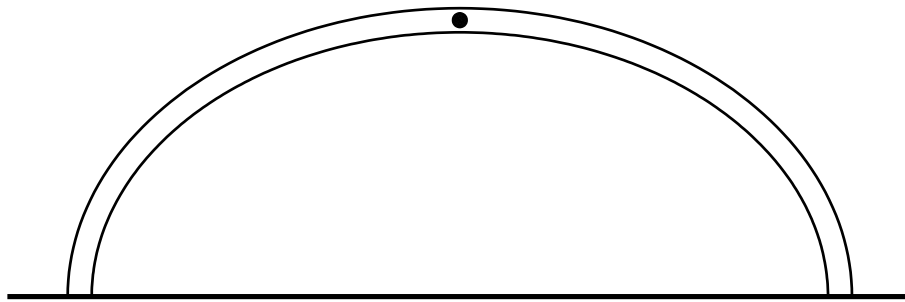
B.4.1 Houtconstructies

Een aantal bestaande constructies zal niet in ductiliteitsklasse DCM (gemiddeld energiedissiperend vermogen) of DCH (hoogenergie dissiperend vermogen) kunnen worden ingedeeld. B.4.1 van deze NPR beschrijft suggesties voor het aanpassen (versterken – wapenen) van dit soort constructies zodat deze mogelijk in ductiliteitsklasse DCM – met bijbehorende q volgens tabel 8.3 van deze NPR (vermenigvuldigd met behulp van de in 3.2.2.2.3 van deze NPR aangegeven waarde) – kunnen worden ingedeeld.

VOORBEELDEN

a) Twee- en drie-scharnier-spanten.

b) Boogconstructies.

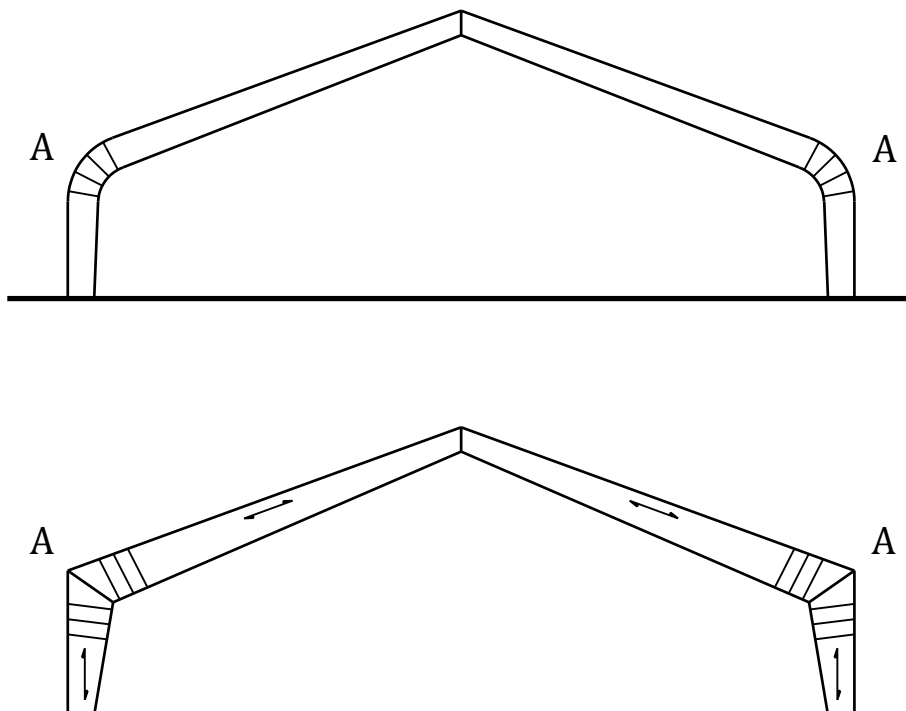


TOELICHTING In deze situatie geldt ongeacht de versterking dat $q = 1,5$, omdat er feitelijk geen energiedissiperend vermogen is toegevoegd.

Figuur B.1 — Boogconstructie

Boogconstructies kunnen, afhankelijk van de 'straal' ook zonder 'wapening' voldoen. Voor de ongewapende situatie behoren de statisch-equivalente belastingen gedurende aardbevingen met $q = 1,5$ te worden bepaald.

c) Spanten met gebogen respectievelijk geknikte hoek.



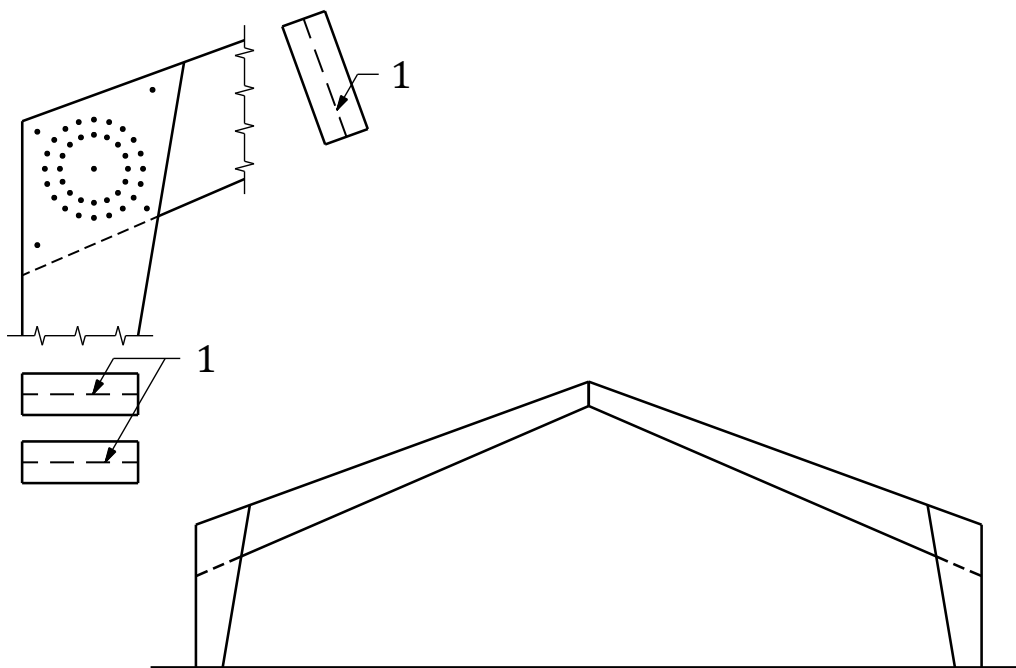
Legenda

A bocht of hoek in de spant

TOELICHTING In deze situaties is de hoek dan wel bocht bij A gewapend tegen trek, loodrecht op de houtvezel. In deze situatie geldt ongeacht de versterking dat $q = 1,5$, omdat er feitelijk geen energiedissiperend vermogen is toegevoegd.

Figuur B.2 — Spanten met gebogen en geknikte hoek

- d) Ongewapende statisch bepaalde portalen, waarbij de bovenregel is voorzien van een dakhelling en de nok is uitgevoerd met een scharnierende aansluiting, met gedeuvelde en geboute verbindingen.



Legenda

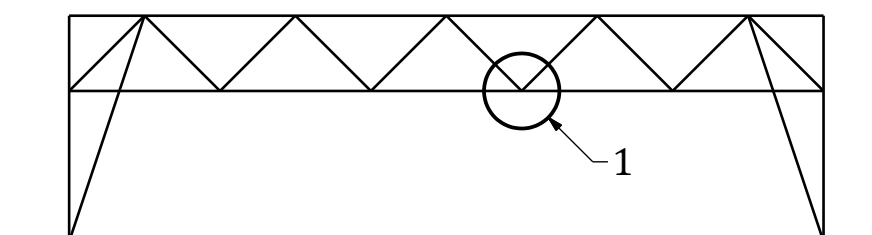
- 1 wapening tegen trek loodrecht op de houtvezel; wapening berekenen onder de aanname dat $q = 1,5$

Figuur B.3 — Statisch bepaalde portalen met gedeuvelde en geboute verbindingen

- e) Vakwerken waarin de verbindingen met ringdeuvels of stiftvormige verbindingsmiddelen met $d > 12$ mm zijn gerealiseerd.
- f) Vakwerken op 'zelfstandig gestabiliseerde' kolommen.

Deze vakwerken zijn als liggers te beschouwen. Tijdens aardbevingen worden zij vooral door de verticale component belast (verticale trilling met bijbehorende waarden voor T_1 (de laagste eigen trillingstijd), zie 3.2.2.2.2).

- g) Vakwerken als onderdeel van 'portalen'.



TOELICHTING In het detail (1) behoort loodrecht op de vezel wapening te worden aangebracht. Voldraadse schroeven behoren te worden berekend op een uittrekwaarde ter grootte van $F / 4$, waarbij F de afschuifkracht is op de verbinding, bijvoorbeeld bestaande uit ringdeuvels, bij de bijbehorende waarde voor q volgens tabel 8.3 van deze NPR.

Figuur B.4 — Vakwerken als onderdeel van 'portalen'

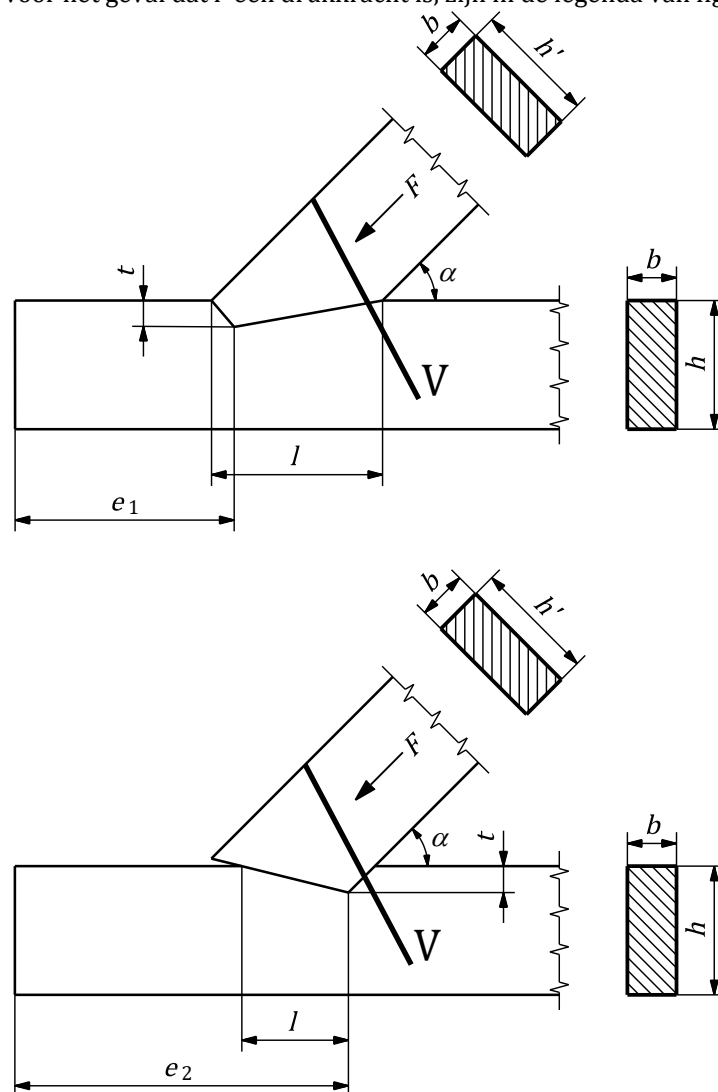
h) Constructies met traditionele verbindingen (zogenoemde timmermansverbindingen).

Deze verbindingen zijn in staat om drukkrachten over te dragen. De verbindingen zijn ongeschikt voor het overdragen van trekkrachten.

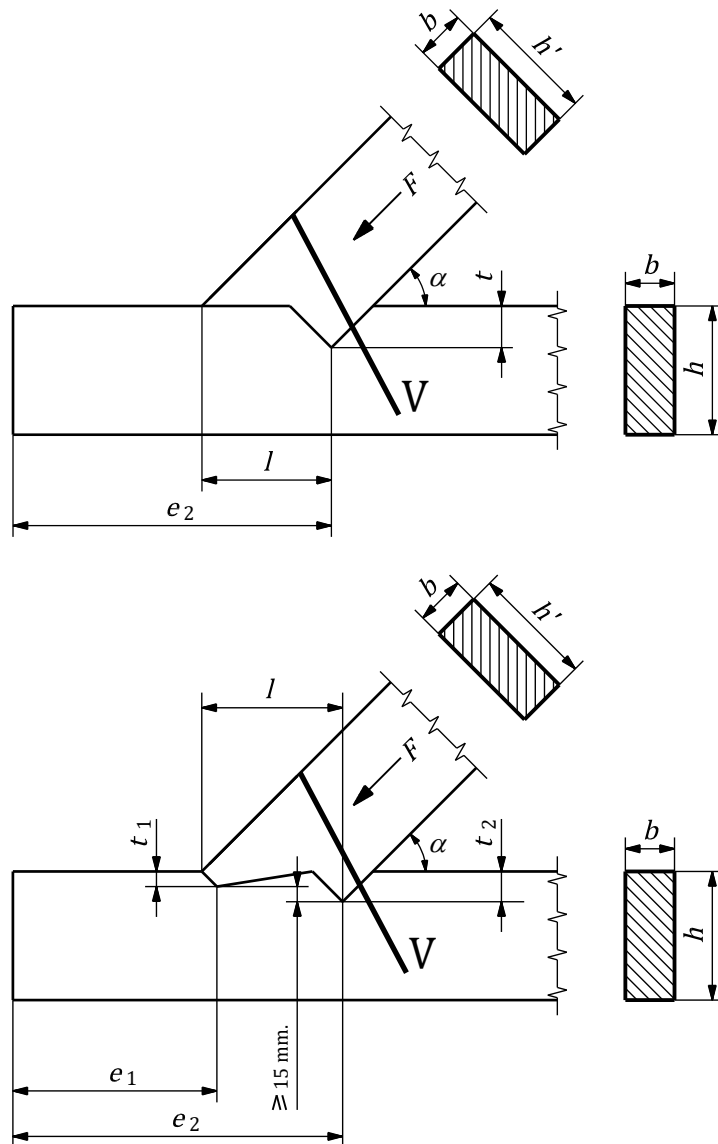
Indien de statisch-equivalente kracht uit aardbevingen – bepaald met $q = 1,5$ – niet door de drukkracht F , zie figuur B.5, kan worden overgedragen, behoort een versterking in de vorm van een voldraadse schroef – in figuur B.5 aangeduid met 'V' – te worden aangebracht. De statisch-equivalente kracht mag na aanbrengen van deze versterking worden bepaald met $q = 2,5$. In dat geval kan de kracht F een trekkracht worden, waar de schroef op behoort te worden gecontroleerd.

De ter versterking aangebrachte schroef behoort aan de in hoofdstuk 8 aangegeven eisen te voldoen ($d \leq 12$ mm; eindafstand $\geq 10d$; hechtlength $\geq 8d$).

De controleformules voor het geval dat F een drukkracht is, zijn in de legenda van figuur B.5 gegeven.



Figuur B.5 — Timmermansverbindingen (1-2)



Legenda

- α hoek tussen de ligger en het spantbeen
 b breedte van het hout
 h hoogte van het hout
 h' hoogte van het spantbeen
 l lengte van de horizontale afstand van de doorsnijding van het spantbeen met de ligger
 t hoogte van de tand of hoogte van de hiel
 t_1 hoogte van de tand
 t_2 hoogte van de hiel
 e lengte van het voorhout
 e_1 lengte van de tand
 e_2 lengte van de hiel
 V voldraadse schroef
 $F \cos(\alpha) / (b \times t) \leq f_{c;\alpha}$ (B.1)
 $F \cos(\alpha) / (b \times e) \leq 0,8 f_{v;0}$ (B.2)
 $F \sin(\alpha) / (b \times l) \leq f_{c;90}$ (B.3)
 $f_{c;90}$ druksterkte
 $f_{v;0}$ schuifsterkte
 $f_{c;\alpha}$ druksterkte bij hoek α

OPMERKING Voor meer informatie over formules (B.1) t/m (B.3), die de normaaldrukkracht beschrijven, zie 8.11.2.2, 8.11.2.3 en 8.11.2.4 van NEN-EN 1995-1-1/NB.

Figuur B.5 — Timmermansverbindingen (2-2)

Naast de aangegeven timmermansverbindingen komen in spantconstructies vaak pen- en gatverbindingen voor. Ook hiervoor geldt dat een versterking in de vorm van een voldraadse schroef behoort te worden aangebracht, indien de statisch-equivalente kracht uit aardbevingen – bepaald met $q = 1,5$ – niet door de drukkracht F , zie figuur B.5, kan worden overgedragen. De voldraadse schroef wordt in figuur B.5 aangeduid met 'V'. De statisch-equivalente kracht mag na aanbrengen van deze versterking worden bepaald met $q = 2,5$. In dat geval kan de kracht F een trekkracht worden, waarop de schroef behoort te worden gecontroleerd.

De ter versterking aangebrachte schroef behoort aan de in hoofdstuk 8 aangegeven eisen te voldoen ($d \leq 12$ mm; eindafstand $\geq 10d$; hechtlength $\geq 8d$).

- i) Bevestiging van de horizontale (houten) vloerschijven aan overwegend metselwerkwanden.

Veel houtconstructies zorgen van oudsher voor de samenhang in het gebouw. Voor de traditionele gebouwen is de staat van de fundering niet zo duidelijk. Er werd vroeger veel meer 'op staal' gefundeerd, terwijl tegenwoordig eerder 'op palen' wordt gefundeerd. De (ongelijkmatige) zakkingen van de 'op staal' gefundeerde gebouwen maakten een verbinding tussen de veelal metselwerkwanden en de vloeren noodzakelijk. De vloerbalken overspannen vaak van zijgevel naar zijgevel. De zijgevels werden dan ook aan de koppen van de vloerbalken aangebracht; de kopgevel werd aan de langs deze gevel lopende balk bevestigd (deze ankers werden vaak versierd uitgevoerd, waarbij bijvoorbeeld het jaartal werd weergegeven).

Ondanks het feit dat de verankering van de metselwerkwanden aan de houten balklaag oorspronkelijk een heel ander doel diende, draagt deze sterk bij aan het opnemen van aardbevingsbelastingen.

Na introductie van de spouwmuur zijn de muurankers niet meer zichtbaar. Deze worden uitsluitend aan het binnenspouwblad bevestigd. Het buitenspouwblad is in dit geval met spouwankers aan het binnenspouwblad bevestigd.

Door de geringe dikte van de spouwbladen (100 mm tot 120 mm) zijn de verankeringen aan de vloer zeker ook voor spouwmuren essentieel.

B.4.2 Aanvullende maatregelen voor raamwerken met ingesloten metselwerk

B.4.2.0 Introductie

OPMERKING De bepalingen in B.4.2 van deze NPR zijn gelijk aan die in 4.3.6 van NEN-EN 1998-1, waarbij de Engelse term 'shall' in de hiernavolgende tekst omwille van het informatieve doel in deze NPR is vertaald naar 'behoren te'.

B.4.2.1 Algemeen

B.4.2.1 tot en met B.4.2.3 van deze NPR zijn van toepassing op betonnen raamwerken of duale raamwerken in ductiliteitsklasse DCH (zie hoofdstuk 5 van deze NPR) en voor stalen, of staal-betonraamwerken in ductiliteitsklasse DCH (zie hoofdstuk 6 en hoofdstuk 7 van deze NPR), met meewerkende, niet op een verticaal dragende functie ontworpen metselwerkinvulwanden. Deze invulwanden voldoen aan de volgende voorwaarden:

- a) ze zijn vervaardigd na het uitharden van de betonnen raamwerken of de montage van het stalen raamwerk;
- b) ze sluiten direct aan op het raamwerk (dat wil zeggen zonder dilatatievoeg), maar er zijn geen constructieve verbindingen met het raamwerk (zoals ankers, ondersteuning of afschuifverbindingen);

c) in principe worden ze beschouwd als niet-seismische, constructieve elementen.

OPMERKING Zie de begripsomschrijving in 1.4.2.11.

Hoewel het toepassingsgebied van B.4.2.1 tot en met B.4.2.3 van deze NPR beperkt is tot het voorgaande, geven deze bepalingen uitgangspunten voor goed gebruik. Het kan nuttig zijn deze ook te gebruiken bij beton-, staal- of staal-betonconstructies in de ductiliteitsklassen DCM en DCL met metselwerkinvulwanden. Vooral bij wanden die kwetsbaar zijn voor het bezwijken in de richting loodrecht op hun vlak, kan het gebruik van ankers de dreiging van vallend metselwerk verminderen. De in 1.3 van deze NPR genoemde voorwaarden met betrekking tot mogelijke toekomstige wijzigingen in de constructie zijn ook van toepassing op metselwerkinvulwanden.

Voor betonnen wand- of equivalente duale wand-systemen en voor geschoorde stalen en staal-betonsystemen mag de interactie tussen het systeem en het ingesloten metselwerk zijn verwaarloosd.

Indien de metselwerkinvulwanden zijn ontworpen om een bijdrage te leveren aan het veilig opnemen van de aardbevingsbelastingen, behoren de analyse en het ontwerp te zijn uitgevoerd in overeenstemming met de in hoofdstuk 9 van deze NPR beschreven uitgangspunten, en aanvullende eisen voor ingesloten metselwerk in hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1.

Aan de eisen en criteria gegeven in B.4.2.2 van deze NPR mag geacht worden te zijn voldaan wanneer de bepalingen gegeven in B.4.2.3 en B.4.2.4 van deze NPR en de regels van hoofdstuk 5 tot en met 7 van deze NPR zijn gevolgd.

B.4.2.2 Eisen en uitgangspunten

Er behoort rekening te zijn gehouden met de gevolgen van onregelmatigheid in plattegrond door de invulwanden.

Er behoort rekening te zijn gehouden met de gevolgen van onregelmatigheid over de hoogte van de constructie door de invulwanden.

Er behoort rekening te zijn gehouden met de hoge onzekerheid gerelateerd aan het gedrag van de invulwanden (zoals de variatie in constructieve eigenschappen en de verbinding met het omhullende raamwerk, de mogelijke veranderingen gedurende de levensduur van het gebouw, evenals hun niet-gelijkmatige beschadiging tijdens de beschouwde aardbeving).

Er behoort rekening te zijn gehouden met de mogelijke nadelige lokale en globale effecten als gevolg van de interactie tussen raamwerk en invulwand (bijvoorbeeld het bezwijken van een kolom op dwarskracht die wordt veroorzaakt door het ontstaan van een drukdiagonaal in een invulwand).

OPMERKING Door het aanbrengen van invulwanden in het ontwerp, met bijvoorbeeld alleen een ruimtescheidende functie, kan ook de stijfheidsverdeling in een gebouw, en hierdoor ook de afdracht van (seismische) krachten, worden beïnvloed.

B.4.2.3 Onregelmatigheden door metselwerkinvulwanden

B.4.2.3.1 Onregelmatigheden in de plattegrond

Sterk onregelmatige, niet-symmetrische of niet-gelijkmatige verdelingen van invulwanden in de plattegrond behoren te zijn voorkomen (rekening houdend met de afmetingen van openingen en sparingen in de invulwanden).

In het geval van ernstige onregelmatigheden in de plattegrond als gevolg van een niet-symmetrische verdeling van de invulwanden (bijvoorbeeld aanwezigheid van invulwanden vooral aan de kant van

twee op elkaar aansluitende zijden van het gebouw), behoren ruimtelijke modellen te zijn gebruikt voor de constructieve berekening. Invulwanden behoren in het model te zijn beschouwd. Daarnaast behoort een analyse met betrekking tot de invloed van variaties in de positie en de eigenschappen van de invulwanden te zijn uitgevoerd (bijvoorbeeld door het buiten beschouwing laten van een van de drie of vier invulwanden in het vlak van een raamwerk, vooral aan de minder stijve zijde van het model). Bijzondere aandacht behoort te zijn besteed aan de verificatie van constructieve elementen aan de minder stijve kant van de plattegrond bij de effecten van torsie veroorzaakt door de invulwanden. Met de minder stijve kant wordt bedoeld het verst verwijderd van de zijde waar de invulwanden geconcentreerd aanwezig zijn.

Invulwanden met meer dan één significante opening of sparing, bijvoorbeeld een deur en een raam, behoren in modellen voor de constructieve berekening te zijn verwaarloosd.

Wanneer metselwerkinvulwanden niet regelmatig zijn verdeeld, zonder een ernstige onregelmatigheid te veroorzaken, mogen de onregelmatigheden zijn beschouwd door het effect van de incidentele excentriciteit volgens 4.3.4.2.4 en 4.3.4.3.3 van deze NPR met een factor 2,0 te vergroten.

B.4.2.3.2 Onregelmatigheid over de hoogte

Indien er aanzienlijke onregelmatigheden over de hoogte aanwezig zijn (bijvoorbeeld een drastische reductie van de invulwanden ter plaatse van een of meer bouwlagen in vergelijking tot de andere), dan behoren de effecten van de aardbevingsbelasting in de verticale elementen van de desbetreffende bouwlagen te zijn verhoogd.

Wanneer geen nauwkeuriger model is gebruikt, mag zijn aangenomen dat aan voornoemde eis is voldaan wanneer de berekende effecten van de aardbevingsbelasting worden vergroot met een factor η , die als volgt is gedefinieerd:

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Ed}} \right) \leq q \quad (B.4)$$

waarin:

ΔV_{Rw} is de totale reductie van de weerstand van metselwerkwanden op de beschouwde bouwlaag vergeleken met de bouwlaag met meer metselwerkinvulwanden daarboven;

$\sum V_{Ed}$ is de som van de seismische horizontale krachten werkend op alle verticale primaire seismische elementen van de desbetreffende bouwlaag.

Wanneer formule (B.4) leidt tot een vergrotingsfactor η kleiner dan 1,1, mag het effect van de onregelmatigheid zijn verwaarloosd.

B.4.2.4 Schadebeperking van invulwanden

Voor de constructieve systemen, behorende tot alle ductiliteitsklassen, DCL, DCM of DCH, benoemd in B.4.2.1 van deze NPR, met uitzondering van situaties met lage seismische activiteit (zie 3.2.1(4)), behoren geschikte maatregelen te zijn genomen om bros bezwijken en voortijdig uiteenvallen van de invulwanden te voorkomen. Dit is vooral van belang bij metselwerkinvulwanden met openingen of bij materialen met weinig samenhang. Dat is ook van belang bij het gedeeltelijk of geheel uit het vlak bezwijken van slanke metselwerkinvulwanden. Bijzondere aandacht behoort te zijn besteed aan metselwerkinvulwanden met een slankheid (verhouding tussen de kleinste waarde van de hoogte of de lengte en de dikte) groter dan 15.

Voorbeelden van geschikte maatregelen om de samenhang en het gedrag in zowel de richting in het vlak als uit het vlak te verbeteren, omvatten:

- lichte wapeningsnetten die goed verankerd zijn aan één zijde van de wand;
- muurankers bevestigd aan de kolommen en opgenomen in het metselwerk;
- betonnen stijlen en regels verdeeld aangebracht over het vlak van de wand en over de volledige dikte van de wand.

Indien er grote openingen of sparingen in een van de invulwanden zijn, behoren hun randen te zijn afgewerkt met regels en stijlen.

B.4.3 Metselwerk

Metselwerk kan op verschillende manieren worden versterkt. Voorbeelden van veelvoorkomende versterkingen zijn:

- a) het aanbrengen van horizontale en/of verticale wapeningselementen (zie B.4.2 van deze NPR);
- b) het aanbrengen van vezelversterkte materialen op het metselwerk;
- c) het aanbrengen van verankeringen tussen afzonderlijke wanddelen en/of wanden en vloerschijven.

Deze versterkingen hebben invloed op de krachtsafdracht in de constructie en behoren daarom volgens deze NPR te zijn ontworpen.

Bijlage C (informatief)

Toepassing van deze NPR voor grote aantallen gebouwen

C.1 Inleiding

Deze bijlage bevat aanwijzingen voor het opstellen van een strategie om de meest kwetsbare gebouwen uit een groep gebouwen te selecteren. Deze strategie kan gebaseerd zijn op verschillende uitgangspunten, zoals persoonlijke veiligheid, economische belangen, sociaal-maatschappelijke belangen en/of andere belangen.

WAARSCHUWING – Het extrapoleren van een dataset met gegevens van geanalyseerde gebouwen kan inzicht verschaffen ten aanzien van een individueel gebouw, maar geeft volgens de bouwregelgeving geen volledige onderbouwing dat dat individuele gebouw voldoende veilig is. Daarvoor is een gedegen afzonderlijke risicoanalyse nodig.

OPMERKING De in deze bijlage gevolgde aanpak wijkt niet af van andere prioriteitsstellingen ten aanzien van de beoordeling van de constructieve veiligheid van gebouwen op andere aspecten, bijvoorbeeld de bestandheid tegen sneeuwbelasting en wateraccumulatie van industriegebouwen. Een ander voorbeeld is de prioritering op basis van het bouwjaar van bruggen die onderhevig zijn aan dynamische belastingen. Dit sluit niet uit dat in een brug van jongere leeftijd ook vermoeiingsscheuren aanwezig zijn.

Aan deze bijlage kunnen dan ook geen rechten op basis van publiekrechtelijke regelgeving worden ontleend door de eigenaar of gebruiker van een gebouw.

C.2 Opstellen uitgangspunten

Voor het opstellen van een strategie om kwetsbare gebouwen uit een groep gebouwen te selecteren, kunnen een of meer van de in tabel C.1 genoemde uitgangspunten worden gehanteerd.

Tabel C.1 — Uitgangspunten voor het opstellen van een strategie voor het selecteren van kwetsbare gebouwen uit een groep gebouwen

Uitgangspunt	Toelichting
Persoonlijke veiligheid	Gebouwen worden geselecteerd op kwetsbaarheid in relatie tot de veiligheid van de gebruiker van het gebouw. Persoonlijke veiligheid behoort altijd te worden beschouwd bij het selecteren van kwetsbare gebouwen. Belangrijke aspecten hierin zijn de robuustheid van de draagconstructie en de gebruikte materialen, de vorm, de afmetingen en de regelmaat binnen een gebouw.
Economische belangen	Naast persoonlijke veiligheid kunnen economische belangen een rol spelen bij het selecteren van kwetsbare gebouwen. Economische belangen kunnen ontstaan doordat hoge kosten worden verwacht voor het repareren van bepaalde gebouwen of het tijdelijk huisvesten van gebruikers en/of bewoners na een aardbeving.

Uitgangspunt	Toelichting
Sociaal-maatschappelijke belangen	Naast persoonlijke veiligheid kunnen ook sociaal-maatschappelijke belangen een rol spelen. Hierbij behoort te worden gedacht aan gebouwen met een hoge sociaal-maatschappelijke waarde, zoals bijeenkomstgebouwen, musea, monumenten en dergelijke, waarbij het behoud van het gebouw een belangrijke rol speelt. Ook gebouwen gebruikt door kwetsbare doelgroepen (ouderen, zieken, gehandicapten) kunnen hieronder vallen (althoewel hierbij ook altijd de persoonlijke veiligheid behoort te worden beschouwd).
Andere belangen	Naast persoonlijke veiligheid, economische belangen en sociaal-maatschappelijke belangen kunnen ook andere belangen een rol spelen bij het selecteren van kwetsbare gebouwen. Deze behoren in overleg met de opdrachtgever te worden vastgesteld. Niettemin mogen deze belangen nimmer boven de persoonlijke veiligheid worden gerangschikt.

Het is belangrijk zich bij het selecteren van de uitgangspunten te realiseren dat gebouwen volgens deze NPR in aanleg worden getoetst aan de grenstoestand NC. Bij deze grenstoestand zal het gebouw, indien de voorgeschreven piekgrondversnellingen daadwerkelijk zijn opgetreden, zwaar beschadigd zijn (zie de beschrijving van de grenstoestand in 2.2) en niet meer bruikbaar zijn. Tijdelijke huisvesting zal dus noodzakelijk zijn. Dit uitgangspunt behoort ook te worden meegenomen bij de selectie van kwetsbare gebouwen.

C.3 Beoordelingscriteria

Na een selectie van de uitgangspunten behoren beoordelingscriteria te worden opgesteld. Deze beoordelingscriteria zijn bedoeld om de gebouwen (op objectieve wijze) te toetsen aan de eerder geselecteerde uitgangspunten en behoren in overleg met de opdrachtgever te worden vastgesteld.

Hierbij wordt onderscheid gemaakt in het beoordelen van kwetsbare gebouwelementen zoals:

- (slanke) schoorstenen,
 - borstweringen,
 - (vrijstaande) gevels,
 - ongesteunde wanden en kopgevels,
 - ongesteunde buitenspouwbladen en uitkragende overkappingen,
- en het beoordelen van kwetsbare gebouwen als geheel.

Indicatoren voor de kwetsbaarheid van het gebouw als geheel zijn onder andere:

- de aanwezigheid van onregelmatige vormen,
- onregelmatige belastingsverdelingen,
- sterkte- en stijfheidsverschillen tussen verschillende bouwlagen (zogenoemde ‘weak and soft storeys’),
- de te verwachten schuifspanningen in de stabiliserende elementen van gebouwen.

Voor deze laatste indicator kan een vereenvoudigde schuifspanningscheck worden uitgevoerd, waarbij met de zijdelingse belastingsmethode en de doorsnede van de stabiliserende elementen een gemiddelde schuifspanning als gevolg van een aardbevingsbelasting wordt bepaald. Vergelijking van deze schuifspanning met de schuifsterkte geeft een goede indicatie van de weerstand van een gebouw tegen aardbevingsbelastingen.

In internationale richtlijnen kunnen meer methoden worden gevonden voor het beoordelen van de kwetsbaarheid van gebouwen bij aardbevingsbelastingen. Onder andere [C.1] geeft bruikbare aanbevelingen voor het identificeren van kwetsbaarheden in gebouwen.

Om een goede beoordeling van de kwetsbaarheid mogelijk te maken, is het noodzakelijk gegevens over het gebouw te verzamelen. Voor het verzamelen van de gegevens wordt verwezen naar bijlage A. Voor het opstellen van een strategie om de meest kwetsbare gevallen uit een groep gebouwen te selecteren is het niet per definitie nodig om het volledige inspectieprotocol als omschreven in bijlage A te volgen. Dit zal in overleg met de opdrachtgever behoren te worden vastgesteld.

Bijlage D (informatief)

Bepaling van de verweking van zandgrond

D.1 Inleiding

Verweking kan zowel tot horizontale als verticale verplaatsingen leiden, alsmede tot afname van de sterkte van de grond. Op basis van de in deze bijlage beschreven methode kan een indruk worden verkregen van de veiligheidsfactor die op een gegeven locatie aanwezig is.

OPMERKING Recent onderzoek [D.1], [D.2] en [D.3] heeft aangetoond dat voor Groningen specifieke aanpassingen van toepassing zijn op de voorheen (Ontw. NPR 9998:2017 en eerdere edities) aanbevolen aanpak van [D.4] en [D.5]. Deze aanpassingen zijn specifiek de waarde voor de Magnitude Scaling Factor (*MSF*) en de spanningsfactor R_d . In deze bijlage is de methode volgens [D.3] beschreven.

Voor alle genoemde parameters mogen mediane waarden worden aangehouden, tenzij anders is aangegeven.

Er kan gebruikgemaakt worden van een middeling van ruwe sondeerdata over meerdere meetintervallen (1, 3 of 5 cm, respectievelijk 2, 6 of 10 cm). Dit zorgt voor een lagere gevoeligheid van de verwekingsgevoeligheid bij laagovergangen.

De eerste stap bestaat uit het bepalen of de grondsoort gevoelig is voor verweking door het bepalen van de grondtype-index I_c :

Bereken $Q_{0,5}$, $Q_{0,75}$ en $Q_{1,0}$:

$$Q_{0,5} = [(q_c - \sigma_{v0})/p_a] \times [p_a/\sigma'_{v0}]^{0,5} \quad (D.1)$$

$$Q_{0,75} = [(q_c - \sigma_{v0})/p_a] \times [p_a/\sigma'_{v0}]^{0,75} \quad (D.2)$$

$$Q_{1,0} = [(q_c - \sigma_{v0})/p_a] \times [p_a/\sigma'_{v0}]^{1,0} \quad (D.3)$$

waarin:

$Q_{0,5}$ is de genormaliseerde conusweerstand op basis van macht 0,5;

$Q_{0,75}$ is de genormaliseerde conusweerstand op basis van macht 0,75;

$Q_{1,0}$ is de genormaliseerde conusweerstand op basis van macht 1,0;

q_c is de gemeten conusweerstand, in kPa;

σ_{v0} is de totale verticale spanning, in kPa;

σ'_{v0} is de effectieve verticale grondspanning voor het begin van de aardbeving, in kPa;

p_a is de atmosferische druk ($p_a = 101,3$ kPa).

Bereken het voor de spanning gecorrigeerde wrijvingsgetal, F , als volgt:

$$F = [f_s / (q_c - \sigma_v)] \times 100 \% \quad (D.4)$$

waarin:

F is het voor de spanning gecorrigeerde wrijvingsgetal, in %;

f_s is de gemeten plaatselijke wrijving, in kPa;

q_c is de gemeten conusweerstand, in kPa;

σ_v is de verticale spanning, in kPa.

Bereken de bijbehorende grondtype-indices, zijnde $I_{c;0,5}$, $I_{c;0,75}$ en $I_{c;1,0}$:

$$I_{c;0,5} = \left[(3,47 - \log Q_{0,5})^2 + (1,22 + \log F)^2 \right]^{0,5} \quad (D.5)$$

$$I_{c;0,75} = \left[(3,47 - \log Q_{0,75})^2 + (1,22 + \log F)^2 \right]^{0,5} \quad (D.6)$$

$$I_{c;1,0} = \left[(3,47 - \log Q_{1,0})^2 + (1,22 + \log F)^2 \right]^{0,5} \quad (D.7)$$

waarin:

$I_{c;0,5}$ is de grondtype-index op basis van $Q_{0,5}$;

$I_{c;0,75}$ is de grondtype-index op basis van $Q_{0,75}$;

$I_{c;1,0}$ is de grondtype-index op basis van $Q_{1,0}$;

$Q_{0,5}$ is de genormaliseerde conusweerstand op basis van macht 0,5;

$Q_{0,75}$ is de genormaliseerde conusweerstand op basis van macht 0,75;

$Q_{1,0}$ is de genormaliseerde conusweerstand op basis van macht 1,0;

F is het voor de spanning gecorrigeerde wrijvingsgetal.

Bepaal de uiteindelijke grondtype-index I_c als volgt:

— Als $I_{c;1,0} \geq 2,6$: $I_c = I_{c;1,0}$;

— Als $I_{c;1,0} < 2,6$ en tevens $I_{c;0,5} \leq 2,6$: $I_c = I_{c;0,5}$;

— Als $I_{c;1,0} < 2,6$ en tevens $I_{c;0,5} > 2,6$: $I_c = I_{c;0,75}$.

OPMERKING Bovenstaande procedure is een vereenvoudigde weergave van de procedure in [D.12]. Het is toegestaan de oorspronkelijke methode te volgen, de verschillen in resultaat zijn verwaarloosbaar.

Als I_c groter dan of gelijk is aan 2,6, dan hoeft er voor deze grondlaag geen verwekingsanalyse uitgevoerd te worden. Voor lagere waarden van I_c , vervolg de berekening zoals verder gegeven in deze bijlage.

D.2 Veiligheid tegen verweking

In deze bijlage wordt de methode voor het bepalen van verweking stapsgewijs beschreven zoals afgeleid op grond van [D.4], met de specifiek afgeleide aanpassingen door [D.3] voor Groningen.

De methode bestaat uit het bepalen van de veiligheidsfactor γ_L tegen verweking:

$$\gamma_L = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} MSF \times K_\sigma \times K_\alpha \quad (D.8)$$

waarin:

- γ_L is de veiligheidsfactor tegen verweking (verhouding tussen sterkte en belasting);
- $CRR_{7,5}$ is de weerstand tegen verweking (Cyclic Resistance Ratio) bij een momentmagnitudo van 7,5;
- CSR is de Cyclic Stress Ratio;
- MSF is de Magnitude Scaling Factor;
- K_σ is de correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand;
- K_α is de correctiefactor voor de schuifspanning onder statische belasting.

OPMERKING 1 De factor γ_L geeft hier de verwachte status aan van de grond en wijkt hier dus af van de gebruikelijke betekenis van de 'veiligheidsfactor'.

OPMERKING 2 $CRR_{7,5}$ en CSR zijn eigenlijk stochastische (dus niet exact bekende) grootheden; daardoor is de veiligheidsfactor γ_L geen exacte grootheid. In de operationele uitwerking zijn in deze bijlage bepaalde representatieve waarden voor de verschillende parameters gekozen waarmee het best wordt aangesloten bij de veiligheidsfilosofie van deze NPR. Dit is nader aangegeven in de verdere tekst van deze bijlage.

OPMERKING 3 De zogenaamde 'Magnitude Scaling Factor' MSF is in feite geen maat voor de magnitude maar voor het aantal wisselingen. De grootte van de Magnitude Scaling Factor (MSF) wordt bepaald uit de momentmagnitudo (M_w) van de beschouwde aardbeving. In het algemeen zal een zwaardere aardbeving langere aardbevingssignalen genereren met meer belastingswisselingen. De invloed hiervan wordt via de MSF in rekening gebracht. In het algemeen zal bij een lagere magnitude het aantal wisselingen afnemen en daarmee de grootte van de MSF toenemen.

OPMERKING 4 De bovenstaande termen zijn alle dimensieloos. In de volgende paragrafen is beschreven hoe de diverse termen in formule (D.8) kunnen worden bepaald.

D.3 Bepaling CSR

De grootte van de Cyclic Stress Ratio, CSR , wordt bepaald uit een eenvoudige beschouwing van het krachtenevenwicht bij de versnelling van een kolom grond.

CSR volgt uit:

$$CSR = 0,65 \times a_{g,d} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad (D.9)$$

waarin:

0,65 is de factor die de verhouding tussen een equivalente amplitude en de maximale versnellingsamplitude weergeeft;

r_d is de dimensieloze dieptereductiefactor, [-];

$a_{g,d}$ is de rekenwaarde van de (horizontale) piekgrondversnelling (zie 2.2.3), in g ;

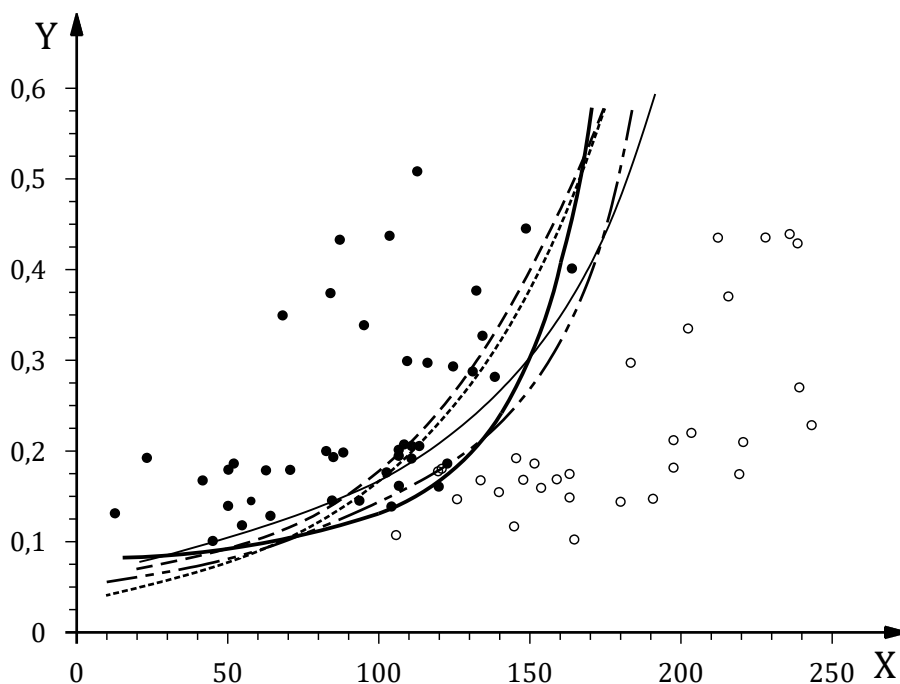
σ_{v0} is de totale verticale spanning, in kPa;

σ'_{v0} is de effectieve verticale grondspanning voor het begin van de aardbeving, in kPa.

D.4 Bepaling CRR

OPMERKING 1 De weerstand tegen verweking (CRR : Cyclic Resistance Ratio) is gebaseerd op de empirische relatie zoals gegeven in [D.4]. De sterkte is een functie van de genormaliseerde conusweerstand $q_{c1;N;CS}$ (zie D.10 voor het bepalen van de genormaliseerde conusweerstand).

De grootte van $CRR_{7,5}$ is een empirische grootheid. Uit een ervaringsdatabase met aardbevingen is de combinatie van conusweerstand, CSR en het wel of niet verweken bepaald. Door deze situaties in een grafiek weer te geven is het mogelijk om de grens tussen wel en geen verweking als functie van de (genormaliseerde) conusweerstand te bepalen. Deze grens geeft aan wanneer er wel of geen verweking wordt verwacht, en is dus een maat voor de weerstand tegen verweking. Figuur D.1 geeft dit weer.



Legenda

X-as: gecorrigeerde, genormaliseerde conusweerstand voor schoon zand, $q_{c1;N;CS}$

Y-as: Cyclic Stress Ratio, CSR

○ schoon zand, geen verweking

● schoon zand, verweking

— Suzuki et al. (1997)

- - - Idriss en Boulanger (2004)

- · - · Robertson en Wride (1997)

····· Moss et al. (2006) 5 % Probability

— Shibata en Teparaska (1988)

Figuur D.1 — Empirische relatie $CRR_{7,5}$ als functie van de genormaliseerde conusweerstand

De empirische relatie volgens [D.3] is als volgt in een formule weer te geven:

$$CRR_{7,5} = \exp \left\{ \left(\frac{q_{c1;N;CS}}{113} \right) + \left(\frac{q_{c1;N;CS}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1;N;CS}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1;N;CS}}{137} \right)^4 - 2,63 \right\} \leq 0,6 \quad (D.10)$$

waarin:

$CRR_{7,5}$ is de weerstand tegen verweking (Cyclic Resistance Ratio) bij een momentmagnitude van 7,5;

$q_{c1;N;CS}$ is de genormaliseerde conusweerstand voor schoon zand zoals aangegeven in D.10.

In pleistoceen zand is de weerstand tegen verweking waarschijnlijk groter dan op basis van alleen de conusweerstand wordt voorspeld. Het (positieve) effect mag in rekening worden gebracht door de $CRR_{7,5}$ te vermenigvuldigen met de correctiefactor voor veroudering K_{DR} :

$$CRR_k = CRR \times K_{DR} \quad (D.11)$$

waarin:

CRR_k is de weerstand tegen verweking als gevolg van veroudering;

CRR is de weerstand tegen verweking;

K_{DR} is de correctiefactor voor veroudering.

Voor de pleistocene lagen mag voor de correctiefactor voor veroudering $K_{DR} = 1,3$ worden gebruikt. Voor holoceen zand is deze factor $K_{DR} = 1,0$.

OPMERKING 2 De top van het pleistocene zand behoort te worden bepaald met lokale gegevens. Voor de eerste bepaling kan gebruik worden gemaakt van Geotop, dat beschikbaar is op <https://www.dinoloket.nl/ondergrondmodellen>.

OPMERKING 3 Verondersteld wordt dat het effect van overconsolidatie deel uitmaakt van de verouderingsfactor K_{DR} .

OPMERKING 4 Als alternatief kunnen ook de resultaten van cyclische testen op in-situ materiaal worden gebruikt voor het bepalen van de verwekingsgevoeligheid van de sterk gelaagde afzettingen. Ongestoorde monsterneming en laboratoriumtesten van deze afzettingen leveren additionele informatie op over de verwekingsrespons van deze grond. Maar deze methode kent ook beperkingen zoals het optreden van monsterverstoring, de invloed van het juiste spanningspad enz. Deze alternatieve methode vereist gespecialiseerd advies.

D.5 Bepaling $r_{d;Gron}$

De factor $r_{d;Gron}$ brengt in rekening dat de relatieve schuifspanningsamplitude verloopt met de diepte. De factor is 1 aan het maaiveld en neemt in het algemeen af met de diepte.

In formule (D.12) is een uitdrukking gegeven voor de factor $r_{d;Gron}$ als functie van de magnitude, de piekgrondversnelling, de schuifgolfsnelheid van de bovenste 12 m en van de diepte.

OPMERKING 1 De formule is tevens weergegeven in figuur D.2 voor verschillende piekgrondversnellingen, uitgaande van $M = 5$, de magnitude die de grootste bijdrage levert aan het risico van verweking volgens de disaggregatie van de Groningse bevingen [D.6].

$$r_{d;Gron} = 1 - \frac{A_{rd}}{1 + \exp\left[-\frac{\ln(z) - (\beta_2 + \beta_6 \times M)}{(\beta_3 + \beta_7 \times M)}\right]} \quad (D.12)$$

waarbij:

voor zover $a_{g;d} \leq 0,3 g$:

$$A_{rd} = \beta_1 + \beta_4 \times \min[M, 6,5] + \beta_5 \times \ln(a_{g;d}) + \beta_9 \times V_{s12} \quad (D.13)$$

waarin:

A_{rd} is een hulpfactor;

$r_{d;Gron}$ is de factor voor het verloop van de relatieve schuifspanningsamplitude met de diepte, waarbij geldt: $0 \leq r_{d;Gron} \leq 1$;

z is de diepte, gemeten vanaf het maaiveld, in m;

M is de momentmagnitude;

OPMERKING 2 Aanbevolen is uit te gaan van $M = 5$; zie [D.7].

$a_{g;d}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling, in g , volgens 2.2.3;

V_{s12} is de schuifgolfsnelheid in de bovenste 12 m vanaf het maaiveld, in m/s;

β_i is regressiefactor i , te ontleen aan tabel D.1.

Tabel D.1 — Regressiefactoren voor de bepaling van $r_{d;Gron}$

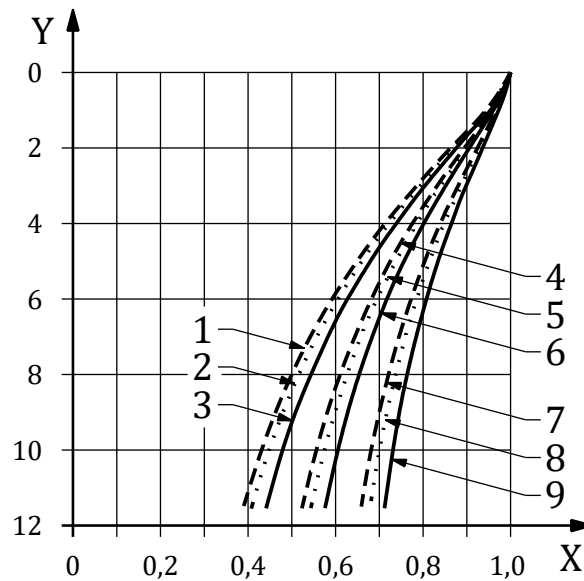
β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9
2,572 5	1,145 0	0,498 3	-0,229 6	0,073 4	0,163 4	0,043 7	0,746 3	-0,004 1

OPMERKING 3 In het oorspronkelijke werk [D.3] zijn voor 10 zones regressiefactoren afgeleid. Het is ook toegestaan voor de betreffende zones met deze specifieke waarden te rekenen.

Voor de bepaling van V_{s12} kan gebruikgemaakt worden van de gemiddelde waarde van de schuifgolfsnelheid in de bovenste 12 m vanaf het maaiveld, afgeleid uit de sonderingen via 3.1.

OPMERKING 4 Als alternatief kan gebruik worden gemaakt van de waarden uit de NPR 9998-webtool.

OPMERKING 5 Voor een aantal combinaties van M , V_{s12} en $a_{g;d}$ is in figuur D.2 het verloop van r_d met de diepte weergegeven.



Legenda

X-as: factor voor het verloop van de relatieve schuifspanningsamplitude met de diepte, $r_{d,Gron}$

Y-as: diepte gemeten vanaf het maaiveld, in m

- 1 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 100$ m/s, $a_{max} = 0,1$ g
- 2 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 100$ m/s, $a_{max} = 0,2$ g
- 3 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 100$ m/s, $a_{max} = 0,3$ g
- 4 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 150$ m/s, $a_{max} = 0,1$ g
- 5 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 150$ m/s, $a_{max} = 0,2$ g
- 6 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 150$ m/s, $a_{max} = 0,3$ g
- 7 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 200$ m/s, $a_{max} = 0,1$ g
- 8 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 200$ m/s, $a_{max} = 0,2$ g
- 9 momentmagnitude $M = 5$, schuifgolfsnelheid $V_{s12} = 200$ m/s, $a_{max} = 0,3$ g

V_{s12} schuifgolfsnelheid in de bovenste 12 m vanaf het maaiveld

a_{max} maximale rekenwaarde van de piekgrondversnelling, in g

Figuur D.2 — Factor $r_{d,Gron}$ als functie van de diepte

D.6 Bepaling van de Magnitude Scaling Factor MSF

Bepaal de Magnitude Scaling Factor, MSF , voor Groningen, afhankelijk van de magnitude van de aardbeving en de schuifgolfsnelheid over de bovenste 12 m (V_{s12}), als volgt.

$$MSF_{Gron} = \left\{ \frac{7,25}{n_{eqM}(M; a_{g,d}; V_{s12})} \right\}^{0,34} \leq 2,04 \quad (D.14)$$

waarbij:

$$\ln(n_{eqM}(M; a_{g,d}; V_{s12})) = \alpha_1 + \alpha_2 \times \ln(a_{g,d}) + \alpha_4 \times M + \alpha_5 \times V_{s12} \quad (D.15)$$

waarin:

MSF is de Magnitude Scaling Factor;

n_{eqM} is het equivalent aantal cycli voor $a_{g,d} < 0,3$ g;

M is de momentmagnitude;

OPMERKING 1 Aanbevolen is uit te gaan van $M = 5$; zie [D.7].

$a_{g,d}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling, in g , volgens 2.2.3;

V_{s12} is de schuifgolfsnelheid in de bovenste 12 m vanaf het maaiveld, in m/s;

α_i is de regressiefactor i , te ontlelen aan tabel D.2.

Tabel D.2 — Regressiewaarden α_1 t/m α_5 voor de bepaling van n_{eqM}

α_1	α_2	α_4	α_5
$-2,487 \times 10^{-1}$	$-3,131 \times 10^{-1}$	$1,766 \times 10^{-1}$	$0,038 \times 10^{-1}$

OPMERKING 2 In het oorspronkelijke document [D.3] zijn voor 10 zones regressiefactoren afgeleid. Het is ook toegestaan voor de betreffende zones met deze waarden te rekenen.

D.7 Bepaling K_σ

OPMERKING 1 De factor K_σ brengt in rekening dat bij hogere spanningsniveaus de verwekingsgevoeligheid toeneemt (CRR afneemt).

De factor K_σ wordt bepaald met de formules (D.16) en (D.17):

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_{v;c}}{p_{ref}} \right) \text{ met } K_\sigma \leq 1,1 \quad (D.16)$$

waarbij:

$$C_\sigma = \frac{1}{37,3 - 8,27 \times (q_{c1;N;CS})^{0,264}} \text{ met } C_\sigma \leq 0,3 \text{ en } C_\sigma = 0,3 \text{ bij } q_{c1;N;CS} \geq 211 \quad (D.17)$$

waarin:

K_σ is de correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand;

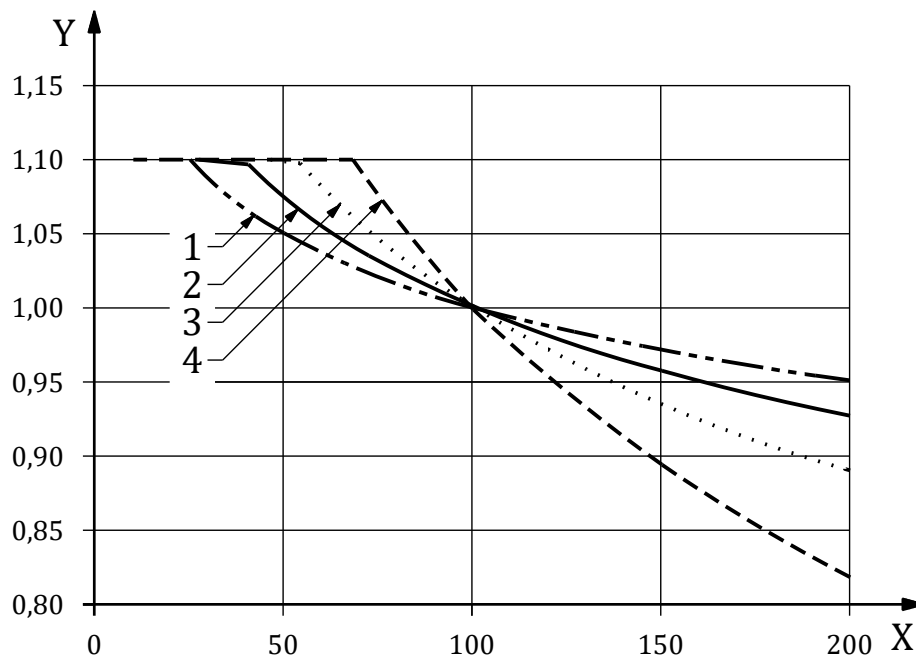
p_{ref} is de referentiespanning (= 100 kPa);

C_σ is de coëfficiënt;

$q_{c1;N;CS}$ is de genormaliseerde conusweerstand voor schoon zand;

$\sigma'_{v;c}$ is de effectieve verticale grondspanning op het moment van sonderen, in kPa.

OPMERKING 2 Het verloop van K_σ als functie van de verticale spanning en de genormaliseerde conusweerstand is weergegeven in figuur D.3.



Legenda

X-as: effectieve verticale grondspanning op het moment van sonderen, $\sigma'_{v;c}$

Y-as: correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand, K_α

- 1 $q_{c1;N;CS} = 50$
- 2 $q_{c1;N;CS} = 100$
- 3 $q_{c1;N;CS} = 150$
- 4 $q_{c1;N;CS} = 200$

Figuur D.3 — Verband K_α met de effectieve verticale grondspanning σ'_v

D.8 Bepaling K_α

In deze NPR is uitgegaan van een horizontaal maaiveld, waarvoor geldt $K_\alpha = 1$. Voor de bepaling van de invloed voor een fundering op staal (volgens 10.3 van deze NPR) is de invloed van de statische schuifspanning al opgenomen in de bepaling van de zetting volgens formule (10.2) van deze NPR. Als met deze formule wordt gewerkt, geldt voor K_α dat deze 1 is.

OPMERKING De factor K_α brengt in rekening dat bij taluds de gevoeligheid tegen verweking afwijkt van die bij situaties met een horizontaal maaiveld. Indien nodig kan voor taluds de grootte van deze factor worden gevonden in de gespecialiseerde literatuur, zoals [D.1]. Ook in andere gevallen waarin statische schuifspanningen in de ondergrond aanwezig zijn (zoals bij grote funderingsdrukken), kan de verwekingsgevoeligheid worden beïnvloed. Indien genoemde gespecialiseerde literatuur geraadpleegd wordt voor situaties waarbij statische schuifspanningen een rol spelen, dan behoort daarbij ook rekening te worden gehouden met het feit dat bepaling van waterspanningen volgens D.14 van deze NPR niet van toepassing is.

D.9 Het effect van (meervoudige) dunne aardlagen

Op de overgang van klei naar zand en vice versa wordt de conusweerstand beïnvloed door de kleilaag. Direct boven en onder de kleilagen wordt een lagere conusweerstand gemeten dan die hoort bij de corresponderende dichtheid van het zand. De grootte van de zone waarin de conusweerstand wordt beïnvloed, kan op maximaal 5 maal de conusdiameter worden gesteld.

OPMERKING 1 Voor deze zone mag uitgegaan worden van een verwekingsgevoeligheid die overeenkomt met die van de zandlaag net buiten de overgangszone.

Voor relatief dunne zandlagen (< 0,5 m) die zijn ingesloten door dikke cohesieve lagen, wordt de conusweerstand beïnvloed door minder stijve lagen. Voor deze lagen mag de conusweerstand worden gecorrigeerd voor dit 'thin layer effect' door de gemeten waarde te vermenigvuldigen met:

$$K_{H1} = 0,25 \times \left[\left(\frac{H}{\frac{d_c}{17}} \right) - 1,77 \right]^2 + 1,0 \quad (D.18)$$

waarin:

K_{H1} is de correctie voor dunne lagen;

H is de dikte van de zandlaag, in mm;

d_c is de diameter van de gebruikte conus, in mm;

— voor een conus met een dwarsdoorsnede van 10 cm² is $d_c = 35,7$ mm;

— voor een conus met een dwarsdoorsnede van 15 cm² is $d_c = 43,7$ mm.

De correctie kan worden toegepast op de gemeten conusweerstand in het midden van de dunne laag. De resulterende conusweerstand kan als representatief worden beschouwd voor de totale dunne laag.

Deze dunnelaagcorrectie mag alleen worden toegepast indien de dikte van de cohesieve laag boven en onder de desbetreffende dunne laag ten minste 0,25 m bedraagt.

In grote delen van de provincie Groningen bevinden zich lagen die gevormd zijn door getijdeafzettingen. In deze paragraaf is additionele informatie gegeven voor de bepaling van het verwekingspotentieel in deze lagen. Deze lagen worden gekenmerkt door afwisselend dunne zand- en kleilagen met een laagdikte van de individuele zand- en kleilaagdikte van ongeveer 0,01 m of minder. De conusweerstand van deze lagen is laag (1 MPa tot 5 MPa) en het wrijvingsgetal is relatief hoog (meestal 1 % tot 2 %).

Indien de aanwezigheid van een dergelijke laag wordt vermoed, kan een boring meer informatie geven over de diepte en dikte van deze laag. In dergelijke lagen is de gemeten conusweerstand niet representatief voor de dichtheid van de zandlagen. Voor het verkrijgen van een meer representatieve conusweerstand kan de volgende formule worden gebruikt:

$$q_{c;homogeneous} = K_H \times q_{c;measured} \quad (D.19)$$

waarin:

$q_{c;homogeneous}$ is de equivalente conusweerstand van de ingebedde zandlagen;

K_H is de correctiefactor voor meerdere dunne lagen;

$q_{c;measured}$ is de gemeten conusweerstand.

Voor de correctiefactor voor meerdere dunne lagen K_H kan de waarde 1,8 worden gebruikt.

OPMERKING 2 Als alternatief kunnen ook de resultaten van cyclische testen op in-situmateriaal worden gebruikt voor het bepalen van de verwekingsgevoeligheid van de sterk gelaagde afzettingen, zie bijvoorbeeld [D.8]. Ongestoorde monsterneming en laboratoriumtesten van deze afzettingen leveren additionele informatie op over de verwekingsrespons van deze grond. Maar deze methode kent ook beperkingen zoals het optreden van

monsterverstoring, de invloed van het juiste spanningspad enz. Deze aspecten behoren op de juiste wijze te worden verdisconteerd in de vastgestelde verwekingsgevoeligheid.

D.10 Normalisering conusweerstand

De genormaliseerde conusweerstand wordt uit de gemeten conusweerstand bepaald door deze eerst te corrigeren voor het spanningsniveau, en vervolgens te delen door de atmosferische druk. De desbetreffende formules zijn:

a) Correctiefactor voor het spanningsniveau:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^m \text{ met } C_N \leq 1,7 \quad (\text{D.20})$$

waarbij:

$$m = 1,338 - 0,249 \times (q_{c1;N;CS})^{0,264} \quad (\text{D.21})$$

met $q_{c1;N;CS}$ tussen 21 kPa en 254 kPa

waarin:

C_N is de correctiefactor voor het spanningsniveau;

p_a is de atmosferische druk, $p_a = 100$ kPa;

σ'_v is de effectieve verticale grondspanning op het moment van sonderen, in kPa;

m is een dimensieloze parameter;

$q_{c1;N;CS}$ is de genormaliseerde conusweerstand voor schoon zand, zie D.12 voor de correctie voor fijn materiaal.

b) Conusweerstand gecorrigeerd voor het spanningsniveau:

$$q_{c1} = C_N \times q_c \quad (\text{D.22})$$

waarin:

q_{c1} is de conusweerstand gecorrigeerd voor het spanningsniveau, in kPa;

C_N is de correctiefactor voor het spanningsniveau;

q_c is de gemeten conusweerstand, in kPa.

c) De genormaliseerde conusweerstand wordt als volgt bepaald:

$$q_{c1;N} = q_{c1} / p_a \quad (\text{D.23})$$

waarin:

$q_{c1;N}$ is de genormaliseerde conusweerstand;

q_{c1} is de conusweerstand gecorrigeerd voor het spanningsniveau, in kPa;

p_a is de atmosferische druk, $p_a = 100$ kPa.

OPMERKING 1 De bepaling van m is afhankelijk van de genormaliseerde conusweerstand en is daardoor een iteratief proces. Als eerste schatting kan voor zand worden uitgegaan van $m = 0,5$.

OPMERKING 2 $q_{c1;N}$ of gecorrigeerde waarden kunnen worden vastgesteld voor iedere CPT-waarde met diepte. Voor een totale toetsing van de fundering behoort volgens [D.9] en [D.10] in een gebiedsgerichte aanpak van iedere grondlaag de 33%-kwantielwaarde van $q_{c1;N;CS}$ te worden toegepast voor de bepaling van het verwekingspotentieel van de desbetreffende grondlaag. Bij toepassing van individuele, lokale sonderingen mag gebruikgemaakt worden van de gemeten CPT-waarde, gemiddeld volgens D.11.

D.11 Middeling conusweerstand

Bij de toepassing van de gemeten conusweerstand mag in een aantal situaties uitgegaan worden van een gemiddelde waarde over een aantal meetpunten.

Indien de resultaten van de verwekingsanalyse worden gebruikt om een parameter af te leiden die op zich al een middeling inhoudt, zoals LPI_{ish} , behoort van de gemeten waarde uitgegaan te worden. Het is toegestaan om daarbij over 3 of 5 meetpunten, maar over niet meer dan 0,1 m, de conusweerstand te middelen.

Indien de resultaten gebruikt worden om te bepalen of een bepaalde laag verweekt ten behoeve van een stabiliteitsberekening, mag een gemiddelde waarde over de beschouwde laag worden gebruikt. Hiervoor behoren de aanwezige verwekingsgevoelige lagen (zand- en siltlagen) opgedeeld te worden in sublagen met vergelijkbare dichtheid (conusweerstand). De dikte van een sublaag mag maximaal 0,5 m zijn.

D.12 Het effect van fijne grondfracties

Niet alle zandlagen kunnen als 'schoon' zand worden beschouwd.

In aanvulling op 4.1.5 (2) van NEN-EN 1998-5 kan de grens tussen potentieel verwekingsgevoelig zand en cohesieve materialen volgens [D.11] worden geplaatst bij een grondtype-index van I_c van 2,6. Het wordt geadviseerd dat voor de berekening van I_c de fijne grondfractie wordt bepaald uit grondmonsters, waarbij de ASTM-standaard wordt gehanteerd voor de definitie van fijne grondfractie (75 μm).

Het in [D.4] genoemde effect van 'fines' (fijne grondfracties) kan in rekening worden gebracht. Dit gebeurt door de genormaliseerde conusweerstand te vervangen door de zogenoemde conusweerstand voor schoon zand $q_{c1;N;CS}$ volgens:

$$q_{c1;N;CS} = q_{c1;N} + \Delta q_{c1;N} \quad (\text{D.24})$$

waarin:

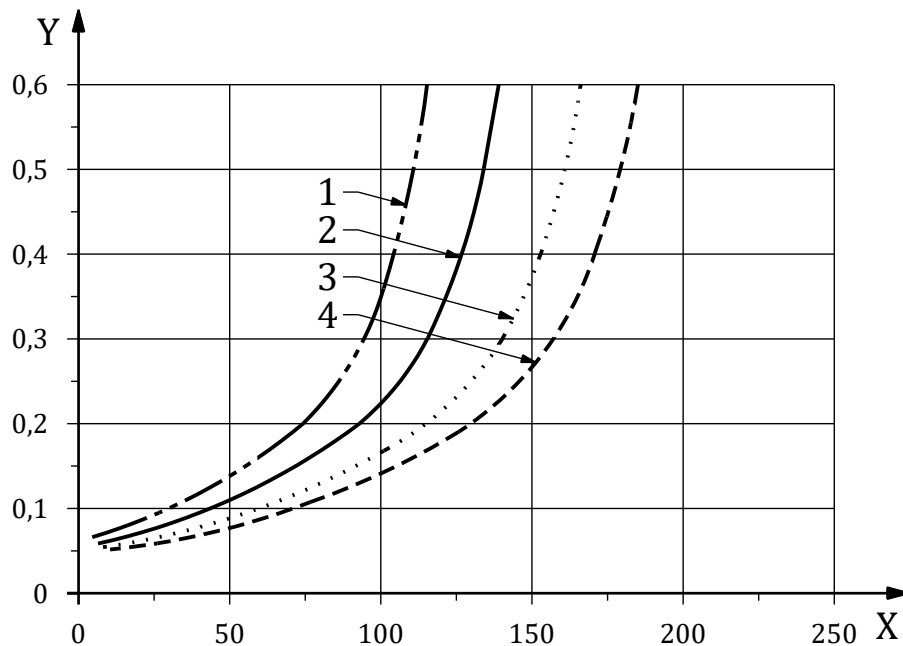
$$\Delta q_{c1;N} = \left(11,9 + \frac{q_{c1;N}}{14,6} \right) \exp \left(1,63 - \frac{9,7}{FC+2} - \left(\frac{15,7}{FC+2} \right)^2 \right) \quad (\text{D.25})$$

waarin:

- $q_{c1;N}$ is de genormaliseerde conusweerstand;
- $q_{c1;N;CS}$ is de genormaliseerde conusweerstand voor schoon zand;
- $\Delta q_{c1;N}$ is de correctiefactor van de genormaliseerde conusweerstand;

FC is het percentage fijne grondfractie, uitgedrukt als percentage.

OPMERKING 1 In figuur D.4 zijn de functies weergegeven voor bepaling van de correctiefactoren voor het effect van hogere percentages van de fijne grondfractie.



Legenda

X-as: genormaliseerde conusweerstand, $q_{c1;N}$

Y-as: weerstand tegen verweking (Cyclic Resistance Ratio) bij een momentmagnitude van 7,5, $CRR_{7,5}$

- 1 percentage fijne grondfractie $FC = 35 \%$
- 2 percentage fijne grondfractie $FC = 25 \%$
- 3 percentage fijne grondfractie $FC = 15 \%$
- 4 percentage fijne grondfractie $FC = 5 \%$

Figuur D.4 — Correctiefactoren voor het effect van een hoger aandeel fijn materiaal ($FC =$ 'fines content') (gebaseerd op [D.4])

De FC wordt bij voorkeur bepaald uit beschikbare korrelverdelingen van de betreffende zandlaag of van locatiespecifieke correlaties.

OPMERKING 2 Bij het bepalen van de korrelverdeling behoort voorkomen te worden dat materiaal uit zandlagen wordt vermengd met materiaal uit de aangrenzende kleilagen.

Het wordt geadviseerd om bij sterk gelaagde grond het aandeel fijne grondfracties niet te bepalen op basis van de grondgedragindex I_c , aangezien zowel de conusweerstand als de wrijving wordt beïnvloed door de kleilagen waardoor de index niet representatief is voor de ingebedde zandlaag.

OPMERKING 3 Zand in Groningen bevat altijd een aandeel fijn materiaal. Als geen korrelverdelingen of locatiespecifieke correlaties beschikbaar zijn, mag worden verondersteld dat er sprake is van $FC = 20 \%$. Voorwaarde daarbij is wel dat geldt dat $I_c \geq 2,05$. Voor waarden van $I_c < 2,05$ geldt zonder korrelverdeling dat $FC = 0 \%$.

D.13 Berekening LPI_{ish}

Om de gevolgen van de eventueel berekende verweking te bepalen is het berekenen van LPI_{ish} een belangrijke tussenstap. De LPI_{ish} geeft een maat voor de verwekingsgevoeligheid van de ondergrond

over de eerste 20 m, hierbij rekening houdend met een eventueel niet-verwekingsgevoelige toplaag (van klei of droog zand):

$$LPI_{ish} = \int_{H_1}^{z_{max}} F_{LPI_{ish}} \times \frac{25,56}{z} dz \quad (D.26)$$

waarbij:

$$F_{LPI_{ish}} = 1 - \gamma_L \quad \text{als} \quad \gamma_L \leq 1 \quad \text{en} \quad H_1 \times m \leq 3 \quad (D.27)$$

$$F_{LPI_{ish}} = 0 \quad \text{als} \quad \gamma_L > 1 \quad \text{of} \quad H_1 \times m > 3 \quad (D.28)$$

$$m = \exp \left\{ \frac{5}{25,56 \times (1 - \gamma_L)} \right\} - 1 \quad \text{als} \quad \gamma_L \leq 0,95 \quad (D.29)$$

$$m = 100 \quad \text{als} \quad \gamma_L > 0,95 \quad (D.30)$$

waarin:

LPI_{ish} is de maat voor de verwekingsgevoeligheid van de ondergrond over de eerste 20 m;

$F_{LPI_{ish}}$ is een hulpfactor;

γ_L is de veiligheidsfactor tegen verweking (verhouding tussen sterkte en belasting);

H_1 is de diepte (in m) vanaf maaiveld tot aan het eerste punt waar $\gamma_L < 1$;

m is een hulpfactor;

z_{max} is de maximale diepte in m ($z_{max} = 20$ m).

OPMERKING Indien de beschikbare sonderingen niet tot 20 m onder maaiveld reiken, behoort voor het gedeelte waarvoor geen waarden beschikbaar zijn, een conservatieve (lage) schatting van γ_L te worden gebruikt. Het wordt afgeraden om sonderingen tot een diepte van minder dan 15 m onder maaiveld te gebruiken.

D.14 Wateroverspanning bij onvolledige verweking

In deze paragraaf is aangegeven op welke wijze de (relatieve) wateroverspanning kan worden bepaald. Het resultaat van deze bepaling van de wateroverspanning is te beschouwen als de representatieve waarde aan het einde van de aardbeving.

In NEN-EN 1998-5 is niet aangegeven met welke wateroverspanning behoort te worden gerekend indien de veiligheid tegen verweking γ_L groter is dan 1. Toch zal er in die situaties sprake zijn van wateroverspanning, zonder dat de desbetreffende grondlaag volledig verweekt. In aanvulling op NEN-EN 1998-5 worden daarom in deze paragraaf voor deze situatie aanwijzingen gegeven.

Indien de veiligheid tegen verweking γ_L groter is dan 2,0, zal de wateroverspanning gering zijn en hoeft geen rekening te worden gehouden met opbouw van wateroverspanning.

Voor lagere waarden van de veiligheid tegen verweking, behoort voor de toetsing met de wateroverspanning rekening te worden gehouden.

De relatieve wateroverspanning kan worden bepaald volgens formule (D.31). Als alternatief kan een geïntegreerde effectieve spanningsberekening (bijvoorbeeld met Plaxis of FLAC met geavanceerd grondmodel zoals PM4Sand of UBCSand) worden gebruikt voor het bepalen van de lokale, specifieke r_u -waarden.

$$r_{u;d} = \frac{2}{\pi} \times \arcsin(\gamma_L^{-1/0,4}) \quad (D.31)$$

waarin:

$r_{u;d}$ is de relatieve wateroverspanning;

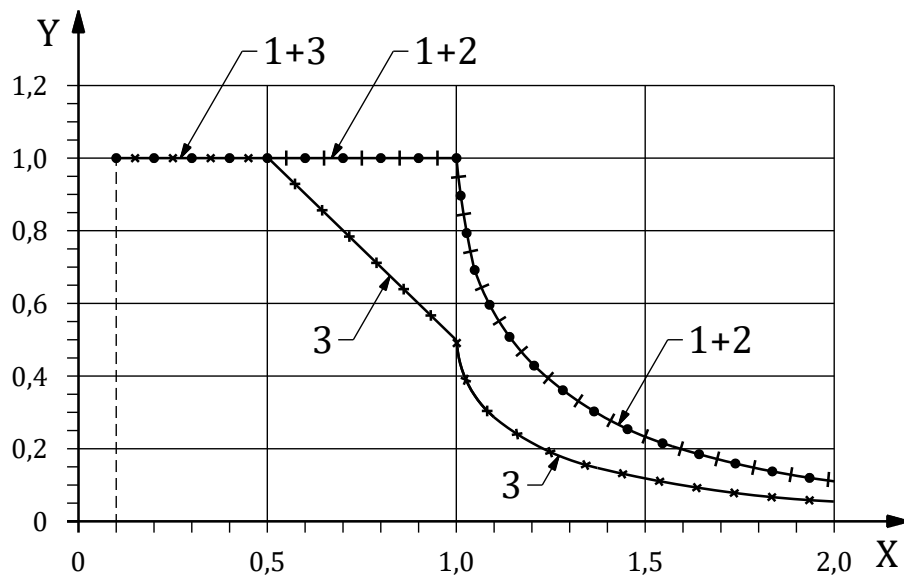
γ_L is de veiligheidsfactor tegen verweking.

OPMERKING 1 In tabel D.3 is formule (D.31) in getalwaarden weergegeven. Zie hiervoor ook figuur D.5.

Tabel D.3 — Wateroverspanning (rekenwaarde tijdens en na de beving) als functie van de veiligheidsfactor γ_L tegen verweking

γ_L –	Rekenwaarde	
	$r_{u;d}$ tijdens –	$r_{u;d}$ na –
0,5	1,0	1,0
0,75	0,75	1,0
1,0	0,5	1,0
1,1	0,29	0,58
1,2	0,22	0,44
1,25	0,19	0,38
1,3	0,17	0,34
1,4	0,14	0,28
1,5	0,12	0,24
1,6	0,1	0,2
1,7	0,09	0,17
1,8	0,07	0,14
2,0	0,06	0,11

OPMERKING 2 $r_{u;d}$ is de relatieve wateroverspanning. Dit is de verhouding tussen de wateroverspanning en de effectieve verticale grondspanning voorafgaand aan de aardbeving; bij volledige verweking is $r_{u;d} = 1$.



Legenda

X-as: veiligheid tegen verweking, γ_L

Y-as: relatieve wateroverspanning $r_{u,d}$

1 $r_{u,rep}$

2 $r_{u,d}$ (na beving)

3 $r_{u,d}$ (tijdens de beving)

OPMERKING De lijn met aanduiding 1 is de representatieve waarde na de aardbeving. De lijn met aanduiding 2 is de rekenwaarde van de (relatieve) wateroverspanning na de aardbeving. De lijn met aanduiding 3 is de rekenwaarde die mag worden gebruikt voor een toets tijdens de aardbeving.

Figuur D.5 — Relatieve wateroverspanning r_u

Bijlage E (informatief)

Controle van de verplaatsing van de fundering

E.1 Controle van de verticale verplaatsing van de fundering op staal/kelder

In deze bijlage worden nadere aanwijzingen gegeven voor het bepalen van de zakking van de fundering in geval van een aardbeving zoals opgenomen in 4.1.5 van NEN-EN 1998-5.

Verticale verplaatsing van de fundering kan worden veroorzaakt door:

- dwarskrachtvervorming tijdens en direct na de aardbeving;
- verdichting als gevolg van de aardbeving;
- 'squeezing' (zijdelings wegpersen van verweekt zand).

In aanvulling op de totale optredende vervorming behoort rekening te worden gehouden met de effecten van een verschilvervorming. De verschilvervorming mag worden bepaald op grond van uitgevoerde sonderingen. De effecten van de verschilvervorming gecombineerd met de effecten van de aardbevingsbelasting behoren niet te leiden tot overschrijding van de NC-criteria van de bouwconstructie. Wanneer geen of onvoldoende informatie uit sonderingen beschikbaar is om een verschilvervorming te bepalen, behoort de verschilvervorming ten minste als 50 % van de totale optredende vervorming te worden aangenomen.

OPMERKING Rekening behoort te worden gehouden met aanzienlijke onzekerheden in de bepaling van de zakkingen. Zakkingen uit diepere lagen onder de fundering zullen tot minder verschilvervorming leiden dan zakkingen in de lagen direct onder de fundering. Meer sonderingen leiden tot nauwkeuriger bepaling van de locatiegebonden vervorming en de in rekening te brengen verschilvervorming.

E.2 Controle van de horizontale verplaatsing van de fundering op staal

Voor nieuwbouw is het gestelde in 5.4.1.2 van NEN-EN 1998-5 en 4.2.1.6 van NEN-EN 1998-1 betreffende horizontale verbindingen van toepassing.

Voor bestaande funderingen behoort een afweging te worden gemaakt betreffende de effectiviteit van het koppelen van verschillende funderingselementen. Als er sprake is van een effectieve stijve beganegrondvloer en er geen noemenswaardige faseverschillen zijn tussen de opgedrongen versnellingen onder het gebouw, is verdere koppeling niet nodig. De verbindingen blijven dan vrijwel spanningsloos.

Voor elke maatregel, zoals bijvoorbeeld het vullen van de kruipruimte met schuimbeton, behoort de invloed van een dergelijke ingreep op het krachterspel (extra massa en stijfheid, extra verticale belasting) te worden gecontroleerd. Hierbij behoort rekening te worden gehouden met gevolgen op niet-constructief gebied zoals de vochthuishouding, omleiden van nutsleidingen enz.

E.3 Controle van de verticale verplaatsing van de paalfundering

In deze paragraaf worden nadere aanwijzingen gegeven voor het bepalen van de zakking van de paalfundering in geval van een aardbeving.

Verticale verplaatsing van de fundering kan worden veroorzaakt door:

- schuifvervorming tijdens en direct na de aardbeving;
- verdichting als gevolg van de aardbeving;
- 'squeezing' (zijdelings wegpersen van verweekt zand).

OPMERKING Na de aardbeving zal de paal een nieuw evenwicht vinden. Het gevolg hiervan is een additionele paalzakking.

Voor paalfunderingen mag de toetsing van de paalvervorming ingeval de negatieve kleeft dominant is, worden uitgevoerd via een interactieberekening.

E.4 Controle vrijeveldzakking – Model Yoshimine

De maaiveldzakking door verdichting volgt uit de integratie van de verticale rekken over de verticale as. Hierbij mag de verticale rek worden gelijkgesteld aan de volumerek. De verdichting kan worden bepaald met de formules in [E.2]. In deze bijlage is de in [E.2] beschreven procedure weergegeven. De te nemen stappen voor de bepaling van de volumerek zijn:

- a) Bepaal de veiligheid tegen verweking (γ_L), zie voor de bepaling daarvan in bijlage D van deze NPR.
- b) Bepaal de relatieve dichtheid van het zand (R_e), bijvoorbeeld uit een correlatie met de conusweerstand. Voor het bepalen van de relatieve dichtheid kan gebruik worden gemaakt van 7.6.3.3(e) van NEN 9997-1 voor schoon zand of correlaties volgens [E.1].

Daarna volgt de bepaling van de volumerek via de volgende stappen:

- 1) Bepaal de hulpfactor F_{ult} (met R_e in %):

$$\text{indien } R_e < 39,2 \text{ \%, dan: } F_{ult} = 0,9524 \quad (\text{E.1})$$

$$\text{indien } R_e \geq 39,2 \text{ \%, dan: } F_{ult} = -0,0006 \times R_e^2 + 0,047 \times R_e + 0,032 \quad (\text{E.2})$$

- 2) Bepaal de maximale schuifrekamplitude $\gamma_{c;\max}$ in %:

$$\text{indien } F_{ult} \leq \gamma_L \leq 2,0, \text{ dan: } \gamma_{c;\max} = 3,5 \times (2 - \gamma_L) \times ((1 - F_{ult}) / (\gamma_L - F_{ult})) \quad (\text{E.3})$$

$$\text{indien } \gamma_L \geq 2,0, \text{ dan: } \gamma_{c;\max} = 0 \quad (\text{E.4})$$

$$\text{indien } \gamma_L \leq F_{ult}, \text{ dan: } \gamma_{c;\max} = \infty \quad (\text{E.5})$$

- 3) Bepaal de maximale volumerek $\varepsilon_{vc;\max}$ in %:

$$\text{indien } \gamma_{c;\max} \leq 8 \text{ \%, dan: } \varepsilon_{vc;\max} = 1,5 \times \gamma_{c;\max} \times \exp(-0,025 \times R_e) \quad (\text{E.6})$$

$$\text{indien } \gamma_{c;\max} \geq 8 \text{ \%, dan: } \varepsilon_{vc;\max} = 12 \times \exp(-0,025 R_e) \quad (\text{E.7})$$

waarin:

R_e is de relatieve dichtheid van het zand, in %;

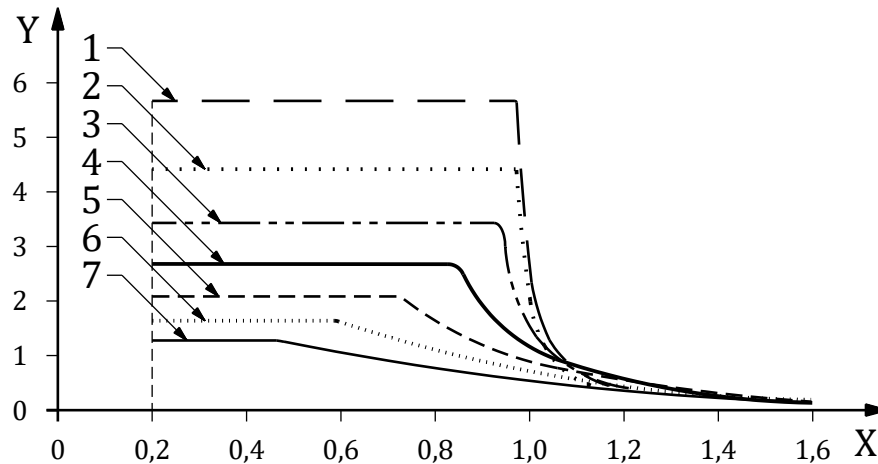
F_{ult} is een dimensieloze hulpfactor;

γ_L is de veiligheid tegen verweking, [-];

$\gamma_{c,max}$ is de maximale schuifrekamplitude, in %;

$\varepsilon_{vc,max}$ is de maximale volumerek, in %.

OPMERKING Figuur E.1 toont de met bovenstaande formules berekende volumerek als functie van de veiligheidsfactor γ_L tegen verweking en de relatieve dichtheid.



Legenda

X-as: veiligheid tegen verweking, γ_L

Y-as: volumerek in %

- 1 relatieve dichtheid, $R_e = 30\%$
- 2 relatieve dichtheid, $R_e = 40\%$
- 3 relatieve dichtheid, $R_e = 50\%$
- 4 relatieve dichtheid, $R_e = 60\%$
- 5 relatieve dichtheid, $R_e = 70\%$
- 6 relatieve dichtheid, $R_e = 80\%$
- 7 relatieve dichtheid, $R_e = 90\%$

Figuur E.1 — Verdichting (volumerek) als functie van de veiligheidsfactor tegen verweking γ_L en de relatieve dichtheid R_e

Bijlage F (informatief)

Toetsing van het constructieve gedrag aan de hand van niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen

F.1 Inleiding

Niet-lineaire berekeningsmethoden maken het mogelijk de respons van bouwconstructies buiten het elastische gebied, waarvan in standaardberekeningen meestal wordt uitgegaan, te beoordelen. De respons omvat fysisch niet-lineaire aspecten zoals reductie van de sterkte en stijfheid bij toenemende belasting, maar houdt ook rekening met geometrische niet-lineariteit veroorzaakt door grote vervormingen.

Een niet-lineaire tijdsdomeinberekening (Engels: 'Non Linear Time History Analysis', NLTHA) is bedoeld voor het direct simuleren van de respons van een constructie op seismische bewegingen. Dit wordt gedaan door het (numerieke) model te onderwerpen aan representatieve tijdsignalen. De doelstelling van de NLTHA is aan te tonen dat de beschouwde constructie met een voldoende mate van betrouwbaarheid voldoet aan de eisen behorend bij de voorgeschreven grenstoestand, zoals gedefinieerd in 2.1.

Deze bijlage biedt richtlijnen over de toepassing van de NLTHA-methode.

OPMERKING 1 Deze methode maakt het mogelijk de gelijktijdige interactie van dynamische responsen zonder theoretische beperkingen voor het toepassingsgebied in rekening te brengen door o.a.:

- triaxiale bewegingscomponenten;
- meervoudige trillings- en deformatievormen van de constructie;
- effecten van (cyclische) degradatie;
- de in-het-vlak- en uit-het-vlak-respons van wanden.

OPMERKING 2 Deze bijlage is bedoeld om te worden gebruikt voor het toetsen van de constructieve betrouwbaarheid van bestaande gebouwen en van verbouwingen (aanpassingen). De in deze bijlage beschreven procedure kan ook worden gebruikt voor het toetsen van de constructieve veiligheid van constructies van nieuw te bouwen of geheel vernieuwde gebouwen, maar geen van de in deze bijlage opgenomen parameters is specifiek op deze toetsing afgestemd.

OPMERKING 3 Niet-lineaire rekenprogramma's zijn (nog) geen gemeengoed voor ingenieurs en vereisen veel kennis van de werking van die programma's. Daarom behoren dergelijke methoden met voorzichtigheid gebruikt te worden. De ingenieur behoort voor elk gebouw of constructief element te beoordelen of de methode geschikt is voor het beoogde doel. Het rekenprogramma behoort daarop getoetst te worden.

Niet-lineaire berekeningen vereisen dat men nadenkt over inelastisch gedrag en over grenstoestanden die zowel afhankelijk kunnen zijn van vervormingen als van krachten. Voor het simuleren van het gedrag van een volledige constructie of onderdelen daarvan, zijn modellen nodig waarin de respons op krachten en vervormingen van componenten en systemen is opgenomen op basis van de verwachte sterkte- en stijfheidseigenschappen en grote vervormingen. Afhankelijk van de configuratie van de constructie kunnen de resultaten van niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen gevoelig zijn voor de aangenomen invoerparameters en de soorten modellen die gebruikt worden.

Niet-lineaire tijdsdomeinanalyses kunnen in principe gebruikt worden om het constructieve gedrag van een constructie tot aan bezwijken te simuleren. Hiervoor zijn echter geavanceerde modellen nodig

die zijn getoetst aan geschikte en representatieve fysische proeven om het in hoge mate niet-lineaire gedrag op weg naar het bezwijken te kunnen simuleren. Aan het voorspellen van de respons van een gebouw (of component) buiten het getoetste bereik zijn aanzienlijke onzekerheden verbonden. Deze onzekerheden worden groter naarmate de constructie zich meer niet-lineair gaat gedragen, met name als zich een abrupte terugval van de sterkte en stijfheid voordoet. Het kan nodig zijn criteria voor de seismische grenstoestand te definiëren, die aangeven tot waar vervormingen nog met redelijke betrouwbaarheid kunnen worden voorspeld.

F.2 Voorwaarden voor rekenprogramma's

F.2.1 Grenstoestand NC

Het expliciet voorspellen van globaal of lokaal bezwijken van een constructie in de grenstoestand NC (Near Collapse) vraagt voldoende gedetailleerde constructieve modellen en het gebruik van software met geavanceerde functies en constitutieve vergelijkingen voor de toegepaste materialen, zie F.3. Software voor niet-lineaire tijdsdomeinanalyses behoort ten minste de volgende eigenschappen te hebben om het gedrag van een constructie in de grenstoestand NC met voldoende betrouwbaarheid te kunnen simuleren:

- a) De analyses worden uitgevoerd op grond van een betrouwbare niet-lineaire modellering van zowel het constructieve gedrag als van het materiaalgedrag. Deze modellen voor het beoogde toepassingsgebied zijn gevalideerd op het kunnen meenemen van de terugval van sterkte en stijfheid, alsmede strain-softening en -hardening bij een cyclische belasting.
- b) Zij zijn in staat grote vervormingen met inbegrip van tweede-orde-effecten in de berekening mee te nemen.
- c) Zij hebben het vermogen om uit-het-vlak-gedrag van (constructieve) elementen op betrouwbare wijze te voorspellen.
- d) Zij hebben de beschikking over een tijdsdomein-solver die ook bij gevorderde schade blijft werken: dit geldt ook voor negatieve stijfheidsregimes en in de fase nadat zich lokaal bezwijken heeft voorgedaan met een significante herverdeling van krachten.

OPMERKING 1 De gebruikte software behoort informatie te geven over de energiebalans of het krachtenevenwicht, zodat de gebruiker de kwaliteit van de oplossing kan beoordelen. De berekeningen kunnen worden uitgevoerd door expliciete solvers met feedback over de energiebalans en met impliciete solvers met passende incrementele en iteratieve procedures en feedback over het krachtenevenwicht in het systeem.

OPMERKING 2 De niet-lineaire materiaal- en elementmodellen behoren te zijn getoetst aan proeven op een soortgelijke constructie met een vergelijkbare belastingshistorie (wat betreft spanningen, rek en vervormingen) als de constructie die numeriek wordt gesimuleerd. Extrapolatie van beproevingsresultaten tot buiten het tijdens het beproeven onderzochte gebied mag niet worden beschouwd als een betrouwbare toetsing voor niet-lineaire materiaal- en elementmodellen.

F.2.2 Grenstoestand SD

Om de robuustheid van een ontwerp met betrekking tot de grenstoestand SD (Significant Damage) te toetsen behoort het rekenprogramma te voldoen aan de voorwaarden a), b) en c) als gespecificeerd onder F.2.1.

OPMERKING 1 In tegenstelling tot de grenstoestand NC gaat de grenstoestand SD niet gepaard met het simuleren van globaal of lokaal bezwijken van een constructie. Daarom worden er minder strenge eisen gesteld aan het rekenprogramma. Het rekenprogramma behoort in staat te zijn betrouwbare voorspellingen te doen met

betrekking tot het niet-lineaire dynamische gedrag van de constructie tot het stadium van de grenstoestand SD, maar de eisen aan numerieke solvers zijn minder streng.

OPMERKING 2 De beoordeling van de constructie voor SD richt zich vooral op vervormingen (verplaatsing van een bouwlaag, plastische scharnierrotatie en plastische rek) en minder op de vereiste weerstand (hoewel er controles in het kader van 'capaciteitgerelateerd ontwerpen' worden uitgevoerd voor elementen waarin de sterkte maatgevend is).

F.2.3 Grenstoestand DL

Er worden geen voorwaarden gesteld aan rekenprogramma's voor het beoordelen van constructies in de grenstoestand DL (Damage Limitation).

OPMERKING Voor het toetsen van de grenstoestand DL hoeft het globale of lokale bezwijkgedrag niet gesimuleerd te worden, en wordt ook niet verwacht dat elementen tot voorbij hun elastische weerstand belast worden. Daarom gelden voor rekenprogramma's die zich richten op de grenstoestand DL geen speciale voorwaarden.

F.3 Modellerings

F.3.1 Algemeen

In het algemeen wordt de constructie gerepresenteerd met een 3D-model dat de massa, de stijfheid, de vervormbaarheid, de sterkteverdeling en de damping weergeeft. Het eindige-elementenmodel behoort geschikt te zijn voor alle mogelijke mechanismen die tot globaal of lokaal bezwijken van een constructie zouden kunnen leiden, waaronder mechanismen in het draagsysteem dat weerstand biedt tegen de zijdelingse belasting, en het draagsysteem dat weerstand biedt tegen de zwaartekracht, schijven en verbindingen. De simulatie behoort rekening te houden met de belastingen die voortvloeien uit het gedrag van de fundering voorafgaand aan, tijdens en na de aardbeving.

F.3.2 Weerstand en vervormingscapaciteit van constructieve elementen

F.3.2.1 Algemeen

Bij het toetsen van de constructieve elementen wordt onderscheid gemaakt tussen 'taai' (op vervorming ontworpen) en 'bros' (op het opnemen van krachten ontworpen) elementen. Bij de eerste soort elementen wordt getoetst of aan de eisen ten aanzien van de deformaties is voldaan. Bij de tweede soort elementen wordt nagegaan of de sterkte-eisen niet worden overschreden.

De karakteristieken van (constructieve) elementen volgen uit de invoer die in directe zin het hysteresisgedrag van het element beschrijft, of uit de invoer van het materiaalmodel waarvan bij de beschrijving van het hysteresisgedrag gebruik is gemaakt.

Een bepaald constructief element kan zowel uit vervorming-kritische als uit kracht-kritische onderdelen bestaan.

OPMERKING 1 De weerstand van een gewapende betonnen ligger of wand kan wat buiging betreft door vervorming en wat afschuiving betreft door een kracht begrensd worden. Om buigmechanismen te ontwikkelen behoort de afschuifweerstand van het element groter te zijn dan de weerstand op buiging, hetgeen typisch vereist is in bepalingen voor 'capaciteitgerelateerd ontwerpen' als onderdeel van het seismisch ontwerpen.

OPMERKING 2 Informatie voor het als 'taai' of 'bros' indelen van componenten of mechanismen is te vinden in de desbetreffende materiaalgerelateerde bijlagen bij NEN-EN 1998-3.

F.3.2.2 Door grenswaarden aan de vervorming bepaalde weerstand (vervorming-kritische elementen)

De verwachte weerstand behoort te worden bepaald op basis van de vervormingsgrenzen van de constructieve elementen. Het model behoort rekening te houden met de verwachte stijfheid en, afhankelijk van het type materiaal, de te verwachten vloeigrens, het rek-hardening of rek-softening gedrag na het vloeien, cyclische degradatie en mogelijke breuk.

F.3.2.3 Elementen waarvan de weerstand afhangt van grenswaarden aan de op te nemen kracht (kracht-kritische elementen)

Voor kracht-kritische constructieve elementen wordt van de 'brosse weerstand' uitgegaan.

OPMERKING 1 De brosse weerstand wordt gedefinieerd als de verwachte weerstand gedeeld door de partiële materiaalfactor (γ_m). De waarden die aan de partiële materiaalfactoren worden toegekend, zijn te vinden in de hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR.

OPMERKING 2 Als verwacht wordt dat het gedrag van de constructie bij de verwachte sterkte slechter zal zijn dan bij de brosse sterkte, behoort de verwachte sterkte te worden aangehouden.

OPMERKING 3 'Capaciteitgerelateerd ontwerpen' is een ontwerpbenadering waarbij de ontwerper bepaalt welke elementen mogen vloeien (en dus taai of 'ductiel' zijn) en welke niet vloeien (en daarom met voldoende sterkte behoren te worden ontworpen) als gevolg van de krachten die er door vloeiende elementen op worden uitgeoefend.

De voordelen van deze ontwerpbenadering zijn onder andere:

- bescherming tegen plotseling bezwijken van elementen die niet op een taaie respons gedimensioneerd of gedetailleerd kunnen worden;
- begrenzing van de locaties in de constructie waar (kostbare) taaie detaillering vereist is;
- meer zekerheid over hoe het gebouw zich onder zware aardbevingen zal gedragen;
- meer vertrouwen in hoe de weerstand berekend kan worden, en
- een betrouwbare energiedissipatie door het afdwingen van soorten van vervorming (plastische mechanismen) waarbij inelastische vervormingen aan taaie onderdelen van de constructie worden toegewezen.

De eis van een sterke kolom/zwakke ligger is een voorbeeld van een strategie voor capaciteitgerelateerd ontwerpen, waarbij het de bedoeling is de vorming van scharnieren in kolommen te voorkomen. Dit zou kunnen leiden tot de voortijdige vorming van kinematische modellen over de hoogte van het gebouw, met als gevolg een snelle daling van de sterkte van kolommen met hoge axiale belastingen. Door het ontwerpen van een constructie als combinatie van sterk vervormbare delen en delen die ook bij een grote belasting in de elastische fase blijven, kan de capaciteit van de constructieve materialen optimaal worden benut.

F.3.2.4 Basis voor de bepaling van de verwachtingswaarde van de weerstand

Voor het bepalen van de verwachtingswaarde van de weerstand van bestaande gebouwen wordt uitgegaan van de gemiddelde waarden van de materiaaleigenschappen.

Voor bestaande gebouwen behoren deze uit in-situproeven te worden verkregen. Tabel F.2 kan worden gebruikt als er geen proefresultaten voor het specifiek beschouwde gebouw beschikbaar zijn. De waarden uit de materiaalgerelateerde hoofdstukken 5 tot en met 9 van deze NPR kunnen worden gebruikt als ze als representatief mogen worden beschouwd.

Voor constructiedelen van gebouwen die deels gerenoveerd worden, behoren gemiddelde waarden te worden gebruikt voor de eigenschappen van de nieuw toegevoegde materialen. Deze waarden behoren te worden afgeleid van de karakteristieke waarden van deze materialen. Zie de NEN-EN 1992:reeks tot en met NEN-EN 1996:reeks en de NEN-EN 1999:reeks.

OPMERKING Dit is ook van toepassing op nieuwbouwconstructies of op volledig verbouwde gebouwen.

De karakteristieken van rek-hardening of -softening van materialen, de breuksterkte en -rek en het gedrag onder cyclische belastingen behoren uit relevante proeven te volgen of, bij gebreke daarvan, uit (geharmoniseerde) productnormen.

Bij gebrek aan in-situ proefgegevens en gegevens uit (product)normen mogen de aanbevelingen gedaan in F.4 worden gebruikt voor een eerste beoordeling. Controle van de resultaten van de berekeningen is nodig om te beoordelen of deze gevoelig zijn voor kleine afwijkingen van deze aanbevelingen.

F.3.3 Het modelleren van elementen

F.3.3.1 Kracht-kritische elementen)

Kracht-kritische elementen zijn elementen waarvan de weerstand afhangt van de mate waarin zij een kracht kunnen opnemen.

Kracht-kritische elementen worden elastisch gemodelleerd of worden gemodelleerd met een scherp afnemend dragend vermogen na het vloeien dat betrekking heeft op de verwachte kleine breukenergie. Er behoren verwachte (gemiddelde) stijfheids- en dempingswaarden te worden gebruikt.

Voor bestaande constructies wordt aanbevolen breuk van het lineair-elastisch beschouwde element, na het bereiken van de brosse sterkte, expliciet te modelleren. Elementen die zijn bezweken, kunnen met de NLTHA-software tijdens de berekening worden verwijderd als de massa ervan niet significant is.

OPMERKING 1 Dit maakt het mogelijk het gevolg van het mogelijk bros bezwijken, te volgen.

OPMERKING 2 Een alternatieve manier om mogelijke brosse bezwijkeffecten te modelleren is door een niet-lineaire veer in serie met het beschouwde element toe te voegen.

Waar dit niet mogelijk is (bijv. vanwege softwarebeperkingen), behoort de maximaal vereiste elastische kracht na de berekening te worden weggelaten. Dit betreft de *maximale* kracht die wordt bereikt in alle beschouwde grondbewegingen, niet de gemiddelde kracht. De weerstand behoort daarna te worden gecontroleerd.

OPMERKING 3 Als de mogelijkheid bestaat de weerstand van het element na de berekening te ontwerpen (bijvoorbeeld voor een nieuw ontwerp of aanpassing van een bestaand gebouw), is het handig het element elastisch te modelleren (zonder grenswaarde aan de sterkte) om hieraan de maximaal vereiste elastische kracht als basis voor het ontwerp te kunnen ontleen.

De uitkomsten van de in deze bijlage beschreven berekening zijn alleen geldig als geen enkele van de kracht-kritische elementen is bezweken op basis van de elastische analyse.

OPMERKING 4 Het falen van een elastisch gemodelleerd kracht-kritisch element bij een analyse met de maximale elastische belasting kan ertoe leiden dat de belasting op de andere constructieve elementen toeneemt en dus de uitkomst van de beoordeling wijzigt. Deze uitkomst verandert omdat herverdeling van de belasting na het falen van het kracht-kritische element niet expliciet in het niet-lineaire model wordt meegenomen. De toets van het draagvermogen van de kracht-kritische elementen kan ertoe leiden dat de constructie bezwijkt, zelfs als

het rekenmodel dit niet aangeeft. Dit behoort na elke analyse zorgvuldig te worden nagegaan. Als breuk expliciet is gemodelleerd, is het uitvallen van een kracht-kritisch element direct zichtbaar in het resultaat van de analyse.

F.3.3.2 Vervorming-kritische elementen

F.3.3.2.1 Algemeen

Vervorming-kritische elementen zijn elementen waarvan de weerstand afhangt van grenzen aan de opneembare vervorming.

De voor een specifiek probleem gekozen modelleringstechniek behoort te worden getoetst door het voorspelde gedrag te vergelijken met relevante experimentele cyclische beproevingsgegevens voor een soortgelijke constructie.

OPMERKING De geschiktheid van verschillende eindige-elemententypen (1D, 2D of 3D), om het gedrag van door vervorming beheerste elementen te beschrijven, is afhankelijk van een aantal factoren waaronder:

- de geschiktheid van 1D-elementen voor het beschrijven van geometrisch en constructief gedrag, in vergelijking met 2D of 3D-elementen;
- de mogelijke interactie tussen axiale, buigende en dwarskrachtweerstand;
- beschikbaarheid van geschikte vooraf gedefinieerde ‘fenomenologische’ hysteresisregels;
- geschiktheid om de afname van sterkte en stijfheid in de analyse mee te nemen, zowel tussen opeenvolgende cycli als ‘binnen een cyclus’ (d.w.z. monotoon).

F.3.3.2.2 1D-liggelementen

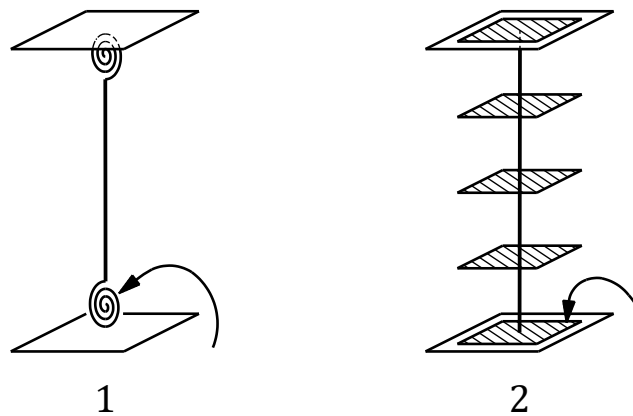
F.3.3.2.2.1 Algemeen

Liggelementen kunnen worden gebruikt voor constructies die bestaan uit raamwerken van liggers, kolommen en windverbanden. Indien constructieve elementen met een verschillend ruimtelijk karakter (d.w.z. 2D of 3D) met 1D-liggelementen gemodelleerd worden, behoren aannamen en beperkingen met betrekking tot het gedrag van de constructie gedocumenteerd te worden.

Het met behulp van een specifiek softwarepakket toetsen van de modelleringstechniek aan respectievelijk relevante fysische experimenten op dezelfde soort constructie, analytische oplossingen en aan andere software, is van essentieel belang om tot betrouwbare voorspellingen te komen.

De twee belangrijkste typen liggelement voor niet-lineaire berekeningen zijn:

- a) elastische liggers met geconcentreerde plasticiteit (plastische scharnieren) aan elk uiteinde;
- b) liggers met verdeelde plasticiteit waarin de doorsnede gerepresenteerd wordt als een reeks niet-lineaire vezels (integratiepunten) over elke dwarsdoorsnede en over de lengte van het element.



Legenda

- 1 niet-lineair veerscharnier
- 2 vezeldoorsnede

Figuur F.1 — Elastisch liggerelement met links geconcentreerde en rechts verdeelde plasticiteit

OPMERKING Hoewel niet-lineaire interactie tussen axiale weerstand en momentweerstand in liggerelementen in de berekening kan worden meegenomen, is het afschuivingsgedrag in het algemeen hiervan losgekoppeld. Dit kan onrealistisch zijn voor bepaalde typen constructies. Bovendien wordt er voor liggers van uitgegaan dat ‘vlakke doorsneden vlak blijven’, iets wat niet altijd realistisch is bij een hoog niveau aan schade door buiging en afschuiving.

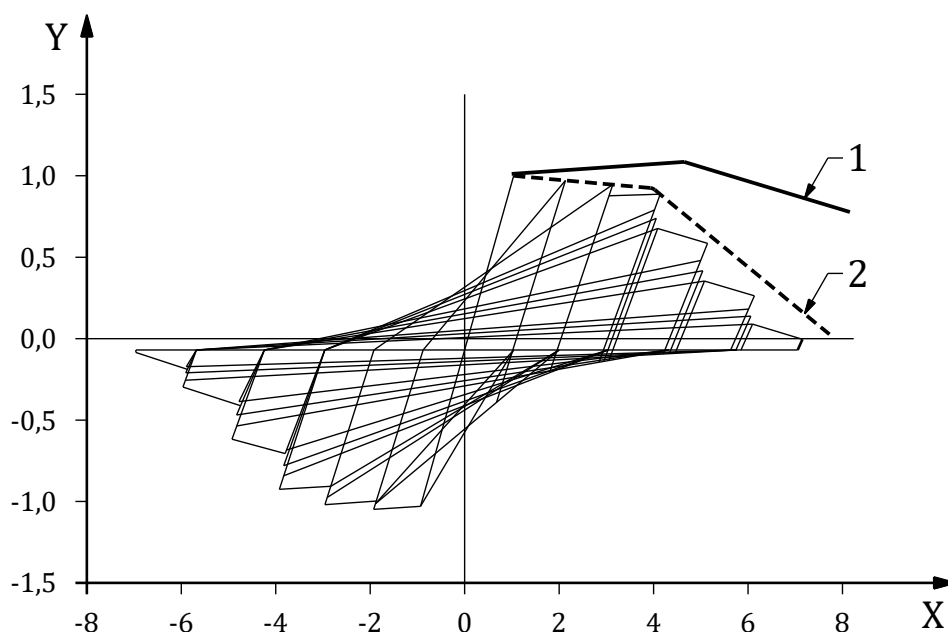
F.3.3.2.2 Liggerelementen met geconcentreerde plasticiteit

Als liggerelementen met geconcentreerde plasticiteit worden gebruikt in het niet-lineaire model, behoort een besluit te worden genomen over de vraag hoe de mate van terugval van sterkte en stijfheid nauwkeurig kan worden gesimuleerd.

OPMERKING 1 Het gebruik van liggers met geconcentreerde plasticiteit wordt problematisch voor elementen die substantieel onderhevig zijn aan een sterkte- en stijfheidsterugval onder cyclische belasting.

Dit kan gerealiseerd worden door het gebruik van één van de volgende technieken:

- a) een cyclische omhullende ‘backbone’-curve in combinatie met eenvoudige hysteresisregels (gebaseerd op de omhullende van cyclische testresultaten);
- b) een monotone ‘backbone’-curve in combinatie met meer complexe hysteresisregels die de sterkte bij elke cyclus verlagen (op basis van het fysische gedrag dat in de resultaten van cyclische beproevingen is waargenomen).



Legenda

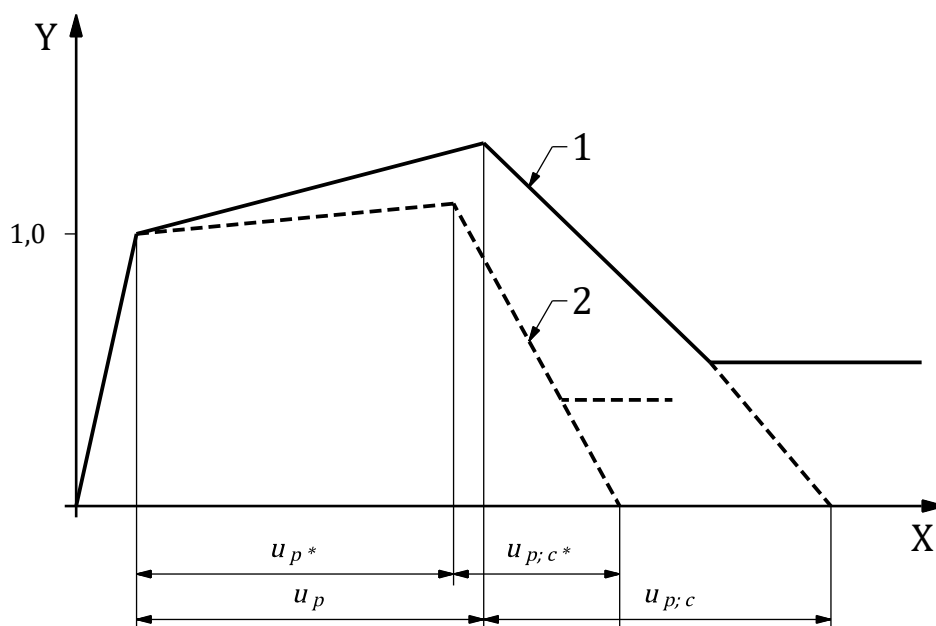
X-as: genormaliseerde verplaatsing

Y-as: genormaliseerde kracht

1 monotoon

2 cyclisch

a) 'backbone'-curve in combinatie met meer complexe hysteresisregels



Legenda

X-as: verplaatsing, u

Y-as: verhouding F/F_y

1 monotoon

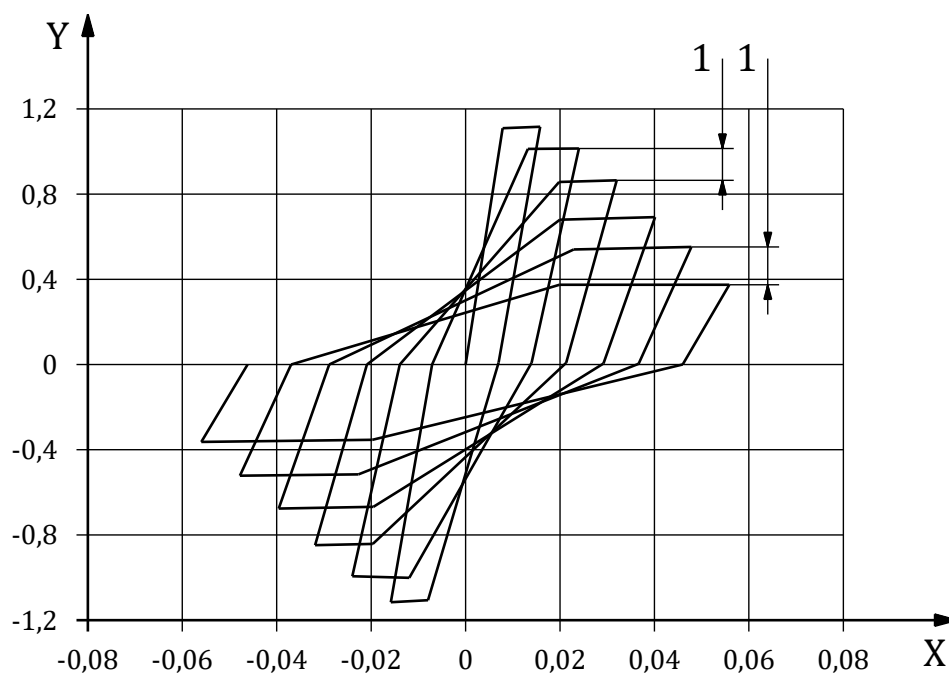
2 cyclisch omhullende

b) 'backbone'-curve in combinatie met eenvoudige hysteresisregels

Figuur F.2 — Verschil tussen de monotone en cyclische 'backbone'-curve

OPMERKING 2 Het inelastische gedrag van liggers met geconcentreerde plasticiteit wordt meestal beschreven door een niet-lineaire 'backbone'-curve waarin moment- en scharnierrotatie tegenover elkaar worden uitgezet, samen met hysteresisregels voor het plastische scharnier. Dit zijn volledig fenomenologische modellen. Er zijn 'backbone'-curven en hysteresisregels ontwikkeld voor diverse constructiedetails waarbij wordt verwezen naar gedrag dat in cyclische beproevingen op representatieve fysieke componenten is gemeten. Indien de belastingshistorie in de beproevingen niet overeenkomt met de verwachte respons tijdens een aardbeving, wordt het gedrag niet correct voorspeld. Dit type model werkt goed voor taaie seismisch gedetailleerde elementen, zoals compacte stalen elementen en liggers van gewapend beton voorzien van voldoende omsnoerende wapening die een stabiel hysteresisgedrag vertonen.

OPMERKING 3 In het algemeen wordt gesuggereerd de tweede (optie b) van deze opties te kiezen, omdat deze waarschijnlijk het meest realistisch is, met name aangezien de cyclische omhullende in het algemeen een functie is van de volgorde waarin belastingscycli bij een beproeving worden toegepast. Zelfs indien de belastingshistorie in de beproeving niet geheel overeenkomt met de verwachte respons tijdens een aardbeving, kan het gedrag nog altijd correct worden voorspeld. De tweede optie maakt ook het belangrijke onderscheid mogelijk tussen verlies van sterkte tussen cycli en verlies van sterkte binnen één cyclus, hetgeen schadelijker is aangezien dit plotseling een negatieve stijfheid in het element veroorzaakt.



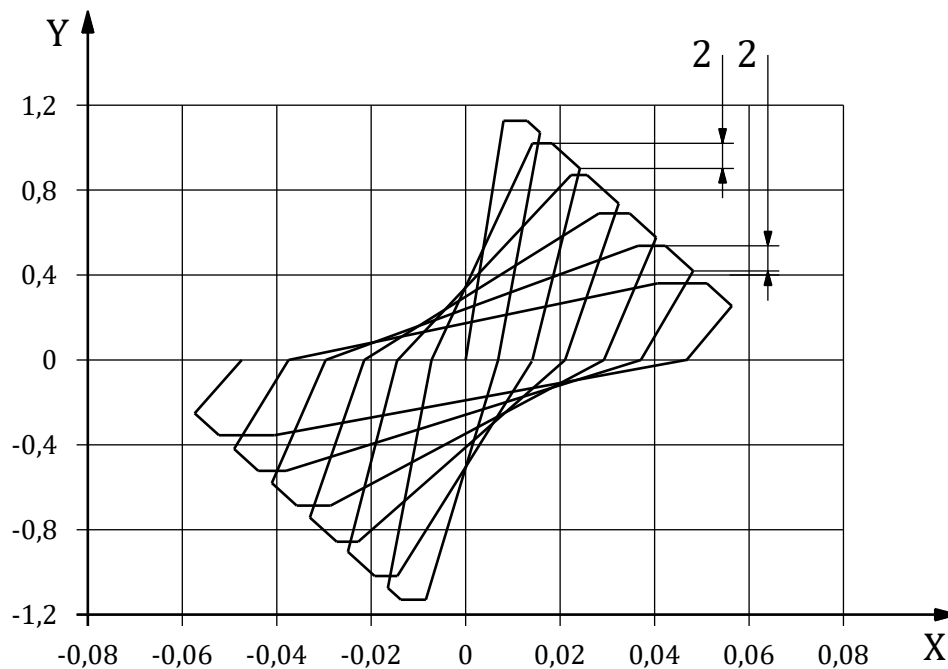
Legenda

X-as: verhouding tussen de verplaatsing van de verdiepingen

Y-as: kracht

1 verlies van sterkte treedt op in opeenvolgende cycli; niet in dezelfde belastingscyclus

a) Cyclische sterkteafname



Legenda

X-as: verhouding tussen de verplaatsing van de verdiepingen

Y-as: kracht

2 verlies van sterkte treedt op gedurende de belastingscyclus

b) Sterkteafname binnen een cyclus

OPMERKING Er treedt ook een verlies aan stijfheid op, zoals blijkt uit de afnemende stijfheid bij ontlasten en opnieuw belasten.

Figuur F.3 — Verschil tussen cyclisch sterkteverlies en sterkteverlies binnen een cyclus

F.3.3.2.2.3 Liggerelementen met verdeelde plasticiteit

Indien liggerelementen met verdeelde plasticiteit worden gebruikt waarin de doorsnede wordt weergegeven als een reeks niet-lineaire vezels (integratiepunten) over elke doorsnede en over de lengte van het element, behoort voor de berekening een voldoende aantal elementen in het eindige-elementenmodel te worden opgenomen over de lengte van een gemodelleerd constructief element.

Evenals bij elementen met geconcentreerde plasticiteit behoort ook hier correct hysteresisgedrag te worden opgenomen. De materiaaleigenschappen die in elke vezel worden gebruikt kunnen met een van de in F.3.3.2.2.2 weergegeven technieken worden toegepast.

OPMERKING 1 Liggers met verdeelde plasticiteit worden vaak gebruikt voor de simulatie van het gedrag van elementen van gewapend beton. Aangezien de doorsnede uit een reeks vezels van beton- en wapeningsmateriaal bestaat, kunnen de weerstand en de stijfheid van elke doorsnede goed door de niet-lineaire karakteristieken van de vezels worden gesimuleerd. Ook andere aspecten van het constructieve gedrag, zoals het verbrijzelen van beton, het effect van opsluiting op de eigenschappen van het beton, het vloeien van de beugels en de hechting tussen beton en staal kunnen met deze benadering gemodelleerd worden. De directe weergave van het scheurproces van beton, het vloeien van de wapening en strain-hardening maakt het mogelijk de interactie tussen axiale weerstand en buiging goed te simuleren. Ten aanzien van hysteresis zijn de hysteresisdefinities voor de individuele materialen maatgevend. In het algemeen wordt afschuiving losgekoppeld en als elastisch gemodelleerd, hoewel sommige softwarepakketten opties hebben voor het meenemen van bezwijken door afschuiving. In bepaalde omstandigheden is dit een aanzienlijke beperking. Het niet-lineaire gedrag van het element wordt gemeten in termen van vezelspanning-rek, en niet als momentrotatie in het scharnier. Aangezien

de rekgradiënt zeer hoog kan zijn in gebieden waar sprake is van plastische scharnierwerking, is het nodig een adequaat aantal elementen over de lengte van een constructief element te hebben.

OPMERKING 2 Met gelokaliseerde knieeffecten wordt bij het gebruik van geïntegreerde liggerelementen niet direct rekening gehouden. Dit kan leiden tot onconservatieve schattingen van de weerstand van dunwandige constructiedelen zoals stalen profielen. Om in zo'n situatie onconservatisme weg te nemen, kan een andere modelleringsstrategie nodig zijn of kunnen de materiaaleigenschappen dienovereenkomstig worden aangepast. Met globaal knikken van constructiedelen wordt rekening gehouden indien deze delen voldoende gediscretiseerd zijn.

F.3.3.2.3 2D-(schaal)elementen

2D-schaalelementen behoren te worden gebruikt voor het modelleren van constructieve componenten die, ten gevolge van de horizontale krachten veroorzaakt door een aardbeving, in en uit het vlak kunnen bezwijken. Indien constructieve elementen met een verschillend ruimtelijk karakter (d.w.z. 3D) met 2D-schaalelementen gemodelleerd worden, behoren aannamen over het gedrag en de beperkingen met betrekking tot de respons gedocumenteerd te worden. Typische voorbeelden voor het gebruik van 2D-schaalelementen zijn ongewapende betonnen en metselwerk (invul)wanden.

Wanneer een specifiek softwarepakket wordt gebruikt, is toetsing van de modelleringstechniek essentieel om betrouwbare voorspellingen te kunnen doen. Deze toetsing kan plaatsvinden aan relevante fysische beproevingen aan hetzelfde type constructie als de te toetsen constructie, aan gekende analytische oplossingen of aan andere betrouwbare software.

OPMERKING 1 Vanwege de hoge mate van niet-lineariteit die gepaard gaat met het voorspellen van uit-het-vlak-instabiliteit, is het toetsen van de modelleringstechnieken met behulp van een specifiek softwarepakket aan relevante fysische beproevingen van hetzelfde type als de te toetsen constructie essentieel voor het verkrijgen van betrouwbare voorspellingen.

OPMERKING 2 In principe worden met een model van 2D-schaalelementen de problemen overwonnen die zich voordoen bij het maken van idealisaties van een 'vergelijkbaar raamwerk' met behulp van 1D-elementen. Met 2D-elementen wordt de exacte algehele geometrie gemodelleerd en hoeft het onderscheid tussen – en specifieke modelleringsregels voor – liggers (borstweringen), kolommen (penanten) en verbindingzones niet te worden gemaakt. Schaalmodellen kunnen de interactie beschrijven tussen gedrag in het vlak en uit het vlak.

OPMERKING 3 2D-elementen zijn een goede optie voor niet-starre (en/of niet-lineaire) schijven.

OPMERKING 4 Op het moment van publiceren van deze NPR zijn er betrekkelijk weinig goed gevalideerde 2D- materiaalformules beschikbaar, behalve voor 'taaie' materialen zoals staal. Bij de meeste softwarepakketten bestemd voor het 2D modelleren van gewapend beton of metselwerk zijn de keuzes voor de gebruiker daarom beperkt.

F.3.3.2.4 3D-(blok)elementen

Voor het modelleren van constructieve componenten waarvoor het belangrijk is dat rekening wordt gehouden met het ruimtelijke (3D-)karakter of waarvoor met 2D- of 1D-elementen voorspelde oplossingen onnauwkeurig worden, behoren 3D-elementen te worden gebruikt. Typische voorbeelden zijn funderingen en grond.

Wanneer een specifiek softwarepakket wordt gebruikt, is toetsing van de modelleringstechniek essentieel om betrouwbare voorspellingen te kunnen doen. Deze toetsing kan plaatsvinden aan relevante fysische beproevingen aan hetzelfde type constructie als de te toetsen constructie, aan gekende analytische oplossingen of aan andere betrouwbare software.

OPMERKING 1 Op zijn minst behoren voorspellingen van 1D niet-lineair grondgedrag en voorspellingen van de weerstand van in de grond ingebedde funderingen te worden getoetst.

OPMERKING 2 Blokelementen worden voornamelijk gebruikt voor het modelleren van 3D-grondgebieden. Een aantal niet-lineaire hysteresische grondmodellen zijn beschikbaar in verschillende softwarepakketten.

F.3.3.3 Verbindingen

Het constructieve model behoort verbindingen realistisch te beschrijven. Mogelijke bezwijkmechanismen in de verbinding die van negatieve invloed zouden kunnen zijn op de seismische integriteit behoren in de analyse te worden meegenomen. Constructieve elementen in het eindige-elementenmodel met gezamenlijke knooppunten op hun grenzen worden als volledig vast (in de wederzijds ondersteunde vrijheidsgraden) behandeld, hetgeen wellicht niet tot het beoogde gedrag leidt en ook niet realistisch is. In alle gevallen behoren aannamen voor het gedrag van verbindingen te worden gedocumenteerd.

Wanneer een specifiek softwarepakket wordt gebruikt, is toetsing van de modelleringstechniek essentieel om betrouwbare voorspellingen te kunnen doen. Deze toetsing kan plaatsvinden via relevante fysische beproevingen aan hetzelfde type constructie als de te toetsen constructie, aan gekende analytische oplossingen of aan andere betrouwbare software.

OPMERKING 1 De geschiktheid van de verbindingen tussen verschillende componenten van een gebouw is essentieel voor het creëren van afdoende seismische gedrag. Verbindingen in bestaande gebouwen zijn in het algemeen niet ontworpen voor het opnemen van seismische krachten of zijn niet gedetailleerd voor het genereren van voldoende ductiliteit. De betrouwbaarheid van veel verbindingen hangt af van hun vermogen de zwaartekracht over te dragen en daarnaast over voldoende wrijving te beschikken om ook de zijdelingse krachten over te dragen. Bij het beoordelen van een bestaand gebouw behoren de soorten en details van verbindingen, indien deze niet adequaat op originele bouwtekeningen beschreven zijn, door grondig constructief onderzoek te worden bepaald.

OPMERKING 2 Verbindingen kunnen op verschillende manieren worden weergegeven, zoals door:

- a) niet-lineaire veren of korte liggers;
- b) contactvlakken voor het opnemen van normaalkrachten en dwarskrachten.
- c) trekbanden, met lineaire afhankelijkheid tussen vrijheidsgraden;
- d) interface-elementen die wrijving, voegopening, ontkoppeling of ander niet-lineair raakvlakgedrag kunnen beschrijven.

Methode b) wordt voorgesteld indien bezwijken op druk zich zou kunnen voordoen ten gevolge van een horizontale beweging ter plaatse van een verbinding.

OPMERKING 3 Stijve verbindingen kunnen worden gecreëerd door knooppunten te delen (ineengrijpend), deze als elastische trekbanden te modelleren of starre insluitingen te gebruiken. De geschiktheid ervan behoort na de analyse te worden gecontroleerd onder de kritieke combinaties van krachten en momenten. De controle van stijve verbindingen kan als conclusie opleveren dat de verbinding bezwijkt, zelfs indien het model geen expliciet bezwijken aangeeft. Dit principe geldt ook voor vrijheidsgraden waaraan geen niet-lineaire eigenschappen zijn toegekend, waardoor geen stijfheids- of sterkteverlies, dan wel bezwijken kan optreden.

F.3.4 Damping

F.3.4.1 Bronnen van damping

F.3.4.1.1 Algemeen

Het constructieve model behoort rekening te houden met de relevante bronnen van damping:

- a) intrinsieke materiaaldamping bij kleine rekken;
- b) energiedissipatie in niet expliciet gemodelleerde niet-constructieve elementen en dissipatievoorzieningen;
- c) hysteresisdamping behorende bij niet-lineaire energiedissipatie;
- d) funderingsdamping (materiaal- en stralingsdamping).

F.3.4.1.2 Intrinsieke materiaaldamping

Energiedissipatie behoort in het model te worden opgenomen. Dit wordt gerealiseerd via viskeuze (van snelheid en frequentie afhankelijke) damping.

OPMERKING Alle materialen dissiperen energie tijdens trillingen in hun elastische bereik. Voor de meeste constructieve materialen is deze damping gering, zie tabel F.1.

F.3.4.1.3 Damping door niet-seismische constructieve elementen en niet-constructieve elementen

In principe behoort de energiedissipatie van niet-seismische constructieve elementen en niet-constructieve elementen in het model te worden meegenomen.

OPMERKING De cyclische vervorming van een constructie leidt tot cyclische vervorming van eraan bevestigde niet-seismische constructieve elementen en niet-constructieve elementen. De deelname van dergelijke elementen aan de krachtsoverdracht gaat gepaard met extra stijfheid en energiedissipatie. In normale seismische omstandigheden is dit effect gering en mag verwaarloosd worden.

F.3.4.1.4 Niet-lineaire energiedissipatie

Hysteresisdamping ten gevolge van de cyclische niet-lineaire respons van constructieve materialen en grond behoort te worden meegenomen in het model.

OPMERKING De procedure voor niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen genereert automatisch hysteresisdamping uit de cyclische niet-lineaire respons van de constructiematerialen en de grond.

F.3.4.1.5 Funderingsdamping

Funderingsdamping behoort in de analyse te worden meegenomen.

OPMERKING 1 Constructieve respons wordt extra gedempt door de dissipatie van energie in de grond naast de fundering die het bewegen van de fundering tegenwerkt en door straling van energie op afstand van de constructie via een golfbeweging binnen de grond naar het oneindige. Dit wordt in rekening gebracht indien de interactie tussen grond en constructie expliciet wordt gemodelleerd.

OPMERKING 2 Het is gebruikelijk gebouwen als vrijstaand te modelleren, zelfs als er vlakbij andere gebouwen aanwezig zijn. Dit is van invloed op de mate van damping die in aanmerking mag worden genomen. In normale omstandigheden is dit effect gering en mag verwaarloosd worden.

F.3.4.2 In het model gespecificeerde demping

De in het model gespecificeerde demping behoort alleen betrekking te hebben op de intrinsieke materiaaldemping bij kleine rek.

OPMERKING 1 Hysteresisdemping wordt automatisch in rekening gebracht voor niet-lineaire materialen. Demping voortkomend uit niet-seismische constructieve componenten en niet-constructieve elementen en uit de grond wordt automatisch in rekening gebracht als deze in het model zijn opgenomen. Als ze worden weggelaten, behoort hun bijdrage aan de demping in aanmerking te worden genomen. Het weglaten van demping leidt meestal tot conservatieve resultaten.

OPMERKING 2 Voor niet-lineaire materialen of elementen die een geleidelijke afname van de stijfheid laten zien (zoals ongewapend beton en metselwerk) is de dempingswaarde afhankelijk van de vloeigrens tot waar het gedrag als lineair beschouwd wordt. Eigenlijk wordt een kunstmatige scheiding aangebracht tussen de hysteresisdemping die als viskeuze demping wordt opgenomen (toegevoegd aan de intrinsieke demping) en de hysteresisdemping die expliciet in rekening wordt gebracht via het hysteresisgedrag.

OPMERKING 3 Kleine hoeveelheden demping die bij hoge frequenties plaatsvinden zijn toegestaan en aanbevolen voor het verminderen van numerieke ruis en het verbeteren van de stabiliteit van de berekening, mits het gedrag wat betreft fysica niet nadelig wordt beïnvloed.

De in tabel F.1 opgenomen waarden voor de materiaal-afhankelijke demping worden aanbevolen voor laagbouw en middel-hoogbouw (gebouwen tot 13 m boven het maaiveld).

Tabel F.1 — Materiaalafhankelijke demping van het gebouwmodel

Constructiemateriaal	Intrinsieke demping ξ_0 %
Beton	2 t/m 5 ^a
Staal	1,5
Hout	2
Metselwerk vervaardigd met lijm mortel	4 t/m 8 ^a
Metselwerk vervaardigd met mortel voor algemene toepassing	2 t/m 8 ^a
^a Zie F.3.4.2, OPMERKING 2.	

F.3.4.3 Implementatie van damping

F.3.4.3.1 Rayleigh-damping

Het alom gehanteerde dampingsmodel volgens Rayleigh mag worden gebruikt, met aandacht voor het volgende:

- a) De laagste frequentie waarop de gespecificeerde damping is afgestemd behoort adequaat de periodeverlenging af te dekken die wordt verwacht bij een niet-lineaire seismische respons. De 'massaproportionele' bijdrage behoort zorgvuldig in aanmerking te worden genomen.
- b) De hoogste frequentie waarop de gespecificeerde damping is afgestemd, behoort adequaat de hoogste modale frequenties af te dekken waarin een significante bijdrage aan de seismische respons wordt verwacht.
- c) De 'stijfheidsproportionele' dampingstermijn behoort van toepassing te zijn op een tangens- of secansstijfheid die afneemt naarmate de oplossing vordert. Het is niet aanvaardbaar dat deze gebaseerd blijft op initiële elastische stijfheid, tenzij wordt aangetoond dat deze representatief is voor het beschouwde materiaal of het constructieve element.
- d) Relevante starre cascovormen behoren niet te worden gedempt. De 'massaproportionele' bijdrage behoort zorgvuldig in aanmerking genomen of gewoon weggelaten te worden.

F.3.4.3.2 Materiaal- en elementspecifieke damping

Aanbevolen wordt om energiedissipatie bij kleine rekken op element- of materiaalniveau mee te nemen, in plaats van als onderdeel van de systeemdamping.

OPMERKING 1 Sommige rekenprogramma's bieden de mogelijkheid de energiedissipatie bij kleine rekken op element- of materiaalniveau in plaats van als 'systeem'-damping te specificeren, hetgeen in het algemeen de voorkeur verdient. Zo kunnen verschillende dampingswaarden worden gebruikt voor de verschillende materialen en elementen waaruit het constructieve model bestaat.

OPMERKING 2 Een combinatie van op materiaal- of elementniveau beschreven damping en systeemnivaudamping kan ook in aanmerking komen.

F.3.5 Belastingen veroorzaakt door de zwaartekracht

Zwaartekrachtbelastingen behoren te worden meegenomen om hun effecten op kracht- en vervormingseisen in constructieve elementen en substantiële tweede-orde-effecten door verplaatsing in aanmerking te nemen (zie F.3.6). Zwaartekrachtbelastingen worden geïmplementeerd via een constante neerwaartse versnelling g die op alle massa in de verticale richting inwerkt.

OPMERKING 1 In het algemeen vereist de opname van zwaartekrachtbelastingen een tweestapsberekening, waarbij de zwaartekrachtbelastingen eerst worden aangebracht en vervolgens constant worden gehouden terwijl de grondbewegingen door de aardbeving worden opgelegd.

In het numerieke model behoort rekening te worden gehouden met blijvende en veranderlijke belastingen.

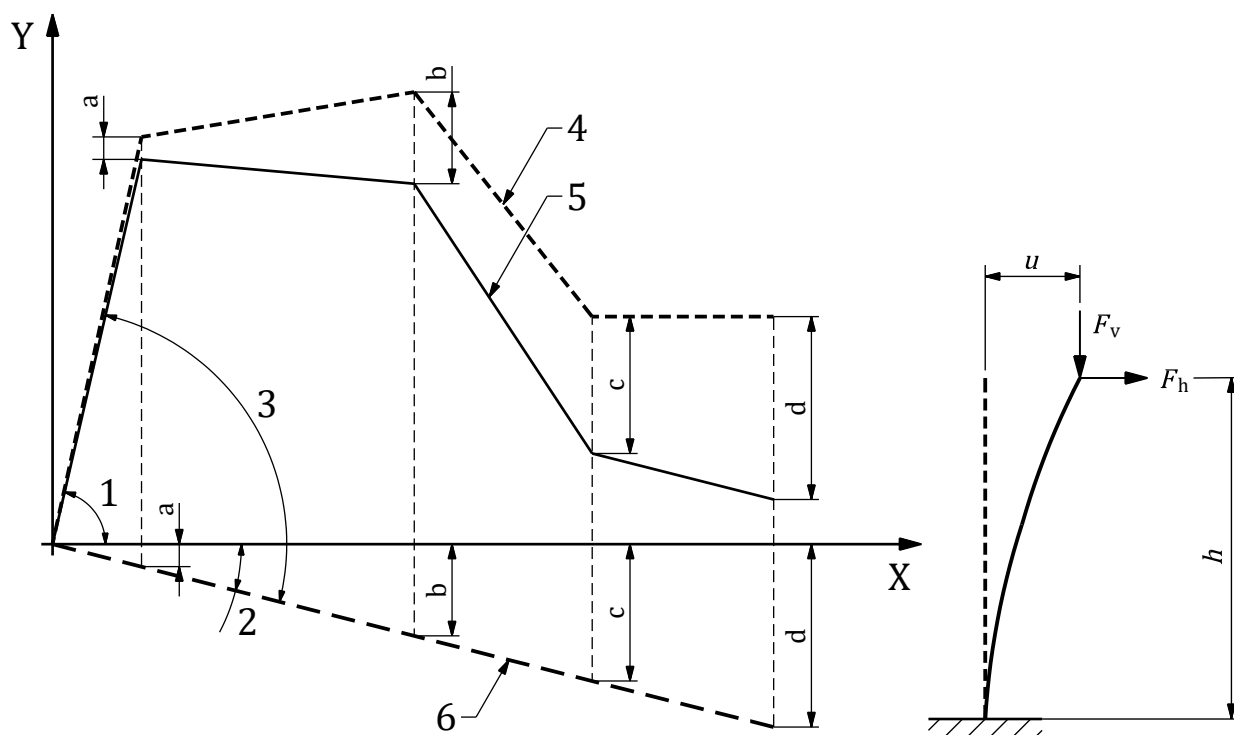
OPMERKING 2 Opgelegde permanente belastingen en veranderlijke belastingen behoren als massa's te worden behandeld, in plaats van als krachten, om zeker te stellen dat de traagheid ervan adequaat wordt meegenomen in de numerieke simulatie.

OPMERKING 3 Vanwege de extra overbelasting die zij opwekken, kunnen opgelegde permanente belastingen en veranderlijke belastingen een gunstig effect hebben op de constructieve weerstand van ondersteunende elementen. Dit behoort zorgvuldig in aanmerking te worden genomen bij de constructieve beoordeling.

F.3.6 Tweede-orde-effecten

Het rekenmodel behoort zowel lokale (element) als globale (systeem) tweede-orde-effecten volledig in de berekening mee te nemen, op basis van de momentane belasting. Het model behoort initiële bijkomende excentriciteiten in rekening te brengen.

OPMERKING 1 Grote zijdelingse doorbuigingen vergroten de inwendige krachten en momenten, en veroorzaken een afname van de effectieve stijfheid in zijdelingse richting. Met de toename van inwendige krachten blijft er een kleiner gedeelte van de weerstand van de constructie over voor het afdragen van zijdelingse belastingen, hetgeen leidt tot een afname van de weerstand in zijdelingse richting.



Legenda

X-as: verplaatsing u

Y-as: horizontale belasting H

1 initiële stijfheid, K_0

2 reductie in stijfheid ten gevolge van tweede-orde-effecten, K_N

3 $K_0 - K_N$

aangrijpt

4 verhouding horizontale belasting ten opzichte van de verplaatsing zonder tweede-orde-effecten

5 verhouding horizontale belasting ten opzichte van de verplaatsing met tweede-orde-effecten

a, b, c, d resulterende aanpassing van de 'backbone'-curve

a) Kracht-verplaatsingsdiagram

Legenda

u verplaatsing

F_v verticale bovenbelasting

F_h horizontale belasting

h hoogte waarop de horizontale belasting

b) Geschematiseerde constructie

Figuur F.4 — Aanpassing van de 'backbone'-curve aan tweede-orde-effecten

OPMERKING 2 Om knik van constructieve elementen in de berekening mee te nemen is het niet nodig extra excentriciteiten of imperfecties in het rekenmodel op te nemen. De beweging van de grond leidt automatische tot de deformatievormen die tot knik kunnen leiden, op dezelfde manier als initiële excentriciteiten dit doen bij een statische belasting.

OPMERKING 3 Indien de verticale belastingen groot zijn, is de afname van de stijfheid aanzienlijk en draagt deze bij aan het verlies van stabiliteit en weerstand in zijdelingse richting. Dit betekent dat de nominale verticale belastingen van het gehele gebouw in de berekening in rekening moeten worden gebracht en dat geschikte berekeningstechnieken voor tweede-orde-effecten moeten worden opgenomen in het constructieve model.

OPMERKING 4 Voor informatie over tweede-orde-effecten wordt verwezen naar de materiaalgerelateerde delen van de Eurocodes (NEN-EN 1992:reeks tot en met NEN-EN 1996:reeks en NEN-EN 1999:reeks).

OPMERKING 5 Indien initiële bijkomende excentriciteiten worden veroorzaakt door de zwaartekracht die op het systeem inwerkt, wordt dit automatisch in rekening gebracht, tenzij ze zich over een langere periode ontwikkelen (bijv. door krimp en kruip). In het laatste geval behoort de geometrie van het model te worden aangepast, zodat de actuele gebouwgeometrie na de toepassing van de zwaartekracht door het model wordt gereproduceerd.

OPMERKING 6 Het principe van het aanpassen van de 'backbone'-curve aan tweede-orde-effecten is gegeven in figuur F.4.

F.3.7 Toevallige torsie-effecten

Voor woningen en woongebouwen tot 4 verdiepingen hoeft met toevallige torsie-effecten (zie 4.3.2) geen rekening te worden gehouden.

F.3.8 Interactie tussen grond en constructie

F.3.8.1 Algemeen

Een niet-lineaire tijdsdomeinberekening van grondmateriaal vereist een grondmodel met een passende schuifspanning-versus-schuifrekarakteristiek en een cyclisch hysteresismodel dat het juiste niveau van damping genereert.

OPMERKING 1 Het gedrag van de grond kan in aanzienlijke mate niet-lineair zijn als de grond sterk schudt en bodemmaterialen tension-softening en materiaaldamping vertonen door hysteresis. De niet-lineaire karakteristieken van grond worden vaak uitgedrukt in G/G_0 -curven (de verhouding tussen de secansglijdingsmodulus bij een bepaalde schuifrek en die bij een zeer kleine rek) en rek-afhankelijke dempingscurven.

De glijdingsmodulus bij een kleine rek (G_0) kan via een van de volgende methoden worden verkregen:

- a) rechtstreeks uit schuifgolf-snelheidsproeven ter plaatse;
- b) indirect uit correlaties met andere geotechnische parameters zoals:
 - CPT-weerstand;
 - verhouding tussen ongedraineerde schuifsterkte en overconsolidatie.

OPMERKING 2 Zelfs indien er resultaten van een geavanceerd geotechnisch onderzoek beschikbaar zijn, resteert nog steeds een bepaalde mate van onzekerheid ten aanzien van het gedrag van de bodem (zie ook hoofdstuk 3).

F.3.8.2 Het modelleren van grond-constructie-interactie

F.3.8.2.1 Algemeen

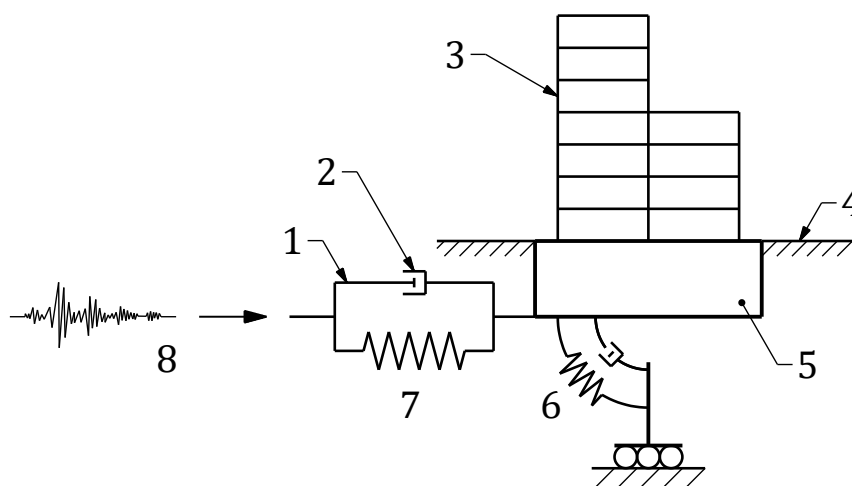
Indien de flexibiliteit van de funderingselementen en de grond onder een constructie van significante invloed zouden kunnen zijn op de wijze van vervormen van de constructie en de wijze van bezwijken, behoort de flexibiliteit van de fundering (en zodoende de interactie tussen grond en constructie) in de berekening te worden meegenomen.

De flexibiliteit van de grond en de dynamische interactie tussen grond en constructie kan in rekening worden gebracht via een 'indirecte' of een 'directe' methode.

OPMERKING Vanwege de bijkomende flexibiliteit en energiedissipatie die ontstaan, heeft de interactie tussen grond en constructie in het algemeen een gunstige invloed op het gedrag van een constructie. Dit is echter afhankelijk van het constructietype. Het is conservatief om een constructief model 'met ingeklemde fundering' te gebruiken, als verwacht wordt dat de fundering haar functie blijft vervullen (geen paalbreuk of andere effecten waardoor verlies van draagvermogen optreedt) en werkt als een starre basis fungeert voor het beschouwde niveau van seismische belasting.

F.3.8.2.2 Indirecte methode

Bij de indirecte methode voor het simuleren van de interactie tussen grond en constructie wordt de grond afgebeeld door middel van (niet-lineaire) Winklerversen en -dempers ter plaatse van de fundering van de constructie voor elke vrijheidsgraad van deze fundering.



Legenda

- 1 verplaatsing veer-demper
- 2 dempingscoëfficiënt, c
- 3 niet-lineaire constructie
- 4 maaiveldniveau
- 5 fundering
- 6 veer-demper tegen kantelen
- 7 veerstijfheid, k
- 8 tijdsignaal van de grondversnelling (kinematisch gemiddelde)

Figuur F.5 — Schematische weergave van de indirecte methode met gebruikmaking van Winklerversen en -dempers

OPMERKING 1 Tenzij de gebouwfundering zeer stijf is ten opzichte van de bovenbouw, vereist dit een 'bed' van onder de constructie verdeelde veren en dempers.

OPMERKING 2 Wankelgedrag kan worden gemodelleerd met roterende veren of met een aantal axiale veren.

OPMERKING 3 Indien de fundering vrij naar boven kan bewegen, zijn niet-lineaire veren met nul trekcapaciteit geschikt. In deze richting behoort de demping eveneens nul te zijn.

Tijdsignalen op maaiveldniveau worden rechtstreeks (als bewegingstijdreeksen) toegepast op de 'vrije' uiteinden van de grondveer-demperparen als weergegeven in figuur F.5.

OPMERKING 4 Alternatieven mogen zijn toegepast, afhankelijk van het gebruikte rekenprogramma.

F.3.8.2.3 Directe methode

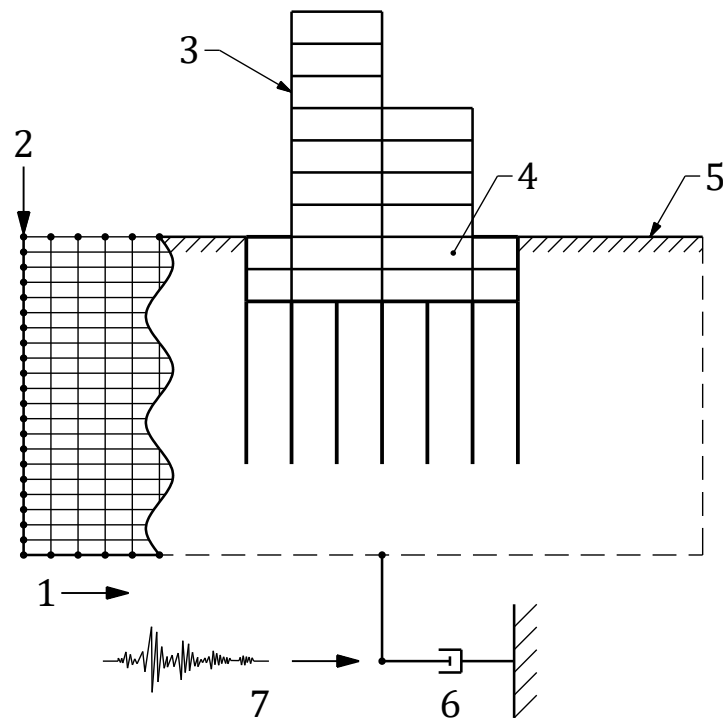
Bij de directe methode voor het representeren van de interactie tussen grond en constructie wordt de grond gemodelleerd als een niet-lineair continuüm (een grondblok van 3D-baksteenelementen) onder de constructie met geschikte verbinding met de gebouw-funderingselementen (figuur F.6). De eindige-elementen-rasterdichtheid van het grondcontinuüm rond de gebouwfundering behoort voldoende te zijn voor het adequaat simuleren van de stijfheid en de weerstand van de grond tegen verplaatsing van de fundering.

OPMERKING 1 Bij de directe methode voor het simuleren van de interactie tussen grond en constructie wordt automatisch een niet-lineaire locatieafhankelijke responsberekening met de interactie tussen grond en constructie gecombineerd.

OPMERKING 2 Bezwijkmechanismen in de grond kunnen alleen teweeggebracht worden als gelokaliseerde piekspanningen nauwkeurig afgebeeld worden. Een gronddiscretisering kan als fijn genoeg beschouwd worden als de uitkomsten van de berekening niet veranderen als de verfijning nog verder wordt doorgevoerd.

De horizontale afmetingen van het grondblok behoren voldoende groot te zijn, zodat het effect van de discrete beëindiging van het grondblok op de respons van de constructie klein is.

OPMERKING 3 Indien de knooppunten van de zijdelingse grenzen bewegen als bij de vrijeveldconditie (d.w.z. een grondblok zonder gebouw), kan verwacht worden dat de horizontale afmetingen van het grondblok groot genoeg zijn. Eigenlijk te groot, aangezien de door het gebouw veroorzaakte op de grens gereflecteerde niet-vrijeveldgolven op hun weg terug naar het gebouw ook door de grond afgezwakt zullen worden. De vereiste grootte van het grondblok is afhankelijk van de mate van door de aardbevingsbelasting veroorzaakte niet-lineaire rek in de grond. Als de niet-lineaire rek groot is, worden niet-vrijeveldgolven over kleinere afstanden uitgedempt.



Legenda

- 1 model van de grond vertaald in een eindige-elementen-netwerk
- 2 grens in het gronddomein waar de beweging als in het vrije veld optreedt
- 3 niet-lineaire constructie
- 4 fundering en palen
- 5 maaiveldniveau
- 6 horizontale dempingscoëfficiënt, c_h
- 7 invoer tijdsignaal van de grondversnelling

Figuur F.6 — Schematische weergave van de directe methode met gebruikmaking van een niet-lineair groundblok

Het medium onder de ondergrens van het grondcontinuüm wordt gemodelleerd als een lysmer-viskeuze grens met aangesloten lineair viskeuze dempers. Het continuümmodel behoort door te lopen tot een diepte waarop de onderliggende grond als een elastisch medium met een schuifgolfsnelheid (V_s) van ten minste 300 m/s geschematiseerd kan worden.

Om een niet-reflecterende elastische ondergrens te bewerkstelligen, behoort het verschil in impedantie ($\rho \times V_s$) tussen de laag vlak boven de grens en de grens op zich, klein te worden gemaakt. Dit kan worden bereikt door de grondlagen te modelleren tot een diepte waar de schuifgolfsnelheid $V_s = 300$ m/s bedraagt en daarbij de waarden V_s en ρ voor dichtheid van de halfruimte gelijk te kiezen aan de waarden van de grondlaag vlak boven de grens.

Tenzij de handleiding van de gebruikte methode anders aangeeft kunnen onderstaande formules en tekst worden gebruikt.

Als de horizontale belasting op de constructie wordt behandeld als het resultaat van zich verticaal voortplantende schuifgolven en de verticale belasting als het resultaat van zich verticaal voortplantende drukgolven, moeten de lysmer-dempers een viskeuze snelheid hebben gelijk aan:

a) voor horizontale dempers (in beide orthogonale richtingen):

$$C_h = \rho \times A \times V_s \quad (F.1)$$

b) voor verticale dempers:

$$C_v = \rho \times A \times V_p \quad (F.2)$$

waarbij:

$$V_s = \sqrt{(G/\rho)} \quad (F.3)$$

$$V_p = \sqrt{(K + 4/3 \times G) / \rho} \quad (F.4)$$

waarin:

A is het gebied dat bijdraagt aan elke demper;

V_s is de schuifgolfsnelheid van het elastische medium (300 m/s);

V_p is de drukgolfsnelheid van het elastische medium (1 500 m/s voor verzadigde grond);

G is de glijdingsmodulus;

K is de compressiemodulus;

ρ is de dichtheid van het elastische medium (hetzelfde als de bodemlaag vlak boven de grens).

De horizontale en verticale belastingen worden aangebracht als kracht-tijdreeksen volgens de relaties:

$$F_h = C_h \times v_h(t) \quad (F.5)$$

en

$$F_v = C_v \times v_v(t) \quad (F.6)$$

waarin:

$v_h(t)$ is de horizontale snelheid-tijdreeks van de outcrop-grondbewegingen op een diepte waar de grond zich als elastisch medium gedraagt (voor de betekenis van 'outcrop' wordt verwezen naar figuur F.7);

$v_v(t)$ is de verticale snelheid-tijdreeks van de outcrop-grondbewegingen op een diepte waar de grond zich als elastisch medium gedraagt.

Het bodemelementraster behoort fijn genoeg te zijn voor het overdragen van de relevante spanningsgolven met de hoogste frequentie, in de regel minstens 20 Hz (0,05 s).

OPMERKING 5 De snelheidstijdreeksen kunnen worden verkregen met behulp van numerieke integratie van de versnellingstijdreeksen via bijvoorbeeld de trapeziumregel. In dit proces wordt een kleinere tijdstap van de resulterende snelheidsreeks aanbevolen om ruis te verminderen. Indien versnellingen, snelheden of verplaatsingen direct worden voorgeschreven aan de op de grens liggende knooppunten, zal nog steeds reflectie optreden. Om een niet-reflectieve grens te kunnen garanderen behoren de tijdreeksen als krachten te worden opgelegd.

OPMERKING 6 De daadwerkelijke beweging aan de basis van het niet-lineaire grondgebied is niet dezelfde als de elastische outcrop-beweging, ten gevolge van het effect van de bovenliggende grond.

OPMERKING 7 Als de belastingen alleen zouden worden uitgeoefend op de onderliggende elastische mediumdempers (zonder het grondblok erboven) zou de resulterende beweging (snelheid = kracht/dempercoëfficiënt) niets anders zijn dan de elastische resulterende outcrop-beweging.

Bovengrens-grondeigenschappen behoren te worden aangehouden voor de berekening. Als de respons van de constructie bijzonder gevoelig is voor flexibiliteit van de fundering of de fundering op zich gevoelig is voor grote verplaatsingen, behoort een verdere controle te worden uitgevoerd met ondergrens-grondeigenschappen.

OPMERKING 8 Het selecteren van grondeigenschappen voor de directe methode (grondblok) is zowel van invloed op de locatierespons als op de funderingsweerstand. Hogere schattingen van de stijfheid en sterkte van de grond leiden tot minder demping van de beweging over een korte periode vanwege de locatierespons en leveren in het algemeen hogere (meer conservatieve) eisen op voor de constructie. Lagere schattingen van de stijfheid en sterkte van de grond leiden tot een hogere demping van de beweging over een korte periode, maar de verplaatsingen zullen groter zijn.

OPMERKING 9 Voor de meeste locaties wordt een conservatieve schatting van de variatie in rekening gebracht door een aanpassing van de golfsnelheden (V_s) als aangegeven in 3.2.2.3.2, over de gehele diepte uitgaande van de beste schatting van het (gemiddelde) bodemprofiel. Dit resulteert in de onder- en bovengrenzen voor het bodemprofiel die in aanmerking behoren te worden genomen in de berekening. De locatie van de grens behoort na het vervangen van het gemiddelde bodemprofiel door een onder- of bovengrens meestal te worden bijgesteld om ervoor te zorgen dat het impedantieverschil tussen de elastische grens en de laag er vlak boven weer gering is. Voor het ondergrens-bodemprofiel kan het niet veranderen van de positie van de grens als conservatief worden beschouwd. Men behoort zich verder te realiseren dat de aanpassing van V_s een schatting is; verder onderzoek om met de variabiliteit van de grond beter rekening te kunnen houden, is gerechtvaardigd.

OPMERKING 10 Het behandelen van de onzekerheid in de grondeigenschappen via schattingen van de boven- en ondergrens breekt met de regel dat in de berekening altijd gemiddelde eigenschappen of eigenschappen volgens de beste verwachtingswaarde voor materialen in aanmerking behoren te worden genomen. Een alternatief, namelijk grondeigenschappen volgens de beste verwachtingswaarde in combinatie met het gebruiken van een aanvullende invoer-opschalingsfactor, is in overweging genomen, maar leidde tot onrealistisch hoge factoren en een sterk afwijkende respons op maaiveldniveau.

Het opnemen van een kinematische reductie van grondbewegingen voor grote of diepe stijve gebouw-funderingen en een kinematische interactie voor paalfunderingen, kan in overweging worden genomen.

OPMERKING 11 Zie voor het in overweging nemen van de kinematische reductie voor die funderingen [F.1] en [F.2].

OPMERKING 12 Krachten gelijk aan het gewicht van de gemodelleerde constructie kunnen op het grensvlak van het model met de ondergrond worden uitgeoefend in tegengestelde richting om te voorkomen dat numerieke instabiliteit optreedt.

F.4 Gemiddelde materiaaleigenschappen voor het beoordelen van bestaande gebouwen

F.4.1 Algemeen

Indien de materiaaleigenschappen niet worden bepaald door monsters van het beschouwde gebouw te beproeven, kunnen de in de volgende paragrafen gegeven parameters gebruikt worden.

Om numerieke voorspellingen te verbeteren, kunnen waarden die eigenschappen op kleine schaal (bijvoorbeeld stijfheid, treksterkte enz.) beschrijven, worden aangepast zodat ze beter overeenkomen met het gedrag op de grotere schaal bijvoorbeeld penanten, schijven enz.

F.4.2 Beton

De materiaaleigenschappen van beton en wapening behoren overeenkomstig 5.3.2 te worden bepaald, en herberekend naar gemiddelde waarden.

F.4.3 Constructiestaal

De materiaaleigenschappen voor constructiestaal behoren overeenkomstig 6.3 te worden bepaald, en herberekend naar gemiddelde waarden.

F.4.4 Staal-betonconstructies

De materiaaleigenschappen van staal-betonconstructies behoren overeenkomstig 7.3 te worden bepaald, en herberekend naar gemiddelde waarden.

F.4.5 Hout

De materiaaleigenschappen van hout behoren overeenkomstig 8.4.1 te worden bepaald, en herberekend naar gemiddelde waarden.

F.4.6 Metselwerk

De materiaaleigenschappen van metselwerk behoren overeenkomstig 9.3.2 te worden bepaald, en herberekend naar gemiddelde waarden.

OPMERKING Als alternatief mogen ook de waarden uit tabel F.2 worden gebruikt voor metselwerk.

Tabel F.2 — Gemiddelde waarden van materiaaleigenschappen voor verschillende typen metselwerk

Symbool	Materiaaleigenschap	Metselwerk (sterkte en stijfheidswaarden in N/mm ² , breukenenergiewaarden in J/m ²)			
		Baksteen met mortel voor algemene toepassing (voor 1945) ^d	Baksteen met mortel voor algemene toepassing (na 1945)	Kalkzandsteen met mortel voor algemene toepassing (typisch ca. 1960-heden)	Kalkzandsteen met lijm mortel (typisch ca. 1985-heden)
$f_{ma;m}$	Druksterkte	8,5	10,0	7,0	10,0
E_m	Elasticiteitsmodulus	5 000	6 000	4 000	7 500
G_m	Glijdingsmodulus	2 000	2 500	1 650	3 000
$f_{x;1;m}$	Buigtreksterkte met het bezwijkvlak evenwijdig aan de lintvoegen ^a	0,15	0,3	0,15	0,6
$f_{x;2;m}$	Buigtreksterkte met het bezwijkvlak loodrecht op de lintvoegen ^a	0,55	0,85	0,55	1,0
$f_{ma;b;per}$	Uni-axiale hechtsterkte loodrecht op de lintvoeg	0,1	0,2	0,1	0,4
$f_{ma;t;par}$	Uni-axiale treksterkte evenwijdig aan de lintvoeg	0,35	0,55	0,35	0,65
$f_{ma;v;0;}$	Initiële schuifsterkte van het metselwerk	0,3	0,4	0,25	0,8
$\mu_{ma;m}$	Wrijvingscoëfficiënt van metselwerk	0,75	0,75	0,6	0,8
$G_{ft;per}$	Breukenenergie ^b bij trek loodrecht op de lintvoegen	10	10	10	20
$G_{ft;par}$	Breukenenergie ^b bij trek evenwijdig aan de lintvoegen	35	35	20	20
$G_{f;c}$	Breukenenergie ^c bij belasting op druk	20 000	15 000	15 000	20 000
$G_{f;v;par}$	Breukenenergie ^b bij afschuiving (lintvoeg)	100	200	100	200
^a Mag niet worden gebruikt in combinatie met softening. ^b Parameter is afhankelijk van het elementenraaster. Behoort te worden gebruikt in combinatie met een scheurbandbreedte, in het geval van eindige-elementenmodellen met uitgesmeerde scheuren.					

- ^c Parameter is afhankelijk van het elementenraster. Behoort te worden gebruikt in combinatie met een verbrijzelingsbandbreedte, in het geval van eindige-elementenmodellen met uitgesmeerde scheuren.
- ^d Als kleimetselwerk van voor 1945 van een duidelijk slechte kwaliteit is wat betreft: de kwaliteit van de mortel, veroudering van de mortel, vulling van de voegen, indeling en hechtingspatroon, wordt geadviseerd de gemiddelde waarden van de sterkte-, stijfheids- en breukenergie-eigenschappen in deze kolom met ca. 40 % te verlagen.

F.4.7 Wrijving

Voor de wrijvingscoëfficiënten tussen verschillende materialen behoort een gemiddelde waarde te worden vastgesteld op basis van een deskundig oordeel. Een conservatieve schatting van wrijvingscoëfficiënten (of sterkte, stijfheid, damping enz.) hoeft niet per definitie te leiden tot een conservatieve inschatting van het constructiegedrag.

OPMERKING De wrijvingscoëfficiënt kan worden ontleend aan tabel F.3.

Tabel F.3 — Gemiddelde wrijvingscoëfficiënten tussen materialen

Materiaal	Hout	Metselwerk	Beton	Staal
Hout	0,4	0,6	0,4	0,3
Metselwerk	0,6	^a	0,7	0,3
Beton	0,4	0,7	0,7	0,3
Staal	0,3	0,3	0,3	0,3
^a Geen waarde gegeven, omdat deze combinatie zich niet voordoet.				

F.5 Grondbewegingen

F.5.1 Aantal sets grondbewegingen

Aanbevolen wordt om voor het beoordelen van de grenstoestand NC een pakket van 11 sets grondbewegingen in drie richtingen te gebruiken. Als een pakket van 7 sets wordt gebruikt voor de expliciete controle, behoort de opschalingsfactor voor de invoer-piekgrondversnelling te worden verhoogd in verband met de verminderde betrouwbaarheid.

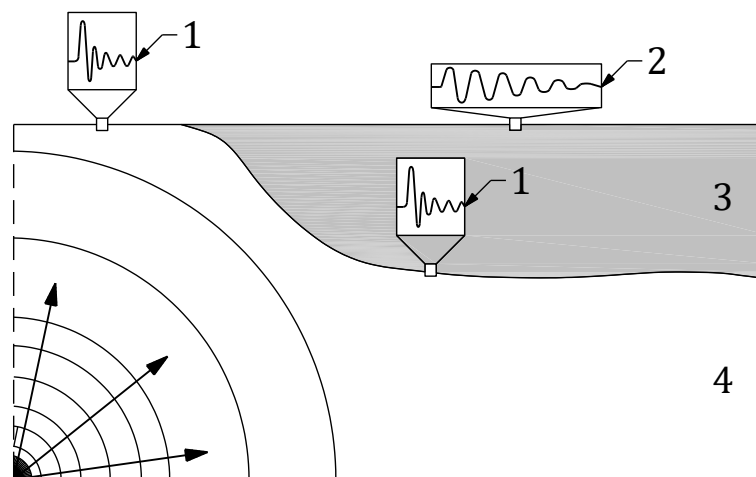
OPMERKING 1 De constructieve respons is afhankelijk van de karakteristieken van individuele grondbewegingsregistraties. Het is nodig het berekeningsmodel aan een pakket grondbewegingen van 11 of 7 sets, en niet slechts 1, te onderwerpen om een betrouwbare inschatting van de verwachte respons te krijgen.

OPMERKING 2 Het toepassen van spectraal afgestemde ('spectrally matched') grondbewegingen onderdrukt de natuurlijke variatie in de grondbewegingen. Hiermee behoort rekening te worden gehouden bij het berekenen van statistische parameters uit de analyses. Normaal gesproken wordt een zekere mate van variatie door de voortplanting van de grondbewegingen door een grondblok opnieuw geïntroduceerd, maar dit is afhankelijk van de mate van niet-lineariteit aangetroffen in de grond.

F.5.2 Elastische outcrop-bewegingen versus bewegingen op maaiveldniveau

Voor berekeningen uitgaande van een ingeklemde fundering, en indirecte grond-construktieberekeningen, behoren bij de bewegingen op maaiveldniveau passende bewegingssets te worden gebruikt. Zulke grondbewegingen zijn het resultaat van een niet-lineaire locatiespecifieke responsberekening. Als alternatief kunnen zulke bewegingen worden afgeleid door spectrale matching van geschikte grondbewegingen aan het ontwerpspectrum op maaiveldniveau.

Voor directe grond-constructie-interactie analyses behoren de bewegingen, die aan de lysmer-dampers aan de basis van het grondblok ('referentiediepte' of 'invoerdiepte') te worden opgelegd, elastische outcrop-bewegingen zijn, zoals nader uitgewerkt in F.3.8.2.3. De betekenis van elastische outcrop-bewegingen in relatie tot maaiveld-bewegingen wordt toegelicht in figuur F.7.



Legenda

- 1 elastische outcrop-bewegingen
- 2 bewegingen aan het maaiveld
- 3 zachte grondlagen
- 4 elastische halfruimte (ruimte waarin de grond zich onder druk kan verplaatsen of deformeren)

Figuur F.7 — Verschil tussen elastische outcrop-bewegingen en bewegingen op maaiveldniveau

F.5.3 Selectie van grondbewegingen

De inputbewegingen die worden gebruikt om te controleren of een bouwwerk aan de prestatie-eisen voldoet behoren, in overeenstemming met 3.2.3.1, zodanig te worden geselecteerd dat ze overeenkomen met de bijpassende aardbevings- en elastische outcrop-karakteristieken. Dit vereist het uitsplitsen van de aardbevingsrisicoparameters voor het passende scenario. Voor grenstoestand NC is dit een extreme gebeurtenis met een herhalingstijd zoals gedefinieerd in hoofdstuk 2. Daarbij worden de locatiekarakteristieken in aanmerking genomen waarbij de 'start'-grondbewegingen geregistreerd zijn.

OPMERKING Geschikte grondbewegingen kunnen worden gevonden in de NPR 9998-webtool.

F.5.4 Opschaling van grondbewegingen voor controle op het voldoen aan de grenstoestand NC

Om n sets tijdreeksen op diepte te gebruiken, behoort de volgende invoer-piekgrondversnelling te worden gebruikt:

$$a_{g;EO;NC;n} = \gamma_n \times a_{g;EO;NC} \quad (F.7)$$

waarin:

- $a_{g;EO;NC;n}$ is de invoer-piekgrondversnelling $a_{g;EO;NC}$ voor set n ;
- γ_n is een (model)factor die verband houdt met het gebruikte aantal tijdsignalen (zie F.6.2);
- $a_{g;EO;NC}$ is de piekgrondversnelling bij elastische outcrop (referentieniveau) voor de bij NC passende herhalingstijd (zie hoofdstuk 3), vermenigvuldigd met de bijpassende importantiefactor.

OPMERKING 1 De piekgrondversnelling op maaiveldniveau is wellicht niet dezelfde als de invoer-piekgrondversnelling. Dit komt door het afzwakkende effect van zachte grond aan de oppervlakte. Dit geldt ook voor het responspectrum en het tijdsafhankelijke karakter (figuur F.7).

OPMERKING 2 De tijdreeksen die worden gebruikt voor het beoordelen van de interactie tussen grond en constructie, met ingeklemde fundering of volgens de 'indirecte' methode, volgen uit een niet-lineaire locatieafhankelijke responsberekening met de bijbehorende opschalingsfactoren voor de invoer-piekgrondversnelling ($a_{g;EO;NC;n}$). Richtlijnen voor de locatieafhankelijke responsberekening zijn te vinden in F.3.8.2.2. Ze kunnen ook worden verkregen door afstemming ('spectral matching') van geschikte startsignalen op de responspectra op maaiveldniveau. De karakteristieken van geschikte startsignalen aan het maaiveld (indirecte methode) verschillen van geschikte startsignalen voor de elastische outcrop (directe methode).

F.6 Procedures voor het controleren van het constructiegedrag

F.6.1 Algemeen

Het vermogen van de constructie om de bij de grenstoestand NC behorende belastingen op te nemen kan aan de hand van een van de volgende procedures worden geverifieerd:

- a) een expliciete verificatie: een betrouwbare numerieke simulatie waarin het voorspelde gedrag en de weerstand rechtstreeks wordt vergeleken met de eisen die gelden voor de grenstoestand NC;
- b) een indirecte verificatie: een betrouwbare numerieke simulatie waarin de constructieve veiligheid aan de hand van grenswaarden aan verplaatsingen wordt gecontroleerd.

OPMERKING Een rigoureuze en aanbevolen benadering is de grondbewegingen met kleine stappen tot aan de vereiste opschalingsfactor (en zo mogelijk hoger) te verhogen. Zo wordt een beter inzicht verkregen in het gedrag van gebouwen en kunnen versterkingsoplossingen worden voorgesteld die minder afhankelijk zijn van de precieze waarde van de seismische belasting.

F.6.2 Expliciete controle van grenstoestand NC

De grenstoestand NC mag in geen van de 11 of 7 simulaties worden overschreden. Alle elastisch gemodelleerde kracht-kritische elementen en verbindingen behoren voldoende dragend vermogen te hebben.

In het kader van de expliciete controle van de grenstoestand NC wordt het grenstoestandscriterium voor globaal gedrag gedefinieerd als een nettovolumeverlies in het berekeningsmodel van ca. 20 % tot 30 %.

OPMERKING Dit volumeverlies is gerelateerd aan een kans op overlijden van ca. 10 %. In combinatie met de geringe jaarlijkse kans op overschrijding van de ontwerpaardbevingsbelasting komt dit overeen met een jaarlijks individueel risico van 10^{-5} . Zie voor nadere details hoofdstuk 2.

Voor het opschalen van de grondbewegingen zoals vermeld in F.5.4, behoort voor γ_n te worden uitgegaan van 1,25 in het geval van 11 grondbewegingen en van 1,4 in het geval van 7 grondbewegingen.

F.6.3 Indirecte controle van grenstoestand NC via vervormingscriteria

De indirecte controle van de grenstoestand NC via verplaatsingscriteria kan aan de hand van 7 of 11 simulaties uitgevoerd worden.

Het gemiddelde van de respons van 11 simulaties mag niet hoger zijn dan de in bijlage G, tabel G.2, vermelde criteria voor de grenstoestand NC. Voor het opschalen van de grondbewegingen zoals vermeld in F.5.4, moet voor γ_n worden uitgegaan van de waarde 1.

Het gemiddelde van de respons van 7 simulaties mag niet hoger zijn dan de in bijlage G, tabel G.2 vermelde criteria voor de grenstoestand NC. Voor het opschalen van de grondbewegingen zoals vermeld in F.5.4, behoort voor γ_n te worden uitgegaan van de waarde 1,1.

Voor criteria gerelateerd aan het gedrag uit het vlak behoort van de in bijlage H opgenomen criteria te worden uitgegaan waarbij ook weer zoals hierboven aangegeven wordt uitgegaan van de gemiddelde respons van de simulaties.

OPMERKING Bij de indirecte toets hoeft geen sterktecontrole te worden uitgevoerd.

F.7 Kwaliteitsborging

F.7.1 Achtergrond

Een adequaat kader voor kwaliteitsborging is vereist. Er wordt ervan uitgegaan dat aan deze eis is voldaan als aan de criteria genoemd in F.7.2 tot en met F.7.4 is voldaan.

OPMERKING De niet-lineaire tijdsdomeinberekening is de meest veelzijdige, flexibele en gedetailleerde methode die momenteel in de praktijk beschikbaar is voor het beoordelen van seismische prestaties van allerlei constructies. Hier vallen ook bestaande gebouwen onder die niet ontworpen en gedetailleerd zijn op een manier die afdoende aan de hand van in normen opgenomen berekeningen beoordeeld kunnen worden. Dit heeft echter als niet te vermijden gevolg dat de berekeningsmodellen en -procedures geavanceerd en moeilijk te controleren zijn. Aanbevolen wordt eindige-elementenmodellen te controleren met lineaire, niet-lineaire push-over- en modelresponspectrumberekeningen en/of analytische controles alvorens niet-lineaire tijdsdomeinberekeningen uit te voeren.

F.7.2 Toetsing van software en procedures

De documentatie in verband met een gebouwbeoordeling van de uitgevoerde berekening behoort altijd documentatie te omvatten van de toetsing van de geschiktheid van de gebruikte software en modelleringstechnieken.

OPMERKING 1 Mogelijke voorbeelden van toetsing zijn: kalibratie tegen een aantal relevante proefnemingen in een laboratorium en/of casestudy's uit de praktijk van vergelijkbare objecten van dezelfde soort constructie die het volledige spectrum van mogelijk kritieke gedragingen vertonen.

OPMERKING 2 De essentiële proefnemingen in een laboratorium behoren representatief te zijn en te worden uitgevoerd tot aan en (bij voorkeur) voorbij de in de numerieke simulatie verwachte niveaus van spanningen en rek. Extrapolatie van toetsresultaten tot buiten het via het beproeven verkende gebied wordt niet gezien als betrouwbare toetsing voor niet-lineaire materiaal- en elementmodellen.

F.7.3 Berekeningsdocumentatie

De resultaten van een eindige-elementenberekening behoren transparant in een rapport te worden opgenomen. Aan deze eis wordt voldaan als in het rapport op de volgende aspecten wordt ingegaan.

OPMERKING 1 Het grondig voorbereiden van een eindige-elementenberekening leidt tot minder risico's en fouten en dus ook lagere kosten. Ook behoren de resultaten van een eindige-elementenberekening op een standaardmanier gerapporteerd te worden, om tijd en kosten in verband met collegiale toetsing en het archiveren van een berekening te verminderen. Meer informatie over het uitvoeren van een eindige-elementenberekening, en het rapporteren van de resultaten is te vinden in publicaties van de International Association for the Engineering Modelling Analysis and Simulation Community (NAFEMS). NAFEMS heeft een 'Professional Simulation Engineer Certification' geïntroduceerd. Het voldoet aan de wensen van ingenieurs / analisten die numerieke berekeningen voor het toetsen van ontwerpen, simulaties en producten uitvoeren, om hun competentie op de werkplek zelfstandig te testen en te certificeren.

Bij het rapporteren over een eindige-elementenberekening behoort het rapport ten minste het volgende te bevatten:

- 1) specificatie; de specificatie behoort minstens te omvatten:
 - a) het toepassingsgebied en de doelstellingen van de berekening, het beoogde gebruik van de uitkomsten en de beperkingen;
 - b) de soort berekening;
 - c) de gebruikte software; releaseversie en -datum;
- 2) modelvoorbereiding en -controle; de modelvoorbereiding en -controle behoort minstens te bestaan uit:
 - a) materiaalmodellen en parameters;
 - b) type, aantal, en indien van toepassing, het inbouwschema van elementen; een plot van het eindige-elementenraster;
 - c) beschrijving en plot van de grenscondities, verbindingsdetails en belasting;
 - d) indien nodig, diverse gegevens die nodig zijn voor het opnieuw analyseren van het model;
- 3) kalibratie van het model aan representatieve resultaten;
- 4) berekening; de informatie over de berekening behoort onder andere te omvatten:
 - a) informatie over het model (type, aantal vrijheidsgraden);
 - b) het belastingsschema en de toepassing ervan;

- c) de voor de berekeningsgang gebruikte tijd;
 - d) bespreking van door het programma gegeven waarschuwingen en onderbouwing waarom deze genegeerd konden worden;
 - e) het convergentiegedrag voor programma's die gebruikmaken van een impliciete tijdsintegratie;
 - f) een onderbouwing van de gehanteerde tijdsstappen voor programma's die gebruikmaken van een expliciete tijdsintegratie;
- 5) validatie; de validatie van de berekening is het deel van het rapport over de berekening waarin de analyserende ingenieur de simulatieresultaten bepreekt; een bespreking omvat minstens:
- a) een plot van de verplaatsingsvelden;
 - b) een plot van schadevelden;
 - c) bespreking van de validiteit van de resultaten in kwalitatief en kwantitatief opzicht.

OPMERKING 2 Validatie van de berekening is onderdeel van het rapport waarin de resultaten van de simulatie worden besproken.

F.7.4 Collegiale toetsing

Collegiale toetsing behoort te worden uitgevoerd op een gedeelte van de beoordelingsprojecten. Deze toetsingen behoren te worden uitgevoerd door personen die de juiste ervaring hebben met dit specialistische type simulaties.

Bijlage G (informatief)

Toetsing van het draagvermogen van bouwconstructies door een niet-lineaire statische (push-over-)berekening

G.1 Inleiding

Deze bijlage beschrijft niet-lineaire statische (push-over-)berekeningsmethoden voor de bepaling van het seismisch gedrag van (bestaande) constructies. Met de NLPO-berekeningsmethoden kan worden beoordeeld of (bestaande) constructies voldoen aan de eisen voor de constructieve veiligheid. Een negatieve uitkomst leidt echter niet automatisch tot de conclusie dat de constructie niet voldoet. Er kan ervoor worden gekozen om met een meer uitgebreidere berekening, zoals een niet-lineaire dynamische NLTH-analyse, een herbeoordeling te maken.

In deze bijlage zijn berekeningsmethoden met verschillende niveaus van nauwkeurigheid voorhanden die het voor de gebruiker of opdrachtgever mogelijk maken om een afweging te maken tussen effectiviteit (snelheid) en of nauwkeurigheid. Voor de bepaling van het gedrag van (bestaande) constructies zijn – met toenemende nauwkeurigheid – de onder (1) genoemde berekeningsniveaus beschikbaar.

OPMERKING 1 Constructies kunnen bij het belasten tijdens de overgang van de elastische naar de niet-lineaire fase van het gedrag reageren met een veelheid van combinaties van sterkte en verplaatsingen in zijdelingse richting. In deze bijlage wordt de som van de mogelijke mechanismen aan de constructieve kant aangeduid als de seismische weerstand. De corresponderende combinatie van spectrale versnellings- en spectrale verplaatsingsbelastingen wordt aangeduid als de seismische belasting.

OPMERKING 2 Deze bijlage gaat in op de procedures voor het bepalen van zowel de seismische weerstandscurve (NLPO-curve) als de versnellings-verplaatsingsresponspectra-curven (ADRS). Het snijpunt van deze curven benadert de respons van de constructie op de aardbevingsbelasting. Indien de weerstandscurve de ADRS-belastingcurve, die met de bijpassende herhalingstijd van de belasting overeenkomt, snijdt, mag worden aangenomen dat de constructie aan de veiligheidscriteria van hoofdstuk 2 voldoet.

(1) De niet-lineaire seismische weerstandscurve kan worden gegenereerd door:

- a) een vereenvoudigde handmatige berekeningsmethode zoals de 'Simplified Lateral Mechanism Analysis' (SLaMA);
- b) een pseudo-niet-lineaire berekening waarin gebruikgemaakt wordt van een iteratieve elastische berekening, of
- c) een volledige niet-lineaire eindige-elementenmodellering van de bouwconstructie waarbij rekening wordt gehouden met fysisch en geometrisch niet-lineair gedrag.

Deze procedures voor het genereren van de niet-lineaire weerstandscurve worden in G.6 beschreven.

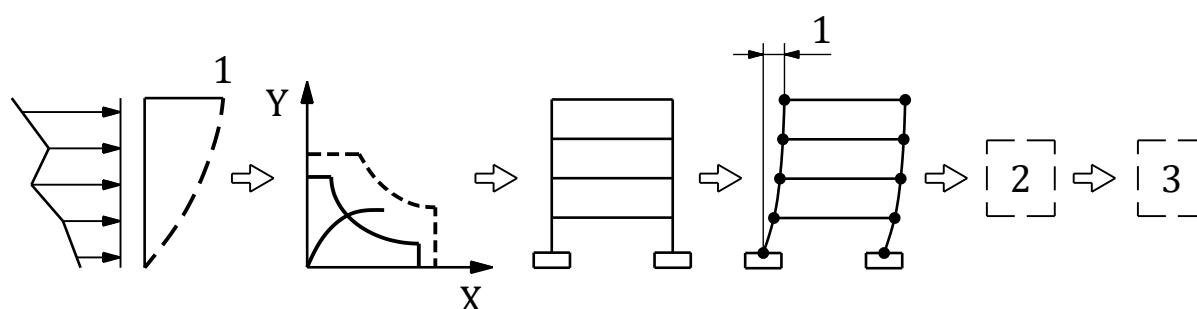
(2) De seismische belasting wordt gerepresenteerd door versnellings-verplaatsingsresponspectra die zijn aangepast om rekening te kunnen houden met energiedissipatie, ductiliteit en damping van het niet-lineaire systeem. De procedures voor het genereren van de niet-lineaire spectrale versnellings- en belastingcurven zijn beschreven in G.7.

(3) Voor een bouwconstructie van ongewapend metselwerk moet een NLPO-berekening worden gebruikt in combinatie met de beoordeling van de uit-het-vlak-respons van de wanden in overeenstemming met de bepalingen van hoofdstuk 9 van deze NPR of waarbij gebruikgemaakt wordt van een niet-lineaire kinematische berekening zoals beschreven in bijlage H.

OPMERKING 3 De niet-lineaire push-over-berekening (NLPO) is een algemeen gebruikte berekeningsprocedure voor de beoordeling van de seismische weerstand van bestaande constructies. De methode, gepresenteerd in deze bijlage, is specifiek afgestemd op het typische gebouwenbestand in de regio Groningen met nadruk op ongewapende metselwerkgebouwen. Er is uitgebreid onderzoek en validatie van de NLPO-rekenmethode uitgevoerd voor het bepalen van de meest waarschijnlijke niet-lineaire respons van gebouwen tijdens aardbevingen.

OPMERKING 4 Bij een NLPO-berekening wordt een stapsgewijs toenemende zijdelingse kracht of verplaatsing op de constructie uitgeoefend, waarbij rekening wordt gehouden met de ontwikkeling van niet-lineaire mechanismen in de constructie. De zijdelingse kracht of verplaatsing wordt meestal opgebracht in de vorm van een vector die de relatieve versnelling benadert die in verband wordt gebracht met de eerste trilvorm van de constructie in de beschouwde richting. Als de constructie vanuit de elastische fase in de fase van niet-lineair gedrag komt, treedt een inwendige herverdeling van krachten op door de vorming van plastische zones, scheuren, verweking en andere niet-lineaire mechanismen. Het aantal gevallen van lokaal niet-lineair bezwijken in de constructieve elementen neemt toe met de toename in zijdelingse kracht of verplaatsing, totdat zich een globaal draagmechanisme ontwikkelt dat de verwachte seismische weerstand van het gebouw oplevert, waarbij deze weerstand zich ontwikkelt als functie van de zijdelingse verplaatsing.

OPMERKING 5 De procedure vereenvoudigt een complex systeem met een aanzienlijk aantal vrijheidsgraden tot een equivalent model met één vrijheidsgraad (SDOF-model = 'Single Degree of Freedom Model'), ofwel een één-massa-veersysteem). Hiermee kunnen ADRS-curven worden afgeleid die representatief zijn voor de seismische belasting op de constructie, als functie van de zijdelingse verplaatsing. Bij de bepaling van deze curven wordt gebruikgemaakt van de effecten van energiedissipatie, ductiliteit en demping. Omdat met de push-over-berekening de ontwikkeling van de seismische weerstand eveneens als functie van de toenemende seismische verplaatsing wordt gegenereerd, is een directe vergelijking van de zich ontwikkelende belasting en de ontwikkeling van de seismische weerstand mogelijk. Het principe van deze benadering wordt geïllustreerd in figuur G.1.



Legenda

X-as: spectrale verplaatsing, S_u

Y-as: spectrale versnelling, S_a

- 1 gemodificeerde spectrale belasting als gevolg van de inelastische verplaatsing, S_{int}
- 2 berekende grensverplaatsing, interne krachten en lokaal plastisch gedrag
- 3 respons/output van de berekening om gedrag te modelleren

Figuur G.1 — Niet-lineaire statische push-over-berekening

OPMERKING 6 Theoretische basis en toetsing:

- a) De theoretische basis voor de in deze bijlage beschreven NLPO-berekening is de equivalente linearisatiebenadering voor een weerstandsspectrumbeoordeling [G.1] en de vervangende constructiebenadering die wordt gebruikt bij direct op verplaatsing gebaseerd ontwerpen [G.2]. Alternatieve benaderingen, die gebruikmaken van de coëfficiëntmethode [G.9] en de N2-methode [G.3], worden niet specifiek in deze bijlage behandeld, maar worden ook niet uitgesloten. Het wordt sterk aanbevolen de laatstgenoemde methoden niet voor ongewapend metselwerk te gebruiken.

- b) Aangetoond is dat met een NLPO-berekening de resultaten van een niet-lineaire tijdsdomeinberekening (NLTHA) goed kunnen worden benaderd indien de berekeningen worden uitgevoerd door een ervaren ingenieur met de juiste kennis van zaken en voldoende inzicht in het niet-lineaire gedrag van het gebouw.

G.2 Toepassingsgebied

(1) Deze bijlage is van toepassing op gebouwen met maximaal 4 bouwlagen ⁴⁾ boven het maaiveld.

(2) NLPO is algemeen van toepassing op de meeste lage tot middelhoge gebouwen waar de respons gedomineerd wordt door de fundamentele trillingsvorm als gevolg van slingeren.

OPMERKING 1 Voor hogere, slanke of sterk onregelmatige gebouwen, waar meervoudige trilvormen sterk het gedrag kunnen beïnvloeden (zie G.4.8), zijn extra beschouwingen in aanvulling op een NLPO-berekening vereist. Een NLPO-berekening is in het algemeen niet geschikt om op zich te worden gebruikt voor complexe constructies en behoort te worden aangevuld met geschikte berekeningen die het mogelijk maken de herverdeling van belastingen en complexe inelastische verplaatsingsprofielen te onderzoeken. Dit omvat het gebruik van beperkte NLTH-berekeningen of berekeningen van de modale respons als aanvulling op de NLPO-berekening. Er is een bepaalde mate van constructief inzicht vereist om te kunnen bepalen of NLPO geschikt is voor complexe en hoge constructies, zie [G.8].

OPMERKING 2 In principe is een NLPO-berekening een nuttige, niet-lineaire berekeningstechniek waarmee de belangrijkste niet-lineaire (plastische en bezwijk)mechanismen van een bestaand gebouw worden bepaald. Deze techniek wordt aanbevolen als eerste stap voor elke niet-lineaire beoordeling van bestaande gebouwen, aangezien dit een zeer essentieel inzicht kan geven in de constructieve kwetsbaarheden van het gebouw en kan bijdragen aan het identificeren van zwakke schakels in het belastingsafdrachtsmechanisme in een constructie bij een seismische belasting.

(3) De NLPO-procedures kunnen ook worden toegepast op andere gebouwconfiguraties dan die genoemd in (2). Voor sommige configuraties gelden enkele beperkingen, waardoor een aanvullende analyse nodig is:

- a) Hogere trillingsvormen behoren niet kritiek te zijn. De effecten van hogere trillingsvormen worden als kritiek beschouwd indien de deelname van de massa's als bedoeld in 4.3.3.3.1 aan de eerste translatievormen kleiner is dan 60 % en de fundamentele periode langer is dan 0,9 s. Voor constructies met een significant effect van de hogere trillingsvormen behoort een aanvullende berekening te worden uitgevoerd, als beschreven in G.4.8.
- b) Een plattegrond behoort niet onregelmatig te zijn in combinatie met een beperkte torsiestijfheid, als gedefinieerd in G.4.9.1. Indien sprake is van torsie-onregelmatigheid, behoort de belasting te worden verhoogd, rekening houdend met de inelastische torsierespons, zoals beschreven in G.4.7.

OPMERKING 3 Schijven (zoals vloersystemen en het dak) behoren met de bijpassende in-het-vlakstijfheid te worden gemodelleerd en te worden beoordeeld op de aanwezigheid van voldoende weerstand en effectieve verbinding met de verticale constructieve systemen. Voor systemen met flexibele of niet-effectieve schijven kunnen individuele zijdelingse schoorelementen (wanden) onafhankelijk worden beoordeeld voor zowel in- als uit-het-vlak belastingen. Zie voor extra informatie G.9.6.

G.3 Terminologie en symbolen

(1) In aanvulling op de terminologie en symbolen van de hoofdtekst van de NPR zijn de volgende termen en symbolen van toepassing.

4) Een zolder of vliering wordt niet beschouwd als bouwlaag.

Tabel G.1 — In bijlage G gebruikte terminologie en symbolen

Afkortingen en symbolen		
Afkorting	Nederlandse omschrijving	Engelse omschrijving ^a
ADRS	Versnellings-verplaatsingsresponspectra	Acceleration-Displacement Response Spectra
DPM	Dampremmende laag	Damp-Proof Membrane
MRS	Modale-responspectrumberekening, ook lineaire dynamische berekening genoemd	Modal Response Spectrum analysis, also referred to as linear dynamic analysis
NC	Vrijwel op instorten	Near Collapse
NLKA	Niet-lineaire kinematische berekening	Non-Linear Kinematic Analysis
NLPO	Niet-lineaire push-over-berekening	Non-Linear Push Over Analysis
NLTH(A)	Niet-lineair(e) tijdsdomein(berekening)	Non-Linear Time History (Analysis)
SDOF	Eén vrijheidsgraad	Single Degree Of Freedom
SLaMA	Eenvoudige berekening van het mechanisme in zijdelingse richting	Simple Lateral Mechanism Analysis
SW	Constructieve zwakte	Structural Weakness
Latijnse symbolen		
A_f	Oppervlakte van het ruimtebeslag van de fundering indien de componenten van de fundering zijdelings met elkaar zijn verbonden	Area of the foundation footprint if the foundation components are interconnected laterally
$A_{bruto;schijf}$	Bruto-oppervlakte van de flexibele schijf	Gross area of the flexible diaphragm
$A_{net;schijf}$	Netto-oppervlakte van de flexibele schijf	Net area of the flexible diaphragm
B	Breedte van het gebouw in de orthogonale richting t.o.v. de belasting gemeten	Width of the building in the orthogonal direction to the loading
b_{borstw}	Breedte van de borstwering	Width of the spandrel
$d_{NC;kantel}$	Grenswaarde van de verplaatsing bij kantelen van ongewapende penanten	Drift limit for rocking unreinforced masonry piers
e	Inbeddingsdiepte van de fundering	Foundation embedment
e	Afstand tussen de systeemlijn en het verst gelegen punt dat onder druk staat	Distance between the system line and the farthest point under pressure
e_{ai}	Toevallige excentriciteit van de massa van bouwlaag i ten opzichte van de nominale positie, toegepast op alle vloeren in dezelfde richting	Accidental eccentricity of the storey mass i from its nominal location, applied in the same direction at all floors

E_m	Actuele vervormingsenergie in relatie tot de spectrale verplaatsing $u_{cap,bilin}$	Current deformation energy up to the spectral displacement $u_{cap,bilin}$
F	Axiale belasting	Axial action
f_a	Axiale drukspanning als gevolg van zwaartekrachtbelastingen, bepaald op halve hoogte van de wand of penant	Axial compressive stress due to gravity loads calculated at the mid-height of the wall/pier
f_b	Genormaliseerde druksterkte van metselstenen, bepaald in de richting waarin de belasting optreedt	Normalized compressive strength of the masonry units, in the direction of the applied action effect
f_{hm}	Druksterkte van het metselwerk in horizontale richting = $0,5f_m$	Compressive strength of the masonry in the horizontal direction = $0,5f_m$
$f_{ma;m}$	Druksterkte van het metselwerk	Compressive strength of the masonry
$f_{ma;b;per}$	Hechtsterkte van de lintvoeg van metselwerk	Masonry bed-joint cohesion
$f_{ma;dt;m}$	Gemiddelde treksterkte in diagonale richting van metselwerk	Average masonry diagonal tensile strength
f_{v0}	Gemiddelde initiële schuifsterkte als gevolg van cohesie	Average initial shear strength from cohesion
G_{schijf}	Niet-gereduceerde afschuifstijfheid van een schijf	Non-reduced diaphragm shear stiffness
G'_{schijf}	Gereduceerde afschuifstijfheid van een schijf	Reduced diaphragm shear stiffness
h_{borstw}	Hoogte van de borstwering exclusief de diepte van de houten latei als die aanwezig is	Height of the spandrel excluding the depth of timber lintel if present
h_{eff}	Effectieve hoogte van het equivalente SDOF-systeem	Effective height of the equivalent SDOF system
h_{penant}	Hoogte van de wand of penant	Height of the wall/pier
h_{ref}	Referentiehoogte van het penant of de wand (= 2,4 m)	Reference height of the pier/wall (= 2,4 m)
k_{eff}	Effectieve stijfheid van het equivalente SDOF-systeem	Effective stiffness of the equivalent SDOF system
K^*_{fixed}	Effectieve constructieve stijfheid van het equivalente SDOF-systeem (systeem met één vrijheidsgraad bij een model met ingeklemde fundering)	Effective structural stiffness of the equivalent SDOF system
K_{init}	Initiële zijdelingse stijfheid van het SDOF-systeem	Initial lateral stiffness of the SDOF system
$k_{tor;i}$	Torsievergrotingsfactor in het horizontale vlak voor bouwlaag i	Plan torsional amplification factor at level i

K_x	Translatiestijfheid van de fundering	Translational stiffness of the foundation
K_θ	Effectieve rotatiestijfheid van de fundering	Effective rotational stiffness of the foundation
l_{borstw}	Lengte van de borstwering	Length of the spandrel
l_c	Lengte van het deel van de wand dat onder drukspanning staat	Length of the compressed part of the wall
L_i	Afmeting van de vloer loodrecht op de richting van de seismische belasting van verdieping i	Floor dimension perpendicular to the direction of the seismic action of storey i
l_{penant}	Lengte van de wand of penant	Length of the wall/pier
M	Moment in de doorsnede	Moment in the cross section
m_{eff}	Effectieve massa van het equivalente SDOF-systeem	Effective mass of the equivalent SDOF system
m_i	Massa van bouwlaag i	Mass of the storey i
N	Aantal bouwlagen boven de seismische fundering	Number of storeys
n_{eff}	Efficiencyfactor	Efficiency factor
P	Opgelegde en rustende bovenbelasting aangrijpend aan de bovenkant van de wand of penant	Superimposed and dead load on top of the wall/pier
P_w	Eigen gewicht van de wand/het penant	Self-weight of wall/pier
R	Verhouding tussen de stijfheid na het vloeien en de initiële stijfheid	Post yield to initial stiffness ratio
r_x	Equivalente funderingsradius	Equivalent foundation radius
r_θ	Equivalente funderingsradius voor rotatie	Equivalent foundation radius for rotation
S_a	Spectrale versnelling	Spectral acceleration
$S_{a,y}$	Capaciteit van het systeem in termen van de spectrale versnelling van het equivalente SDOF-systeem bij vloeien	Spectral acceleration capacity of the equivalent SDOF system at yielding
$S_{De}(T)$	Elastisch verplaatsingsresponspectrum voor periode T	Elastic displacement response spectrum for period T
$S_e(T)$	Elastisch versnellingsresponspectrum voor periode T	Elastic acceleration response spectrum for period T
S_{int}	Gemodificeerde spectrale belasting als gevolg van de inelastische verplaatsing corresponderend met ξ_{sys} en T_{eff}	Modified spectral displacement demand corresponding to ξ_{sys} and T_{eff}
S_u	Spectrale verplaatsing	Spectral displacement
$S_{u;\text{ssi}}$	Spectrale verplaatsing voor de grond-constructie-interactie	Spectral displacement for soil-structure interaction

T_{eff}	Effectieve trillingsperiode van de constructie van het gebouw in de beschouwde richting op basis van secansstijfheid en het met de grootste waarschijnlijkheid verwachte responspunt	Effective period of building structure in the direction considered based on secant stiffness of the structure and most likely expected response point
$\tilde{T}_{\text{eff}}$	Fundamentele trillingsperiode van modellen met flexibele fundering (T_{flexibel})	Fundamental period for the fixed flexible-base (T_{flexible}) models
t_{nom}	Nominale dikte van de baksteen, exclusief vulmortel	Nominal thickness of the masonry brick, excluding pointing
t_{penant}	Dikte van de metselwerkwand	Thickness of the masonry wall
$T_{1,\text{ges}}$	Fundamentele trillingsperiode van een gebouw, gebaseerd op een elastische stijfheid in gescheurde toestand	Fundamental period of building based cracked elastic stiffness
$u_{\text{cap;bilin}}$	Laagste waarde van $u_{\text{cap;sys}}$ en de verplaatsing die overeenkomt met het punt waarbij de totale zijdelingse weerstand (afschuiving) minder is geworden dan 80 % van de piekwaarde van de weerstand van de constructie	Minimum between $u_{\text{cap;sys}}$ and the displacement corresponding to the point at which the total lateral resistance (base shear) has dropped below 80 % of the peak resistance of the structure
$u_{\text{cap;sys}}$	Zijdelingse verplaatsingscapaciteit van het equivalente SDOF-systeem	Lateral displacement capacity of the equivalent SDOF system
u_{dak}	Zijdelingse verplaatsing van het massamiddelpunt op dakhoogte van het MDOF-systeem	Lateral displacement of the centre of mass at roof level of the MDOF system
u_{dak}^*	Zijdelingse verplaatsing van het massamiddelpunt op dakhoogte bij een SDOF-systeem	Lateral displacement of the centre of mass at roof level of the SDOF system
$u_{\text{duct;sys}}$	Minimum van ofwel de zijdelingse verplaatsingscapaciteit van het equivalente SDOF-systeem bij de grenstoestand NC ($u_{\text{cap;sys}}$) ofwel het snijpunt van de niet-lineaire capaciteitscurve en de ADRS seismische belastingscurve	Minimum of either the lateral NC displacement capacity of the equivalent SDOF system ($u_{\text{cap;sys}}$) or the intersection of the nonlinear capacity curve and the ADRS seismic demand curve
$u_{\text{elastisch};n}$	Elastische verplaatsing op niveau n , die niet groter mag zijn dan de vloeiverplaatsing van het equivalente SDOF-systeem ($u_{y;\text{sys}}$)	Elastic displacement at level n , not exceeding the yield displacement of the equivalent SDOF system ($u_{y;\text{sys}}$)
u_i	Verplaatsing van massa i , in de toestand NC	Displacement of mass i at the NC condition
u_{int}	Verplaatsing op het snijpunt van de niet-lineaire ADRS en de gebilineariseerde capaciteit, in geval van een snijpunt van deze lijnen waar u_{int} is gelijk aan ξ_{sys}	Displacement at intersection of the nonlinear ADRS and the bi-linearized capacity, in case of an intersection of these lines where u_{int} equals ξ_{sys}

$u_{mrs;com,i}$	Zijdelingse respons op basis van verplaatsingen ter plaatse van het hart van de massa van bouwlaag i op basis van een modale-responsberekening	Lateral displacement response at centre of mass of storey i from modal response analysis
$u_{mrs;max,i}$	Maximale zijdelingse respons op basis van verplaatsingen van bouwlaag i bij een modale-responsberekening	Maximum lateral displacement response of storey i from modal response analysis
u_n	Totale zijdelingse verplaatsing op niveau n	Total lateral displacement at level n
$u_{plastisch;n}$	Plastische verplaatsing op niveau n die wordt toegeschreven aan het inelastische mechanisme	Plastic displacement at level n attributed to the inelastic mechanism
$u_{y;sys}$	Vloeiverplaatsing van het equivalente SDOF-systeem	Yield displacement of the equivalent SDOF system
V_{borstw}	Afschuifdraagvermogen van de borstwering	Base shear capacity of the spandrel
$V_{borstw;r}$	Resterend afschuifdraagvermogen bij het bereiken van de buigtreksterkte van de borstwering	Residual shear capacity when reaching the flexural strength of the spandrel
$V_{cap;fund}$	Afschuifdraagvermogen van het MDOF-systeem ter plaatse van de fundering	Base shear capacity of the MDOF system
$V_{cap;fund}^*$	Afschuifdraagvermogen van het SDOF-systeem ter plaatse van de fundering	Base shear capacity of the SDOF system
V_{dpc}	Capaciteit van een glijvlak van het penant	Capacity of a slip plane of pier
V_{dt}	Maximale diagonale trekweerstand van het penant	Maximum diagonal tensile resistance of the pier
V_{fund}	Afschuifkracht van het MDOF-systeem ter plaatse van de fundering	Base shear force of the MDOF system
V_{fund}^*	Afschuifkracht van het SDOF-systeem ter plaatse van de fundering	Base shear force of the SDOF system
V_i	Zijdelings afschuifdraagvermogen van elk subsysteem i	Lateral shear capacity of each subsystem i
V_r	Zijdelingse sterkte van de wand of penant, gebaseerd op een kantelmechanisme	Lateral strength of the wall or pier based on rocking mechanism
V_R	Weerstand van een ongewapend(e) penant of wand, gebaseerd op een afschuifmechanisme	Resistance of an unreinforced pier or wall, based on a shear mechanism
$V_{R,f}$	Zijdelingse weerstand van het penant of de wand, gebaseerd op de buigtreksterkte	Lateral resistance of the pier/wall based on the flexural strength
V_s	Afschuifsterkte van het penant als gevolg van een glijmechanisme	Sliding shear strength of the pier

$V_{s,r}$	Resterend afschuifdraagvermogen van een borstwering of resterend afschuifdraagvermogen van een wand als gevolg van een glijmechanisme	Residual spandrel shear capacity or residual wall sliding shear capacity
V_{tc}	Maximumdraagvermogen ter voorkoming van het verbrijzelen van de teen van het penant	Maximum toe crushing resistance of the pier
Griekse symbolen		
α_{ssi}	Verplaatsingsvergrotingsfactor die de grond-constructie-interactie in rekening brengt uitgaande van een berekening gebaseerd op een ingeklemde fundering	Displacement amplification factor taking into account soil-structure interaction effects for fixed-base analysis
β_{borstw}	Factor voor de correctie van niet-lineaire spanningsverdeling in de borstwering	Factor to correct nonlinear stress distribution in the spandrel
β_f	Funderingsdempingsmaat	Foundation damping ratio
β_i	Inherente dempingsmaat bij modellering op basis van een ingeklemde fundering	Inherent fixed base damping ratio
β_0	Effect van stralingsdamping bij een fundering	Effect of foundation radiation damping
Γ	Transformatiefactor	Transformation factor
γ_m	Partiële materiaalfactor	Factor for a material property
η_{sys}	Systeemdempingscorrectiefactor	System damping correction factor
η_ξ	Dempingscorrectiefactor voor spectrale belasting	Damping correction factor for spectral load
$\theta_{R,NC,f}$	Verplaatsingsgrens voor de buigtreksterkte tijdens kantelen van ongewapend metselwerk van penanten en wanden bij het bereiken van de grenstoestand NC	Drift limit for rocking (flexural) for URM piers/walls in the NC state
$\theta_{R,NC,v}$	Verplaatsingsgrens voor afschuiven van ongewapend metselwerk van penanten en wanden bij het bereiken van de grenstoestand NC	Drift limit for rocking (shear) for URM piers/walls in the NC state
$\theta_{R,SD,v}$	Verplaatsingsgrens voor kantelen van ongewapend metselwerk van penanten en wanden bij het bereiken van de grenstoestand SD	Drift limit for rocking (shear) for URM piers/walls in the SD state
θ_y	Vloeirootatie van de borstwering	Yield rotation of the spandrel
μ_{dpc}	Wrijvingscoëfficiënt voor een dampremmende laag	Coefficient of friction for DPM (damp-proof membrane)
μ_f	Wrijvingscoëfficiënt van metselwerk	Masonry coefficient of friction
$\mu_{ma,m}$	Gemiddelde wrijvingscoëfficiënt voor metselwerk	Average coefficient of friction for masonry

μ_{sys}	Globale constructieve ductiliteit van het systeem	Global structural ductility of the system
ν	Poissonverhouding	Poisson's ratio
ξ_i	Equivalente viskeuze damping van elk subsysteem i	Equivalent viscous damping of each subsystem i
ξ_{hys}	Hysteretische damping van het SDOF-systeem	Hysteretic damping of the SDOF system
ξ_{sys}	Systeem-equivalente viskeuze dempingsverhouding	Equivalent viscous damping ratio
ξ_0	Inherente damping (gesteld op 5 % voor een constructie uit ongewapend metselwerk)	Inherent damping (taken as 5 % for unreinforced masonry structure)
σ_{borstw}	Axiale spanning in de borstwering	Axial stress in the spandrel
σ_y	Gemiddelde drukspanning in de drukzone van de doorsnede	Average compressive stress in the compressed part of the cross section
^a De Engelse vertaling is toegevoegd zodat de gebruiker die zich wil inlezen in achtergronddocumentatie, deze makkelijker kan terugvinden.		

G.4 Procedure voor niet-lineaire push-over-berekeningen

G.4.1 Algemeen

OPMERKING 1 In G.4.1 is beschreven hoe de algehele NLPO-berekening binnen een seismische beoordelingsprocedure wordt uitgevoerd voor het beoordelen van het seismische gedrag van een constructie tijdens een aardbeving.

OPMERKING 2 In G.4.1 is ook beschreven hoe de niet-lineaire push-over-weerstand en de seismische belasting worden gecombineerd in een versnellings-verplaatsingscapaciteitsspectrum-configuratie, zoals wordt getoond in figuur G.2, om te onderzoeken of wordt voldaan aan de betrouwbaarheidseisen.

- (1) De algemene procedure voor een NLPO-berekening in het kader van de seismische beoordeling van bestaande gebouwen is in G.4.2 beschreven.
- (2) In G.6 zijn de berekeningsprocedures voor het karakteriseren van de niet-lineaire push-over-weerstandscurve voor de bouwconstructie gegeven. Dit omvat het gebruik van de SLAMA-methode (Simple Lateral Mechanism Analysis = eenvoudige berekening van het mechanisme in zijdelingse richting) en niet-lineaire op eindige elementen gebaseerde push-over-berekeningen met computersoftware.
- (3) In G.7 is de procedure gegeven voor het bepalen van de seismische belasting in de vorm van versnellings-verplaatsingsresponspectra, aangepast met het oog op energiedissipatie, ductiliteit en damping die gerealiseerd kunnen worden in de geïdentificeerde niet-lineaire mechanismen.
- (4) In G.8 is de bijkomende berekening gegeven in verband met de interactie tussen grond en constructie.
- (5) In G.9 is het draagvermogen van constructiedelen voor constructies van ongewapend metselwerk en gewapend beton gegeven.
- (6) In G.10 is de SLAMA-berekeningsmethode voor NLPO-berekeningen gegeven.

G.4.2 NLPO-procedure en check van de criteria behorende bij de grenstoestand

(1) De weerstand van de bouwconstructie, bepaald volgens de NLPO-berekeningsmethode, behoort te worden bepaald door de gemiddelde waarden van de materiaaleigenschappen te hanteren.

OPMERKING 1 Daarom is het subscript d in de formules en symbolen in deze bijlage niet gebruikt.

(2) Bereken de niet-lineaire push-over-weerstandscurve met de in G.6 beschreven methoden. De capaciteit moet worden bepaald met een benadering (volgens de beste verwachtingswaarde) voor materiaal en geometrische eigenschappen, op basis van gemiddelde waarden.

(3) Converteer de gegeneraliseerde niet-lineaire push-over-capaciteitscurve als volgt naar een equivalent SDOF-systeem:

$$S_a = V_{\text{fund}}^* / m_{\text{eff}} \quad (\text{G.1})$$

$$S_u = u_{\text{dak}}^* \quad (\text{G.2})$$

waarin:

S_a is de spectrale versnelling;

S_u is de spectrale verplaatsing;

V_{fund}^* is de afschuifkracht van het SDOF-systeem ter plaatse van de fundering;

m_{eff} is de effectieve massa van het equivalente SDOF-systeem;

u_{dak}^* is de zijdelingse verplaatsing van het massamiddelpunt ter hoogte van het dak bij een SDOF-systeem (zie G.4.3(3)).

(4) Bilineariseer de niet-lineaire push-over-capaciteitscurve voor het equivalente SDOF-systeem volgens de volgende procedure:

- De initiële zijdelingse stijfheid van het SDOF-systeem (K_{init}) is gelijk aan de secansstijfheid, berekend bij een schuifkracht op funderingsniveau gelijk aan 60 % van de maximale schuifkracht ter plaatse van de fundering (zie figuur G.3);
- De zijdelingse verplaatsingscapaciteit van het equivalente SDOF-systeem ($u_{\text{cap;sys}}$) is gelijk aan de capaciteit van de zijdelingse verplaatsing bij de grenstoestand NC van het equivalente SDOF-systeem (zie G.4.3(3)).
- De capaciteit van het systeem in termen van de spectrale versnelling van het equivalente SDOF-systeem bij vloeien ($S_{a;y}$) wordt bepaald ervan uitgaande dat sprake is van een elasto-plastische kracht-verplaatsingsrelatie en een gelijk energiecriterium, uitgedrukt als volgt:

$$S_{a;y} = \frac{u_{\text{cap;bilin}} \times K_{\text{init}} - \sqrt{(u_{\text{cap;bilin}} \times K_{\text{init}})^2 - 2 \times E_m \times K_{\text{init}}}}{m_{\text{eff}}} \quad (\text{G.3})$$

waarin:

$S_{a;y}$ is de capaciteit van het systeem in termen van de spectrale versnelling van het equivalente SDOF-systeem bij vloeien;

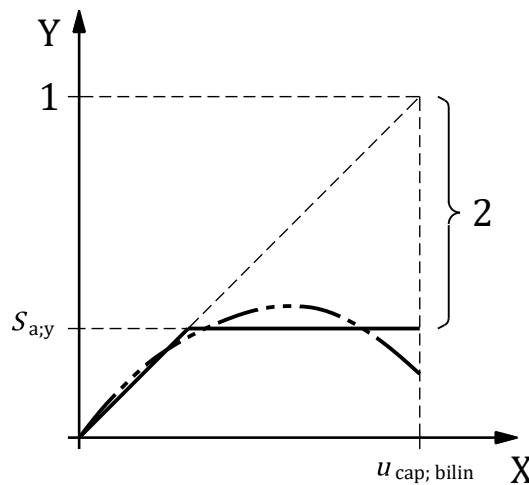
$u_{\text{cap; bilin}}$ is de laagste waarde van $u_{\text{cap; sys}}$ en de verplaatsing die overeenkomt met het punt waarbij de totale zijdelingse weerstand (afschuiving) minder is geworden dan 80 % van de piekwaarde van de weerstand van de constructie [G.32];

E_m is de actuele vervormingsenergie in relatie tot de spectrale verplaatsing $u_{\text{cap; bilin}}$;

K_{init} en $u_{\text{cap; sys}}$ zijn grootheden als hiervoor beschreven.

- De verplaatsing bij vloeien van het equivalente SDOF-systeem ($u_{y; \text{sys}}$) wordt verkregen door de capaciteit van het systeem in termen van de spectrale versnelling ($S_{a; y}$) te vermenigvuldigen met de initiële zijdelingse stijfheid (K_{init}) en daarna te delen door m_{eff} .

OPMERKING 2 Figuur G.2 bevat de grafische weergave van formule (G.3).



Legenda

X-as: spectrale verplaatsing, S_u

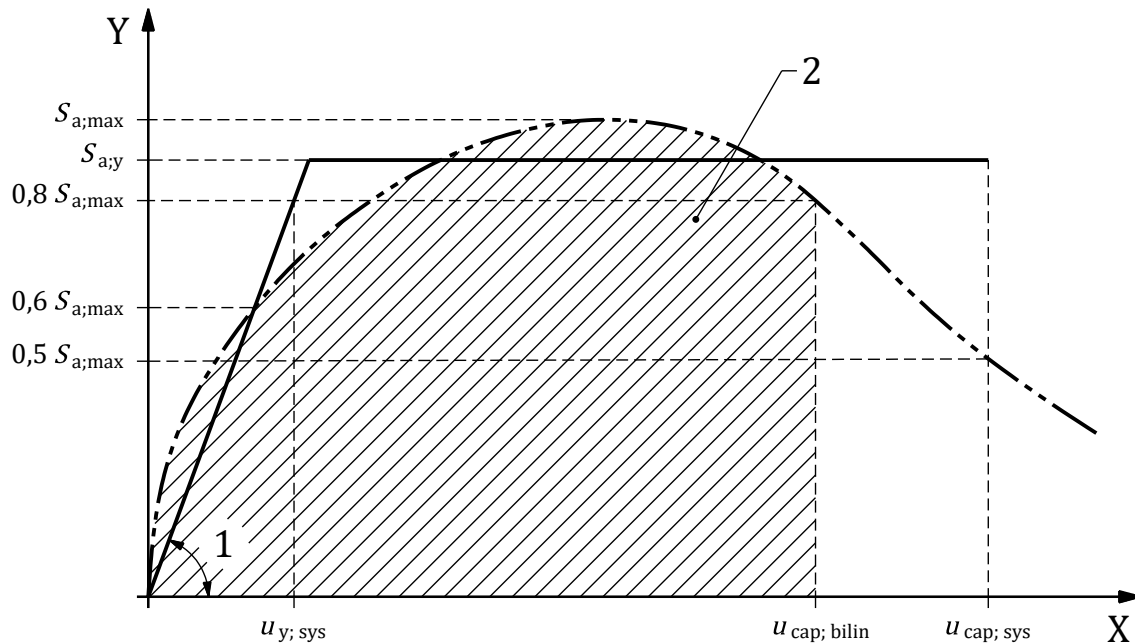
Y-as: spectrale versnelling, S_a

1 $\frac{u_{\text{cap; bilin}} \times K_{\text{init}}}{m_{\text{eff}}}$

2 $\frac{\sqrt{(u_{\text{cap; bilin}} \times K_{\text{init}})^2 - 2 \times E_m \times K_{\text{init}}}}{m_{\text{eff}}}$

Figuur G.2 — Grafische weergave van formule (G.3)

OPMERKING 3 Een voorbeeld van de bilinearisatie van een capaciteitscurve is getoond in figuur G.3.



Legenda

X-as: spectrale verplaatsing, S_u

Y-as: spectrale versnelling, S_a

1 K_{init} / m_{eff}

2 E_m / m_{eff}

Figuur G.3 — Voorbeeld van bilinearisatie van een niet-lineaire push-over-capaciteitscurve voor het equivalente SDOF-systeem

(5) Bepaal de globale constructieve ductiliteit (ductiliteitsfactor) van het equivalente SDOF-systeem, μ_{sys} :

$$\mu_{sys} = u_{duct;sys} / u_{y;sys} \quad (G.4)$$

waarin:

μ_{sys} is de globale constructieve ductiliteit van het systeem (ductiliteitsfactor);

$u_{duct;sys}$ is het minimum van ofwel de zijdelingse verplaatsingscapaciteit van het equivalente SDOF-systeem bij de grenstoestand NC ($u_{cap;sys}$) ofwel het snijpunt van de niet-lineaire capaciteitscurve en de ADRS seismische belastingscurve (zie G.4.2(6));

$u_{y;sys}$ is de verplaatsing bij vloeien van het equivalente SDOF-systeem.

OPMERKING 4 De ductiliteitscapaciteit van de constructie wordt over het algemeen bepaald door het dominante elastische mechanisme dat het meeste bijdraagt aan de plastische vervorming van het systeem. Voor constructieve systemen met gelijkmatig verdeelde en goed gedefinieerde plastische scharnieren met een vergelijkbare ductiele capaciteit kan de globale ductiliteit gelijk worden gesteld aan de lokale ductiliteit. Als alternatief is de ductiliteit van het globale systeem in te schatten gebaseerd op de push-over-capaciteitscurve als verhouding van de verplaatsing bij de grenstoestand NC en de verplaatsing bij vloeien.

(6) Bepaal de systeem-equivalente viskeuze dempingsverhouding, ξ_{sys} , en de systeemdemppingscorrectiefactor, η_{sys} , volgens de procedure beschreven in G.7.

OPMERKING 5 De extrapolatie van equivalente viskeuze dempingsverhoudingen bij gemengde ductiliteitssystemen behoren met zorg te worden bepaald en behoren te worden berekend bij de $u_{cap;sys}$ gebaseerd op de globale ductiliteitsbelasting van de verschillende systemen, eerder dan de haalbare lokale ductiliteit.

G.4.3 Equivalente SDOF-parameters (één-massa-veersysteem)

(1) De effectieve massa van het equivalente SDOF-systeem (m_{eff}) behoort te worden bepaald volgens B.2 van NEN-EN 1998-1.

(2) De effectieve hoogte van het equivalente SDOF-systeem, h_{eff} , behoort te worden bepaald door de dakhoogte te delen door de transformatiefactor (Γ), zoals gedefinieerd in B.2 van NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 1 De dakhoogte behoort te worden genomen op de hoogte waar een schijf met een zware massa (bijvoorbeeld een betonnen vloer) aanwezig is, waarbij kan worden gedacht aan een zoldervloer. Het gaat niet om het hellende dakvlak van een lichtgewicht dak van een woning.

(3) De verplaatsing van het massamiddelpunt op dakhoogte van het equivalente SDOF-systeem (u_{dak}^*) behoort te worden bepaald door de zijdelingse verplaatsing van het massamiddelpunt op dakhoogte (u_{dak}) van het MDOF-systeem te delen door de transformatiefactor (Γ) volgens B.2 van NEN-EN 1998-1.

Het zijdelingse verplaatsingsvermogen bij de grenstoestand NC van het equivalente SDOF-systeem ($u_{\text{cap;sys}}^*$) wordt op overeenkomstige wijze bepaald door het geschatte verplaatsingsvermogen van het MDOF-systeem te delen door de transformatiefactor Γ .

De grootte van de transformatiefactor kan op 1 worden gesteld ($\Gamma=1$) voor gebouwen tot twee bouwlagen met daarbovenop een zolder.

OPMERKING 2 De verplaatsing van het massamiddelpunt van het MDOF-systeem behoort te worden bepaald op dakhoogte zoals gedefinieerd in G.4.3(2) opmerking 1.

OPMERKING 3 De bovenstaande vereenvoudiging is gekalibreerd aan testresultaten bij het IR 10^{-5} /jaar [G.35]. Alle figuren in deze bijlage zijn met deze vereenvoudiging in overeenstemming gebracht.

(4) De schuifkracht ter plaatse van de fundering van het equivalente SDOF-systeem (V_{fund}^*) behoort te worden bepaald door de schuifkracht ter plaatse van de fundering van het MDOF-systeem (V_{fund}) te delen door de transformatiefactor, gedefinieerd in B.2 van NEN-EN 1998-1.

Het afschuifdraagvermogen van het equivalente SDOF-systeem ($V_{\text{cap;fund}}^*$) wordt overeenkomstig bepaald door het afschuifdraagvermogen van het MDOF-systeem ($V_{\text{cap;fund}}$) te delen door de transformatiefactor Γ .

OPMERKING 4 Dezelfde vereenvoudiging door toepassing van de transformatiefactor ($\Gamma=1$) kan zowel worden toegepast bij de bepaling van de afschuifkracht ter plaatse van de fundering als voor het afschuifdraagvermogen.

(5) De effectieve trillingsperiode van het equivalente SDOF-systeem is gedefinieerd als:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{\text{eff}}}{k_{\text{eff}}}} \quad (\text{G.5})$$

waarbij:

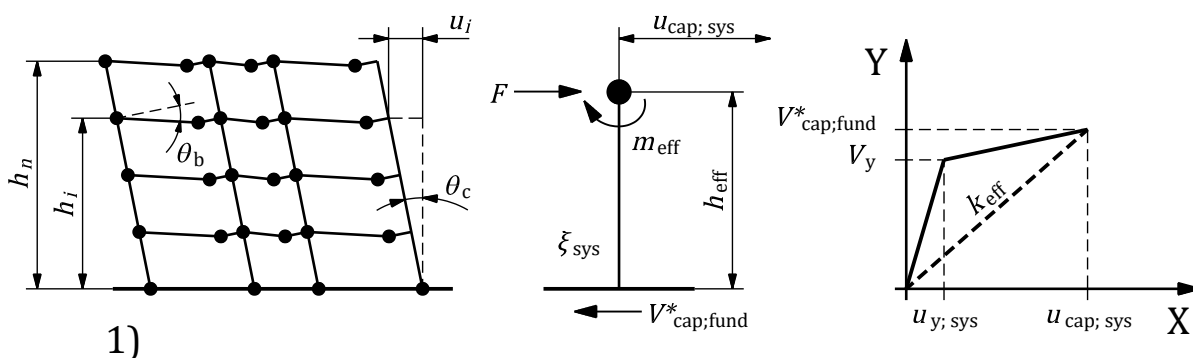
$$k_{\text{eff}} = \frac{V_{\text{cap;fund}}^*}{u_{\text{int}}} \geq \frac{V_{\text{cap;fund}}^*}{u_{\text{cap;sys}}} \quad (\text{G.6})$$

waarin:

T_{eff} is de effectieve trillingsperiode van het equivalente SDOF-systeem;

- m_{eff} is de effectieve massa van het equivalente SDOF-systeem;
- k_{eff} is de effectieve secansstijfheid van het equivalente SDOF-systeem;
- $V_{\text{cap;fund}}^*$ is het afschuifdraagvermogen van het equivalente SDOF-systeem, bepaald met toepassing van de NLPO-methode
 $(= S_{a,y} \times m_{\text{eff}})$;
- u_{int} is de verplaatsing op het snijpunt van de niet-lineaire ADRS en de gebilineariseerde capaciteitscurve;
- $u_{\text{cap;sys}}$ is de zijdelingse verplaatsingscapaciteit van het equivalente SDOF-systeem, bepaald volgens de NLPO-methode.

(6) De effectieve verplaatsing bij vloeien van het systeem kan worden bepaald volgens G.4.2(4).



Legenda

- X-as verplaatsing u
- Y-as afschuifdraagvermogen van het SDOF-systeem, V
- 1) naar buiten bewegen van balken
- plastisch scharnier
- θ_b liggerscharnierrotatie
- θ_c kritieke ontwerprotatie tussen bouwlagen
- h_n hoogte gemeten vanaf de bovenkant van de stijve fundering tot de hoogste vloer die bijdraagt aan de massa van het gebouw
- h_i gebouwhoogte van fundering tot i^e bouwlaag
- u_i horizontale verplaatsing ter hoogte van bouwlaag i
- F zijdelingse belasting
- m_{eff} effectieve massa van het equivalente SDOF-systeem
- h_{eff} effectieve hoogte van het equivalente SDOF-systeem
- $u_{\text{cap;sys}}$ verplaatsingscapaciteit van het equivalente SDOF-systeem
- ξ_{sys} systeemdemping
- $V_{\text{cap;fund}}^*$ afschuifdraagvermogen van het SDOF-systeem ter plaatse van de fundering
- $u_{y;\text{sys}}$ verplaatsing bij vloeien van het equivalente SDOF-systeem
- k_{eff} effectieve stijfheid van het equivalente SDOF-systeem
- V_y afschuifdraagvermogen van het SDOF-systeem ter plaatse van de fundering bij vloeien

Figuur G.5 — Conversie van een meer-massa-veersysteem (MDOF-systeem) naar een equivalent één-massa-veersysteem (SDOF-systeem)

G.4.4 Systeemverplaatsingscapaciteit en doel-verplaatsing

(1) $u_{\text{cap;sys}}$ is het zijdelingse verplaatsingsvermogen van het systeem met daarin het maatgevende inelastische mechanisme dat tot gedeeltelijk of volledig bezwijken van de constructie zou leiden. Dit is gebaseerd op grenstoestandscriteria voor zowel het draagvermogen van constructie-onderdelen als voor de hele constructie (zie G.6).

(2) De doel-verplaatsing S_{int} is de vereiste inelastische spectrale verplaatsing die hoort bij de effectieve periode T_{eff} (de effectieve periode van het systeem als functie van $u_{\text{cap;sys}}$, m_{eff} , en $V_{\text{cap;fund}}^*$ volgens G.4.2(8)).

G.4.5 Partiële factor voor de bepaling van de weerstand γ_m

(1) De in deze bijlage bepaalde gemiddelde weerstand van de constructieve elementen behoort te worden berekend met gemiddelde eigenschappen, zodat hierbij de partiële materiaalfactor γ_m gelijk moet zijn aan 1,0.

(2) Wanneer de in G.9 beschreven weerstand van constructieve elementen niet wordt gebruikt, en voor elementen/delen die zich naar verwachting bijzonder bros zullen gedragen zodra de weerstand wordt overschreden, behoren de capaciteiten van de brosse elementen te worden bepaald op basis van de gemiddelde eigenschappen gedeeld door een partiële materiaalfactor γ_m groter dan 1 om in een marge tegen het brosse gedrag te voorzien. Bij constructies uit ongewapend metselwerk moet in dat geval $\gamma_m = 1,1$ worden aangehouden.

OPMERKING 1 Deze bepaling is met name belangrijk als het de bedoeling is dat het brosse gedrag door een hiërarchische belastingbegrenzende benadering wordt vermeden (bijvoorbeeld waar het de bedoeling is dat een volledig taai mechanisme belastingen op brosse elementen/delen beperkt).

OPMERKING 2 Bij de bepaling van het draagvermogen van constructiedelen (met gemiddelde materiaaleigenschappen) volgens G.9 wordt, zoals in (2) verwoord, een marge aangehouden indien het gaat om brosse en kracht-kritische mechanismen.

G.4.6 Vorm van belastingsvector

(1) Er worden zijdelingse belastingen toegepast op het wiskundige model van de constructie, evenredig aan de verdeling van de traagheidskrachten in het vlak van elke vloerschijf. Voor alle berekeningen behoort de maatgevende van ten minste twee verticale verdelingen van zijdelingse belasting te worden toegepast. Er behoort één patroon te worden geselecteerd uit twee groepen volgens 4.3.3.4.2.2 van NEN-EN 1998-1.

G.4.7 Bijkomende excentriciteit en torsie

(1) Om onzekerheden in de locatie van massa's en in de ruimtelijke variatie van de seismische beweging in aanmerking te nemen, moet het berekende massamiddelpunt op elke vloer i worden beschouwd als zijnde verplaatst ten opzichte van zijn nominale positie in elke richting door een bijkomstige excentriciteit:

$$e_{a,i} = \pm 0,05 \times L_i \quad (\text{G.7})$$

waarin:

$e_{a,i}$ is de bijkomende excentriciteit van de massa van bouwlaag i ten opzichte van zijn nominale positie, toegepast in dezelfde richting op alle vloeren;

L_i is de vloerafmeting loodrecht op de richting van de aardbevingsbelasting van bouwlaag i .

OPMERKING 1 Formule (G.7) is gebaseerd op 4.3.2 van NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 2 Bijkomende excentriciteit mag worden verwaarloosd als duidelijk is dat torsieweerstand niet bepalend is.

(2) Zo kan ook onregelmatigheid in het horizontale vlak in torsievergroting resulteren, zowel binnen het elastische als het niet-lineaire gebied.

(3) De effecten van torsie behoren in aanmerking te worden genomen bij de beoordeling door gebruik te maken van een van de volgende procedures:

- a) Neem bijkomende torsie in aanmerking door een torsievergrotingsfactor ($k_{\text{tor};i}$) toe te passen op de NLPO-vereiste grensverplaatsing. De factor kan worden afgeleid door formule (G.8) te gebruiken, die is gebaseerd op een modale-responsberekening als voorzien in 4.3.3.4.2.7 van NEN-EN 1998-1:

$$k_{\text{tor};i} = u_{\text{mrs};\text{max},i} / u_{\text{mrs};\text{com},i} \quad (\text{G.8})$$

waarin:

$k_{\text{tor};i}$ is de torsievergrotingsfactor van bouwlaag i ;

$u_{\text{mrs};\text{max},i}$ is de maximale verplaatsingsrespons in zijwaartse richting van bouwlaag i volgend uit de berekening van de modale respons;

$u_{\text{mrs};\text{com},i}$ is de verplaatsingsrespons in zijwaartse richting op het massamiddelpunt van bouwlaag i volgend uit de berekening van de modale respons.

- b) Bepaling van de inelastische torsie met behulp van een rationele procedure [G.6].

(4) Voor laagbouw met een flexibele of niet-functionerende schijf moet een benadering worden gebruikt die is gebaseerd op een bijdragend gebied om de seismische traagheid en belasting te bepalen, zonder verdere vergroting van de torsie.

G.4.8 Het effect van hogere trillingsvormen

(1) Er kan worden aangenomen dat de effecten van hogere trillingsvormen van invloed zijn in constructies waar:

- a) de fundamentele trillingsperiode van het gebouw langer is dan 0,9 s, en
- b) de afschuifkracht in elke specifieke bouwlaag, berekend uit een modale analyse waarbij rekening wordt gehouden met voldoende trillingsvormen om ten minste 90 % deelname van de massa's te behalen, groter is dan 130 % van de afschuifkracht in de desbetreffende bouwlaag als resultaat van een tweede berekening waarbij alleen de deelname van de eerste trilvorm in aanmerking wordt genomen.

(2) Het is niet waarschijnlijk dat hogere trillingsvormen significant zijn indien 60 % of meer van de massa in een bepaalde richting aan de eerste trilvorm deelneemt.

OPMERKING 1 Effecten van hogere trillingsvormen kunnen worden genegeerd voor gebouwen van ongewapend metselwerk van 4 bouwlagen of minder.

(3) Een lineaire dynamische berekening behoort parallel aan de NLPO-berekening te worden gebruikt als de effecten van hogere trilvormen waarschijnlijk van invloed zullen zijn.

(4) De lineaire dynamische berekening (of 'Modal Response Spectrum Analysis', MRS) behoort te worden uitgevoerd overeenkomstig hoofdstuk 4 van deze NPR waarbij de volgens de MRS berekende afschuifkracht ter plaatse van de fundering moet worden opgeschaald tot de haalbare afschuifkracht ter plaatse van de fundering zoals deze met een NLPO-berekening is vastgesteld. De MRS-berekeningsresultaten zullen worden gebruikt om de verplaatsing en interne krachten te beoordelen van elementen die gevoelig zijn voor de effecten van hogere trillingsvormen, bijvoorbeeld in bovenliggende vloeren in een gebouw van meer bouwlagen.

OPMERKING 2 De belastings-/vervormingsvectoren uit modale berekeningen kunnen ook worden gebruikt om de gevoeligheid van de constructie voor hogere trillingsvormen te controleren. Dit zal met name van belang zijn voor hogere constructies waarbij het waarschijnlijk is dat hogere trillingsvormen belangrijk worden. Bij de verdeling van zijdelingse belastingen die is verkregen uit een modale berekening kunnen hogere trillingsvormen in enige mate in aanmerking worden genomen, maar dit is alleen geldig zolang de constructie hoofdzakelijk in de elastische fase blijft.

G.4.9 Onregelmatigheid

G.4.9.1 Algemeen

(1) De criteria voor het bepalen of een gebouw regelmatig of onregelmatig is, zijn beschreven in 4.2.3 van deze NPR.

(2) Bij onregelmatige gebouwen moet rekening worden gehouden met het ruimtelijke driedimensionale model van de constructie. Voor NLPO in combinatie met een berekening aan de hand van een numerieke analyse moet de berekening worden gemaakt met behulp van een ruimtelijk model met push-over-berekeningen in twee richtingen (duwen en trekken) in elke hoofdas van de constructie.

G.4.9.2 Plattegrond-/torsiestijfheidsonregelmatigheid

(1) Er moet van worden uitgegaan dat een constructie onregelmatigheid in het horizontale vlak en torsiestijfheidsonregelmatigheid heeft indien:

- a) de excentriciteit in het horizontale vlak tussen het weerstandsmiddelpunt en het massamiddelpunt groter is dan $0,2b$ maar kleiner dan $0,4b$ (significant);
- b) de excentriciteit in het horizontale vlak tussen het weerstandsmiddelpunt en het massamiddelpunt groter is dan $0,4b$ (ernstig);

waarin:

b is de breedte van het gebouw in de richting loodrecht op de belasting.

(2) Indien de constructie als significant onregelmatig in het horizontale vlak wordt beschouwd, behoort de analyse te worden uitgevoerd zoals beschreven in G.4.7.

(3) Als de constructie als ernstig onregelmatig in het horizontale vlak moet worden beschouwd, is een NLTHA vereist als toetsing van de NLPO-berekening.

G.4.9.3 Verticale onregelmatigheid

(1) Als de constructie als verticaal onregelmatig moet worden beschouwd, behoren de volgende bijkomende analyse en beoordeling te worden uitgevoerd:

- a) een MRS-berekening, opgeschaald naar $V_{cap,fund}$ zoals bepaald met een NLPO-berekening, of

- b) een NLTHA-berekening.

G.4.9.4 Andere ernstige vormen van onregelmatigheid

(1) Indien de constructie als ernstig onregelmatig moet worden beschouwd vanwege de aanwezigheid van:

- a) een significante overdrachtsconstructie, of
- b) een (voldoende ductiele) constructie met opstapelende plastische vervorming, met voldoende ductiliteit met meer dan 50 % uit balans zijnde zijdelingse weerstand in tegengestelde richtingen,

is NLTHA vereist als toetsing van de NLPO-berekening.

G.4.9.5 Tweede-orde-effecten

(1) De berekening behoort tweede-orde-effecten in rekening te brengen.

(2) Tweede-orde-effecten mogen worden verwaarloosd als zij kleiner zijn dan 10 % van de eerste-orde-effecten.

G.5 Niet-lineaire modellering

Voor richtlijnen over niet-lineaire modelleringsparameters voor constructies van ongewapend metselwerk en gewapend beton wordt verwezen naar bijlage F.

Het constructieve model moet worden geanalyseerd op basis van ofwel een model met ingeklemde fundering, waarin grond-constructie-interactie is meegenomen (G.8), ofwel als model met flexibele fundering, met grond-constructie-interactie zoals behandeld in F.3.8.

OPMERKING 1 Voor constructies bestaande uit een combinatie van asymmetrische en gespiegelde eenheden, mag van de volgende uitgangpunten worden uitgegaan:

- a) Wanneer sprake is van continu doorlopende vloeren of gekoppelde vloeren, mag ervan worden uitgegaan dat de combinatie van units als een constructieve eenheid functioneert en daarom mogen alle eenheden tezamen als één constructieve eenheid worden gemodelleerd en doorgerekend.
- b) In andere gevallen (geen doorlopende of gekoppelde vloeren) behoort elke eenheid als constructief opzichzelfstaand te worden gemodelleerd en beschouwd.

OPMERKING 2 Twee niet-doorlopende vloeren mogen als gekoppeld worden beschouwd als voldaan is aan voorwaarde 6 van 5.4(11) van NPR 9096-1-1.

G.6 Niet-lineaire push-over-weerstandscurve

G.6.1 Algemeen

(1) Vier methoden zijn algemeen aanvaardbaar voor het bepalen van de niet-lineaire push-over-weerstandscurven:

- a) door een op een mechanisme gebaseerde analyse van de sterkte voor het bepalen van het maatgevende mechanisme (bijvoorbeeld met een SLaMA-analyse);
- b) door een pseudo-niet-lineaire berekening waarin gebruikgemaakt wordt van een sequentiële elastische analyse;

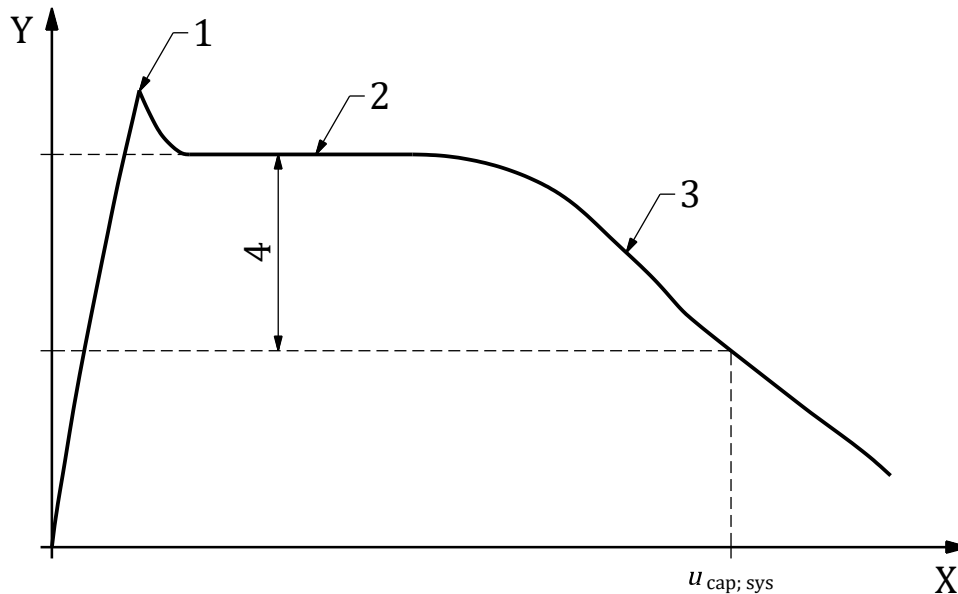
- c) door een equivalente frame- of componentanalyse, of
- d) door een volledig niet-lineaire eindige-elementenberekening per computer.

(2) De voor een NLPO-berekening relevante criteria voor weerstand- en vervormingsvermogen voor individuele elementen en mechanismen voor ongewapend metselwerk en gewapend beton zijn in G.9 gegeven. Hierbij moet onderscheid worden gemaakt in lokale mechanismen en mechanismen voor de constructie als geheel. Zo moet de grenstoestand NC worden onderzocht voor de primaire en secundaire seismische elementen.

OPMERKING 1 Het is niet vereist lokale excentriciteit en imperfecties expliciet in beschouwing te nemen, aangezien in de grenstoestandscriteria dergelijke effecten binnen de empirische afleiding uit de fysieke testen zijn overgenomen.

(3) Voor de analyses volgens G.6.1(1) is sprake van het overschrijden van de grenstoestand NC op gebouwniveau, als minimaal één van de volgende criteria is overschreden:

- a) De totaal zijdelingse weerstand (afschuiving ter plaatse van de fundering) is met 50 % afgenomen ten opzichte van de piekwaarde (zie figuur G.6) als gevolg van voortschrijdende beschadiging en bezwijken van elementen die zorg dragen voor de zijdelingse weerstand, beoordeeld ten opzichte van de maximale weerstand van de gehele constructie. In geval van een kleine afname van de weerstand gepaard gaande met een nagenoeg constante weerstand bij toenemende verplaatsing, kan deze constante (afgenomen) weerstand worden afgelezen aan een plateauwaarde waarbij de NC-grenstoestand is bereikt als de zijdelingse weerstand is afgenomen tot 50 % van de plateauwaarde (zie figuur G.6).
- b) Een aantal constructieve elementen heeft de verplaatsingsgrens, vastgelegd in G.9, bereikt en het falen van deze elementen leidt tot instorting van het gehele gebouw of een deel ervan. Voor de analyse volgens type d) van G.6.1(1) kan de beoordeling van de NC zijdelingse verplaatsingsgrens van het element worden vervangen door de controle van de zijdelingse verplaatsingsgrens tussen de verdiepingen en van de effectieve hoogte, uitgedrukt als verhoudingen tussen de zijdelingse verplaatsing en de verdiepingshoogte, zoals gegeven in tabel G.2. Aan grenstoestand NC op gebouwniveau wordt namelijk voldaan indien deze zijdelingse verplaatsingsgrenzen op gebouwniveau niet worden overschreden. Voor hybride constructieve systemen moeten de laagste van de in tabel G.2 gegeven grenswaarden worden aangehouden.
- c) Dynamische instabiliteit van de constructie door bijvoorbeeld het ontbreken van statische convergentie van de analyse, of expliciet gemodelleerd verlies van het verticale belastingsdraagvermogen van de bouwconstructie (instorting).



Legenda

X-as: verplaatsing, u

Y-as: afschuifdraagvermogen, $V_{cap;fund}^*$

1 piekdraagvermogen

2 plateau

3 niet-lineaire capaciteitscurve

4 50 % terugval van het afschuifdraagvermogen ten opzichte van de plateauwaarde

$u_{cap;sys}$ verplaatsingscapaciteit van het equivalente SDOF-systeem

Figuur G.6 — Definitie van de NC-grenswaarde

(4) Voor de analyse volgens type d) van G.6.1(1) is de grenswaarde voor de grenstoestand NC nog niet bereikt als de grenswaarde voor de relatieve verplaatsing tussen bouwlagen, uitgedrukt als verhouding tussen de verplaatsing en de bouwlaaghoogte, en de grenswaarde voor de toelaatbare verplaatsing op de effectieve hoogte, beide als gegeven in tabel G.2, nog niet zijn bereikt. Voor constructies waarin verschillende constructieve systemen zijn toegepast, geldt de meest kritische waarde.

OPMERKING 2 Het eindige-elementenmodel (EEM) behoort te zijn gecontroleerd aan de hand van een eenvoudig analytisch model om er zeker van te zijn dat het afschuifdraagvermogen ter plaatse van de fundering aan de hand van een EEM-analyse geen lagere waarden geeft dan die van de eenvoudige analyse.

OPMERKING 3 De cyclische degradatie-effecten in de hysteresisrespons zijn in aanmerking genomen door de beperking op de gekalibreerde vergelijkingen die voor de equivalente viskeuze dempingsberekening, opgenomen in tabel G.3, zijn gebruikt.

Tabel G.2 — Grenstoestandscriteria voor primaire en secundaire seismische elementen afhankelijk van bouwsystemen en inelastische mechanismen

Constructief systeem	Inelastisch mechanisme	Grenswaarde voor relatieve verplaatsing tussen bouwlagen	Grenswaarde voor de toelaatbare verplaatsing op de effectieve hoogte ^a
		<i>NC</i>	<i>NC</i>
Ongewapend metselwerk (klei of kalkzandsteen)	Overwegend taaie respons: kantelen van penanten, dwarskracht door het schuiven van lintvoegen, borstweringsmechanisme	1,5 % ^b	Gebouw met 1 bouwlaag ^d : 1,5 % Gebouw met 2 bouwlagen ^d : 0,8 % ^b
	Overwegend brosse respons: diagonale afschuiving (trek of druk)	0,6 % ^b	Gebouw met 1 bouwlaag ^d : 0,6 % Gebouw met 2 bouwlagen ^d : 0,4 % ^b
Gewapend betonnen raamwerk	Taaie respons: scharnieren van liggers	2,5 %	^c
	Brosse respons: afschuifmechanisme, of zwakke-bouwlaagmechanisme (zwaaien van kolommen op één niveau)	1,5 %	^c
Stalen raamwerk	Taaie respons: bijv. vloeien van liggers, lokale knik	3,5 %	^c
	Brosachtige respons: bijv. falen van lasverbinding, of zwakke-bouwlaagmechanisme (zwaaien van kolommen op één niveau)	1,5 %	^c

^a Volgens de definitie in G.4.3.

^b Er zijn zowel verplaatsingsgrenzen voor relatieve verplaatsing tussen bouwlagen als met betrekking tot de effectieve hoogte van toepassing. De waarden die zijn gegeven gelden alleen voor niet-versterkte gebouwen van ongewapend metselwerk. Seismisch versterkte gebouwen hanteren de verplaatsingsgrens overeenkomstig het nieuwe bijkomende zijdelingse belasting afdragende systeem (indien van toepassing). Er zijn beperkte gegevens beschikbaar voor grenstoestandscriteria voor primaire en secundaire seismische elementen op effectieve hoogte voor gebouwen uit ongewapend metselwerk met meer dan 2 bouwlagen.

^c Niet van toepassing.

^d Zolderverdieping telt niet mee.

OPMERKING 4 De waarden opgenomen in tabel G.2 zijn gebaseerd op empirisch en analytisch onderzoek en behoren als bovengrenswaarden te worden behandeld.

G.6.2 Op mechanismen gebaseerde analyse

G.6.2.1 Algemeen

(1) Op mechanismen gebaseerde analyse is een vereenvoudigde techniek voor het berekenen van de niet-lineaire push-over-weerstandscurve van de constructie bestaande uit de primaire en secundaire seismische elementen door eerst de maatgevende inelastische mechanismen te bepalen en de individuele capaciteitscurven van verschillende elementen en subsystemen bij elkaar op te tellen.

OPMERKING 1 Vereenvoudigde methoden gebaseerd op het bepalen van niet-elastische mechanismen zijn ontwikkeld voor ongewapend metselwerk en voor gewapend beton en uitgebreid naar andere constructieve oplossingen [G.4], [G.5] en [G.6].

OPMERKING 2 Deze vereenvoudigde methoden werken gewoonlijk volgens het principe dat ze de zwakste onderdelen van het systeem identificeren met het doel de plastische mechanismen te bepalen. Gebaseerd op de ductiliteit en het vervormingsvermogen van die plastische mechanismen kunnen het meest waarschijnlijke inelastische mechanisme en het faalmechanisme van de constructie worden bepaald.

(2) De inelastische mechanismen en hun weerstands- en verplaatsingsvermogen in zijdelingse richting worden bepaald door te onderzoeken langs welke wegen de belastingsafdracht kan plaatsvinden, vast te stellen welke hiërarchie van weerstand er langs de kritieke belastingspaden bestaat, de beschikbare ductiliteits-/verplaatsingscapaciteit van de geïdentificeerde mechanismen te bepalen en de manier waarop verschillende mechanismen zouden kunnen samenwerken, vast te stellen.

(3) Door de verwachte capaciteiten met elkaar te vergelijken, kunnen de hiërarchie van weerstand en het maatgevende mechanisme op elk niveau worden bepaald voor:

- a) individuele elementen (zoals penanten, borstweringen, liggers, kolommen of voegen);
- b) gekoppelde delen die constructieve elementen vormen (samenstel van ligger-kolomverbindingen of doorboorde wanden);
- c) gekoppelde elementen die een systeem van zijdelingse steun vormen (raamwerk voor moment over de hele hoogte en fundering), en
- d) multisystemen die samen weerstand in zijdelingse richting bieden voor het totale gebouw (som van verschillende systemen).

(4) De belangrijkste stappen voor een op mechanismen gebaseerde analyse van een gebouw van ongewapend metselwerk zijn:

- a) Beoordeel de constructieve configuratie en de trajecten waarlangs belastingen worden afgedragen om constructieve kernelementen en mogelijke constructieve zwakten (SW = 'Structural Weakness') te identificeren.

OPMERKING 3 Een constructieve zwakte (SW) is een constructieve tekortkoming die de verwachte seismische respons en het bezwijkmechanisme van het gebouw zou kunnen bepalen. Vroegtijdige identificatie van de constructieve zwakten en de relatieve kwetsbaarheden en hun onderlinge afhankelijkheid kan ervoor zorgen dat er minder berekeningen gemaakt hoeven te worden.

- b) Beoordeel de verbinding van schijven en wanden om vast te stellen of deze verbinding bij de krachtsafdracht niet kritiek is.
- c) Beoordeel de uit-het-vlak-respons met behulp van de NLKA-benadering.
- d) Bereken voor individuele penanten en borstweringen de in-het-vlak-capaciteiten voor diverse mogelijke bezwijkmechanismen, en ook de funderingscapaciteit.

- e) Bepaal het verwachte inelastische gedrag van constructieve elementen door verwachte capaciteiten van onderdelen te vergelijken en de hiërarchie van weerstand te bepalen. Vergelijk bijvoorbeeld de hiërarchie van de in-het-vlak-capaciteiten en capaciteiten van penanten ten opzichte van borstweringen om het maatgevende lokale mechanisme voor het vergelijkbare raamwerk te bepalen (zoals een vergelijking tussen het buigende moment bij verhinderen van het kantelen van de penanten versus het buigende moment waarbij afschuiftrekbreek in de borstwering optreedt).
- f) Beoordeel de inelastische mechanismen van subsystemen door lokaal gedrag naar globaal gedrag uit te breiden.
- g) Vorm een beeld van het mogelijk maatgevende mechanisme (of de constructieve zwakte) en bereken de verwachte afschuifkracht ter plaatse van de fundering en de globale verplaatsingscapaciteit op basis van de som van individuele vergelijkbare raamwerken/wanden in elke hoofdas. De globale niet-lineaire push-over-weerstandscurve wordt voor elke hoofdrichting bepaald.

OPMERKING 4 Een op mechanismen gebaseerde analyse gaat gepaard met een mate van vereenvoudiging en enkele aannamen met betrekking tot de constructieve respons en weerstand, zoals:

- De respons van de eerste trillingsvorm is dominant en de vergroting door hogere vormen is verwaarloosbaar. Voor laagbouwconstructies zal dit vrijwel altijd het geval zijn.
- De weerstandshiërarchie van onderling gekoppelde elementen kan worden vastgesteld door een vergelijking van vergelijkbare 'interne acties'; een voorbeeld is het relatieve verwachte draagvermogen op buiging en op afschuiving voor liggers.
- Een complexe constructieve configuratie kan worden vereenvoudigd door ze voor te stellen als een model met individuele schoren en ze ten slotte te vertalen naar een equivalente SDOF-oscillator.

OPMERKING 5 Een uitgebreide handleiding voor een op een specifiek mechanisme gebaseerde analyse, de 'Simplified Lateral Mechanism Analysis' (SLaMA), is voor andere typen constructies vastgelegd in G.10.

(5) De analyse wordt doorgezet totdat de grenstoestand NC wordt bereikt zoals beschreven in G.6.1. Dit wordt beschouwd als het punt van het bereiken van de grenstoestand NC voor de primaire en secundaire seismische elementen.

G.6.3 Pseudo-niet-lineaire analyse met gebruik van een sequentiële elastische berekening

(1) Een pseudo-niet-lineaire push-over-berekening is een techniek waarbij van een sequentiële elastische analyse gebruik wordt gemaakt.

(2) Met behulp van een model voor de elastische constructieve berekening worden de opgelegde equivalente statische krachten uit aardbevingen vanaf nul verhoogd totdat zich het eerste plastische scharnier vormt. De zijdelingse seismische kracht die correspondeert met de ontwikkeling van het eerste plastische scharnier geeft een ondergrens voor het verwachte draagvermogen van de constructie onder de zijdelingse krachten. Deze geschatte ondergrens zal altijd lager zijn dan, of gelijk aan, het werkelijke uiteindelijke draagvermogen.

OPMERKING In werkelijkheid zal het herverdelen van de momenten het mogelijk maken hogere zijdelingse seismische krachten op te nemen, terwijl zich nieuwe plastische scharnieren vormen, ten gevolge waarvan zich uiteindelijk een bezwijkmechanisme vormt, of lokaal het draagvermogen van een element wordt overschreden.

(3) De berekening wordt uitgevoerd op basis van lineaire elasticiteit totdat ergens in de constructie een plastisch scharnier ontstaat. Ten aanzien van het door dit plastische scharnier over te brengen vloeimoment moet rekening worden gehouden met een eventuele extra hoge vloeigrens van het staal.

Door de aanwezigheid van het plastische scharnier zal de momentenverdeling bij verhoging van de belasting op de constructie anders zijn dan voordien. De berekening wordt voortgezet tot zich het volgende plastische scharnier vormt.

(4) Deze sequentiële berekening wordt voortgezet totdat zich een 'bezwijkmechanisme' vormt: d.w.z. instabiliteit van de constructie bij het verder opvoeren van de zijdelingse belastingen. Dit markeert het einde van de pseudo-niet-lineaire statische push-over-berekening. De zijdelingse belastings- en verplaatsingswaarden worden geregistreerd en als niet-lineaire push-over-weerstandscurve geplott.

(5) De analyse wordt doorgezet totdat de grenstoestand NC wordt bereikt zoals beschreven in G.6.1. Dit wordt beschouwd als het punt van NC voor de primaire en secundaire seismische elementen.

G.6.4 Equivalente frame- of macro-componentanalyse

(1) Voor het macro-componentmodel moet het niet-lineaire model met geconcentreerde plasticiteit zijn gebaseerd op de equivalente framebenadering voor ongewapend metselwerk [G.6], [G.7], en [G.10].

OPMERKING In een borstwering kunnen verticale scheuren of dilatatievoegen aanwezig zijn die het framegedrag substantieel kunnen beïnvloeden.

(2) De niet-lineaire respons van penanten en borstweringen moet worden gemodelleerd. De niet-lineaire modellering behoort passende sterkte- en vervormingseigenschappen voor na het vloeien te omvatten en behoort geschikt te zijn voor het simuleren van voortschrijdende instorting en herverdeling van belastingen in de constructie, waaronder vermindering van het draagvermogen en de daaraan gerelateerde stijfheid.

(3) Niet-lineaire parameters voor componenten (penanten, borstweringen) behoren te zijn gebaseerd op de capaciteit van lokale elementen zoals beschreven in G.9.

(4) Een incrementele niet-lineaire berekening van de constructie in zijdelingse richting wordt uitgevoerd onder een zijdelingse vector van vloerkrachten die geleidelijk in grootte toenemen, tot de maximale weerstand van de constructie is bereikt. Het zijdelingse belastingspatroon moet overeenkomen met hetgeen in G.4.6 is beschreven.

(5) De intrede van inelastische belasting op elk onderdeel van de constructie kan worden geïdentificeerd. Dit geldt ook voor de inelastische vervorming van kritieke onderdelen. De globale parameters die moeten worden bepaald zijn de afschuifkrachten ter plaatse van de fundering en de controleverplaatsing op de effectieve hoogte.

(6) De analyse wordt doorgezet totdat de grenstoestand NC wordt bereikt zoals beschreven in G.6.1. Dit wordt beschouwd als het punt van NC voor de primaire en secundaire seismische elementen.

G.6.5 Volledige eindige-elementenberekening

(1) Er behoort een gedetailleerd niet-lineair numeriek model van de constructie te worden gebruikt waarin niet-lineair gedrag is gemodelleerd in elementen in het gebied waarvan verwacht wordt dat bij de rekenkundige aardbeving niet-lineaire effecten kunnen optreden.

(2) Het niet-lineaire modelleren, hetzij met gebruik van vezelmodellen met verdeelde niet-lineariteit of continuümelementen zoals schaalelementen of massieve elementen met volledig fysisch en/of geometrisch niet-lineair gedrag, behoort passende sterkte- en vervormingseigenschappen voor na het vloeien te omvatten.

(3) Niet-lineaire parameters voor constitutieve modellen voor de beschrijving van het gedrag van het constructiemateriaal en de constructieve elementen en hysteresismodellen voor constructieve elementen behoren te worden onderbouwd met empirische gegevens en een rationele analyse.

(4) Een incrementele niet-lineaire berekening van de constructie in zijdelingse richting wordt uitgevoerd onder een zijdelingse vector van vloerkrachten die geleidelijk in grootte toenemen, tot de maximale weerstand van de constructie is bereikt. Het zijdelingse belastingspatroon moet overeenkomen met hetgeen in G.4.6 is beschreven.

(5) De intrede van inelastische belasting op elk onderdeel van de constructie kan worden geïdentificeerd. Dit geldt ook voor de inelastische vervorming van kritieke onderdelen. De globale parameters die moeten worden bepaald zijn de afschuifkrachten ter plaatse van de fundering en de controleverplaatsing op de effectieve hoogte.

(6) De analyse wordt doorgezet totdat de grenstoestand NC wordt bereikt zoals beschreven in G.6.1. Dit wordt beschouwd als het punt van NC voor de primaire en secundaire seismische elementen.

G.7 Karakterisering van de seismische belasting

G.7.1 Horizontale elastische versnellingsresponspectra – Algemene methode

(1) Voor de horizontale componenten van de rekenkundige aardbevingsbelasting met corresponderende herhalingsstijd is het responspectrum gedefinieerd in hoofdstuk 3 van de NPR.

G.7.2 Horizontale elastische verplaatsingsresponspectra – Algemene methode

(1) Het elastische verplaatsingsresponspectrum, $S_{De}(T)$, moet worden verkregen door directe transformatie van het elastische versnellingsresponspectrum, $S_e(T)$, met behulp van de volgende formule:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (G.9)$$

waarin:

$S_{De}(T)$ is het elastische verplaatsingsresponspectrum;

$S_e(T)$ is het elastische versnellingsresponspectrum;

T is de trillingsperiode van een lineair systeem met één vrijheidsgraad.

G.7.3 Versnellings- en verplaatsingsresponspectra (ADRS)

G.7.3.1 Elastische ADRS-belastingscurve

(1) In het ADRS-format (Acceleration-Displacement Response Spectrum, ofwel het versnellings-verplaatsingsresponspectrum) worden zowel de curve voor het constructieve draagvermogen (push-over) als de belastingsspectra afgebeeld als relaties waarbij de spectrale versnelling wordt weergegeven als functie van de spectrale verplaatsing.

(2) De elastische versnellings- en verplaatsingsspectra (zoals bepaald in respectievelijk G.7.1 en G.7.2) kunnen direct worden gecombineerd tot elastische ADRS-curven.

OPMERKING De elastische ADRS, evenals het elastisch spectrum in 3.2.2.1, bevat reeds 5 % inherente demping.

G.7.3.2 Niet-lineaire ADRS-belastingscurve

(1) Het elastische ADRS-spectrum kan worden aangepast om rekening te houden met energiedissipatie en demping in verband met de realiseerbare constructieve ductiliteit.

(2) De niet-lineaire ADRS-spectra kunnen worden verkregen door de elastische ADRS-spectra te vermenigvuldigen met de spectrale reductiefactor:

$$ADRS_{\text{niet-lineair}} = ADRS_{\text{elastisch}} \times \eta_{\xi} \quad (\text{G.10})$$

Waarbij voor ongewapend metselwerk:

$$\eta_{\xi} = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{\text{sys}}}} \geq 0,55 \quad (\text{G.11})$$

waarin:

$ADRS_{\text{niet-lineair}}$ is het niet-lineaire ADRS-spectrum;

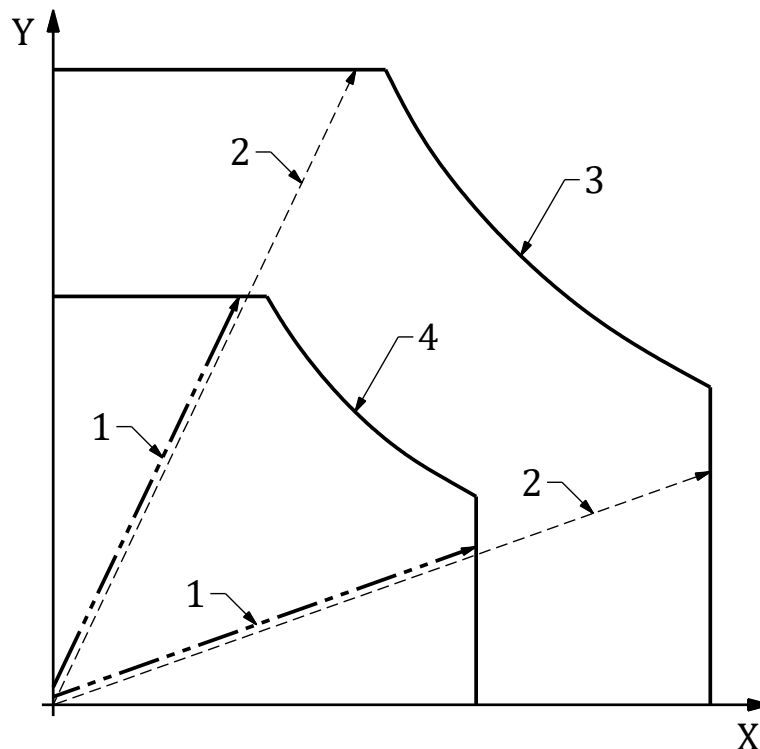
$ADRS_{\text{elastisch}}$ is het elastische ADRS-spectrum;

η_{ξ} is de spectrale reductiefactor;

ξ_{sys} is de systeem-equivalente viskeuze demping van het systeem.

OPMERKING 1 Figuur G.7 bevat de weergave van formule (G.10).

OPMERKING 2 Formule (G.11) is het resultaat van een kalibratiestudie voor ongewapend metselwerk voor aardbevingen in Noordoost-Nederland [G.35].



Legenda

X-as: spectrale verplaatsing, S_u

Y-as: spectrale versnelling, S_a

1 $\eta_\xi \times \text{ADRS}_{\text{elastisch}}$

2 $\text{ADRS}_{\text{elastisch}}$

3 $\text{ADRS}_{\text{elastisch}}$

4 $\text{ADRS}_{\text{niet-lineair}}$

waarin:

$\text{ADRS}_{\text{niet-lineair}}$ is het niet-lineaire ADRS-spectrum

$\text{ADRS}_{\text{elastisch}}$ is het elastische ADRS-spectrum

η_ξ is de spectrale reductiefactor

Figuur G.7 — Niet-lineaire belastingscurve

(3) De systeem-equivalente viskeuze damping, ξ_{sys} , kan worden verkregen op basis van de gerealiseerde constructieve ductiliteit μ en het inelastische draagmechanisme volgens G.7.4.

(4) Voor gemengde ductiliteit van een systeem, samengesteld uit inelastische draagmechanismen, kan voor de bepaling van de systeem-equivalente viskeuze damping ξ_{sys} een gewogen gemiddelde worden gehanteerd, gebaseerd op de bijdrage van elk subsysteem aan de afschuifweerstand ter plaatse van de fundering. De systeem-equivalente viskeuze damping, ξ_{sys} , voor gemengd-inelastische draagmechanismen volgt uit:

$$\xi_{\text{sys}} = \frac{\sum V_i \times \xi_i}{\sum V_i} \quad (\text{G.12})$$

waarin:

ξ_{sys} is de systeem-equivalente viskeuze damping;

V_i is de zijdelingse afschuifweerstand van elk subsysteem i ;

ξ_i is de equivalente viskeuze damping van elk subsysteem i .

G.7.4 Systeem-equivalente viskeuze damping

- (1) Een 5 %-gedempt ADRS moet worden gebruikt als belasting, met een spectrale reductie berekend op basis van de effectieve viskeuze damping van het systeem (ξ_{sys}).
- (2) Er kunnen verschillende methoden worden gebruikt voor het ramen van de ξ_{sys} -waarden op basis van gerealiseerde globale ductiliteit, μ_{sys} , en het inelastische draagmechanisme.
- (3) Generiek kan de effectieve viskeuze damping voor het systeem, ξ_{sys} , als volgt worden geformuleerd:

$$\xi_{\text{sys}} = \xi_0 + \xi_{\text{hys}} + \beta_0 \leq 0,4 \text{ (40 \%)} \quad (\text{G.13})$$

waarbij voor alle constructies, met uitzondering van ongewapend metselwerk, de hysteretische damping gelijk is aan:

$$\xi_{\text{hys}} = \frac{2}{\pi} \times \eta_{\text{eff}} \times \frac{(1-r) \times \left(1 - \frac{1}{\mu_{\text{sys}}}\right)}{(1-r + \mu_{\text{sys}} \times r)} \quad (\text{G.14})$$

waarin:

ξ_0 is de inherente damping (5 % voor ongewapend metselwerk);

ξ_{hys} is de hysteretische damping;

β_0 is het effect van stralingsdamping bij een fundering, zoals bepaald in G.8.2;

μ_{sys} is de globale constructieve ductiliteit, resulterend uit de push-over-berekening;

r is de verhouding tussen de stijfheid na het vloeien en de initiële stijfheid;

η_{eff} is de efficiëntiefactor, gedefinieerd als de verhouding tussen het werkelijke gebied dat wordt omsloten door de hysteresislus en dat van de aangenomen perfecte bilineaire hysteresis.

OPMERKING Voor een systeem met significante grond-constructie-interactie behoort μ_{sys} iteratief te worden bepaald om rekening te houden met de toename van de vloeiverplaatsing ($u_{y;\text{sys}}$) en de NC-verplaatsing ($u_{\text{cap};\text{sys}}$) door de flexibiliteit van de fundering [G.2].

- (4) Typische waarden voor ξ_{hys} (uitgedrukt als fractie van 1,0) zijn in tabel G.3 gegeven.

Tabel G.3 — Typische waarden van hysteretische demping ξ_{hys} voor verschillende typen constructies en materialen

Materiaal	Type constructie / inelastisch mechanisme	μ_{sys}^a	η_{eff}	Typische waarden van hysteretische demping ξ_{hys} als functie van de verhouding r tussen de toestand na het vloeien en de initiële stijfheid		
				$r = 0$	$r = 0,02$	$r = 0,05$
Gewapend beton	Taai	6	0,35	0,19	0,17	0,14
	Beperkt taai	3	0,3	0,13	0,12	0,11
	Beperkt taai	2	0,25	0,08	0,08	0,07
	Nominaal taai	1,25	0,2	0,03	0,02	0,02
Hout	Beperkt taai	3	0,15	0,06	0,06	0,05
Staal	Taai	6	0,65	0,34	0,31	0,26
	Beperkt taai	3	0,4	0,17	0,16	0,15
Ongewapend metselwerk (URM) – gemaakt van klei of kalkzandsteen	Ductiele faalmechanismen, zoals wankelen, glijdende afschuiving, diagonaal afschuifmechanisme	^b	^b	$0,42 \left(1 - \frac{0,9}{\sqrt{\mu_{sys}}} - 0,1\sqrt{\mu_{sys}} \right) \leq 0,15$ (G.15)^{a c}		
	Brosse faalmechanismen, zoals diagonale trekbreek			0		

- ^a De waarde van μ_{sys} in de tabel is gerelateerd aan de verplaatsingsductiliteit die wordt ervaren op het beschouwde niveau van de belasting. Zo behoort, ondanks dat een constructie zodanig gedetailleerd kan worden dat $\mu_{sys} = 6$ wordt bereikt, bij het kiezen van de waarde van ξ_{hys} te worden uitgegaan van $\mu_{sys} = 3$ indien de constructie tot de helft van haar draagvermogen wordt belast.
- ^b Voor ongewapende metselwerkwanden met een taaie respons (met $\mu_{sys} > 4$) kunnen de volgende standaarddempingswaarden als conservatieve aanname worden gebruikt: $\xi_{hys} = 0,15$ (15 %) voor in het vlak belaste wanden. $\xi_{hys} = 0,05$ (5 %) voor uit het vlak belaste wanden. Voor ongewapende metselwerkwanden met elastisch gedrag moet $\xi_{hys} = 0$ % worden aangenomen.
- ^c Voor ongewapende metselwerkwanden met een ductiele respons met $\mu_{sys} > 4$ kunnen de volgende standaarddempingswaarden als conservatieve aanname worden aangehouden: $\xi_{hys} = 0,15$ (15 %) voor wanden belast in het vlak. Voor ongewapende metselwerkwanden die elastisch reageren, behoort $\xi_{hys} = 0$ % te worden aangenomen.

G.8 Fundering en interactie tussen grond en constructie

G.8.1 Algemeen

(1) Potentiële geotechnische draagmechanismen en faalmechanismen die kunnen leiden tot het bezwijken van de bovenbouw, behoren te worden beoordeeld en berekend.

OPMERKING 1 Geotechnisch falen dat niet tot bezwijken van de bovenbouw leidt, zal geen potentiële constructieve zwakte voor het gebouw vormen en zal daarom niet van invloed zijn op het seismische gedrag van het gebouw wat betreft het veiligheidsrisico zoals beschreven in hoofdstuk 2. Geotechnisch falen kan echter tot overmatige scheurvorming van de constructie leiden zonder het draagvermogen van het gebouw negatief te beïnvloeden.

OPMERKING 2 Nauwe samenwerking tussen bouwkundige en geotechnische ingenieurs is nodig om de interactie tussen grond en constructie goed te modelleren.

(2) Hoe geavanceerd de berekening van de interactie tussen grond en constructie en de NLPO-modellering is, zal afhangen van de gevoeligheid van de bovenbouw en de fundering voor de interactie tussen grond en constructie. Indien er een aanwijzing is dat geotechnische kwesties van invloed zouden kunnen zijn op het gedrag van het gebouw of indien hierover twijfel bestaat, moet een geschikte gevoeligheidsanalyse uitgevoerd worden om het effect van het geotechnische gedrag te bepalen.

OPMERKING 3 Er zijn referenties beschikbaar om ingenieurs te helpen bij het beschouwen van de invloed van de interactie tussen grond en constructie (bijvoorbeeld [G.8]).

(3) In constructieve ontwerpen wordt vaak een ingeklemde fundering aangehouden voor de overgang tussen de constructie en de grond. Dit berust op de veronderstelling dat dit, wanneer het gedrag bepaald wordt door de eerste trillingsvorm, een conservatieve aanname is. De flexibiliteit van de fundering heeft echter vaak een significant effect op de vorming van krachtsoverdrachtmechanismen en ook op de vervormingscapaciteit van het gebouw, hetgeen van significante invloed kan zijn op de voor het gebouw vastgestelde beoordeling. Aannamen die uitgaan van een ingeklemde fundering, kunnen in het algemeen een conservatieve benadering vertegenwoordigen, maar dit behoort zorgvuldig te worden beoordeeld alvorens het toe te passen.

(4) Er zijn drie primaire categorieën ten aanzien van de interactie tussen grond en constructie. Deze zijn:

- a) De introductie van flexibiliteit in het grond-funderingssysteem (flexibele funderingseffecten). Dit effect kan direct worden gemodelleerd in het numerieke model door het gebruik van een geschikte niet-lineaire grond-veer of kan beschouwd worden door gebruik te maken van bepaling G.8.1(5) voor een analyse met ingeklemde fundering. Bij de alternatieve benadering moet voorzichtigheid worden betracht bij de bepaling van de verschuiving van de effectieve periode en de grondddamping.
- b) De dissipatie van energie uit het systeem van grond en constructie door grondddamping veroorzaakt door straling (funderingsddampingseffecten). Hiervoor wordt verwezen naar G.8.2. Hysteretische grondddamping is meestal verwaarloosbaar en wordt daarom niet in rekening gebracht. Voorzichtigheid is geboden met de definitie van een grond-hysteresismodel bij een volledig niet-lineair model voor grond-constructie-interactie.
- c) Het filteren van het karakter van het beven van de grond dat wordt overgedragen op de constructie (kinematische effecten). Kinematische effecten zijn in het algemeen alleen van toepassing op een grote constructie met een robuuste/diepe kelder.

OPMERKING 4 Flexibiliteit van de fundering heeft in het algemeen een gunstig effect op het verschuiven van de fundamentele trillingsperiode, het ontwikkelen van grondddamping en het reduceren van de seismische belasting. Dit geldt zowel voor niet-lineaire als voor lineaire methoden.

OPMERKING 5 Flexibiliteit van de fundering kan leiden tot een verhoging van de rotatiebelasting ter plaatse van de fundering als het funderingselement (grondbalk, muurfundering, poer, palen) onvoldoende stijf is om rotatie van de fundering te verhinderen. Dit effect behoort in rekening te worden gebracht voor de fundering van niet-ductiele betonnen kolomelementen voor gebouwen hoger dan 6 verdiepingen.

OPMERKING 6 Dit kinematische effect is in het algemeen niet van toepassing op de typische gebouwen in de provincie Groningen.

OPMERKING 7 De equivalente viskeuze demping voor grond-constructie-interactie geldt alleen voor de NLPO-methodologie zoals geschetst in deze bijlage. Het is niet bedoeld om te worden toegepast wanneer uitgegaan wordt van een modale-responsberekening of een ander type berekening.

(5) De constructie kan worden geschematiseerd als een equivalent model met één vrijheidsgraad, waarbij de grond-constructie-interactie in de analyse is meegenomen door een toename van de verplaatsingscapaciteit. Deze verplaatsing van de fundering wordt als een factor op het afschuifdraagvermogen van de fundering in beschouwing genomen.

$$S_{u,ssi} = S_u + \alpha_{ssi} \times S_a \quad (G.16)$$

waarin:

$S_{u,ssi}$ is de spectrale verplaatsing voor de grond-constructie-interactie, in mm;

S_u is de spectrale verplaatsing, in mm, volgens de formules (G.2) en (G.3);

α_{ssi} is de verplaatsingsvergrotingsfactor die de grond-constructie-interactie in rekening brengt voor een analyse met een ingeklemde fundering, in mm/g, volgens tabel G.4;

S_a is de spectrale versnelling, in g, volgens formule (G.1).

Tabel G.4 — Verplaatsingsvergrotingsfactor, α_{ssi} , die de grond-constructie-interactie in rekening brengt voor een analyse met een ingeklemde fundering

Grondtype	α_{ssi} mm/g	
	$T_{1,ges} = 0,15 \text{ s}$	$T_{1,ges} = 0,4 \text{ s}$
Zacht ($V_{s;30} < 185 \text{ m/s}$)	5	33
Middel ($V_{s;30}$ 185 – 245 m/s)	3	18
Stijf ($V_{s;30} > 245 \text{ m/s}$)	1	4

OPMERKING 8 Funderingsverplaatsingsfactoren in mm/g zijn een functie van $T_{1,ges}$, de fundamentele trillingsperiode van een gebouw, gebaseerd op een elastische stijfheid in gescheurde toestand. Waarden mogen worden geïnterpoleerd voor waarden kleiner dan $T_1 = 0,4 \text{ s}$. Voor trillingsperiodes groter dan $0,4 \text{ s}$ behoort de waarde behorende bij $T_{1,ges} = 0,4$ te worden gebruikt. De $V_{s;30}$ -waarden mogen worden ontleend aan de NPR 9998-webtool.

G.8.2 Effecten van stralingsdemping bij een fundering

(1) Het effect van stralingsdemping bij een fundering, β_0 , mag worden berekend gebruikmakend van de hieronder beschreven procedure [G.8].

(2) Het effect van stralingsdemping bij een fundering β_0 kan worden verkregen met behulp van:

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}\right)^3} - 0,05, \text{ maar } \beta_0 \leq 0,15 (= 15 \%) \quad (\text{G.17})$$

OPMERKING 1 De parameters in formule (G.17) worden in de onderstaande bepalingen beschreven.

OPMERKING 2 Voor woningen tot en met 2 bouwlagen mag het effect van stralingsdemping bij een fundering worden verwaarloosd ($\beta_0 = 0$).

(3) Bereken de fundamentele trillingsperiode voor het model dat uitgaat van een ingeklemde fundering (T_{fixed}) en het model dat uitgaat van een flexibele fundering (T_{flexibel}). De niet-lineaire respons van de grond kan worden gemodelleerd ofwel met behulp van veren met equivalente secansstijfheid of met behulp van niet-lineaire grondveren die aan de geotechnische parameters gekalibreerd zijn.

OPMERKING 3 Tabel 8-1 in [G.8] behoort met voorzichtigheid te worden gebruikt aangezien deze niet is gekalibreerd aan de grondomstandigheden die typisch zijn voor het Groninger gebied.

(4) Bereken K_θ (effectieve rotatiestijfheid van de fundering), en r_θ (equivalente funderingsradius voor rotatie) uitgaande van de eigenschappen van de grond (glijdingsmodulus, poissonverhouding):

$$K_\theta = \frac{K_{\text{fixed}}^* (h_{\text{eff}})^2}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K_{\text{fixed}}^*}{K_x}} \quad (\text{G.18})$$

waarbij:

$$K_{\text{fixed}}^* = m_{\text{eff}} \times \left(\frac{2\pi}{T_{\text{eff}}}\right)^2 \quad (\text{G.19})$$

$$K_x = \left(\frac{8}{2-\nu}\right) \times G \times r_x \quad (\text{G.20})$$

waarbij:

$$r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad (\text{G.21})$$

waarin:

K_{fixed}^* is de effectieve constructieve stijfheid van het equivalente SDOF-systeem (systeem met één vrijheidsgraad bij een model met ingeklemde fundering). Deze kan met formule (G.19) worden berekend;

h_{eff} is de effectieve hoogte van het equivalente SDOF-systeem;

$\frac{\tilde{T}}{T}$ is de verhouding tussen de fundamentele trillingsperiode van modellen met flexibele fundering en modellen met een ingeklemde fundering (de effectieve periodeverlengingsverhouding);

K_x is de translatiestijfheid van de fundering en kan met behulp van formule (G.20) worden ingeschat;

- ν is de poissonverhouding;
- G is de glijdingsmodulus van de grond;
- r_x is de equivalente funderingsradius;
- A_f is de oppervlakte van het ruimtebeslag van de fundering indien de componenten van de fundering zijdelings met elkaar zijn verbonden.

OPMERKING 4 De grootte K_x is vaak veel groter dan K_{fixed}^* . In dat geval is een nauwkeurige bepaling van K_x niet nodig en kan de verhouding bij benadering als nul worden aangenomen.

(5) De equivalente funderingsradius voor rotatie wordt berekend als:

$$r_\theta = \left(\frac{3 \times K_\theta \times (1 - \nu)}{8 \times G} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{G.22})$$

waarin:

- r_θ is de equivalente funderingsradius;
- K_θ is de effectieve rotatiestijfheid van de fundering (zie formule (G.18));
- G is de glijdingsmodulus van de grond;
- ν is de poissonverhouding.

De glijdingsmodulus van de grond, G , en de poissonverhouding voor de grond, ν , behoren overeen te komen met hun tegenhangers die gebruikt worden in de evaluatie van de veerstijfheid van de fundering.

(6) De effectieve periodeverlengingsverhouding wordt als volgt via een iteratieve methode berekend.

$$\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu_{\text{sys}}} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0,5} \quad (\text{G.23})$$

waarin:

- $\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}$ is de verhouding tussen de effectieve trillingsperiode van modellen met flexibele fundering en modellen met ingeklemde fundering (de effectieve trillingsperiodeverlengingsverhouding);
- μ_{sys} is de globale constructieve ductiliteit van het systeem (d.w.z. inclusief constructie- en grondeffecten); zo behoort de ductiliteit voorafgaand aan de daadwerkelijke oplossing te worden ingeschat en vervolgens te worden getoetst;
- $\frac{\tilde{T}}{T}$ is de verhouding tussen de fundamentele trillingsperiode van modellen met flexibele fundering en modellen met ingeklemde fundering.

OPMERKING 5 Aangezien formule (G.23) een functie is van de vereiste ductiliteit, behoort het in een iteratieve methode geïmplementeerd te worden.

(7) Bepaal de funderingsdemping op basis van het effect van stralingsdemping bij een fundering β_f , aan de hand van figuur G.8, gebaseerd op $\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}$, e/r_x en h/r_θ .

OPMERKING 6 Formule (G.24) geeft een benadering van de lijnen in figuur G.8. Voor de inbedding van de fundering e/r_x kan worden uitgegaan van de waarde 0 voor de typische gebouwen in Groningen.

$$\beta_f = 0,01 \times a_1 \left(\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} - 1 \right) + a_2 \left(\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} - 1 \right)^2 \quad (\text{G.24})$$

waarbij:

$$a_1 = c_e \times \exp \left(4,7 - \frac{1,6 \times h_{\text{eff}}}{r_\theta} \right) \quad (\text{G.25})$$

$$a_2 = c_e \left[25 \times \ln \left(\frac{h_{\text{eff}}}{r_\theta} \right) - 16 \right] \quad (\text{G.26})$$

$$c_e = 1,5 \times \left(\frac{e}{r_x} \right) + 1 \quad (\text{G.27})$$

waarin:

β_f is de funderingsdempingsmaat;

$\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}$ is de verhouding tussen de effectieve trillingsperiode van modellen met flexibele fundering en modellen met ingeklemde fundering;

$\frac{\tilde{T}}{T}$ is de verhouding tussen de fundamentele trillingsperiode van modellen met flexibele fundering en modellen met ingeklemde fundering;

h_{eff} is de effectieve hoogte van het equivalente SDOF-systeem, in m;

e is de inbeddingsdiepte van de fundering, in m;

r_θ is de equivalente funderingsradius voor rotatie, in m;

r_x is de equivalente funderingsradius, in m;

a_1 is stralingsdempingscoëfficiënt 1;

a_2 is stralingsdempingscoëfficiënt 2;

c_e is stralingsdempingscoëfficiënt 3.

OPMERKING 7 De bovenstaande formules zijn van toepassing voor $\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} < 1,5$, en bieden in het algemeen conservatieve (lage) dempingsramingen voor hogere waarden van $\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}$.

(8) Beoordeel het effect van stralingsdamping bij een fundering voor een flexibele fundering (β_0) uit β_f en $\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}$ als volgt:

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}\right)^3} - 0,05 \leq 0,15 \quad (\text{G.28})$$

waarin:

β_0 is het effect van stralingsdamping bij een fundering;

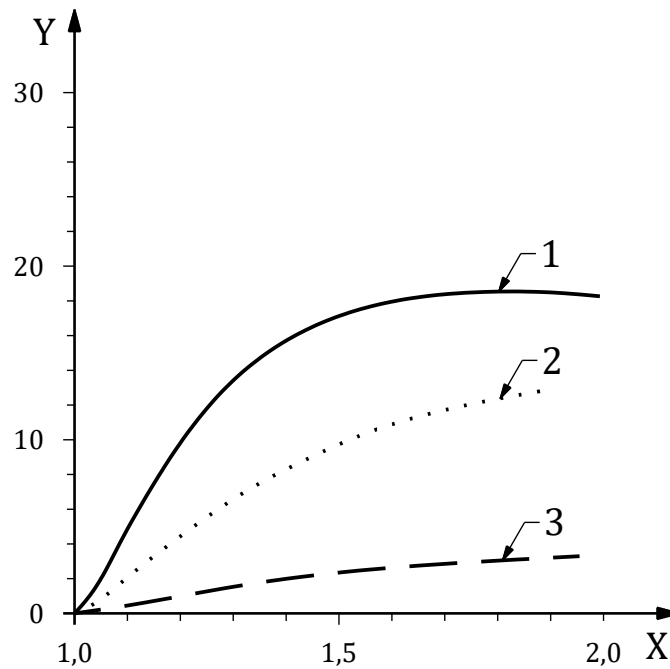
β_f is de funderingsdempingsmaat;

β_i is de inherente dempingsverhouding bij modellering op basis van een ingeklemde fundering, waarvoor meestal 0,05 wordt aangenomen;

T_{eff} is de effectieve periode van het equivalente SDOF-systeem met modellering op basis van een ingeklemde fundering;

$\tilde{T}_{\text{eff}}$ is de verschoven effectieve periode van het equivalente SDOF-systeem met modellering op basis van een flexibele fundering.

OPMERKING 8 Een conservatieve grens van 0,15 is opgelegd aan formule (G.28) op grond van de beperkte kalibratie van de beschreven procedure voor de grondomstandigheden in Groningen. Formule (G.28) is identiek aan formule (G.17).



Legenda

$$\frac{\tilde{T}_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}}$$

X-as: verlenging trillingsperiode
Y-as: funderingsdempingsmaat, β_f (%)

1 $\frac{h_{\text{eff}}}{r_{\theta}} = 0,5$

2 $\frac{h_{\text{eff}}}{r_{\theta}} = 1,0$

3 $\frac{h_{\text{eff}}}{r_{\theta}} = 2,0$

h_{eff} effectieve hoogte van het equivalente SDOF-systeem

r_{θ} equivalente funderingsradius voor rotatie, in m

e inbeddingsdiepte van de fundering, in m

r_x equivalente funderingsradius, in m

Figuur G.8 — Funderingsdamping als functie van effectieve periodeverlengingsverhouding, voor constante inbeddingsverhouding $e/r_x = 0$, en diverse waarden van de verhouding van de rotatiestijfheid van de fundering [G.8]

G.9 Elementweerstand- en -verplaatsingsvermogen

G.9.1 Algemeen

(1) Elementweerstand- en -verplaatsingsvermogen voor de grenstoestand NC voor constructies van ongewapend metselwerk, met name wat betreft het vervormingsvermogen, zijn vereist.

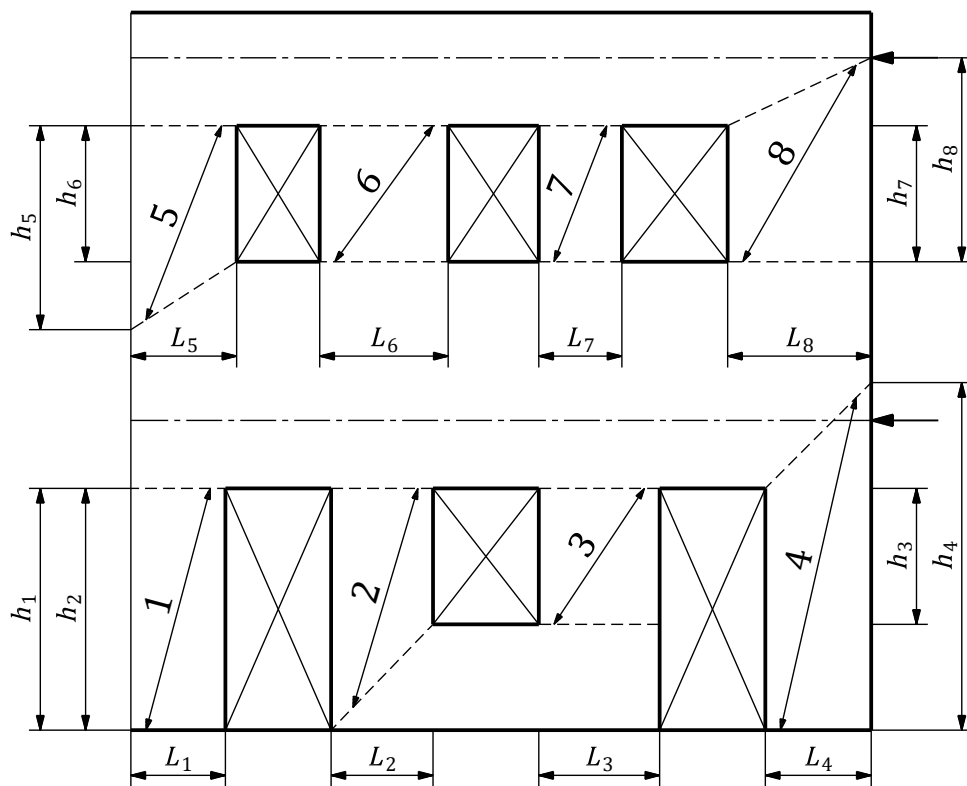
(2) De vermelde eisen voor lokale elementvervorming zijn van toepassing voor het uitvoeren van NLPO-berekeningen met constructies van ongewapend metselwerk.

OPMERKING De sterkte van constructieve elementen en hun verplaatsingsvermogen zijn overgenomen van internationale best practices [G.9] en [G.6], aangevuld met fysische beproevings specifiek voor de gebouwen van ongewapend metselwerk in de regio Groningen [G.29].

G.9.2 Penantenmechanismen

G.9.2.1 Algemeen

Voor ongewapende metselwerkwanden met openingen van verschillende afmetingen en relatief zwakke penanten in vergelijking met sterkere borstweringen mag voor kantelende penanten de effectieve hoogte worden gerepresenteerd als de hoogte waarover het meest waarschijnlijk is dat een schuine drukdiagonaal zich ontwikkelt onder de meest steile hoek in het penant dat de minste zijdelingse steun zal bieden, zie figuur G.9. Het resultaat daarvan is dat de effectieve hoogte voor bepaalde kantelende penanten grenzend aan niet-identieke openingen zal variëren afhankelijk van de richting van de belasting.



Legenda

- h_1 t/m h_8 hoogte van het betreffende penant
- L_1 t/m L_8 lengte van het betreffende penant
- 1 t/m 8 drukdiagonaal in het betreffende penant

Figuur G.9 — Effectieve hoogte van kantelende penanten gebaseerd op de ontwikkeling van een drukdiagonaal, welke hoogte varieert met de richting van de aardbevingsbelasting ([G.9] en [G.15])

G.9.2.2 Afschuifweerstand

(1) Afschuiven van een glijvlak treedt op wanneer de schuifspanning de afschuifglijweerstand in de lintvoegen bereikt.

OPMERKING 1 Afschuifbreuk in de lintvoeg als gevolg van glijden is een van de stabiele faalmechanismen. Onderzoeken uitgevoerd door verschillende onderzoekers onderschrijven dat ongewapend metselwerk bij afschuifglijgedrag in de lintvoeg nog een substantiële vervormingscapaciteit heeft nadat de eerste scheuren optreden.

OPMERKING 2 Bij afschuiven van een glijvlak kan een trapvormige diagonale scheur door de voegen optreden, wat het dominante faalmechanisme voor moderne metselwerkgebouwen is volgens 3.1.1 van NEN-EN 1996-1-1.

(2) De afschuifweerstand van een ongewapend(e) metselwerkpenant of -wand op basis van afschuiven van een glijvlak is de minimumwaarde tussen de schuifweerstand, geëvalueerd bij uiteinden, elk bij een axiale belasting F . De afschuifweerstand is:

$$V_R = l_c \times t_{\text{penant}} \times (f_{\text{ma};v;0;m} + m_{\text{ma};m} \times s_y) \quad (\text{G.29a})$$

en

$$V_R \leq 0,1 \times f_b \times l_c \times t_{\text{penant}} \quad (\text{G.29b})$$

waarbij:

$$l_c = 3 \times [e - M / F] \quad (\text{G.29c})$$

waarin:

V_R	is de weerstand van een ongewapend(e) penant of wand, gebaseerd op een afschuifmechanisme;
l_c	is de lengte van de drukzone aan de randzone van het penant of de wand;
t_{penant}	is de dikte van het penant of de wand;
$f_{\text{ma};v;0;m}$	is de initiële gemiddelde schuifsterkte van het metselwerk, zoals gespecificeerd in tabel F.2;
$\mu_{\text{ma};m}$	is de gemiddelde wrijvingscoëfficiënt van metselwerk volgens tabel F.2;
σ_y	is de gemiddelde drukspanning in de drukzone van de doorsnede $(= F / (l_c \times t_{\text{penant}}))$;
f_b	is de genormaliseerde gemiddelde druksterkte van metselstenen in de richting van optredende belasting;
e	is de afstand tussen de systeemlijn en het verst gelegen punt dat onder druk staat;
M	is het moment in de doorsnede;
F	is de axiale belasting.

OPMERKING 3 De bovengrens $V_R \leq 0,1 f_b \times l_c \times t_{\text{penant}}$ houdt rekening met de mogelijkheid van bezwijken als gevolg van schuifspanning die optreedt in de drukzone die wordt blootgesteld aan een combinatie van normaalrukspanning en schuifspanning. Wanneer bezwijken ten gevolge van de schuifspanning optreedt, zullen er scheuren door de stenen lopen.

OPMERKING 4 Een controle van diagonale trekbreuk van het penant of de wand is niet nodig bij toepassing van metselstenen van het type als gespecificeerd in 3.1.1 van NEN EN 1996-1-1.

OPMERKING 5 Voor massieve bakstenen is de waarde van f_b over het algemeen ten minste 20 MPa. Voor kalkzandstenen en blokken is de waarde van f_b ten minste 12 MPa, terwijl voor kalkzandsteenpanelen f_b ten minste gelijk zal zijn aan 15 MPa.

OPMERKING 6 Voor rechthoekige doorsneden wordt formule (G.29c) geschreven als:

$$l_c = 3 \left[\frac{l_{\text{penant}}}{2} \frac{M}{F} \right] \quad (\text{G.29d})$$

waarin:

l_c , M en F zijn als voorgaand beschreven, en

l_{penant} is de lengte van de doorsnede van het penant of de wand.

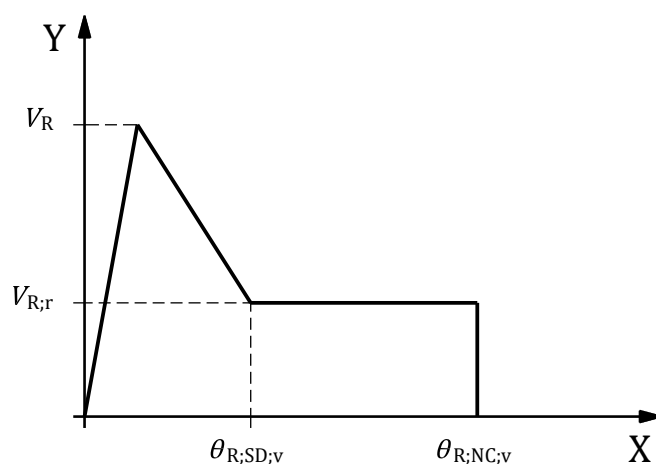
(3) In geval van afschuiven in de lintvoegen tijdens de aardbeving neemt de term $f_{m,v0}$ af tot 0 MPa, zodat alleen de wrijvingscomponent overblijft. De resterende afschuifglijweerstand van het penant of de wand $V_{R,r}$ kan dan worden gevonden met formule (G.29a) door $f_{m,v0}$ gelijk te stellen aan 0 MPa.

(4) Een dampremmende laag (DPCM) vormt, indien aanwezig, een potentieel glijvlak, die de glijweerstand van een penant of wand kan beperken. In zo'n geval kan de glijcapaciteit worden verkregen door $f_{m,v0} = 0$ aan te nemen en μ_{ma} te vervangen door μ_{dpc} .

(5) Voor de grenstoestand SD moet de vervormingscapaciteit van een penant of wand worden beperkt tot een zijdelingse verplaatsing voor afschuiven van ongewapend metselwerk van penanten en wanden, $\theta_{R,SD,v}$ gelijk aan 0,003 in het geval dat formule (G.29a) bepalend is. De zijdelingse prestatie van een penant of wand is geacht niet-realistisch te zijn en behoort niet geacht te worden een geschikt weerstandvermogen te hebben als de vervormingen deze waarde overschrijden.

(6) Voor de grenstoestand NC moet een verplaatsingsgrens voor afschuiven van ongewapend metselwerk van penanten en wanden, $\theta_{R,NC,v}$ van 0,0075 worden toegepast als formule (G.29a) maatgevend is.

(7) In het geval dat formule (G.29b) maatgevend is, behoort de zijdelingse verplaatsing te zijn gebaseerd op formule (G.31), zie G.9.2.2(3).



Legenda

X-as: rotatie

Y-as: draagvermogen voor afschuiven

V_R weerstand van een ongewapend(e) penant of wand, gebaseerd op een kantelmechanisme

$V_{R,r}$ resterende weerstand van een ongewapend(e) penant of wand, gebaseerd op een kantelmechanisme

- $\theta_{R;SD;v}$ verplaatsingsgrens voor afschuiven van ongewapend metselwerk van penanten en wanden bij het bereiken van de grenstoestand SD
- $\theta_{R;NC;v}$ verplaatsingsgrens voor afschuiven van ongewapend metselwerk van penanten en wanden bij het bereiken van de grenstoestand NC

Figuur G.10 — Gegeneraliseerde kracht-vervormingsrelatie voor penanten en wanden van ongewapend metselwerk waarbij afschuiving als gevolg van het glijmechanisme via lintvoegen of trapvormige afschuiving via de voegen maatgevend is

G.9.2.3 Buigtreksterkte

(1) De weerstand van een penant of wand wordt beperkt door het afschuifdraagvermogen bij het bereiken van de buigtreksterkte. Na scheurvorming op grond van overschrijden van de buigtreksterkte in de doorsnede in de top en de voet van het penant of de wand zullen de scheuren open gaan staan, wat leidt tot rotatie van het deel van het penant of de wand tussen de hoogste en laagste doorsnede (kantelen), zie figuur G.11.

(2) De bijbehorende weerstand van het penant zonder flenzen tijdens kantelen kan worden bepaald uit figuur G.11 als volgt:

$$V_{R,f} = F \times \left(\frac{l_{\text{penant}}}{2h_0} \right) \times \left(1 - 1,15 \frac{\sigma_y}{f_{\text{ma;m}}} \right) \quad (\text{G.30})$$

waarin:

$V_{R,f}$ is de zijdelingse weerstand van het penant of de wand, gebaseerd op de buigtreksterkte;

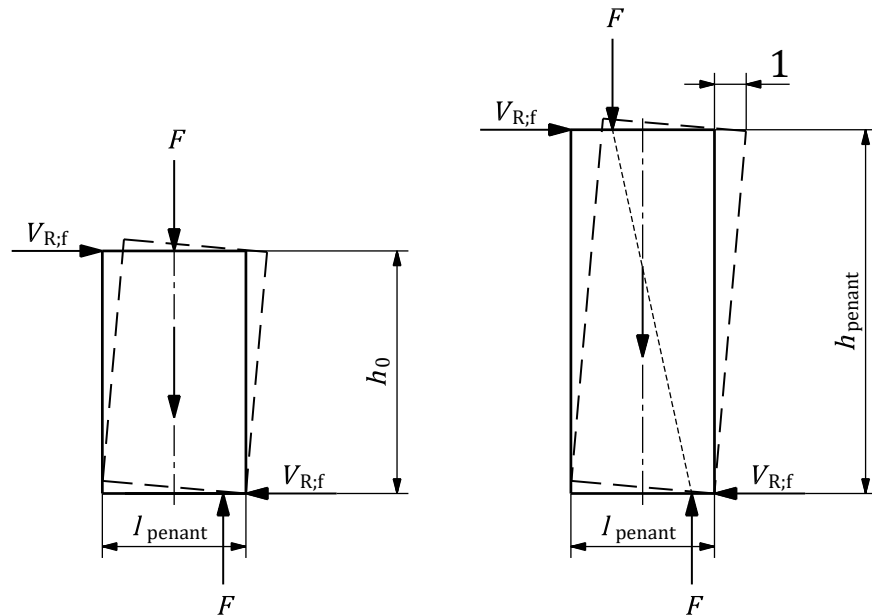
F is de axiale opgelegde belasting gecombineerd met de rustende belasting in de kritische doorsnede van het penant of de wand;

l_{penant} is de horizontale in het vlak gemeten afmeting van de wand, wat voor een penant de lengte van de doorsnede daarvan is;

h_0 is de afstand tussen de doorsnede waar het afschuifdraagvermogen bij het bereiken van de buigtreksterkte is bereikt, en het buigpunt;

σ_y is de gemiddelde drukspanning over de volle doorsnede van het penant of de wand;

$f_{\text{ma;m}}$ is de gemiddelde druksterkte van metselwerk in de verticale richting.



Legenda

- $V_{R,f}$ zijdelingse weerstand van het penant of de wand, gebaseerd op de buigtreksterkte
- F axiale opgelegde belasting gecombineerd met de rustende belasting in de kritische doorsnede van het penant of de wand
- l_{penant} horizontale in het vlak gemeten afmeting van de wand, wat voor een penant de lengte van de doorsnede daarvan is
- h_0 afstand tussen de doorsnede waar het afschuifdraagvermogen bij het bereiken van de buigtreksterkte is bereikt, en het buigpunt
- h_{penant} hoogte van het penant of de wand
- $\theta_{R;NC,f}$ verplaatsingsgrens voor kantelen van ongewapend metselwerk van penanten en wanden bij het bereiken van de grenstoestand NC
- 1 $\theta_{R;NC,f} \times h_{\text{penant}}$

Figuur G.11 — Schuifweerstand tijdens kantelen van een penant

OPMERKING 1 Bezwijken op grond van het bereiken van de buigtreksterkte is een stabiel bezwijkmechanisme. Experimentele onderzoeken beschreven in [G.10] – [G.19] hebben bevestigd dat ongewapend metselwerk onder kantelgedrag nog een substantiële vervormingscapaciteit heeft na scheurvorming en lage niveaus van hysteretische demping kan vertonen. Dit gedrag is normaal als de axiale spanningen laag zijn en penanten en wanden slank zijn (hoogte-lengteverhouding > 2).

(3) De rotatie van een penant dat bezwijkt door het bereiken van de momentweerstand is begrensd door het stuiken van het metselwerk in de meest gedrukte zone (veroorzaakt door verbrijzeling van de teen of een combinatie van hoge drukspanningen en afschuifspanningen). De verplaatsingsgrens wordt uitgedrukt door:

$$\theta_{R;NC,f} = 0,0135 \left(1 - 2,6 \times \frac{s_y}{f_{ma,m}} \right) \times \left(\frac{h_{\text{ref}}}{h_{\text{penant}}} \right) \times \sqrt{\frac{h_{\text{penant}}}{l_{\text{penant}}}} \quad (\text{G.31})$$

waarin:

- $\theta_{R;NC,f}$ is de verplaatsingsgrens voor de buigtreksterkte tijdens kantelen van ongewapend metselwerk van penanten en wanden bij het bereiken van de grenstoestand NC;
- σ_y is de gemiddelde axiale drukspanning als gevolg van verticale belastingen aan de voet van het penant of de wand over de volle doorsnede ($= F / (t_{\text{penant}} \times l_{\text{penant}})$);

- $f_{ma;m}$ is de gemiddelde druksterkte van metselwerk;
- h_{penant} is de hoogte van het penant of de wand, in m;
- h_{ref} is de referentiehoogte van het penant of de wand (= 2,4 m);
- l_{penant} is de lengte van de doorsnede van het penant of de lengte van de wand;
- t_{penant} is de dikte van het penant of de wand.

OPMERKING 2 De verplaatsingsgrens voor de grenstoestand NC $u_{NC;flexure}$ is het resultaat van kalibratie van beschikbare, relevante proefresultaten van in Groningen toegepaste metselwerkpenanten [G.19] en [G.30] en [G.34]. Daarbij is rekening gehouden met het verschil in statisch en dynamisch gedrag. Kalibratie tegen schudtafelresultaten is uitgevoerd. Volledige eindige-elementenberekeningen zijn gemaakt om inzicht te krijgen in het gedrag. Bovendien zijn korteduureffecten in beschouwing genomen [G.31].

OPMERKING 3 Bij bijzondere situaties kan de geometrische stabiliteit van het kantelende penant gedurende de verplaatsing van de belasting de uiterste waarde van de vervormingscapaciteit overschrijden.

OPMERKING 4 Als gevolg van het ontbreken van substantiële beproevingsresultaten mogen elastische hysteretische eigenschappen voor het kantelen van ongewapend metselwerk worden aangenomen.

G.9.2.4 Effecten van flenzen gekoppeld aan penanten of wanden voor de respons in het vlak

(1) Het effect van flenzen op de wanden of penanten bij het beoordelen van de in-het-vlak-weerstand van wanden en penanten moet worden meegenomen.

(2) De effecten van flenzen die moeten worden beschouwd zijn:

- a) belastingsoverdracht van de orthogonale wand naar het penant of de wand;
- b) de toename van de effectieve breedte van de flens aan de drukzijde.

OPMERKING De belastingsoverdracht van de aangrenzende flens kan worden berekend op basis van of 5.5.3 van NPR 9096-1-1 of andere rationele methoden, zoals rekenen met de equivalente lengte van flenzen onder spanning (om weerstand te bieden aan kantelen van de gehele constructie of kantelen van componenten) gebaseerd op waarschijnlijke scheurpatronen bij het optillen van flenzen [G.20]. De relatie tussen de schuifkracht tussen de orthogonale wand en het draagvermogen in het vlak van de wand behoort te worden beschouwd.

G.9.3 Borstweringsmechanismen

G.9.3.1 Algemeen

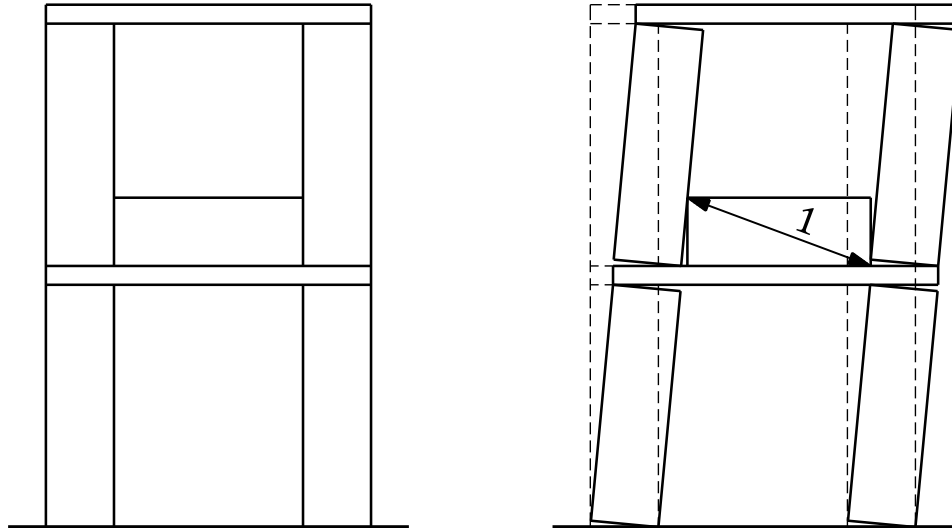
(1) De buigtrek- en afschuivingsmechanismen voor borstweringselementen moeten in de berekening worden meegenomen.

(2) De gegeneraliseerde relatie tussen kracht en vervorming voor borstweringen van ongewapend metselwerk behoort te worden gebruikt zoals geïllustreerd in figuren G.12 en G.14.

OPMERKING 1 De aanbevolen gegeneraliseerde verhouding tussen kracht en vervorming is gebaseerd op in [G.22], [G.23], [G.10], [G.24] en [G.25] beschreven resultaten van experimenteel onderzoek en is als aanbevolen in [G.26].

OPMERKING 2 De in een borstwering mogelijk optredende bezwijkmechanismen bepalen in het algemeen niet de verplaatsingscapaciteit in de grenstoestand NC, omdat het bereiken van het afschuifdraagvermogen in de borstwering niet noodzakelijkerwijs de afdracht van de verticale belastingen naar de fundering verstoort.

OPMERKING 3 Moderne borstweringen zijn meestal uitgevoerd met expansievoegen tussen borstwering en penant. Als de breedte van de expansievoeg kleiner is dan of gelijk is aan 5 mm, mag ervan worden uitgegaan dat de borstwering in staat is schuif- en axiale krachten over het contactvlak over te dragen, waarmee het functioneren als raamwerk mogelijk wordt gemaakt. De treksterkte loodrecht op het vlak van de dilatatievoeg behoort te worden verwaarloosd en het afschuifdraagvermogen is beperkt tot die van droge wrijving, zie figuur G.12. Als de breedte van de voeg groter is dan 5 mm, behoort ervan te worden uitgegaan dat de borstwering niet effectief is om als onderdeel van een raamwerk te functioneren.



Legenda

1 drukdiagonaal in de borstwering

Figuur G.12 — Schuine drukdiagonaal door de borstwering

(3) De schuifweerstand van een rechthoekige ongewapende metselwerkborstwering, V_{borstw} , kan worden geschat door een van de volgende formules te gebruiken. Houten lateien worden geacht niet bij te dragen in de piekschuifweerstand van ongewapende metselwerkborstweringen.

$$V_{\text{borstw}} = \frac{2}{3} \left(f_{\text{ma;b;per}} + \mu_{\text{ma;m}} \times \sigma_{\text{borstw}} \right) \times h_{\text{borstw}} \times b_{\text{borstw}} \quad (\text{bij zwakke mortel en sterke stenen}) \quad (\text{G.32})$$

$$V_{\text{borstw}} = f_{\text{ma;dt;m}} \times \beta_{\text{borstw}} \left(\sqrt{1 + \frac{\sigma_{\text{borstw}}}{f_{\text{ma;dt;m}}}} \right) \times h_{\text{borstw}} \times b_{\text{borstw}} \quad (\text{bij sterke mortel en zwakke stenen}) \quad (\text{G.33})$$

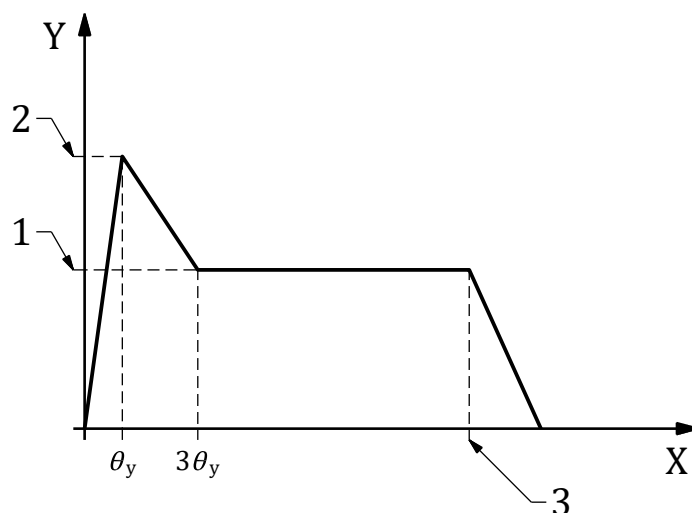
waarin:

V_{borstw}	is het afschuifdraagvermogen van een rechthoekige, ongewapende, gemetselde borstwering;
$f_{\text{ma;b;per}}$	is de cohesie van de lintvoeg van metselwerk;
$\mu_{\text{ma;m}}$	is de wrijvingscoëfficiënt van het metselwerk;
σ_{borstw}	is de axiale spanning in de borstwering;
h_{borstw}	is de hoogte van de borstwering, waarbij de diepte van de houten latei als die aanwezig is, niet meetelt;
b_{borstw}	is de breedte van de borstwering;

$f_{ma;dt;m}$ is de gemiddelde diagonale treksterkte van metselwerk;

β_{borstw} is de factor om de niet-lineaire spanningsverdeling in de borstwering te corrigeren als gegeven in tabel G.5. Gebruik daarbij lineaire interpolatie voor tussenliggende waarden van de lengte-hoogteverhouding (zie tabel G.5).

OPMERKING 4 Voor borstweringen met een ondiepe boog kan figuur G.13 geraadpleegd worden.



Legenda

X-as vervorming

Y-as weerstand

1 $V_{borstw;fl;r}$ indien $V_{borstw;fl} \leq V_{borstw}$

$V_{borstw;r}$ indien $V_{borstw;fl} > V_{borstw}$

2 $\min \{V_{borstw;fl}; V_{borstw}\}$

3 0,03 bij rechthoekige borstwering

0,015 bij gebogen borstwering

$V_{borstw;fl}$ afschuifdraagvermogen bij het bereiken van de buigtreksterkte van de borstwering

V_{borstw} afschuifdraagvermogen van de lintvoeg in het vlak van het penant of de wand

$V_{borstw;fl;r}$ resterend afschuifdraagvermogen van de borstwering bij het bereiken van de buigtreksterkte

$V_{borstw;r}$ resterend afschuifdraagvermogen van de borstwering of het resterend afschuifdraagvermogen tegen glijden van het penant of de wand

θ_y vloeirotaatie van de borstwering

Figuur G.13 — Gegeneraliseerde relatie tussen kracht en vervorming voor borstweringen van ongewapend metselwerk, waarvan het gedrag bepaald wordt door het schuiven of getrapt schuiven van lintvoegen [G.6]

Tabel G.5 — Schuifspanningsfactor, β_{borstw} , voor diagonale trekcapaciteit

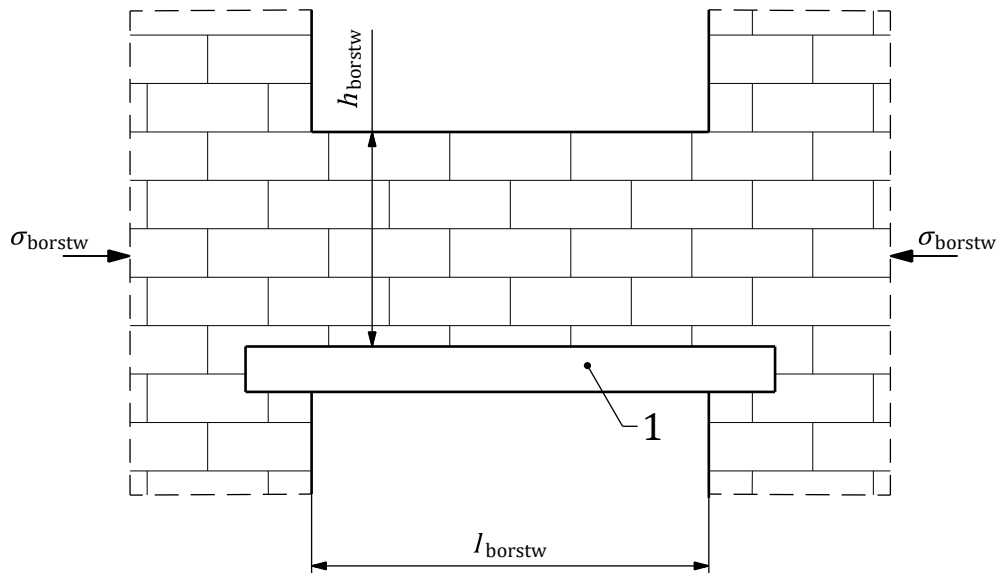
Criterium	β_{borstw}
Slanke borstwering waarbij $l_{borstw} / h_{borstw} > 1,5$	0,67
Gedrongen borstwering, waarbij $l_{borstw} / h_{borstw} < 1,0$	1,00
Lineaire interpolatie is toegestaan voor tussenliggende waarden van l_{borstw} / h_{borstw} .	

(6) De in-het-vlak-weerstand van ongewapende metselwerkborstweringen behoort de laagste waarde te zijn van het draagvermogen op buiging en dat op afschuiving. θ is de rotatie van de borstwering, ten opzichte van de penanten.

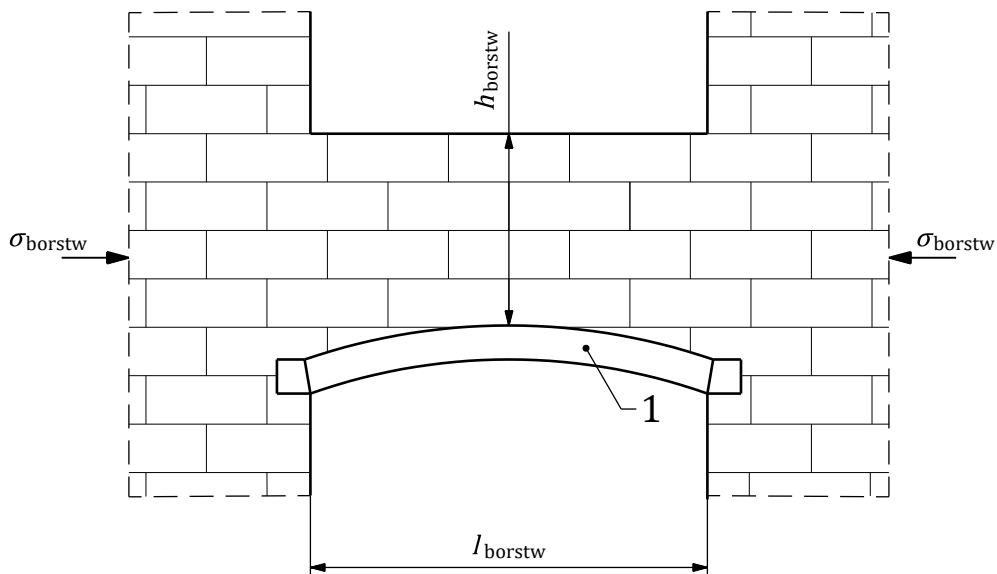
(7) Het vervormingsvermogen van een borstweringspaneel in de grenstoestand SD moet beperkt worden tot $3\theta_y$ indien de borstwering deel uitmaakt van het systeem dat weerstand moet bieden tegen een aardbeving. Voor het vervormingsvermogen in de grenstoestand NC kan worden uitgegaan van $4/3 \times$ het vervormingsvermogen in de grenstoestand SD.

(8) Voor de borstweringsrotatie in de grenstoestand NC kan worden uitgegaan van een grenswaarde van 0,02 voor rechthoekige en boogvormige borstweringen, ofwel van een grenswaarde van 0,01 radialen voor borstweringen waarbij ervan wordt uitgegaan dat zij geen deel uitmaken van het systeem dat weerstand biedt tegen de zijdelingse seismische belasting.

OPMERKING 5 Deze grenswaarden zijn gegeven omdat de voorspelbaarheid van het gedrag van de borstwering (d.w.z. het vermogen om op zijn plaats te blijven) te onbetrouwbaar wordt bij rotaties buiten deze grenswaarden.



a) Met een houten latei



b) Met een ondiepe metselwerkboog

Legenda

1 latei

 σ_{borstw} axiale spanning in de borstwering h_{borstw} borstweringshoogte exclusief de diepte van een eventueel aanwezige houten latei l_{borstw} vrije lengte van de borstwering tussen aangrenzende penanten (= lengte van de borstweringsligger)**Figuur G.14 — Geometrie van borstweringen [G.22]****G.9.3.2 Grenswaarde buigtreksterkte voor rechthoekige borstweringselementen**

(1) De invloed van de buigtreksterkte van rechthoekige borstweringen behoort te worden meegenomen in het constructieve model.

(2) Het afschuifdraagvermogen van rechthoekige borstweringen bij het bereiken van de buigtreksterkte kan benaderend worden bepaald met formule (G.34) [G.22]. Omdat ervan wordt uitgegaan dat lateien geen significante bijdrage leveren aan het afschuifdraagvermogen van borstweringen van ongewapend metselwerk, kunnen ze bij de bepaling daarvan verwaarloosd worden.

$$V_{\text{borstw}} = (f_t + \sigma_{\text{borstw}}) \frac{h_{\text{borstw}}^2 \times b_{\text{borstw}}}{3 \times l_{\text{borstw}}} \quad (\text{G.34})$$

waarin:

V_{borstw}	is het afschuifdraagvermogen van rechthoekige borstweringen bij het bereiken van de buigtreksterkte;
f_t	is de equivalente treksterkte van het metselwerk in de borstwering, die met de penanten een raamwerksysteem vormt;
σ_{borstw}	is de axiale spanning in de borstwering, uitgaande van een gelijkmatige spanningsverdeling over de hoogte van de doorsnede;
h_{borstw}	is de hoogte van de borstwering(sligger);
b_{borstw}	is de breedte van de borstwering(sligger);
l_{borstw}	is de lengte van de borstwering(sligger).

Tenzij de borstwering wordt voorgespannen, kan ervan worden uitgegaan dat de axiale spanning, σ_{borstw} in de borstwering verwaarloosbaar is bij het bepalen van het afschuifdraagvermogen V_{borstw} .

(3) De equivalente treksterkte van een metselwerkborstwering, f_t , kan benaderend worden bepaald met behulp van de uitdrukking:

$$f_t = 1,3(f_{\text{ma;b;per}} + 0,5 \times m_{\text{ma;m}} \times s_{\text{v;m}}) + \frac{f_{\text{ma;b;per}}}{2m_{\text{ma;m}}} \quad (\text{G.35})$$

waarin:

f_t	is de equivalente treksterkte van het metselwerk in de borstwering;
$f_{\text{ma;b;per}}$	is de hechtsterkte van de lintvoeg van het metselwerk;
$\mu_{\text{ma;m}}$	is de wrijvingscoëfficiënt in de lintvoeg van het metselwerk;

$\sigma_{v;m}$ is de gemiddelde axiale verticale drukspanning door opgelegde en rustende belasting in de aangrenzende penanten.

G.9.3.3 Afschuifdraagvermogen bij residuele buigtreksterkte

(1) Als lateien voldoende in de penanten verankerd zijn, behoort de bijdrage van de latei aan het afschuifdraagvermogen bij de residuele buigtreksterkte, $V_{\text{borstw};r}$, van borstweringen van ongewapend metselwerk te worden meegenomen. Het afschuifdraagvermogen bij de residuele buigtreksterkte van rechthoekige borstweringen van ongewapend metselwerk kan met formule (G.36) [G.22] worden bepaald:

$$V_{\text{borstw};r} = \frac{\sigma_{\text{borstw}} \times h_{\text{borstw}}^2 \times b_{\text{borstw}}}{l_{\text{borstw}}} \left(1 - \frac{\sigma_{\text{borstw}}}{0,85 \times f_{h;m}} \right) \leq V_{\text{borstw}} \quad (\text{G.36})$$

waarbij:

$$f_{h;m} = 0,5 f_{\text{ma};m} \quad (\text{G.36a})$$

waarin:

$V_{\text{borstw};r}$	is het afschuifdraagvermogen bij de residuele buigtreksterkte van een rechthoekige ongewapende metselwerkborstwering;
σ_{borstw}	is de axiale spanning in de borstwering(sligger);
h_{borstw}	is de hoogte van de borstwering(sligger);
b_{borstw}	is de breedte van de borstwering(sligger);
l_{borstw}	is de lengte van de borstwering(sligger);
$f_{h;m}$	is de gemiddelde druksterkte van het metselwerk in horizontale richting;
$f_{\text{ma};m}$	is de gemiddelde druksterkte van het metselwerk;
V_{borstw}	is het afschuifdraagvermogen van een rechthoekige, ongewapende, gemetselde borstwering volgens de formules (G.32) en (G.33).

(2) Met axiale spanningen in borstweringselementen behoort rekening te worden gehouden vanwege de verandering van geometrische verlenging.

OPMERKING 1 Resultaten uit experimenteel onderzoek duiden erop dat de geometrische verlenging verwaarloosbaar is als pieksterkten van borstweringen worden ontwikkeld [G.22], [G.23], [G.24], aangezien dit bij relatief geringe borstweringssrotaties gebeurt. Als gevolg daarvan is er weinig geometrische verlenging. Een significante geometrische verlenging kan optreden als de piek-borstweringsssterkten zijn overschreden en zich significante scheurvorming in de borstwering voordoet, omdat er grotere rotaties in het element moeten worden weerstaan.

Een bovengrens van de axiale spanning in de borstwering, σ_{borstw} , kan worden bepaald met gebruikmaking van:

$$\sigma_{\text{borstw}} = (1 + \beta_{\text{borstw}}) \times f_{\text{ma};dt;m} \times \frac{l_{\text{borstw}}}{\sqrt{l_{\text{borstw}}^2 + h_{\text{borstw}}^2}} \quad (\text{G.37})$$

waarin:

σ_{borstw}	is de axiale spanning in de borstwering;
β_{borstw}	is de schuifspanningsfactor afhankelijk van de lengte-hoogteverhouding van de borstwering ($l_{\text{borstw}} / h_{\text{borstw}}$); zie tabel G.5;
$f_{\text{ma;dt;m}}$	is de gemiddelde diagonale treksterkte van het metselwerk;
l_{borstw}	is de lengte van de borstwering(sligger);
h_{borstw}	is de hoogte van de borstwering(sligger).

OPMERKING 2 Formule (G.37) is ontleend aan [G.22] en berekent de in een borstwering gegenereerde axiale spanning gerelateerd aan het bezwijken van de borstwering door afschuiftrekbreuk. Hierbij is aangenomen dat de borstwering in voldoende mate axiaal is opgesloten om de door geometrische verlenging gegenereerde axiale krachten af te dragen.

OPMERKING 3 In de meest voorkomende situaties kan worden aangenomen dat borstweringen die de binnenvlakken van meervlakswanden van ongewapend metselwerk met openingen erin vormen, voldoende axiaal zullen zijn opgesloten, zodat bezwijken van de borstweringen door afschuiftrekbreuk zich zou kunnen voordoen. Naar verwachting is er sprake van verwaarloosbare axiale opsluiting in de buitenvakken van veel typische niet-versterkte gebouwen van ongewapend metselwerk. In dat geval kan bij het berekenen van het residuele afschuifdraagvermogen bij het bereiken van de buigtreksterkte worden aangenomen dat de axiale spanning in de borstwering 0 is.

G.9.4 Funderingen in gebouwen van ongewapend metselwerk

(1) De mate van inklemming van een wand in de fundering behoort zorgvuldig te worden bekeken. Dit geldt ook voor alle omstandigheden ter plaatse van de inklemming van de wand in de fundering die gedurende de levensduur van het gebouw aan verandering onderhevig kunnen zijn geweest (zoals het ondermijnd raken van de wand door defecte afvoerbuizen, het uitzetten van klei of verandering van de grond of het peil in de omgeving), en of veranderingen die het gevolg zijn van een door aardbeving geïnduceerde verweking.

OPMERKING 1 De flexibiliteit en de vervorming van de fundering zijn van invloed op de lokale en globale aardbevingsrespons van gebouwen van ongewapend metselwerk. Funderingen zijn echter meestal goed bestand tegen vervormingen en het bezwijken van een gebouw wordt zelden veroorzaakt door zetting van de grond, tenzij de grond onder het gebouw verweekt of in zijdelingse richting uitgespreid wordt. Funderingseffecten of de interactie tussen grond en constructie leiden meestal tot een verlaging van de belasting op de primaire elementen die de krachten in zijdelingse richting moeten afdragen, zoals stijve in het vlak belaste wanden. Tegelijkertijd kan vervorming van de grond een extra rotatie opleggen aan de wand van de onderste bouwlaag als het buitenvlak daarvan belast wordt. De mate van inklemming van de wand behoort zorgvuldig in de beschouwing te worden meegenomen, op basis van een realistische inschatting van de conditie van de grond en de conditie van de fundering.

OPMERKING 2 Generiek, ook los van deze bijlage, geldt dat bestaande hoge oplegdrukken een zorgvuldige beschouwing vereisen met betrekking tot mogelijke door verweking geïnduceerde zettingen. Zetting van lange massieve wanden is vaak geen kritiek aspect dat in aanmerking wordt genomen voor een gebouw van ongewapend metselwerk, indien de bovenverdiepingen en het dak via penverbindingen met de wanden verbonden zijn. Het is echter essentieel dat de geïnduceerde schade aan loodrechte/haakse wanden zorgvuldig in aanmerking wordt genomen. Voor hogere wanden kan incrementeel verlies aan draagkracht door cyclische in-het-vlak-belastingen optreden en behoort dit als realistische optie te worden beschouwd. Met weinig of geen wapening in de poeren (of de grondplaten als die aanwezig zijn), zal er weinig weerstand tegen zijdelingse spreiding of het wegpersen van de grond zijn. Daarom behoort de kwetsbaarheid van de constructie voor deze geïnduceerde verplaatsingen ook beoordeeld te worden.

(2) Algemeen, ook los van deze bijlage, geldt dat geotechnische criteria voor de beoordeling van een bestaande fundering anders zijn dan die voor het ontwerpen van een nieuwe fundering, omdat in het eerste geval de nadruk ligt op het vaststellen van het overlijdensrisico. Bepalingen voor nieuwbouw richten zich meer op eisen ten aanzien van de bruikbaarheidsgrenstoestand. Bij een geotechnische beoordeling van de fundering behoort het niet-lineaire gedrag van de grond in de beschouwing te worden meegenomen. Voor het vaststellen van het verwachte draagvermogen van bestaande funderingen kunnen empirische, numerieke, analytische en experimentele methoden worden gebruikt.

G.9.5 Schijfwerking in gebouwen van ongewapend metselwerk

G.9.5.1 Algemeen

(1) Bij het beoordelen van de werking van schijven in gebouwen van ongewapend metselwerk is het nodig zowel de verwachte sterkte als het vermogen tot vervormen in beschouwing te nemen.

OPMERKING 1 Schijven in gebouwen van ongewapend metselwerk vervullen twee hoofdfuncties. Ze bieden steun aan de wanden die loodrecht op de richting van de belasting staan en, als ze stijf genoeg zijn, dragen zij afschuifkrachten tussen wanden op elk niveau over. Op deze manier kan de schuifkracht op elke verdieping, alsmede een eventueel torsiemoment door excentrisch aangrijpen van deze kracht, aan de onderliggende verdieping worden afgedragen en uiteindelijk naar de fundering worden verder geleid.

OPMERKING 2 Als de flexibiliteit van een schijf te hoog is, kan dit het vermogen van de schijf verminderen om afdoende steun aan wanden te geven en daarmee de respons van deze wanden te beïnvloeden, of het vermogen van de schijf om afschuifkrachten in bouwlagen over te dragen tot een minimumniveau verlagen. In het algemeen zal dit echter geen probleem zijn als dit wordt onderkend en hiermee voldoende rekening wordt gehouden bij de algemene analyse van de constructie. Rekening houden met de flexibiliteit van schijven is daarom van essentieel belang voor een goed inzicht in de respons van wanden in en uit het vlak.

OPMERKING 3 De afwezigheid van schijven met voldoende stijfheid kan het draagvermogen van wanden die uit het vlak worden belast sterk negatief beïnvloeden. Voor verdere informatie over dit onderwerp wordt verwezen naar bijlage H.

G.9.5.2 Vervormingsgrenzen

(1) Wanden die loodrecht op hun vlak worden belast, behoren te worden beoordeeld op hun vermogen de constructieve samenhang van wanden en ondersteuning in stand te houden om ervoor te zorgen dat het vermogen van de wand om verticale belastingen naar beneden af te dragen niet wordt ondermijnd.

(2) De maximale in-het-vlak-verplaatsing van een schijf gemeten ten opzichte van de ondersteunende wanden behoort niet méér te bedragen dan 50 % van de dikte van de ondersteunde (op het buitenvlak belaste) wanden, en behoort kleiner te zijn dan 2,5 % van de relatieve verplaatsing tussen de bouwlagen.

G.9.5.3 Flexibele schijven

G.9.5.3.1 Algemeen

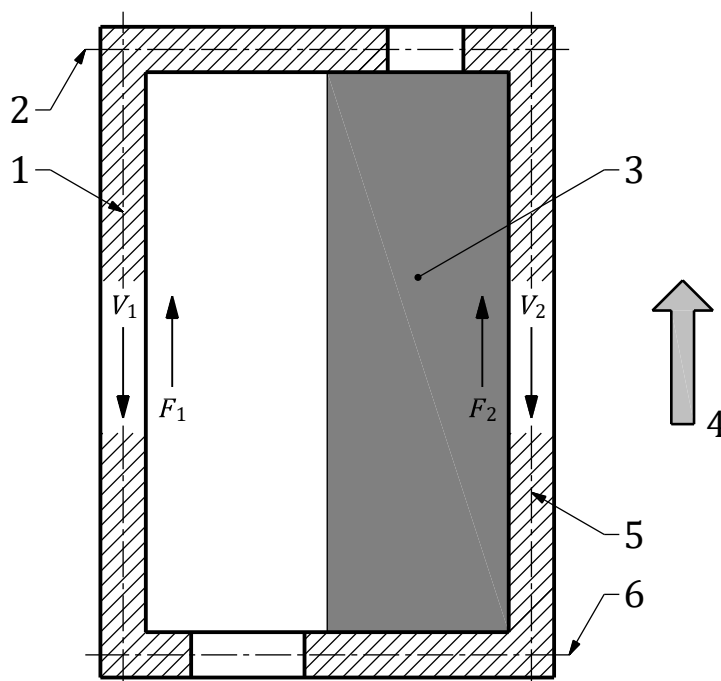
(1) Flexibele schijven **behoren** in het constructieve model **te** worden meegenomen.

(2) Als de flexibele schijf:

- a) afdoende aan alle wanden in de omtrek is vastgezet, door haar in te laten en/of door verankeringen (**zie figuur G.19**), om zeker te stellen dat zich vervorming van de schijf in plaats van globaal schuiven van de schijf op een rand voordoet, en

- b) de bouwmuren van ongewapend metselwerk uit het vlak vervormt, waarbij ook de flexibele (houten) schijf vervormt,

mag een op een bijdragend gebied gebaseerde benadering voor flexibele schijven worden gebruikt om de verdeling van de belasting naar wanden van ongewapend metselwerk te bepalen, zoals aangegeven in figuur G.15.



Legenda

- | | |
|------------------------------|--|
| 1 muurlijn 1 | F_1 werklijn traagheidskracht die hoort bij muurlijn 1 |
| 2 muurlijn 2 | F_2 werklijn traagheidskracht die hoort bij muurlijn 3 |
| 3 extra massa bij muurlijn 3 | V_1 afschuifdraagvermogen muurlijn 1 |
| 4 beschouwde richting | V_2 afschuifdraagvermogen muurlijn 3 |
| 5 muurlijn 3 | |
| 6 muurlijn 4 | |

Figuur G.15 — Relatie tussen belasting en draagvermogen voor een basisgebouw met een flexibele schijf [G.6]

G.9.5.3.2 Beoordeling van de conditie van houten vloerschijven

De in deze paragraaf gegeven richtlijnen kunnen worden toegepast indien de houten vloerschijven in redelijk goede conditie zijn. Indien, tijdens een inspectie ter plaatse, aangetaste constructieve houten onderdelen worden aangetroffen of deze gedurende langere tijd aan een hoge vochtigheid zijn blootgesteld (houtvochtgehalte hoger dan 15 %), wordt aanbevolen deze te vervangen. In alle andere gevallen (houtvochtgehalte lager dan 15 %) kan de seismische beoordeling en versterking van de vloerschijven volgens G.9.5.3.3 t/m G.9.5.3.6 worden toegepast.

G.9.5.3.3 Beoordeling van het gedrag in het vlak van houten schijven

Het gedrag in het vlak van bestaande houten vloerschijven is voornamelijk buigvervorming, lineair elastisch en orthotroop [G.28], ook voor grote vervormingen, en moet daarom worden beoordeeld in de richting waarin de schijf wordt belast (evenwijdig of loodrecht op de vloerbalken). Indien houten

schijven zijn versterkt, kan niet-lineair gedrag met afschuifvervorming worden bereikt, en afhankelijk van de uitvoering, hetzelfde gedrag in beide belastingsrichtingen.

In beide gevallen, kan het gedrag in het vlak worden beoordeeld met toepassing van het concept van een equivalente afschuifstijfheid G_d (in kN/m). De definitie van G_d is:

$$G_d = G_{eq} \cdot t \quad (G.38)$$

waarin:

G_{eq} is de equivalente afschuifmodules, in kN/m²;

t is de dikte van de beplanking, in m, inclusief de toegepaste beplating als versterking, indien toegepast.

Als de schijf wordt gezien als een ligger op twee steunpunten onderworpen aan een gelijkmatig verdeelde belasting q (kN/m), kan de vervorming δ (in m) als volgt worden berekend:

$$\delta = \frac{qL^2}{8G_d B} \quad (G.39)$$

waarin:

G_d is de equivalente afschuifstijfheid, in kN/m;

L is de overspanning van de schijf, in m;

B is de afmeting van de vloer, loodrecht op de overspanningsrichting, in m.

Als het gedrag van de schijven niet-lineair is, hangt de waarde van G_d af van de vervorming. In de volgende paragrafen worden twee waarden voor G_d gegeven, een waarde representeert het initiële gedrag bij kleine vervorming, en een waarde die hoort bij grotere vervormingen (zie figuur G.20). Deze waarden worden gegeven met betrekking tot de drift d (in %) van de schijf, die als volgt gedefinieerd is:

— Voor een schijf die kan worden beschouwd als een ligger op twee steunpunten met een overspanning L (in m), met een verplaatsing δ (in m) in het midden van de overspanning:

$$d = \frac{\delta}{L/2} \cdot 100 \quad (G.40)$$

— Voor een schijf die kan worden beschouwd als een uitkraging (bijvoorbeeld een dakschijf) met een uitkragende lengte H (in m) met een verplaatsing δ (in m):

$$d = \frac{\delta}{H} \cdot 100 \quad (G.41)$$

In G.9.5.3.4 wordt het gedrag in het vlak van bestaande houten schijven beschreven. Omdat het gedrag van bestaande houten schijven voornamelijk buigvervorming is, is de waarde van G_d afhankelijk van de afmetingen van de vloerschijf en moeten deze afmetingen in de berekening worden meegenomen, zoals wordt aangegeven in G.9.5.3.4 (1) en (2). Voor houten daken is er sprake van niet-lineaire afschuifvervorming, dit wordt apart behandeld in G.9.5.3.4 (3). Voor bestaande houten schijven treedt er een beperkte energiedissipatie op, dit wordt behandeld in G.9.5.3.4 (4).

Voor versterkte vloeren kan niet-lineair gedrag met afschuifvervorming worden bereikt, waarbij de waarde van G_d onafhankelijk is van de afmetingen van de vloerschijf, met een hoge energiedissipatie.

G.9.5.3.5. geeft aanwijzingen voor de uitvoering van versterkingen in houten schijven en geeft waarden voor de equivalente stijfheid G_d die kunnen worden toegepast. In G.9.5.3.6 wordt aangegeven hoe kan worden omgegaan met schijfpenetraties zoals trapgaten.

G.9.5.3.4 Gedrag in het vlak van bestaande houten vloerschijven

(1) In bestaande houten vloeren met de belasting evenwijdig aan de vloerbalken (figuur G.16), kan de verplaatsing ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde seismische belasting q (in kN/m) in het midden van de overspanning als volgt worden berekend:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI_{\text{planken}}} \quad (\text{G.42})$$

met:

$$I_{\text{planken}} = \frac{tw^3}{12} n_{\text{planken}} \quad (\text{G.43})$$

waarin:

L de overspanning van de vloer, in m;

E is de elasticiteitsmodulus, in kN/m², waarvoor 10⁷ kN/m² mag worden aangehouden;

t is de dikte van de vloerplanken, in m;

w is de breedte van de vloerplanken, in m;

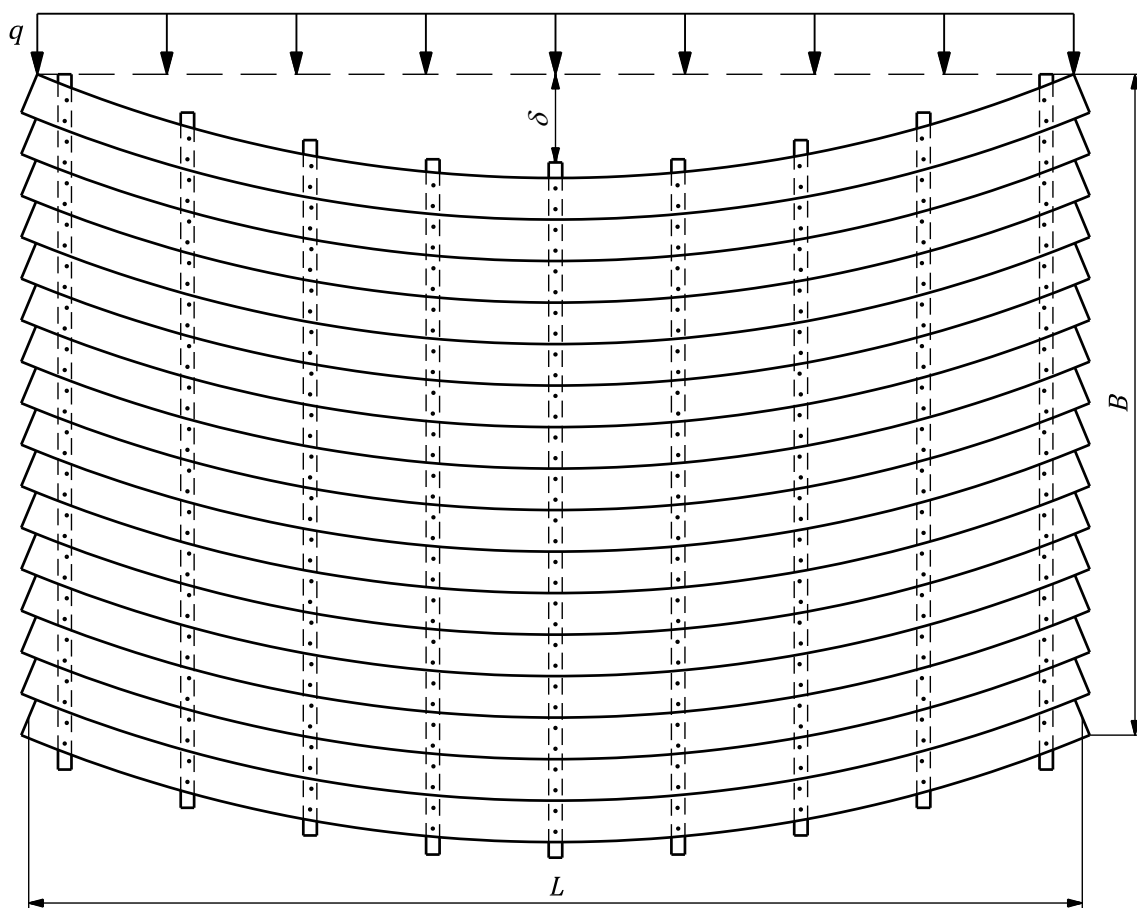
n_{planken} is het aantal vloerplanken.

Hoewel het gedrag van bestaande vloeren buigvervorming is, kan voor een vereenvoudigde modellering de waarde van G_d als volgt worden berekend:

$$G_d = \frac{48EI_{\text{planken}}}{5BL^2} \quad (\text{G.44})$$

waarin:

B is de afmeting van de vloer is loodrecht op de overspanningsrichting (zie figuur G.16), in m.



Legenda

B afmeting van de vloer, loodrecht op de overspanningsrichting

L overspanning van de vloer

q gelijkmatig verdeelde seismische belasting

δ verplaatsing ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde seismische belasting

Figuur G.16 — Vervorming in het vlak van bestaande houten schijven belast evenwijdig aan de vloerbalken

(2) In bestaande vloerschijven, belast loodrecht op vloerbalken, zorgen de twee nagels per plank waarmee de planken op vloerbalken zijn bevestigd, voor extra stijfheid. Deze extra stijfheid is met name voor vloerbalken met (kleine) afmetingen zoals toegepast in Nederland, significant, en kan op vereenvoudigde wijze in rekening worden gebracht met een dimensieloze factor γ .

De verplaatsing δ (in m) voor een gelijkmatig verdeelde belasting loodrecht op de vloerbalken in het midden van de vloerschijf kan als volgt worden berekend:

$$\delta = \frac{5L^4}{384\gamma EI_{\text{balken}}} q \quad (\text{G.45})$$

met:

$$I_{\text{balken}} = \frac{hb^3}{12} n_{\text{balken}} \quad (\text{G.46})$$

$$\gamma = 1 + \frac{3 \cdot 10^{-6}}{hb^3/12} \quad (\text{G.47})$$

waarin:

L is de overspanning van de vloer, in m;

E is de elasticiteitsmodulus, in kN/m², waarvoor 10⁷ kN/m² mag worden aangehouden;

b is de breedte van de vloerbalken, in m;

h is de hoogte van de vloerbalken, in m;

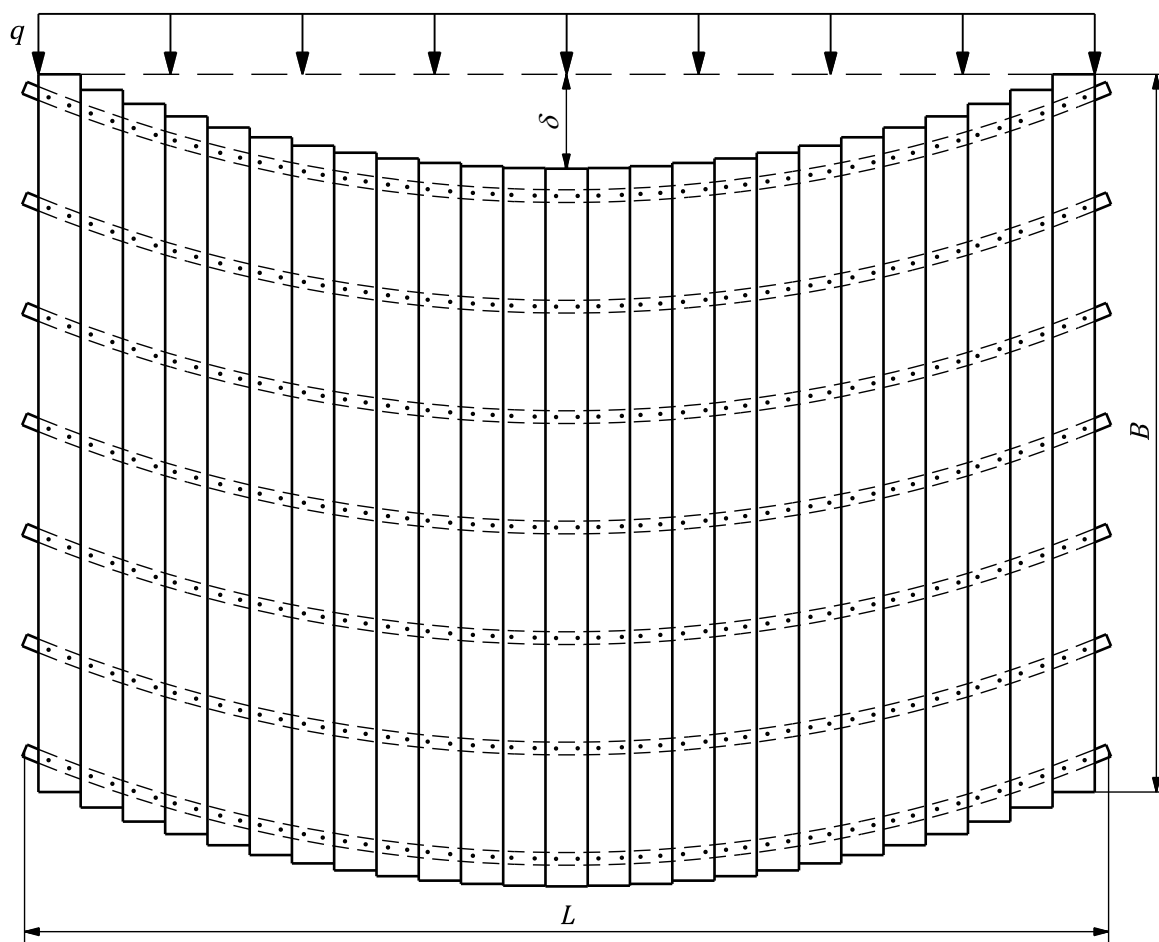
n_{balken} is het aantal vloerbalken.

Hoewel het gedrag van bestaande vloeren buigvervorming betreft, kan voor een vereenvoudigde modellering de waarde van G_d als volgt worden berekend:

$$G_d = \gamma \frac{48EI_{\text{balken}}}{5BL^2} \quad (\text{G.48})$$

waarin:

B is de afmeting van de vloer is loodrecht op de overspanningsrichting (zie figuur G.17), in m.



Legenda

B afmeting van de vloer, loodrecht op de overspanningsrichting

L overspanning van de vloer

q gelijkmatig verdeelde seismische belasting

δ verplaatsing ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde seismische belasting

Figuur G.17 — Vervorming in het vlak van bestaande vloerschijven belast loodrecht op de vloerbalken

(3) Bestaande houten daken die zijn opgebouwd uit verticale liggers, met daarop horizontale gordingen waarop verticaal planken zijn bevestigd met twee nagels per plank (figuur G.18), vertonen afschuifvervorming en niet-lineair gedrag. De geringe stijfheid wordt alleen verzorgd door de momenten die kunnen worden opgenomen door de koppeling met de gording met de twee nagels per plank. Tabel G.6 geeft de equivalente afschuifstijfheid G_d die kan worden aangenomen voor 0,1 % en 1,0 % drift voor een enkele dakschijf. De waarde van G_d bij 0,1 % drift kan worden toegepast voor grenstoestand DL en bij 1 % drift voor grenstoestanden SD en NC.

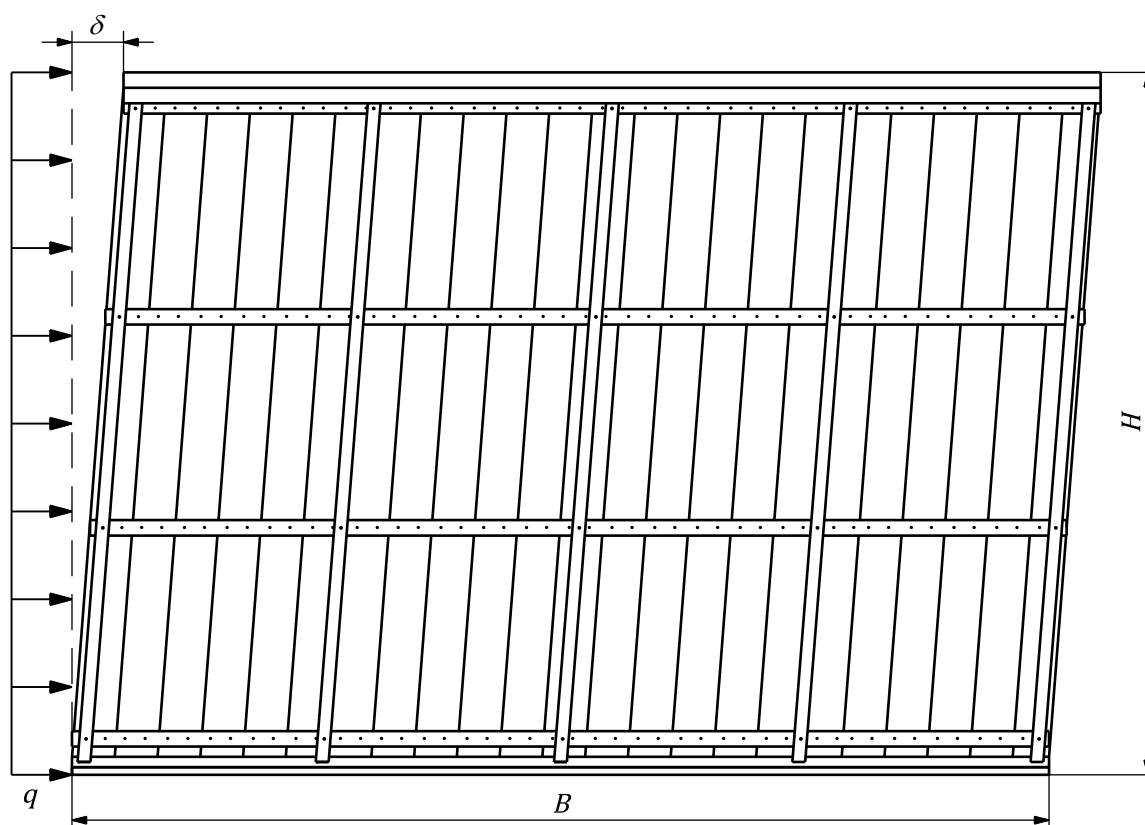
De verplaatsing δ (in m) ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde belasting q (in kN/m) op een dakschijf kan als volgt worden berekend:

$$\delta = \frac{qH^2}{2G_d B} \quad (\text{G.49})$$

waarin:

H is de uitkraging van de dakschijf, in m;

B is de afmeting van de dakschijf, loodrecht op de uitkraging, in m.



Legenda

B afmeting van de dakschijf, loodrecht op de uitkraging

H uitkraging van de dakschijf

q gelijkmatig verdeelde seismische belasting

δ verplaatsing ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde seismische belasting

Figuur G.18 — Vervorming in het vlak van bestaande dakschijven

Tabel G.6 — Equivalente afschuifstijfheid voor bestaande dakschijven

G_d (in kN/m) voor bestaande houten dakschijven	
0,1% drift	1,0% drift
80	30

(4) Met uitzondering van flexibele dakschijven kan het gedrag van bestaande houten vloerschijven als lineair elastische buigvervorming worden aangenomen [G.36]. Derhalve treedt er slechts beperkt energiedissipatie op gedurende seismische belasting. Een waarde van 5 % viskeuze damping kan worden aangenomen, waarin zowel intrinsieke als hysteretische damping is meegenomen.

G.9.5.3.5 Richtlijnen voor het versterken van bestaande houten vloerschijven

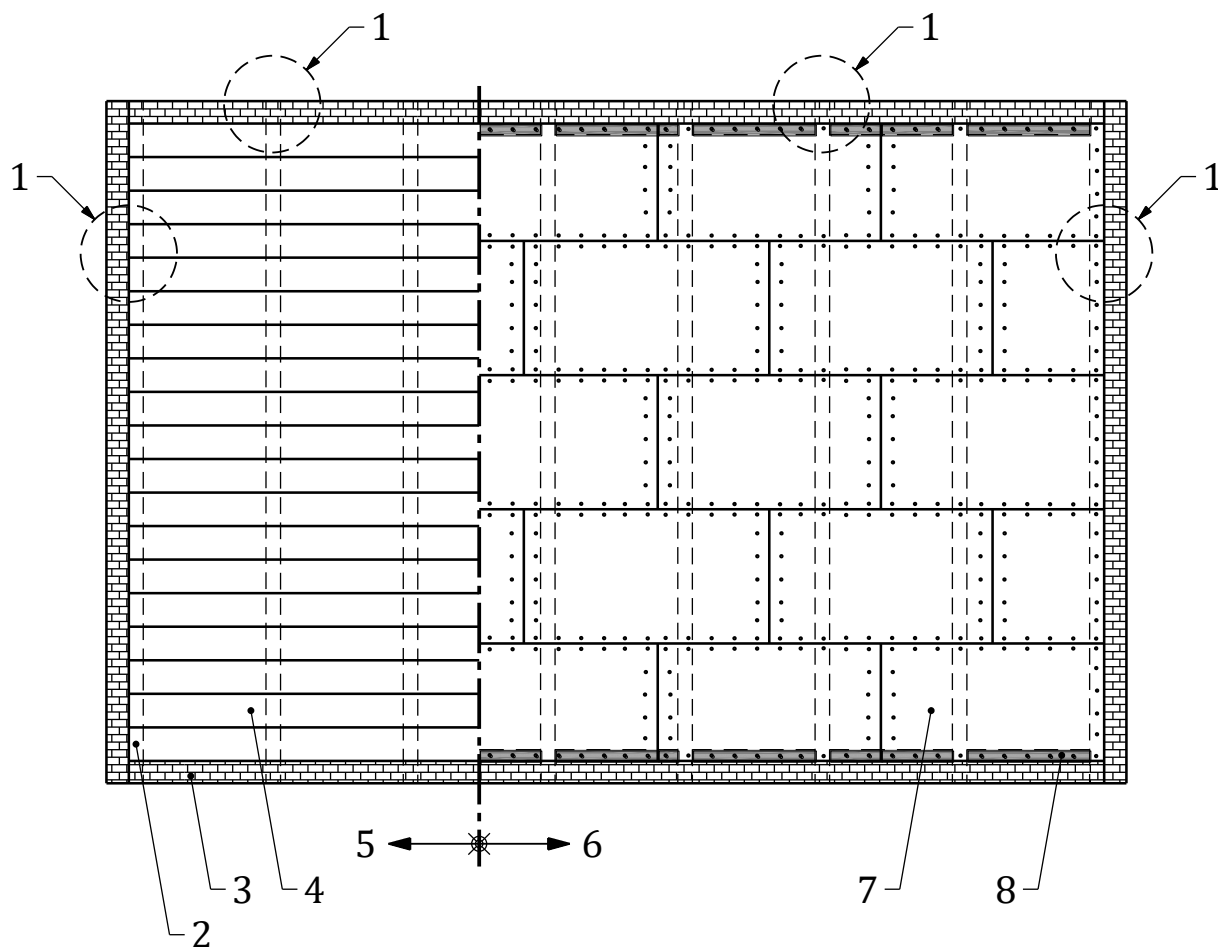
Als versterkingstechniek voor bestaande houten vloerschijven, wordt aanbevolen beplating van 18 mm dik triplex toe te passen, geschroefd op de bestaande beplanking (zie figuur G.19). De voorgestelde afmetingen van de platen, rekening houdend met de uitvoeringsmogelijkheden en de onderliggende planken, zijn circa 0,61 m × 1,22 m. De langsnaden evenwijdig aan de richting van de planken en op halve breedte van de planken aan te brengen, zoals aangegeven in figuur G.19. De platen moeten worden vastgeschroefd langs de omtrek met schroeven met een diameter tussen 4 mm en 5 mm met een tussenaafstand van 100 mm.

Deze versterkingsmethode verzekert een gedrag met afschuifvervorming en verbetert de dissipatieve eigenschappen van de schijven [G.36]. De waarden voor G_d zijn daarom onafhankelijk van de afmetingen, maar ze verschillen voor lage en grote drift als gevolg van het niet-lineaire gedrag. De waarden voor de equivalente afschuifstijfheid G_d en de equivalente dempingsverhouding ξ_{hys} zijn gegeven in tabel G.7. De betekenis van deze waarden bij verschillende driftniveaus is weergegeven in figuur G.20. De waarde van G_d bij 0,1 % drift kan worden toegepast voor grenstoestand DL en bij 1 % drift voor grenstoestanden SD en NC.

ξ_{hys} heeft betrekking op de dissipatieve bijdrage van de versterkte vloeren en kan in rekening worden gebracht bij de berekening van een niet-lineaire ADRS-belastingscurve in een push-over-berekening (zie G.7.3.2 en G.7.4.).

Onafhankelijk of de vloer is versterkt of niet, zijn voldoende verankeringen met de metselwerk-wanden benodigd, zoals aangegeven in (2a) van G.9.5.3.1. Verschillende manieren om dit te bereiken zijn mogelijk. Een uitgebreid overzicht van verbindingen van houten vloeren met metselwerkwanden is te vinden in [G.38].

Indien vloeren worden versterkt met triplex platen, wordt aanbevolen om houten klossen toe te passen tussen de houten vloerbalken ter plaatse van de metselwerkwanden. Dit zorgt ervoor dat het gedrag van de vloerschijven onafhankelijk van de belastingsrichting wordt. Zonder deze klossen blijft de vloer orthotroop in het vlak en is de equivalente afschuifstijfheid lager voor de belasting loodrecht op de vloerbalken.



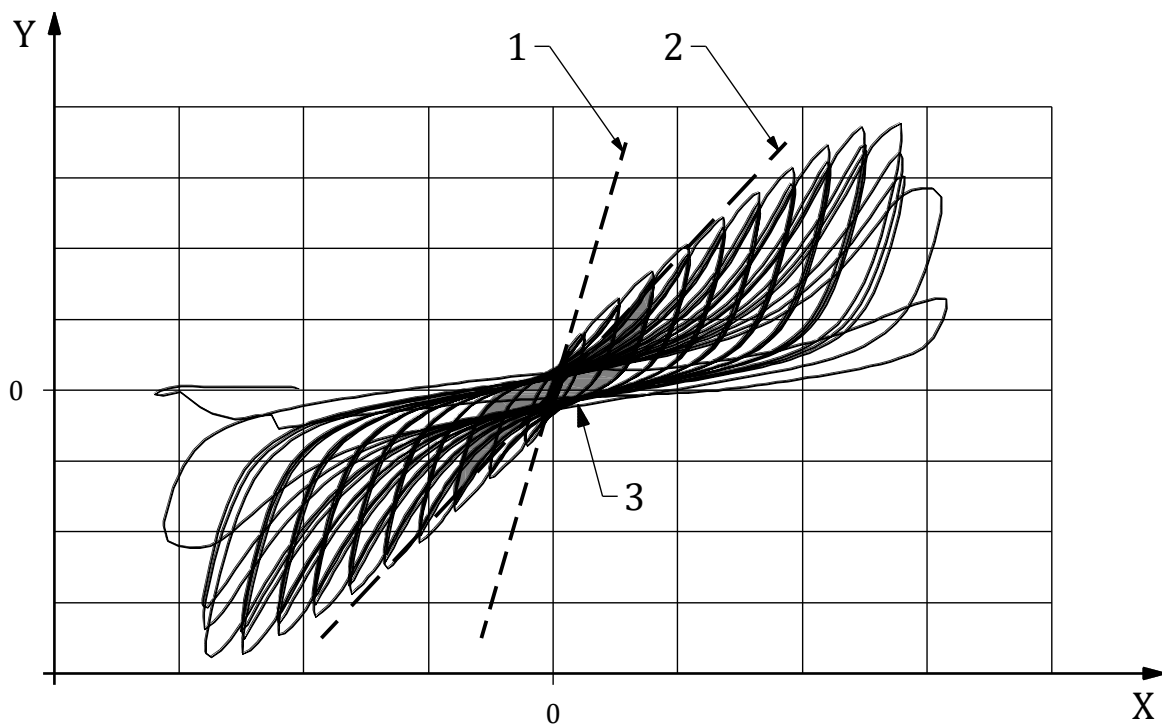
Legenda

- 1 locatie met voldoende verankering van de verbindingen tussen vloerschijf en metselwerk
- 2 houten balk
- 3 gemetselde muur
- 4 planken genageld aan balken
- 5 bestaande schijf
- 6 versterkte schijf
- 7 multiplex panelen geschroefd rond hun omtrek op de bestaande planken
- 8 houten klossen om de overdracht van seismische dwarskracht en de verbinding met metselwerk te verbeteren

Figuur G.19 — Principes voor seismisch versterken van bestaande houten vloerschijven met triplex beplating

Tabel G.7 — Equivalente afschuifmodulus en dempingswaarden voor versterkte houten schijven met triplex platen

Waarde		0,1 % drift	1,0 % drift
G_d (in kN/m) – Vloerschijven belast evenwijdig aan de vloerbalken en dakschijven.		3 000	1 200
G_d (in kN/m) – Vloerschijven belast loodrecht op de vloerbalken	Met houten blokken tussen de vloerbalken evenwijdig aan de mestelwerkwanden	3 000	1 200
	Zonder houten blokken tussen de vloerbalken evenwijdig aan de mestelwerkwanden	1 300	700
ξ_{hys} (%)		10	14

**Legenda**

X-as	verplaatsing
Y-as	kracht
1	G_d (0,1 % drift)
2	G_d (1,0 % drift)
3	ξ_{hys}

Figuur G.20 — Equivalente afschuifstijfheid G_d die het gedrag van de houten schijf weergeeft bij 0,1 % en 1,0 % drift, en de kwantificering van de energiedissipatie door de equivalente viskeuze demping ξ_{hys}

G.9.5.3.6 Aanwezigheid van dak- en vloerpenetraties

In het geval van schijfpenetraties van een typisch formaat (meestal minder dan 10 % van het bruto vloeroppervlak), kan de verlaagde afschuifstijfheid worden berekend volgens (G.50):

$$G'_d = \frac{A_{\text{net,schijf}}}{A_{\text{bruto,schijf}}} G_d \quad (\text{G.50})$$

waarin:

G'_d is de gereduceerde afschuifstijfheid van de schijf, in kN/m;

$A_{\text{net,schijf}}$ is de netto-oppervlakte van de flexibele schijf, in m²;

OPMERKING 1 De netto-oppervlakte is de oppervlakte waarbij de oppervlakte van openingen zoals trapgaten en dakramen van de bruto-oppervlakte zijn afgetrokken.

$A_{\text{bruto,schijf}}$ is de bruto-oppervlakte van de flexibele schijf, in m²;

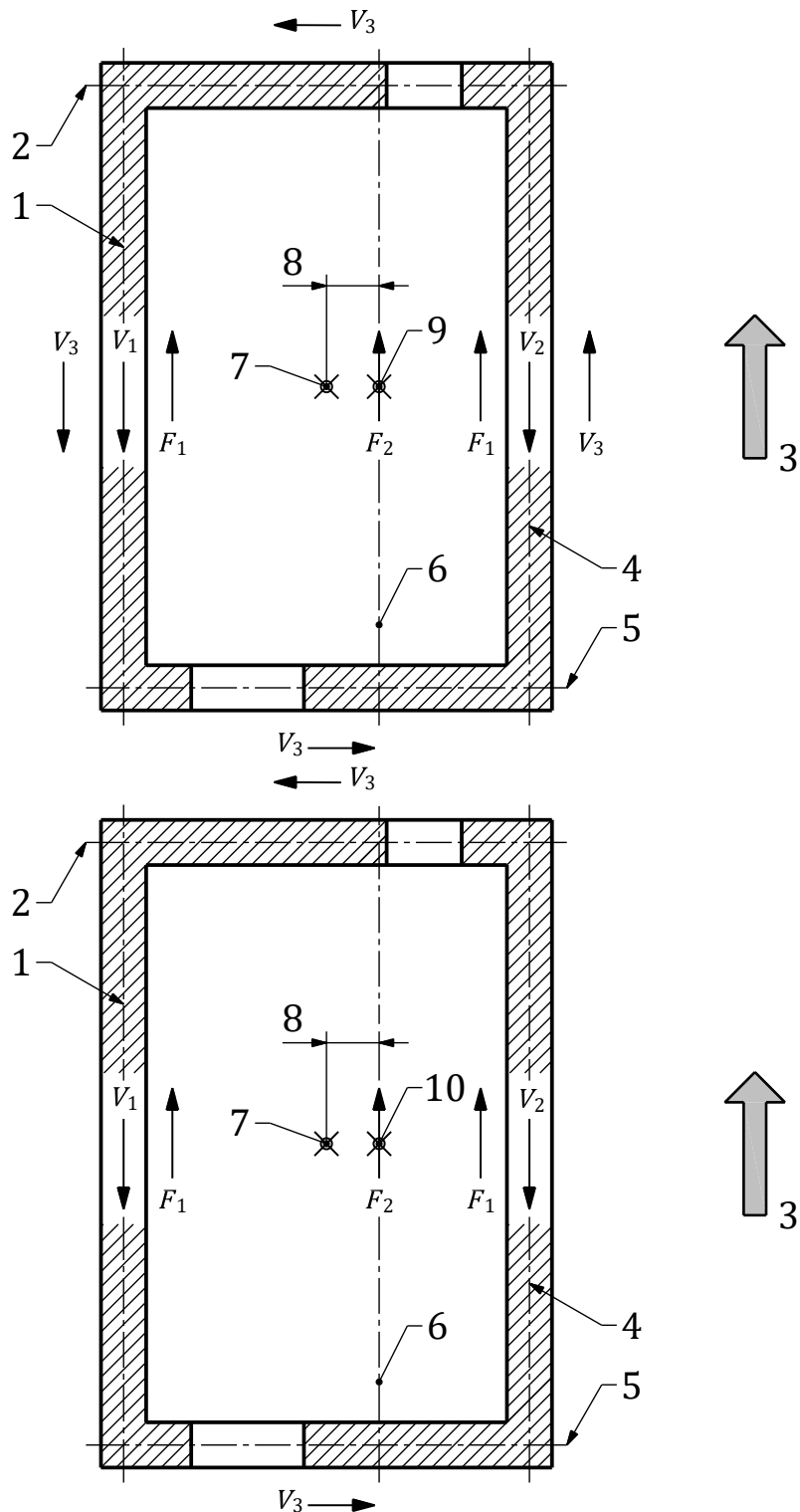
OPMERKING 2 De bruto-oppervlakte is de oppervlakte waarbij openingen zoals trapgaten en dakramen in de oppervlakteberekening zijn meegenomen.

G_d is de niet-gereduceerde afschuifstijfheid van de schijf, in kN/m.

G.9.5.4 Starre schijven

(1) Torsiegedrag behoort in aanmerking te worden genomen voor starre schijven. Berekeningen op basis van staafwerkmodellen kunnen worden gebruikt voor het beoordelen van starre schijven, zie figuur G.21.

OPMERKING 1 Starre schijven zijn meestal van beton gemaakt.



Legenda

1	muurlijn 1	6	werklijn traagheidskracht	F_1	afschuifbelasting door traagheidskracht
2	muurlijn 2	7	centrum van de massa	V_1	afschuifdraagvermogen muurlijn 1
3	beschouwde richting	8	Excentriciteit	V_2	afschuifdraagvermogen muurlijn 3
4	muurlijn 3	9	centrum van de stijfheid	V_3	extra afschuifbelasting door excentriciteit (typ)
5	muurlijn 4	1 0	centrum van de weerstand	F_2	initiële kracht

Figuur G.21 — Relatie tussen belasting en draagvermogen voor een basisgebouw met een starre schijf [G.6]

G.9.5.5 Verbindingen

Voor de krachtsoverdracht van verbindingen tussen schijf en wand wordt uitgegaan van de laagste capaciteit bij de volgende vormen van bezwijken:

- a) Bezwijken van metselwerk door pons;
- b) Vloeien of breken van koppelstang door trek of afschuiving;
- c) Breuk bij aansluiting tussen koppelstang en balkplaat;
- d) Splijten van balk of langsverband;
- e) Bezwijken van bevestiging aan balk;
- f) Splijten of breuk van ankerplaat, en
- g) Vloeien of breuk bij een schroefmoer.

OPMERKING 1 Er kunnen andere vormen van bezwijken en bezwijkmechanismen zijn die in aanmerking moeten worden genomen. Deze behoren te worden uitgevoerd met behulp van rationele basismethoden en relevante bepalingen uit deze NPR en NEN-EN 1998-1.

OPMERKING 2 Rationele methoden en basisprincipes behoren te worden gebruikt om het verwachte draagvermogen te bepalen als functie van de bij de verbindingen behorende bezwijkvormen.

OPMERKING 3 Resultaten van fysieke tests, afkomstig van onafhankelijk onderzoek of ondersteund door leveranciers, kunnen worden gebruikt als grondslag voor de bepaling van het draagvermogen. Uitgegaan behoort te worden van de gemiddelde verwachtingswaarde.

G.9.6 Draagvermogen van elementen uit gewapend beton

- (1) Criteria voor de vervormingscapaciteiten van betonelementen zijn gegeven in bijlage A bij NEN-EN 1998-3.

G.10 Eenvoudige berekening van het mechanisme in zijdelingse richting ('Simplified Lateral Mechanism Analysis' (SLaMA))

G.10.1 Algemeen

(1) De SLaMA is een eenvoudige, niet-lineaire berekeningstechniek die een schatting geeft van het globale draagvermogen van de primaire constructie in zijdelingse richting van het gebouw als som van de bijdragen hieraan van de geïdentificeerde individuele mechanismen/systemen. De bijdragen aan het draagvermogen van de individuele mechanismen/systemen worden typisch in elasto-plastische vorm gerepresenteerd (hoewel stijfheids- en weerstandsveranderingen na het vloeien kunnen worden meegenomen), waarbij de weerstand en de maximale vervorming worden beoordeeld aan de hand van respectievelijk de beoordeelde weerstand en het vervormingsvermogen.

OPMERKING 1 Deze paragraaf is specifiek gericht op constructies van ongewapend metselwerk.

OPMERKING 2 De SLaMA-methode gaat uit van gemiddelde eigenschappen van materialen en constructieve elementen.

De belangrijkste stappen in de SLaMA-berekening zijn:

- a) Beoordeel de constructieve configuratie en de trajecten waarlangs belastingen worden afgedragen om constructieve kernelementen en mogelijke constructieve zwakten te identificeren;
- b) Beoordeel de verbinding van de schijf met de wanden om vast te stellen of de schijf haar functie in het afdragen van de belasting naar behoren kan vervullen.
- c) Beoordeel de uit-het-vlak-respons met behulp van de NLKA-benadering.
- d) Beoordeel het draagvermogen in het vlak met betrekking tot de bezwijkmechanismen van individuele constructieve elementen (penanten, borstweringen en funderingen).
- e) Beoordeel het inelastische gedrag van elementen door hun draagvermogen te vergelijken en de hiërarchie van weerstand te evalueren.
- f) Beoordeel de inelastische mechanismen van subsystemen door lokaal gedrag naar globaal gedrag uit te breiden.
- g) Bepaal het mogelijk maatgevende mechanisme en bereken de afschuifkracht ter plaatse van de fundering en het verplaatsingsvermogen van de primaire en secundaire seismische elementen.

OPMERKING 3 Stap g) is gebaseerd op de som van de individuele equivalente vakwerken/wanden in elke hoofdas; de curve voor het niet-lineaire push-over-draagvermogen van de primaire en secundaire seismische elementen behoort voor elke hoofdrichting bepaald te worden.

OPMERKING 4 Eenvoudige berekeningsmethoden zullen in het algemeen leiden tot lagere waarden van de afschuifkrachtcapaciteit dan wanneer die met een meer uitgebreide berekening, zoals een FEM, is bepaald. Wanneer de indruk bestaat dat de eenvoudige berekening te conservatieve waarden voor de sterkte oplevert, wordt aanbevolen een meer genuanceerde berekeningsmethode toe te passen [G.33].

G.10.2 Constructieve configuratie en de trajecten waarlangs belastingen worden afgedragen om constructieve kernelementen en constructieve zwakten te identificeren

- (1) Bestudeer grondig de bouwtekeningen en de verzamelde gegevens over de constructie zoals deze gebouwd is. Dit biedt inzicht in de configuratie en de trajecten waarlangs de zijdelingse belasting wordt afgedragen.
- (2) Maak onderscheid tussen primaire seismische elementen, secundaire seismische elementen en niet-seismische constructieve elementen binnen het constructieve model.

G.10.3 Verbinding van de schijf met wanden om het vermogen van een constructieve schijf tot het leveren van een bijdrage aan de krachtsoverdracht vast te stellen

- (1) Schijfverbindingen met wanden behoren te worden beoordeeld op draag- en vervormingsvermogen, waarbij de systemen van belastingsafdracht in aanmerking worden genomen.

OPMERKING De schijf behoort voldoende weerstand te hebben om afschuiving in het vlak op individuele schoorelementen over te dragen. Bovendien behoort de schijf voldoende weerstand te hebben om noodzakelijke steunreacties voor uit-het-vlak-gedrag van de wand te weerstaan.

- (2) De vervorming van de schijf, onder de belastingen behorende bij de grenstoestand SD, behoort niet meer te zijn dan 50 % van de dikte van de loodrecht op het vlak belaste wand waarvoor de schijf zijdelingse steun biedt.

G.10.4 Uit-het-vlak-respons met behulp van de NLKA-benadering

(1) De beoordeling van de uit-het-vlak-respons met behulp van een niet-lineaire kinematische berekening behoort volgens de bepalingen van bijlage H te worden uitgevoerd.

G.10.5 Draagvermogen in het vlak voor bezwijkmechanismen van individuele constructieve elementen (penanten, borstweringen en funderingen)

(1) Bepaal het relevante draagvermogen en het vervormingsvermogen van individuele elementen.

OPMERKING 1 Voor constructieve elementen die deel uitmaken van momentafdragende raamwerken van gewapend beton, zou het bijvoorbeeld nodig kunnen zijn het draagvermogen van de liggers en kolommen op buiging en afschuiving te bepalen, en het afschuifdraagvermogen van voegen, alsmede de detaillering van verankeringen en overlappingslassen, indien van toepassing.

(2) Het draagvermogen van individuele constructieve elementen zoals ongewapende metselwerkwanden (penanten, borstweringen en funderingen) behoort te worden geverifieerd voor elke mogelijke vorm van bezwijken.

OPMERKING 2 Het seismische gedrag van een niet-taai constructief systeem wordt vaak bepaald door de detaillering en bezwijkvormen die niet beschouwd zijn in het oorspronkelijke ontwerp door of de oorspronkelijke ontwerper of de rekenregels van dat moment.

OPMERKING 3 In veel gevallen is het draagvermogen van het constructiedeel in absolute zin niet per se kritiek. Het vermogen niet-lineair op taai wijze te reageren (d.w.z. over voldoende vervormings- en ductiliteitscapaciteit te beschikken) is belangrijker, aangezien dit het mogelijk maakt om de belastingen te herverdelen en andere constructieve elementen binnen het systeem te mobiliseren.

OPMERKING 4 Hoewel er vorderingen zijn geboekt wat betreft het bieden van kwantitatieve procedures voor het berekenen van de vervormingscapaciteit van diverse niet-taai mechanismen, is de beoordeling van de te bereiken lokale ductiliteit in veel gevallen kwalitatief van aard en vereist deze beoordeling een aanzienlijke mate van 'engineering judgement' en inzicht in de achtergronden van de detailleringseisen in de vigerende norm. Bijvoorbeeld, de detaillering van de dwarswapening in kolommen van gewapend beton speelt een belangrijke rol ten aanzien van al of niet ductiel gedrag. In sommige gebouwen voldoet de verankeringszone van de wapening zelfs niet aan de minimumeis van dwarswapening of maximale staafafstanden. Beoordelaars behoren de kwantitatieve procedures in de materiaalgerelateerde hoofdstukken van materiaalgebonden richtlijnen met de nodige kundigheid te beoordelen om in te schatten welke maximale inelastische vervorming bereikt kan worden.

OPMERKING 5 Het is vaak gemakkelijker en informatiever om het algemene gedrag van een constructief element tot bezwijken te beoordelen en daaraan vervolgens andere vervormingbegrenzende aspecten toe te voegen (bijvoorbeeld het begrenzende effect van een afnemend afschuifdraagvermogen met toenemend taai buigingsgedrag in elementen binnen een taai momentafdragend betonnen raamwerk). Dit maakt het mogelijk snel het effect van elk aspect op het draagvermogen van het element te onderkennen en heeft als bijkomend voordeel dat het duidelijk het effect laat zien van het uitvoeren van vernieuwingswerkzaamheden per individueel aspect.

G.10.6 Analyse van het inelastische gedrag van elementen door het vergelijken van het draagvermogen en het vaststellen van de sterktehiërarchie

(1) Bepaal het mogelijke inelastische gedrag van elk element in de kritieke schoorlijn door de sterktehiërarchie van de onderling verbonden elementen te controleren.

(2) Voor subsystemen van wanden van ongewapend metselwerk behoort het hiërarchische gedrag van borstweringen en penanten te worden bepaald.

OPMERKING Beoordeeld behoort bijvoorbeeld te worden of de zijdelingse kracht die nodig is om het kantelmoment door het kantelen van penanten te overschrijden kleiner is dan de zijdelingse belasting die nodig

is om de afschuifcapaciteit van de borstweringen te overschrijden. De vergelijking van de hiërarchie van sterkten zal een aanwijzing geven ten aanzien van het maatgevende mechanisme.

G.10.7 Beoordeling van inelastische mechanismen van subsystemen door lokaal gedrag naar globaal gedrag uit te breiden

(1) De inelastische mechanismen van subsystemen behoren te worden beoordeeld door lokaal gedrag naar het gedrag van de constructie als geheel uit te breiden.

(2) Bepaal de verhouding tussen het lokale gedrag en het gedrag van de constructie als geheel op basis van bepaalde aannamen van vervormingsprofielen en het vermogen krachten te herverdelen na de vorming van 'scharnieren' om op basis daarvan het maatgevende bezwijkmechanisme en het draag- en vervormingsvermogen (zoals de maximale uitbuiging gemeten aan de top) van elk subsysteem te bepalen. De te gebruiken methode kan afhangen van de constructieve configuratie en het geïdentificeerde lokale mechanisme.

OPMERKING 1 Het is belangrijk het volledige traject waarlangs belastingen worden afgedragen te beoordelen, aangezien bepaalde mechanismen door een ander, meer gebrekkig element beperkt kunnen worden. De capaciteit van de verbindingen is bijvoorbeeld vaak bepalend voor de algehele zijdelingse belastingscapaciteit van met staal geschoorde vakwerksystemen die zijn ontworpen voordat moderne seismische codes werden ingevoerd, aangezien de verbindingen slechts zelden zullen zijn ontworpen met het oog op vloeiende schoren.

(3) De elastische component van de verplaatsingscapaciteit behoort in aanmerking te worden genomen voor flexibele constructies.

OPMERKING 2 De elastische component van de verplaatsingscapaciteit kan significant zijn. Bijvoorbeeld, voor stalen portaalvakwerken of lichte houten vakwerken kan dit minder zijn dan de vloeverplaatsing van het systeem, hetgeen aangeeft dat het systeem elastisch zal blijven.

OPMERKING 3 De verplaatsingscapaciteit kan ook belangrijk zijn in regio's met weinig seismische activiteit.

De verplaatsing op elk niveau kan worden berekend met:

$$u_i = u_{el,i} + u_{pl,i} \quad (G.51)$$

waarin:

u_i is de totale zijdelingse verplaatsing op niveau i ;

$u_{el,i}$ is de elastische verplaatsing op niveau i , die niet groter mag zijn dan de vloeverplaatsing van het equivalente SDOF-systeem ($u_{y,sys}$);

$u_{pl,i}$ is de plastische verplaatsing op niveau n die wordt toegeschreven aan het inelastische mechanisme.

G.10.8 Vaststelling van het mogelijk maatgevende bezwijkmechanisme en het berekenen van de meest waarschijnlijke verwachte afschuifkracht ter plaatse van de fundering en het globale verplaatsingsvermogen

(1) Bepaal hoe de geïdentificeerde draagmechanismen voor de verschillende subsystemen samenwerken om te komen tot het globale inelastische draagmechanisme voor het gebouw.

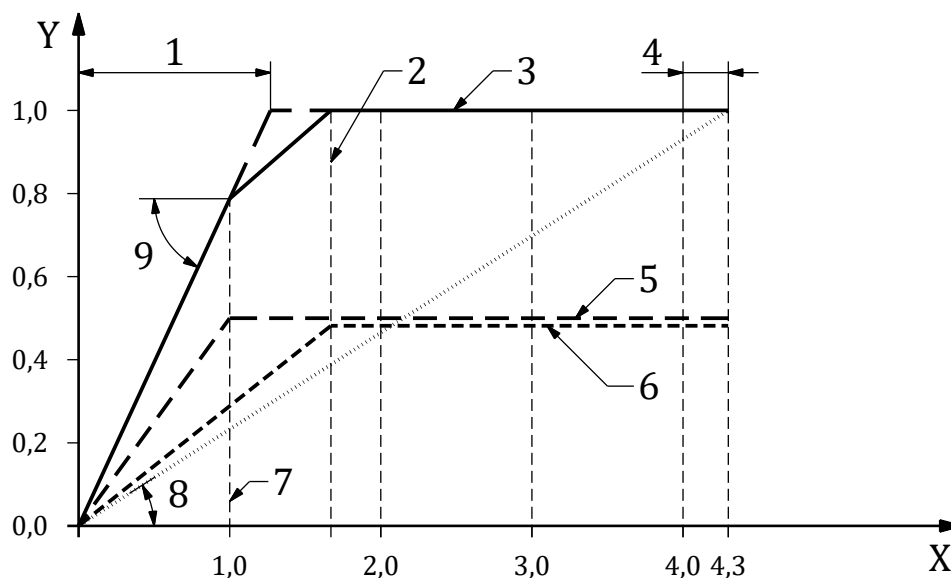
OPMERKING 1 Het is de bedoeling dat dit met de hand wordt gedaan en dat de volgende procedure wordt gevolgd voor elke specifiek beschouwde richting.

OPMERKING 2 Een van de zwakten van SLaMA is de mogelijkheid dat de capaciteit van de constructie als geheel wordt overschat doordat het mechanisme met lagere sterkte en een lagere verplaatsingscapaciteit gemist wordt. In sommige opzichten heeft SLaMA dezelfde onderliggende beginselen als de plastische methode voor het ontwerpen van staalconstructies, waar het plastische mechanisme met de ondergrens gebruikt wordt om de bovengrens van de capaciteit van de constructie als geheel te ramen. Daarom is het erg belangrijk dat het juiste inelastische of 'bezwijk'-mechanisme wordt geïdentificeerd, zodat de capaciteit voor zijdelingse krachten niet wordt overschat. Het mechanisme dat de laagste capaciteit voor zijdelingse belastingen van de constructie heeft opgeleverd, is het juiste en behoort gevonden te worden.

OPMERKING 3 Figuur G.22 toont een combinatie van verwachte kracht-/verplaatsingscapaciteitscurven van een duaal systeem.

(2) De laagste beschikbare vervormingscapaciteit van (een van) de gekoppelde subsystemen behoort te worden bepaald. Dit is de globale zijdelingse vervormingscapaciteit.

(3) Bepaal het afschuifdraagvermogen van de constructie als geheel ter plaatse van de fundering door het afschuifdraagvermogen ter plaatse van de fundering van elk subsysteem bij de globale vervormingscapaciteit te bepalen en bij elkaar op te tellen. De niet-lineaire push-over-weerstandscurve van de constructie als geheel behoort te worden bepaald voor elke hoofdrichting.



Legenda

X-as: relatieve verplaatsingen, u

Y-as: weerstand

1 $u_{vloei; systeem} = 1,27$

2 $u_{vloei; raamwerk} = 1,72$

3 het systeem, met ductiliteit van het systeem $\mu_{sys} = 3,40$

4 $u_{cap; sys}$

5 wand-element, waarbij de ductiliteit van de wand $\mu_{wand} = 4,30$

6 raamwerk-element, waarbij ductiliteit van het raamwerk $\mu_{raamwerk} = 2,50$

7 verplaatsing op het moment dat het wandsysteem begint te vloeien $u_{vloei; wand}$

8 effectieve stijfheid van het systeem, k_{eff}

9 initiële stijfheid van het systeem, k_s

Figuur G.22 — Combinatie van kracht-/verplaatsingscapaciteitscurven in een duaal systeem

Bijlage H (informatief)

Beoordeling van het gedrag van uit het vlak belaste metselwerkwanden met behulp van analytische berekeningsmethoden

H.1 Inleiding

Deze bijlage beschrijft vereenvoudigde berekeningsmethoden voor de bepaling van het gedrag van uit het vlak belaste metselwerkwanden. Met deze vereenvoudigde berekeningsmethoden kan worden beoordeeld of wanden voldoen aan de eisen voor de constructieve veiligheid. Een negatieve uitkomst leidt echter niet automatisch tot de conclusie dat de wand niet voldoet. Er kan ervoor worden gekozen om met een uitgebreidere berekening, zoals een op FEM gebaseerde NLTH-analyse, een herbeoordeling te maken.

Er zijn berekeningsmethoden met verschillende niveaus van nauwkeurigheid voorhanden die het voor de gebruiker mogelijk maken om een afweging te maken tussen effectiviteit (snelheid) of nauwkeurigheid. Voor de bepaling van het gedrag van uit het vlak belaste wanden zijn – met toenemende nauwkeurigheid – de volgende berekeningsniveaus (Tiers) beschikbaar:

- 1) Berekeningen waarbij het seismische belastingseffect wordt bepaald zoals beschreven in H.3.1 en de seismische weerstand wordt bepaald zoals beschreven in H.4.
- 2) Berekeningen waarbij het seismische belastingseffect wordt bepaald op basis van (vereenvoudigde) gebouw specifieke vloerspectra volgens de methode in H.3.2 en de seismische weerstand wordt bepaald zoals beschreven in H.4.
- 3) Berekeningen gebaseerd op bijlage F met NLTH-analyses met daarin meegenomen zowel het seismische belastingseffect als de seismische weerstand.

OPMERKING 1 De verschillende berekeningsniveaus zijn bedoeld om metselwerkwanden uit het vlak te beoordelen. De berekende uit-het-vlak wandverplaatsingen met de vereenvoudigde methoden komen niet exact overeen met de werkelijke fysieke verplaatsingen. Componenten uit de eerste twee berekeningsniveaus zijn gekalibreerd en uitsluitend bedoeld om te worden gebruikt binnen dat specifieke berekeningsniveau. Componenten mogen niet geïsoleerd of in combinatie met een ander berekeningsniveau worden toegepast. Bijvoorbeeld secundaire spectra van NLTH-analyses mogen niet worden gebruikt in combinatie met de in deze bijlage gepresenteerde NLKA-methode; andersom mogen de gebouw specifieke vloer spectra conform H.3.2 niet buiten de context van deze bijlage H worden gebruikt.

In deze bijlage worden twee verschillende methoden beschreven voor het bepalen van de seismische weerstand van loodrecht op het vlak belaste wanden van ongewapend metselwerk.

De eerste methode die in deze bijlage wordt beschreven is op de verplaatsingscapaciteit gebaseerd en heeft betrekking op in één richting verticaal overspannende wanden. Deze methode staat bekend als niet-lineaire kinematische analyse (NLKA). Deze methode is gemakkelijk te gebruiken en is minder conservatief dan lineaire methoden. De methode behoort bij voorkeur niet te worden gebruikt voor meer complexe situaties.

OPMERKING 2 Een NLKA is een berekeningsmethode om de constructieve weerstand van uit-het-vlak belaste ongewapende metselwerkwanden op basis van de geometrie van de wanden te bepalen.

De NLKA-methode houdt rekening met zowel het elastische gedrag als met het niet-lineaire gedrag van de bezwijkmechanismen. De NLKA-methode is in vergelijking met een zijdelingse krachtenmethode of een NLTH-berekening, een afgewogen methode om voldoende nauwkeurigheid te verkrijgen in relatie tot een beperkte complexiteit. Daarom is de NLKA methode een belangrijk onderdeel van zowel de Nieuw-Zeelandse [H.2] als de Italiaanse [H.3], [H.4] seismische beoordelingsrichtlijnen.

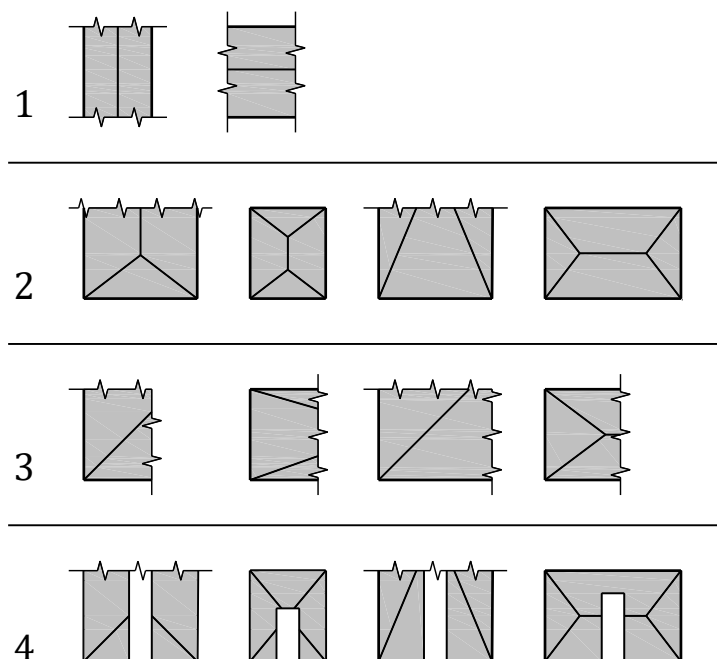
De in de Nieuw-Zeelandse seismische beoordelingsrichtlijnen beschreven methode is gebaseerd op [H.5], [H.6] en [H.7]; in de laatste herziening daarvan zijn aanpassingen gemaakt naar aanleiding van een uitgebreid experimenteel onderzoek [H.8], [H.9], [H.10], [H.11].

De tweede methode is een op kracht gebaseerde controle op basis van de methode van virtuele arbeid (MVA). Hierbij wordt op basis van een bekend bezwijkmechanisme de seismische weerstand van de wand bepaald. Het bezwijkmechanisme – of scheurpatroon – houdt verband met de ondersteuningscondities en de wandgeometrie, inclusief de positie en de afmetingen van openingen, zoals weergegeven in figuur H.1.

OPMERKING 3 Voor in twee richtingen overspannende metselwerkwanden is in de Australische norm voor constructies uit metselwerk AS 3700 [H.12] oorspronkelijk van het principe van virtuele arbeid uitgegaan. In een later stadium is het mechanisch model om het draagvermogen op buiging te bepalen verfijnd op grond van [H.14] en [H.15], rekening houdend met de invloed van het scheurpatroon. De geschiktheid van deze methode is gevalideerd aan verschillende series experimenten [H.16], [H.17], [H.18], [H.19], [H.20], [H.21], [H.22], [H.23], [H.24], [H.25].

De volgende configuraties worden onderscheiden:

- a) verticaal in één richting overspannende metselwerkwanden (figuur H.1, regel 1, rechts);
- b) horizontaal in één richting overspannende metselwerkwanden (figuur H.1, regel 1, links);
- c) in twee richtingen overspannende metselwerkwanden (figuur H.1, regels 2 t/m 4).



Legenda

- 1 in één richting overspannende wanden
- 2 in twee richtingen overspannende wanden, aan beide zijden ondersteund
- 3 in twee richtingen overspannende wanden, aan één zijde ondersteund
- 4 in twee richtingen overspannende wanden met daarin een opening, aan beide zijden ondersteund

Figuur H.1— Geïdealiseerde scheurpatronen voor metselwerkwanden (ontleend aan [H.1])

Bij zowel de NLKA-methode als de MVA is de juiste schematisering van de randvoorwaarden een belangrijk aspect, evenals de juiste bepaling van de verticale belastingen die op de te analyseren wand aangrijpen. Hierbij moet rekening worden gehouden met de mogelijkheid dat de randvoorwaarden die bij een statische belasting gelden, tijdens een aardbeving veranderen. Ook kan het gebeuren dat de verticale belasting op de wand niet meer samenvalt met de statische zwaartekrachtsbelasting door de herverdeling van krachten die wordt bepaald door de globale, in het vlak werkende, weerstandsmechanismen in de constructie. Het effect kan ook op andere wijzen worden bepaald, bijvoorbeeld met NLTH.

Een voorbeeld van een dergelijke verandering van de verticale belasting en de randvoorwaarden betreft de situatie waarin de schijfwerking wordt gevormd door een stijve in twee richtingen dragende vloer. Onder deze specifieke omstandigheden kan een deel van de vloer loskomen als gevolg van de buigweerstand van penanten die orthogonaal aan de te analyseren wand zijn verbonden. Dit kan eerst leiden tot een reductie van de verticale belasting en uiteindelijk tot verlies van de zijdelings steunende werking van de vloer aan de bovenzijde van de wand. Aanbevolen wordt om een eenvoudige controle zoals aangegeven in [H.26] uit te voeren, waarbij een grenswaarde wordt bepaald voor het mogelijk optreden van het laatstgenoemde effect: als de hoekverdraaiing θ (inter-storey drift) groter wordt dan de waarde die volgt uit formule (H.1) mag aan de bovenzijde van de wand niet meer met een zijdelingse ondersteuning door de vloer worden gerekend. Hierbij volgt θ uit:

$$\theta = r_{hv} \cdot \frac{4y}{l_p} \quad (\text{H.1})$$

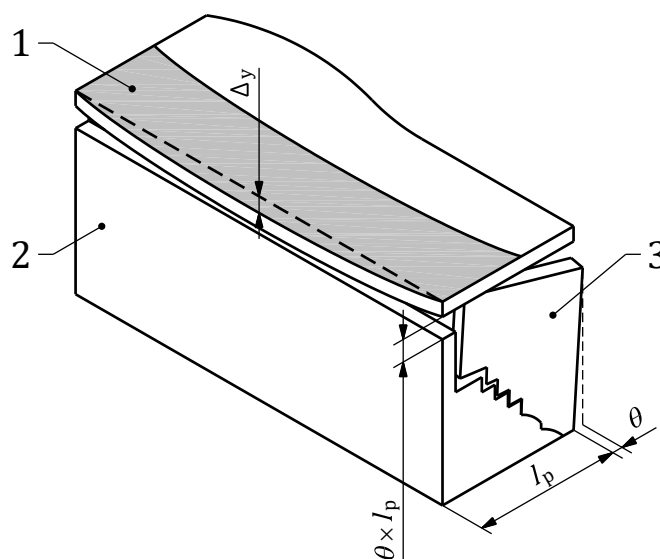
waarin:

r_{hv} is de verhouding tussen het plaatselijk loskomen van een als stijf aangenomen kantelende penant en een uit experimenten afgeleide waarde, die gelijk kan worden gesteld aan 1,4 [H.26];

- Δ_y is de verticale verplaatsing van de vloer (figuur H.2), die conservatief kan worden berekend door de vloer te beschouwen als balk met eenheidsbreedte, die draagt in de richting parallel aan de wand;
- l_p is de lengte van het penant dat in dwarsrichting aan de te analyseren wand is verbonden (figuur H.2).

De waarde θ moet worden geverifieerd met extra aandacht:

- wanneer een overwegend taaie respons in het vlak van een verdieping optreedt, zoals gedefinieerd in tabel G.2, of
- wanneer de capaciteit van individuele penanten om verplaatsingen in het vlak op te nemen is berekend met formule (G.31).



Legenda

- 1 eenheidsbreedte van de vloer die draagt in de richting parallel aan de wand
- 2 te analyseren uit-het-vlak belaste wand
- 3 penant
- Δ_y verticale verplaatsing van de vloer
- l_p lengte van het penant
- θ hoekverdraaiing tussen de bouwlagen

Figuur H.2 — Loskomen van de vloer van de ondersteunende wand veroorzaakt door het kantelen (rocking) van de penanten haaks daarop

De effectiviteit van de ondersteuning aan de bovenzijde van de te beschouwen wand kan worden verminderd door te grote horizontale verplaatsingen. In het geval van een flexibele vloerschijf kan de uit-het-vlak hoekverdraaiing van de te beschouwen wand θ_v significant groter zijn dan de hoekverdraaiing tussen de bouwlagen θ (inter-storey drift).

θ_v is de hoekverdraaiing van de wand uit het vlak, bepaald op grond van de verschillen in de maximale horizontale verplaatsing aan de boven- en onderzijde van de wand, inclusief de verplaatsing door vervorming van de ondersteunende vloerschijf.

De maximale vervorming in het vlak van de als schijf werkende vloer, gerelateerd aan de hoekverdraaiing ($\theta_v - \theta$), moet worden bepaald op basis van de eisen zoals geformuleerd in G.9.5.2.

De mogelijke aanwezigheid van doorlopende verticale voegen tussen penanten en wanden bij de hoeken van het gebouw en tussen binnenwanden en wanden langs de omtrek, moet in acht worden genomen, alsmede de eventuele aanwezigheid van metalen trekstaven in de mortelvoegen. In detail moet bij de bepaling van de randvoorwaarden worden nagegaan of de verbinding via zulke voegen in staat is om voldoende weerstand te bieden aan uit-het-vlak verplaatsingen van de beschouwde wand.

Bij het bepalen van de randvoorwaarden van de wand moet ook rekening worden gehouden met de mogelijke aanwezigheid van dilatatievoegen tussen penanten en borstweringen, met speciale aandacht voor niet-verticaal dragende buitenbladen van spouwmuren.

Voor spouwmuren behoren de volgende punten in acht te worden genomen:

- a) Bij de analyse van het gedrag van het binnenspouwblad behoort te worden aangenomen dat een niet-dragend buitenspouwblad verbonden is met het binnenspouwblad, zelfs als de koppelingen gecorrodeerd zouden kunnen zijn, tenzij het tegendeel wordt bewezen. De massa van het buitenblad heeft dan een extra horizontaal belastend effect op de dragende binnenwand. Als sprake is van mogelijk gecorrodeerde koppelingen, dan behoort voor het buitenblad, te behandelen als niet seismisch constructief element, het effect van mogelijk defecte koppelingen wel te worden meegenomen.
- b) Wanneer de massa van het buitenspouwblad wordt meegenomen in de belasting op het binnenspouwblad, maar niet bijdraagt aan de weerstand van de spouwmuur, behoort het buitenspouwblad te worden beschouwd als een niet seismisch constructief element. Als het niet-dragende binnenspouwblad bijdraagt aan de weerstand van de spouwmuur, moet het worden gezien als een seismisch constructief element.
- c) Het buitenspouwblad kan worden meegenomen bij de bepaling van de weerstand van de spouwmuur indien:
 - is aangetoond of ervoor is gezorgd dat voldoende betrouwbare koppelingen tussen de spouwbladen aanwezig zijn;
 - is aangetoond of ervoor is gezorgd dat voldoende betrouwbare koppelingen of ankers aanwezig zijn op het niveau van de schijf (dak of vloerplaat) om de koppeling tussen buitenspouwblad en schijf te mogen beschouwen als horizontale ondersteuning. In het geval van ankers behoort te worden nagegaan of er voldoende verplaatsingscapaciteit voorhanden is om het effect van temperatuurbewegingen op te vangen. Als de capaciteit van de verbinding tussen buitenspouwblad en de als schijf werkende vloer onvoldoende is, moet de verbinding tussen binnenspouwblad en de vloer in staat zijn de belasting van zowel het binnenspouwblad als het buitenspouwblad op te nemen;
 - de effecten van de dilatatievoegen of scheuren in het buitenspouwblad in de beschouwing zijn meegenomen en op correcte wijze in de randvoorwaarden zijn verwerkt. Bij in twee richtingen overspannende wanden kan in de meeste gevallen de weerstand van het buitenspouwblad niet in rekening worden gebracht, tenzij expliciet is aangetoond dat dit wel verantwoord is.
- d) Indien het buitenspouwblad in rekening kan worden gebracht bij de bepaling van de seismische weerstand van een alleen in verticale richting overspannende spouwmuur, kunnen de weerstand en de belasting van binnen- en buitenspouwblad in combinatie worden geverifieerd met de methode beschreven in H.4.1 voor de in één richting verticaal overspannende wanden met de formules (H.13) tot en met (H.20).
- e) Wanneer het buitenspouwblad kan worden meegerekend bij de bepaling van de weerstand van een spouwmuur van een horizontaal in één richting overspannende, of een in twee richtingen

overspannende wand, behoort de maximale scheurweerstand (Engels: *PCR* = Peak Cracking Resistance) als volgt te worden bepaald:

$$PCR_m = (PCR_1 \times m_1 + PCR_2 \times m_2) / (m_1 + m_2) \quad (H.2)$$

waarin:

PCR_m is de gemiddelde *PCR*, in *g*;

PCR_1 is de *PCR* van alleen het binnenspouwblad met de m_1 van dit blad, in *g*;

PCR_2 is de *PCR* van alleen het buitenspouwblad met de m_2 van dit blad, in *g*;

m_1 is de massa van wand 1;

m_2 is de massa van wand 2.

Niet-dragende buiten- en binnenspouwbladen zijn niet-seismische constructieve elementen waarbij de grootte van de belasting behoort te worden bepaald conform 2.2.2.2 en 2.2.3 en een beoordeling behoort te worden uitgevoerd conform 4.3.6. Een toets conform deze bijlage H kan worden beschouwd als een semiprobabilistische beoordeling. Als niet-seismische constructieve elementen bijdragen aan de capaciteit, moeten ze worden beschouwd als seismisch constructieve elementen.

H.2 Algemeen

Voor ongewapende metselwerkwanden die aan een gelijkmatig verdeelde seismische belasting door massatraagheid loodrecht op het vlak worden onderworpen, behoort een verificatie te worden uitgevoerd ten aanzien van lokaal bezwijken van de wand onder aardbevingsbelastingen met formule (H.3).

$$E_d \leq R_d \quad (H.3)$$

waarin:

E_d is de rekenwaarde van het effect van de horizontale seismische belasting die aangrijpt op het constructieve element, gelijk aan $S_{Ea;d}$, in *g*;

R_d is de rekenwaarde van de seismische weerstand van het element, in *g*.

De ondersteunende elementen van wanden behoren voldoende weerstand te hebben om de optredende belastingen te weerstaan. De reactiekrachten kunnen worden ingeschat met behulp van:

$$F_{a;d} = S_{Ea;d} \times W_a \quad (H.4)$$

waarin:

$F_{a;d}$ is de horizontale seismische kracht, werkend in het centrum van de massa van het constructieve element in de meest ongunstige richting, in kN;

$S_{Ea;d}$ is de rekenwaarde van de horizontale spectrale versnelling, op de betreffende hoogte aangrijpend op het constructieve element, in *g*, nader uitgewerkt in formules (H.5a) en (H.5b);

W_a is het gewicht van het constructieve element, in kN.

H.3 Rekenwaarde van het spectrum voor het element of de wand (seismische belasting)

H.3.1 Algemeen spectrum

De rekenwaarde van de horizontale spectrale versnelling, $S_{Ea;d}$, kan worden berekend met behulp van de onderstaande formules, afhankelijk van de eigenschappen van de constructie.

- c) Indien de ondersteunende constructie zich elastisch gedraagt of wanneer de fundamentele trillingsperiode van het element (T_a) langer is dan de effectieve trillingsperiode van de niet-elastische constructie (T_{eff}), dan geldt:

$$S_{Ea;d} = a_{g;d} \times \frac{1}{q_a} \times \left[\frac{3\left(1 + \frac{z}{h_n}\right)}{\left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_{eff}}\right)^2\right)} - 0,5 \right] \text{ en } S_{Ea;d} \geq S_e(T_a) \quad (H.5a)$$

- d) Indien de effectieve trillingsperiode van de niet-elastische constructie (T_{eff}) langer is dan de fundamentele trillingsperiode van het element (T_a), of wanneer op een andere wijze interactie kan worden verwacht, of bij het bepalen van verbindingskrachten, dan geldt:

$$S_{Ea;d} = a_{g;d} \times \frac{1}{q_a} \left(2,5 + 3 \frac{z}{h_n} \right) \text{ en } S_{Ea;d} \geq S_e(T_a) \quad (H.5b)$$

OPMERKING 1 Deze formule is gebaseerd op formule 4.25 van NEN-EN 1998-1. De formule is aangepast om een mogelijke niet-conservatieve afname van de vergroting van de uit-het-vlak-belasting voor zeer korte perioden te compenseren. In de rekenwaarde van de piekgrondversnelling $a_{g;d}$ zijn reeds de herhalingstijd en de importantiefactor uit tabel 2.4 voor het beschouwde element verwerkt. Zie ook opmerking 5.

Voor de in bovenstaande formules gehanteerde symbolen geldt:

$$T_a = \sqrt{\frac{0,28h}{\left(1 + \frac{2F}{W_a}\right)}} \text{ voor in één richting verticaal overspannende wanden en kopgevels} \quad (H.6)$$

en

$$T_a = \sqrt{0,65h \left[1 + \left(\frac{t}{h} \right)^2 \right]} \text{ voor verticale uitkragingen} \quad (H.7)$$

De in formule (H.6) en (H.7) gegeven factoren 0,28 respectievelijk 0,65 hebben de eenheid: $\left[\frac{s^2}{m} \right]$.

Deze formules gelden voor enkelvoudige wanden. Voor de symbolen geldt:

$S_e(T_a)$ is rekenwaarde van de horizontale spectrale versnelling af te leiden uit het grondspectrum gegeven in de webtool, in g ;

$a_{g;d}$ is de rekenwaarde van de piekgrondversnelling, in g ;

q_a is de elementgedragsfactor:

— $q_a = 2,0$ voor uitkragingen, verticale overspanningen en gevels;

OPMERKING 2 De elementgedragsfactor is van toepassing op krachtenmethoden en niet op verplaatsingsmethoden. Bij uitkragingen, verticale overspanningen en gevels waar de NLKA-methode wordt toegepast geeft de elementgedragsfactor niet de ductiliteit van het systeem weer, maar behoort deze gezien te worden als een correctiefactor om de interactie van de trilling van het gebouw met de trilling van de wand in rekening te brengen.

- $q_a = 2,0$ voor horizontale overspanningen;
 - $q_a = 2,0$ voor in twee richtingen overspannende wanden als ten minste aan één van de volgende voorwaarden wordt voldaan:
 - de buigweerstand van het mechanisme met lijnvormige breuklijn in formule (H.23) resulteert in de laagste weerstand van de wand en is maatgevend;
 - er gebruik is gemaakt van de vergelijkingen en formules uit NEN-EN 1996-1-1 zoals beschreven in opmerking 1 bij H.4.2, waarbij er vanuit is gegaan dat de diagonale scheuren ook door de stenen kunnen lopen;
 - de wand bestaat uit blokken en/of elementen uit kalkzandsteen;
 - $q_a = 2,7$ voor in twee richtingen overspannende wanden, waarbij op grond van formule (H.23) de weerstand behorende bij een bezwijkmechanisme met getrapte scheuren het kleinst is, zodat deze maatgevend is. De factor q_a mag uitsluitend gelijk aan 2,7 worden gehouden als de weerstand bepaald is met formule (H.23). Daaruit volgt dat de diagonale scheur getrapd zal verlopen. Bij gebruik van de methode volgens NEN-EN 1996-1-1 moet q_a altijd gelijk worden gehouden aan 2,0.
- z is de hoogte van (het zwaartepunt van) de wand of het element, gerekend vanaf de bovenkant van de fundering of als star te beschouwen kelder, in m;
- h_n is de hoogte gemeten vanaf de bovenkant van de stijve fundering tot de hoogste vloer die bijdraagt aan de massa van het gebouw, in m, zie G.4.3 (2) en figuur G.5;
- h is de hoogte van de wand, in m;
- T_a is de fundamentele trillingsperiode van de wand of het element in geval van in één richting verticaal overspannende wanden, gevels en uitkragingen, of de fundamentele trillingsperiode voor in één richting horizontaal overspannende of in twee richtingen overspannende wanden, in s. T_a kan enerzijds worden gebruikt voor het bepalen van de rekenwaarde van de belasting (formule (H.5)) en anderzijds om de weerstand te bepalen (formule (H.19));
- T_{eff} is de effectieve trillingsperiode bepaald op grond van de effectieve stijfheid van het gebouw in de betreffende richting, gebaseerd op de in bijlage G beschreven methode, in s. In het geval dat de constructie in de elastische fase blijft (aangetoond met de NLPO-methode beschreven in bijlage G, of op een andere wijze) behoort de periode gebaseerd op de elastische stijfheid van het gebouw in de betreffende richting, te worden aangehouden;
- t is de dikte van de wand, in m;
- F is de totale bovenbelasting aangrijpend op de bovenkant van de wand, in kN;
- W_a is het eigen gewicht van de wand, in kN.

OPMERKING 3 De NLKA-methode is een niet-lineaire berekeningsmethode. Onderzoek [H.28] heeft uitgewezen dat voor wanden die in één richting overspannen, resultaten worden verkregen die dicht liggen bij de resultaten verkregen met meer gedetailleerde methoden. Hierbij wordt uitgegaan van het lineaire

responspectrum en van 60 % van de maximale verplaatsing die toelaatbaar is. Dat is 60 % van de instabiliteitsverplaatsing voor verticale overspanningen en 30 % van de instabiliteitsverplaatsing voor uitkragingen, respectievelijk 36 % en 18 % van de instabiliteitsverplaatsing.

OPMERKING 4 De formules (H.5a) en (H.5b) zijn geverifieerd met berekeningen van metselwerk van gebouwen in de regio Groningen met maximaal 4 bouwlagen voor de Near Collapse grenstoestand.

Eigenperioden voor horizontale of in twee richtingen overspannende wanden behoren te worden berekend met behulp van mechanicamodellen, waarbij ten aanzien van de materiaaleigenschappen rekening wordt gehouden met scheurvorming. Bij toepassing van lineaire modellen, kan het effect van scheurvorming volgens 9.4 (3) van NEN-EN 1998-1:2005 in rekening wordt gebracht, waarbij de ongunstigste situatie wordt aangehouden tussen de gescheurde en ongescheurde toestand.

OPMERKING 5 Proeven op in twee richtingen overspannende wanden met een bezwijkmechanisme gebaseerd op getrapte scheuren lopend door de voegen, lieten na het bereiken van de *PCR* (Peak Cracking Resistance) significant meer ductiliteit zien dan bezwijkmechanismen met een lijnvormige breuklijn waarbij de scheur door de stenen loopt. Daarom is de *q*-factor bij het bezwijken met het trapvormige scheurmechanisme vergroot met een factor 1,33. Dit resulteert in de waarde $q_a = 2,7$.

H.3.2 Gebouwspecifiek spectrum

De in deze bijlage gepresenteerde gebouwspecifieke (vloer) spectra zijn afgeleid in samenhang met de methoden zoals beschreven H.4 voor de controle van uit-het-vlak belaste metselwerkwanden. De spectra kunnen daarom niet voor andere berekeningswijzen, constructies of aardbevingsgebieden buiten Noordoost-Nederland worden gebruikt, tenzij dit met experimenten of geavanceerde berekeningsmethoden wordt gevalideerd.

H.3.2.1 Eisen

Voor een gebouwspecifiek spectrum wordt gebruik gemaakt van de gebouwkenmerken die specifiek voor dat gebouw gelden. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van de resultaten uit de NLPO-berekening van bijlage G. Vereenvoudigingen die in bijlage G zijn toegelaten omdat deze tot conservatieve resultaten leiden, zijn niet toegestaan bij het bepalen van het gebouwspecifieke spectrum omdat dit mogelijk tot niet-conservatieve resultaten voor het spectrum leidt. Vooral de onderschatting van het afschuifdraagvermogen van het gebouw is onveilig bij de bepaling van het gebouwspecifieke spectrum.

Eisen te stellen aan de NLPO-berekening voor het gebouwspecifieke spectrum zijn:

- Er behoort een realistische schatting van het afschuifdraagvermogen van het gebouw te worden bepaald in de NLPO-berekening waarbij conservatieve keuzes voor de NLPO-analyse niet mogen zijn toegepast.
- Lateien en borstweringen boven openingen moeten in de NLPO-berekening betrokken zijn, conform G.9.3.
- Alle onderdelen die, ongeacht of deze daarvoor ontworpen zijn, bijdragen aan de zijdelingse weerstand van een gebouw, moeten beschouwd zijn (bijv. binnenwanden, niet-dragende HSB-gevels, enz.).
- Voor meerlaagse gebouwen moeten alle bouwlagen in het model zijn betrokken.
- SLAMA-berekeningen zijn niet toegelaten.

Aanvullende eisen zijn:

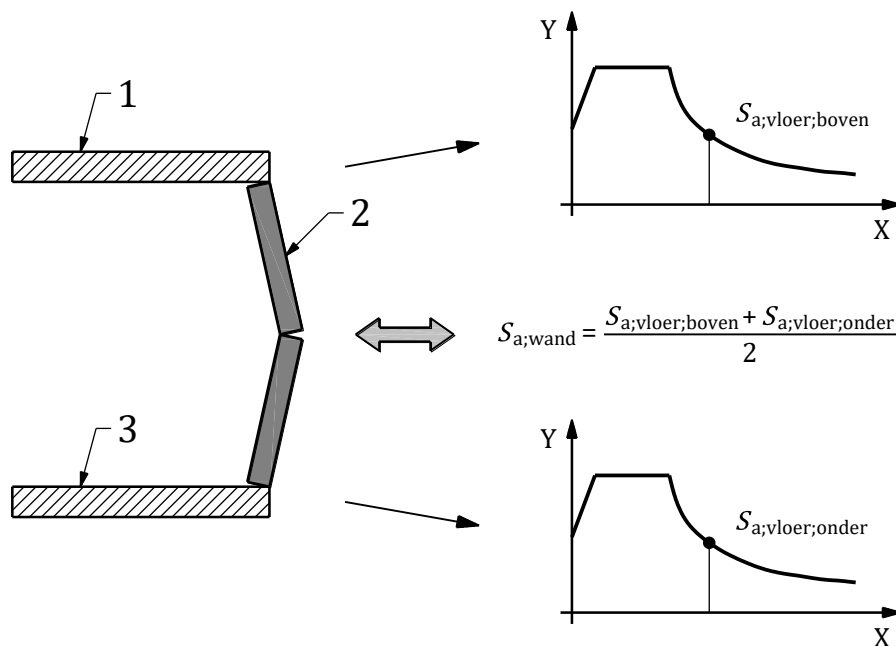
— De stijfheid van de vloerschijven behoort in rekening te zijn gebracht.

— Het gebouwspecifieke spectrum is ook locatiespecifiek. De locatie of het punt van het vloerspectrum moet representatief zijn voor de beschouwde uit-het-vlak belaste wand. Invloeden uit torsiebewegingen, onregelmatigheden en dergelijke moeten in de beschouwing zijn meegenomen. In veel gevallen zal hiervoor een 3D-model moeten worden opgezet als deze effecten aanwezig zijn.

H.3.2.2 Algemeen proces

Een gebouwspecifiek spectrum voor de toetsing van uit-het-vlak belaste wanden wordt bepaald uit de vloerspectra van de onderliggende en bovenliggende vloer. Het proces is als volgt (zie figuur H.3):

- 1) Bepaal het vloerspectrum van de onderliggende vloer op de locatie van de uit-het-vlak belaste wand.
- 2) Bepaal het vloerspectrum van de bovenliggende vloer op de locatie van de uit-het-vlak belaste wand.
- 3) Bepaal de wandversnelling uit-het-vlak als het gemiddelde van het vloerspectrum van de onderliggende vloer en de bovenliggende vloer.



Legenda

X-as	T_{eff} , effectieve trillingsperiode
Y-as	S_a , spectrale versnelling
1	bovenliggende vloer
2	wand
3	onderliggende vloer

Figuur H.3 — Bepaling uit-het-vlak versnelling uit bijbehorende vloerspectra

$$S_{Ea;d} = (S_{Ea;d,vloer;i} + S_{Ea;d,vloer;i+1})/2 \quad (\text{H.8})$$

De vloerspectra moeten worden bepaald of geschat met één van de onderstaande methoden:

- 1) lineair vloerspectrum, wanneer de globale respons van het gebouw(deel) elastisch is, of wanneer de vloer aan de onderzijde een begane grondvloer is volgens paragraaf H.3.2.3;
- 2) niet-lineair vloerspectrum, wanneer de globale respons van het gebouw(deel) inelastisch of ductiel is volgens paragraaf H.3.2.4.

OPMERKING 1 Een globale lineaire respons wordt verondersteld wanneer de periodeverlenging van het equivalente SDOF-systeem minder dan 0,1 s is, ofwel $T_{\text{eff}} - T_1 \leq 0,1$ s.

OPMERKING 2 Een globale niet-lineaire respons wordt verondersteld wanneer de periodeverlenging van het equivalente SDOF-systeem meer dan 0,1 s is, $T_{\text{eff}} - T_1 > 0,1$ s.

H.3.2.3 Lineair vloerspectrum

Voor het lineaire vloerspectrum behoort de rekenwaarde van het elastische grondspectrum $S_e(T_a)$ conform vergelijkingen (3.3) t/m (3.6) en de webtool aangehouden te worden.

In H.3.2.5 worden aanvullende bepalingen voor het toepassen van vloerspectra binnen een gebouw gegeven.

H.3.2.4 Niet-lineair vloerspectrum

Indien de globale respons van het gebouw(deel) niet-lineair is, dan behoort een niet-lineair vloerspectrum te worden bepaald. Deze is voor gebouwen met maximaal drie bouwlagen als volgt gedefinieerd:

$$a_{\text{vloer};i} = \frac{V_{\text{cap};\text{fund}}}{(1000 \times m_{\text{eff}} \times g)} \times \Gamma \times \phi_i \quad (\text{H.9})$$

$$S_{\text{Ea};\text{d};\text{vloer};i} = a_{\text{vloer};i} \quad \text{indien } T_a = 0 \quad (\text{H.10})$$

$$S_{\text{Ea};\text{d};\text{vloer};i} = a_{\text{vloer};i} \times \left(1 + \frac{T_a}{T_1} \times (DAF - 1) \right) \quad \text{indien } 0 < T_a \leq T_1 \quad (\text{H.11})$$

$$S_{\text{Ea};\text{d};\text{vloer};i} = DAF \times a_{\text{vloer};i} \quad \text{indien } T_1 < T_a \leq T_{\text{eff}} \quad (\text{H.12})$$

$$S_{\text{Ea};\text{d};\text{vloer};i} = DAF \times a_{\text{vloer};i} \times \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_a} \right)^2 \quad \text{indien } T_a > T_{\text{eff}} \quad (\text{H.13})$$

waarin:

$a_{\text{vloer};i}$ is de piekvloerversnelling, in m/s²;

$V_{\text{cap};\text{fund}}$ is het afschuifdraagvermogen van het equivalente SDOF-systeem ter plaatse van de fundering, bepaald met de in bijlage G beschreven methode, in kN;

m_{eff} is de effectieve massa van het equivalente SDOF-systeem volgens G.4.3 (1), in kg;

DAF is de dynamische amplificatiefactor, welke voor uit-het-vlak belaste metselwerkwanden van gebouwen met maximaal 3 bouwlagen in Noordoost-Nederland op 2,0 gesteld is;

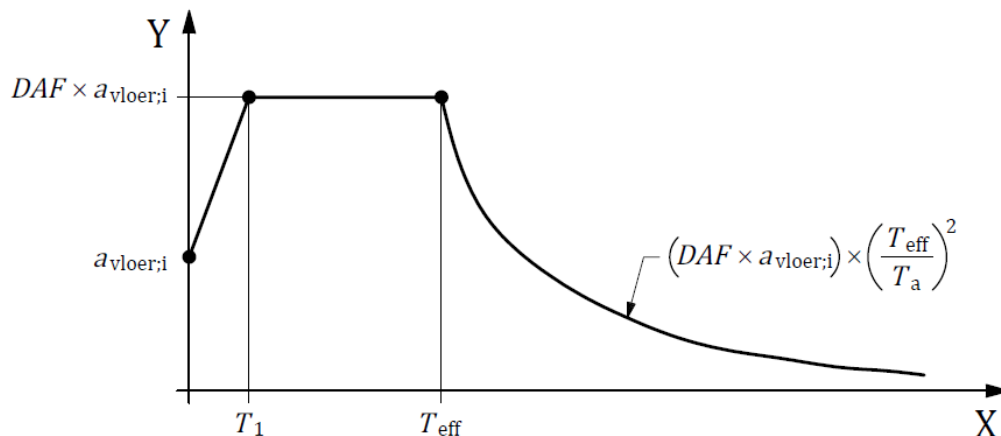
Γ is de transformatiefactor, zoals gedefinieerd in B.2 in NEN-EN-1998-1;

ϕ_i is de genormaliseerde verplaatsing, zoals gedefinieerd in B.1 in NEN-EN-1998-1;

T_1 is de fundamentele trillingsperiode van het gebouw in de betreffende richting op basis van de elastische stijfheid, in s;

T_{eff} is de effectieve trillingsperiode, bepaald op grond van de effectieve stijfheid van het gebouw in de betreffende richting, gebaseerd op de in bijlage G beschreven methode, in s.

Het niet-lineair vloerspectrum is weergegeven in figuur H.4.



Legenda

X-as T_a , trillingsperiode van de wand uit-het-vlak
Y-as $S_{Ea;d,vloer;i}$, spectrale versnelling

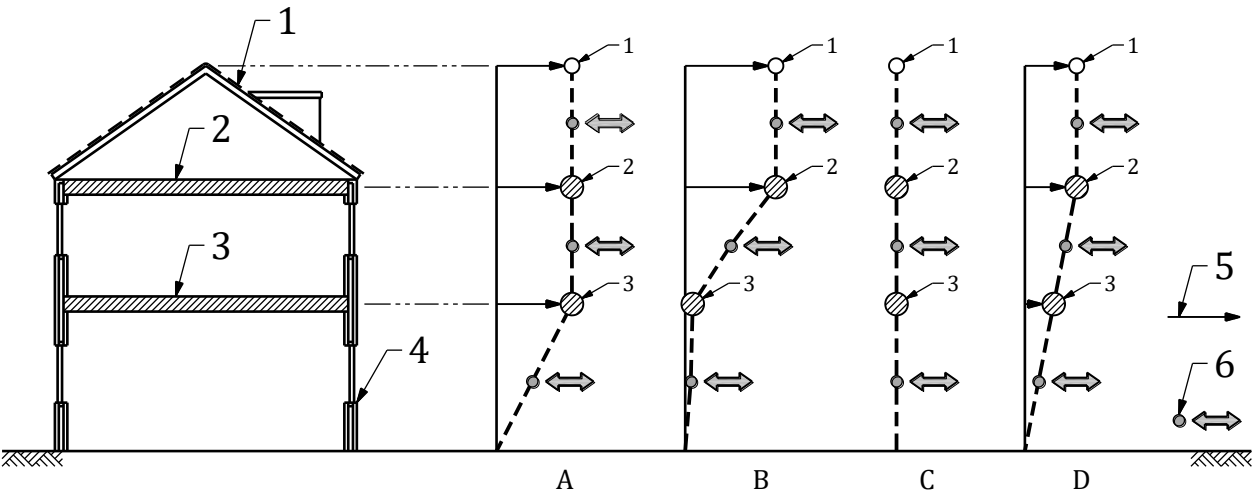
Figuur H.4 — Niet-lineair vloerspectrum

Alle vormen van belastingsvectoren conform paragraaf G.4.6 die voor de NLPO-analyse noodzakelijk zijn, zowel in positieve als negatieve richting, moeten bij het bepalen van de niet-lineaire vloerspectra in rekening worden gebracht.

H.3.2.5 Aanvullende bepalingen voor het toepassen van vloerspectra binnen een gebouw

Voor meerlaagse gebouwen is het belangrijk om te weten waar de niet-lineaire vervorming in het gebouw optreedt. Waar een lineair of niet-lineair vloerspectrum van toepassing is, hangt van het gebouw en het bijbehorende faalmechanisme af. In figuur H.5 worden de volgende indicatieve faalmechanismen getoond:

- A. faalmechanisme op de begane grond (soft storey);
- B. faalmechanisme op de eerste verdieping (soft storey);
- C. geen faalmechanisme aanwezig (globale elastische respons);
- D. globaal faalmechanisme verdeeld over alle verdiepingen.



Legenda

- 1 topgevel
- 2 vloer 2e verdieping
- 3 vloer 1e verdieping
- 4 wand
- 5 niet-lineaire verplaatsing
- 6 uit-het-vlak verplaatsing of versnelling van de wand

Figuur H.5 — Verschillende faalmechanismen binnen één gebouw

In tabel H.1 is aangegeven welke vloerspectra (niet-lineair of lineair) moeten worden gehanteerd voor ieder indicatief faalmechanisme en per verdieping.

Tabel H.1 — Type vloerspectra per verdieping en faalmechanisme (indicatief)

Locatie	Mechanisme A	Mechanisme B	Mechanisme C	Mechanisme D
Topgevel	Niet-lineair vloerspectrum	Niet-lineair vloerspectrum	Lineair vloerspectrum	Niet-lineair vloerspectrum
2 ^e verdieping	Niet-lineair vloerspectrum	Niet-lineair vloerspectrum	Lineair vloerspectrum	Niet-lineair vloerspectrum
1 ^e verdieping	Niet-lineair vloerspectrum	Lineair vloerspectrum	Lineair vloerspectrum	Niet-lineair vloerspectrum
Begane grond	Lineair vloerspectrum	Lineair vloerspectrum	Lineair vloerspectrum	Lineair vloerspectrum

OPMERKING 1 Voor mechanisme C (globale elastische respons) is er een lichte vergroting van de piekvloerversnellingen over de hoogte van het gebouw. Deze kan voor gebouwen tot en met 3 bouwlagen worden verwaarloosd.

OPMERKING 2 Voor mechanisme D zijn de niet-lineaire vloerspectra afwijkend doordat de piek vloerversnelling $a_{\text{vloer},i}$ lineair met de gebouwverplaatsing toeneemt. Dit behoort in vergelijking (H.9) t/m (H.13) in de piek vloerversnelling $a_{\text{vloer},i}$ te worden verrekend.

OPMERKING 3 Indien andere mechanismen dan de hierboven genoemde A t/m D optreden, of indien andere verplaatsingsprofielen uit een mechanisme volgen, behoort de piek vloerversnelling $a_{\text{vloer},i}$ in vergelijking (H.9) t/m (H.13) te worden gecorrigeerd.

H.4 De seismische weerstand

De rekenwaarde van de seismische weerstand R_d kan op verschillende manieren worden bepaald, afhankelijk van de wijze waarop de wand is ondersteund, zoals eerder aangegeven in hoofdstuk H.1.

H.4.1 In één richting verticaal overspannende wanden

De NLKA-methode wordt toegepast voor de berekening van de weerstand uit-het-vlak van ongewapende metselwerkwallen die verticaal in één richting overspannen.

De waarde van de weerstand R_d , uitgedrukt in g , kan worden ontleend aan de grafieken in figuur H.11 (hoofdstuk H.5) met gebruikmaking van de volgende parameters:

e_{top} excentriciteit aan de bovenzijde, in mm;

e_b excentriciteit aan de onderzijde, in mm;

θ_v de uit-het-vlak hoekverdraaiing, de relatieve verplaatsing tussen boven- en onderzijde, van de te beschouwen wand;

t_{eff} de effectieve dikte van de wand, in mm.

De effectieve dikte van de wand is de dikte die is bepaald gebruik makend van het equivalente rechthoekige spanningsblok dat wordt gevormd als wanden uit het vlak kantelen. Deze dikte kan benaderend worden bepaald op basis van de wanddikte t_{nom} , rekening houdend met het niet volledig met mortel gevuld zijn van de voegen tussen de stenen (inspringingen) conform formule (H.13).

$$t_{\text{eff}} = t_{\text{nom}} \times (0,975 - 0,025 \times F / W_a) \quad (\text{H.13})$$

waarin:

t_{nom} is de wanddikte zonder aftrek van inspringingen in de mortelvoegen, in mm;

F is de totale bovenbelasting die aangrijpt op de bovenkant van de wand, in kN;

W_a is het eigen gewicht van de wand, in kN.

Er zijn vier mogelijkheden voor het beoordelen van metselwerkwallen met een verticale overspanning in één richting:

- 1) beoordelen op grond van een verticale overspanning voor het typische geval van tussen verdiepingen gebouwde metselwerkwallen;
- 2) beoordelen op grond van een kopgeveluiteinde, te gebruiken voor kopgevels waarbij voldoende ondersteuning is voorzien op het dakniveau;

3) beoordelen op grond van een uitkraging, te gebruiken voor borstweringen, scheidingswanden en kopgevels die niet op het dakniveau worden ondersteund;

4) beoordelen van schoorstenen als verbijzondering van de uitkragingsoplossing, zie mogelijkheid 3.

Om de verbinding van de wand met de aansluitende onderdelen te kunnen beoordelen, behoort rekening te worden gehouden met de koppeling tussen elementen die kan veranderen tijdens een aardbeving.

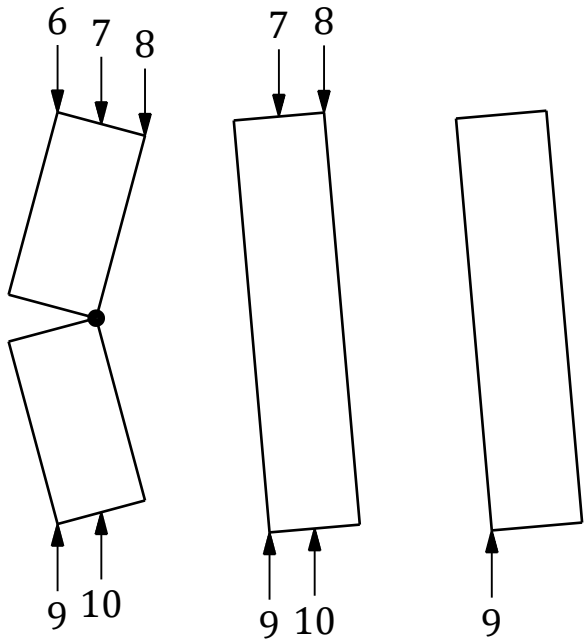
Bepaal de excentriciteiten e_{top} aan de bovenzijde en e_b aan de onderzijde van de wand.

De excentriciteiten behoren gerelateerd te zijn aan het hart van de wand ($0 \pm t_{eff} / 2$) en op basis van de verbindingdetails en stijfheid te worden vastgesteld.

OPMERKING 1 Voorbeelden van excentriciteiten zijn gegeven in tabel H.2.

Tabel H.2 — Voorbeelden van excentriciteiten

Situatie	Opzet	Beschrijving van type excentriciteit	Voorbeeld
In één richting verticaal overspannende wanden		1. ($e_{top} = t_{eff}/2$)	Representatief voor een stijve vloer
		2. ($e_{top} = 0$)	In de wand ingelaten houten vloerbalken om de kracht in te leiden in het hart van de wand (tenzij verbonden met balkankers; dan is excentriciteit type 1 van toepassing)
		3. ($e_{top} = -t_{eff}/2$)	Representatief voor balken die tegen het binnenvlak van de wand zijn bevestigd
		4. ($e_b = t_{eff}/2$)	Starre fundering of starre betonnen plaat onder de wand
		5. ($e_b = 0$)	Flexibele fundering op staal met lage doorsnedehoogte
Kopgevel- of eindwanden en uitkragingen		6. ($e_{top} = t_{eff}/2$)	Representatief voor een stijve vloer
		7. ($e_{top} = 0$)	In de wand ingelaten gordingen om de kracht in te leiden in het hart van de wand

Situatie	Opzet	Beschrijving van type excentriciteit	Voorbeeld
		8. ($e_{\text{top}} = -t_{\text{eff}}/2$)	Representatief voor gordingen die tegen het binnenvlak van de wand zijn bevestigd
		9. ($e_b = t_{\text{eff}}/2$)	Starre fundering of betonnen vloer onder de wand
		10. ($e_b = 0$)	Flexibele fundering op staal met lage doorsnedehoogte

waarin:

e_{top}

is de excentriciteit aan de bovenzijde van de wand, in mm;

e_b

is de excentriciteit aan de onderzijde van de wand, in mm;

t_{eff}

is de effectieve dikte van de wand, in mm.

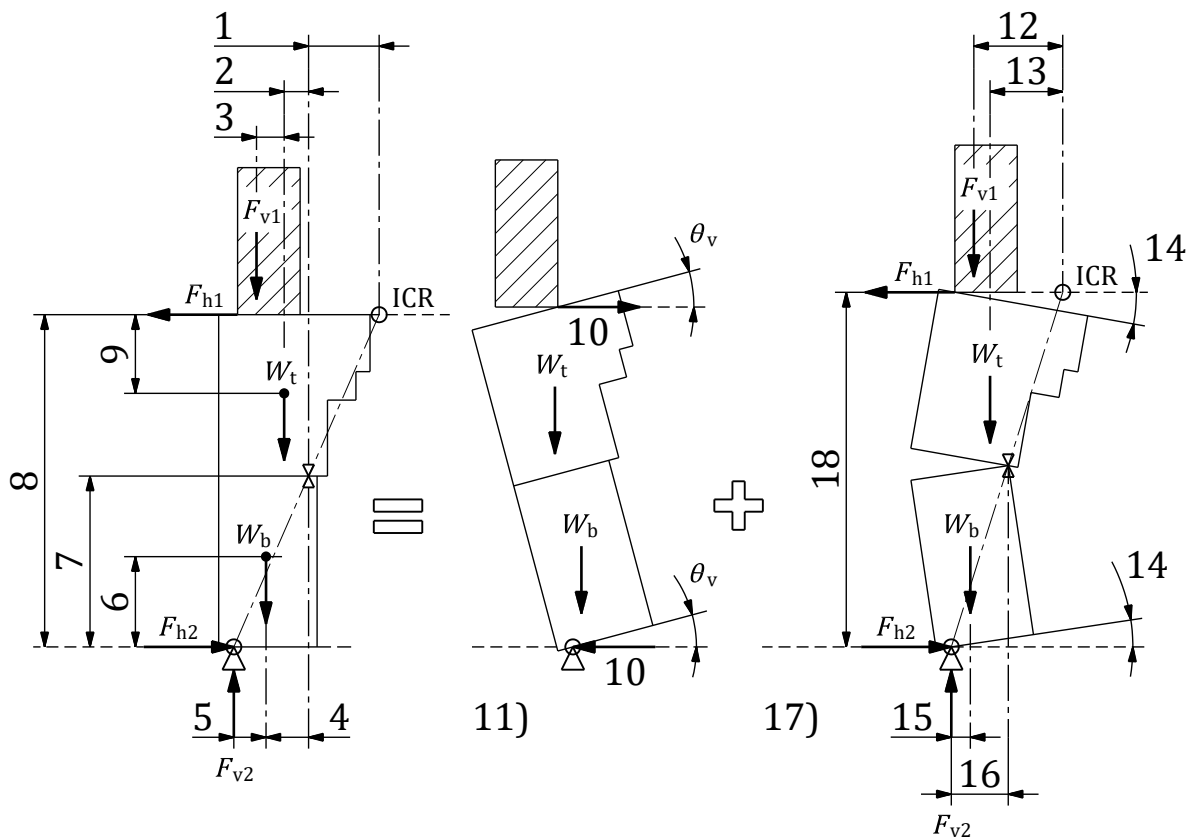
Bepaal de relatieve verplaatsing (drift) tussen de bouwlagen en de totale uit-het-vlak hoekverdraaiing θ_v , rekening houdend met de invloed van de vervormbaarheid van de vloer. Ter vereenvoudiging mag worden uitgegaan van een uit-het-vlak hoekverdraaiing θ_v tussen de bouwlagen van 2,5 %. Daarna mogen de grafieken in figuur H.11 tot en met figuur H.15 worden gebruikt.

De juiste grafiek behoort te worden gebruikt om de weerstand (R_d), uitgedrukt als percentage van g , te bepalen. Waar nodig behoort lineaire interpolatie te worden toegepast voor de uit-het-vlak hoekverdraaiing θ_v voor waarden tussen 0 % en 2,5 %.

Als de afgelezen waarde van R_d groter is dan $S_{Ea;d}$, is voldaan aan formule (H.3).

OPMERKING 2 Bij het gebruik van de NLKA-methode in hoofdstuk 5 voor de beoordeling van uit-het-vlak belaste wanden van ongewapend metselwerk, is de grenstoestand NC gedefinieerd als 60 % van de instabiliteitsverplaatsing voor verticale overspanningen en 30 % voor uitkragingen [H.28]. De instabiliteitsverplaatsing is afhankelijk van grenscondities, bovenbelasting en wanddikte. In figuur H.11 is het 60%- en 30%-criterium als basis aangehouden.

De parameters en bezwijkmechanismen, die verband houden met belasting uit het vlak en onderlinge verplaatsing tussen bouwlagen, zijn in figuur H.6 weergegeven.



Legenda

1	$e_0 + e_b$	14	$A, \delta A$
2	excentriciteit van de massa W_t ten opzichte van het kantelpunt e_t	15	$e_b - A \times y_b$
3	excentriciteit van de bovenbelasting ten opzichte van het massamiddelpunt W_t , e_F	16	$e_0 + e_b - A \times h/2$
4	excentriciteit van de massa W_b ten opzichte van het kantelpunt e_0	17)	kantelende wand
5	excentriciteit van de massa W_b ten opzichte van het kantelpunt e_b	18	$h + A \times (e_0 + e_b + e_t + e_F)$
6	afstand van het massamiddelpunt tot de onderkant van het onderste wanddeel y_b	F_{v1}	bovenbelasting
7	$h/2$	F_{h1}	horizontale kracht
8	hoogte van het wanddeel h	F_{v2}	verticale reactiekracht
9	afstand van het massamiddelpunt tot de bovenkant van het bovenste wanddeel y_t	F_{h2}	horizontale reactiekracht
10	oplegreactie	W_t	eigen gewicht van het bovenste deel van de wand
11)	hoekverdraaiing (max. 0,025)	W_b	eigen gewicht van het onderste deel van de wand
12	$e_0 + e_b + e_t + e_F - A \times h$	ICR	momentaan rotatiecentrum
13	$e_0 + e_b + e_t - A \times (h - y_t)$	θ_v	Uit-het-vlak hoekverdraaiing van de wand

waarbij:

A is b/a

a is $W_b \times y_b + W_t \times (h - y_t) + F_{v1} \times h$

b is $W_b \times e_b + W_t \times (e_0 + e_b + e_t) + F_{v1} \times (e_0 + e_b + e_t + e_F) - \theta_v \times (W_b \times y_b + W_t \times y_t)$

Figuur H.6 — Bezwijkmechanismen en parameters van uit het vlak belaste wanden (ontleend aan [H.1])

In het geval dat het buitenspouwblad mag worden meegerekend bij de bepaling van de weerstand van de spouwmuur voor in één richting overspannende wanden (zie de eerder genoemde voorwaarden voor spouwmuren), behoren de hiervoor genoemde formules conform de NLKA-methode als volgt te worden toegepast:

- a) Voor het binnen- en buitenspouwblad behoren de factoren a , b (zie formuleverklaringen opgenomen in figuur H.6) en J , zie hierna, onafhankelijk van elkaar te worden bepaald, elk met hun eigen randvoorwaarden en bovenbelasting.
- b) De factoren a , b en J voor het binnen- en het buitenspouwblad worden bij elkaar opgeteld, waarmee de factoren a , b en J voor de spouwmuur als één geheel worden verkregen.

Indien het buitenspouwblad niet bijdraagt aan de weerstand, maar wel extra massa geeft, dan behoren de factoren a en b van alleen het binnenblad te worden gehanteerd. Voor spouwmuren behoort altijd de factor J voor zowel het binnen- als het buitenspouwblad bij elkaar te worden opgeteld, ongeacht of het buitenspouwblad aan de weerstand bijdraagt of niet.

- c) De rotatie A_{cav} voor de spouwmuur wordt afgeleid met de gecombineerde factoren a en b .

De fundamentele trillingsperiode van de spouwmuur T_a (die boven en onder is ondersteund) wordt verkregen met de volgende formule (zie legenda in figuur H.6 voor symbolen):

$$T_a = 4,07 \sqrt{\frac{J}{a}} \quad (\text{H.14})$$

waarbij J het rotatie-traagheidsmoment is, te bepalen met:

$$J = J_{b0} + J_{t0} + \frac{1}{g} \{ W_b [e_b^2 + y_b^2] + W_t [(e_0 + e_b + e_t)^2 + y_t^2] + F_{v1} [(e_0 + e_b + e_t + e_F)^2] \} + J_{anc} \quad (\text{H.15})$$

waarbij J_{b0} en J_{t0} de massa-traagheidsmomenten zijn voor de bovenste en de onderste helft van de wand, gerelateerd aan hun zwaartepunt. J_{anc} is het massa-traagheidsmoment van de aan de wand bevestigde delen, zoals bijvoorbeeld een wandbeplating die geen integraal onderdeel zijn van de wand maar wel aan de massa bijdragen.

J_{anc} behoort te worden bepaald conform de gerelateerde mechanica modellen. Speciale aandacht moet hierbij uitgaan naar het rotatiecentrum dat in de berekening wordt gebruikt. Als de extra massa wordt veroorzaakt door een element met dezelfde vorm, massa en randvoorwaarden, kan J_{anc} worden bepaald met de formules (H.18) en (H.15).

Voor een wand, ondersteund aan de boven- en onderzijde, met een kantelscheur op halve hoogte (figuur H.2 rechts) en een volumegewicht ρ , volgt per eenheidslengte het massa-traagheidsmoment om de horizontale as door het zwaartepunt uit:

$$I_{xx} = \rho \times t_{\text{eff}} \times \left(\frac{h}{2}\right)^3 / 12 \text{ [kgm}^2\text{]} \quad (\text{H.16})$$

$$I_{yy} = \rho \times \left(\frac{h}{2}\right) \times t_{\text{eff}}^3 / 12 \text{ [kgm}^2\text{]} \quad (\text{H.17})$$

waar t_{eff} is de effectieve wanddikte en h is de hoogte van de wand, beiden in m.

Het polaire traagheidsmoment door het zwaartepunt is de som van de voorgaande termen, ofwel:

$$J_{b0}[\text{kgm}^2] = J_{t0} = I_{xx} + I_{yy} = \rho t_{\text{eff}} \left(\frac{h}{2} \right) [t_{\text{eff}}^2 + \left(\frac{h}{2} \right)^2] / 12$$

$$= \frac{m}{2} \times \frac{[t_{\text{eff}}^2 + (h/2)^2]}{12} = \frac{W}{2g} \times \frac{[t_{\text{eff}}^2 + (h/2)^2]}{12} \quad (\text{H.18})$$

waarin m de massa [kg] is en W [N] het eigen gewicht van de hele wand.

Voor de rekenwaarde van de weerstand van een spouwmuur, in g , kan worden afgeleid dat geldt:

$$R_d = 0.3 \times h \times A_{\text{cav}} / \left(\gamma \times \left(\frac{T_a}{2\pi} \right)^2 \times g \right) \quad (\text{H.19})$$

Daarbij zijn W_b en W_t gecombineerd voor het binnen- en buitenspouwblad met behulp van de participatiefactor γ :

$$\gamma = \frac{(W_b \times y_b + W_t \times y_t) h}{2Jg} \quad (\text{H.20})$$

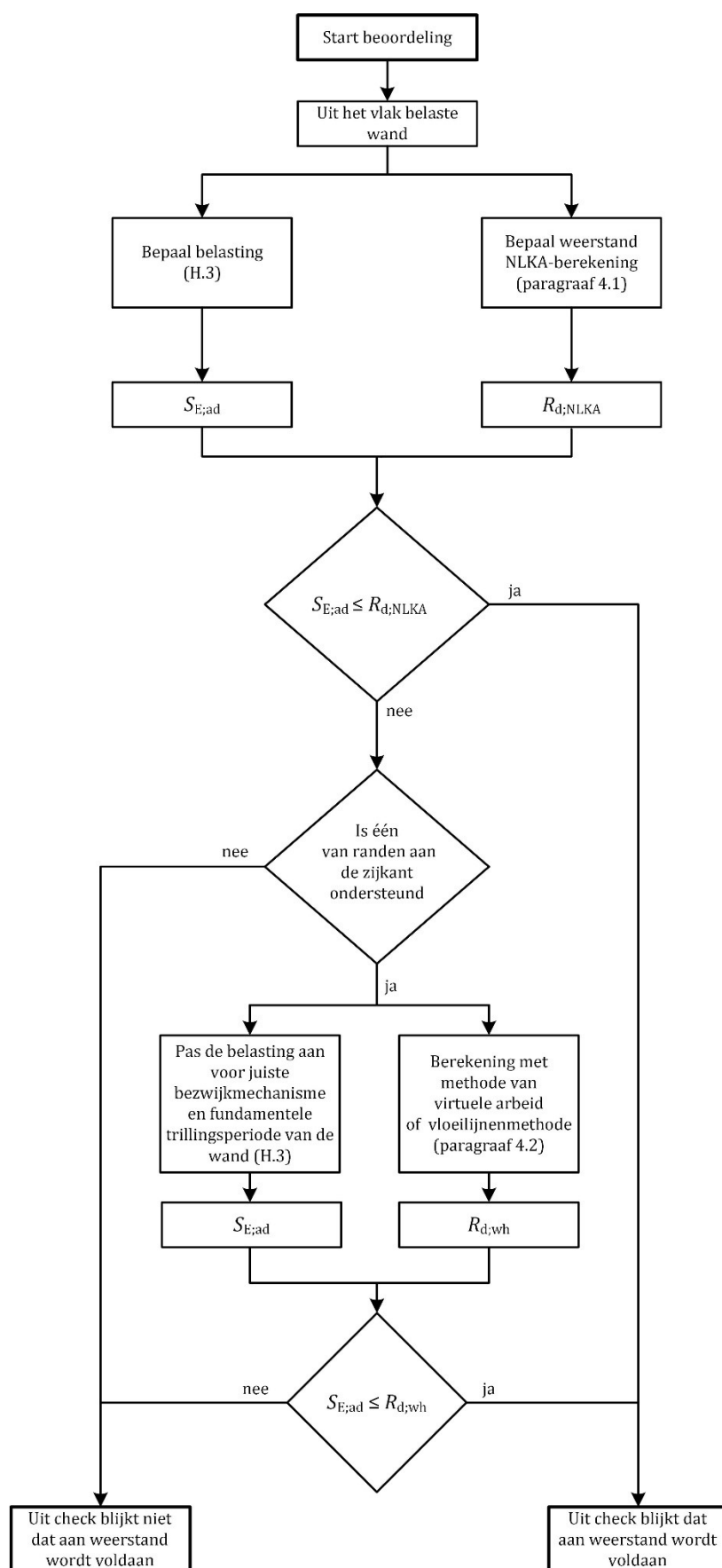
Verder is in formule (H.19) A_{cav} de waarde A voor een spouwmuur, berekend met $A = b/a$ (zie legenda bij figuur H.6), waar a en b de combinatiewaarden zijn die voor de spouwmuur zijn berekend (som van a en b voor respectievelijk binnen- en buitenspouwblad). Verder is aangenomen dat de waarde van de maximaal toelaatbare uit-het-vlak verplaatsing gelijk mag zijn aan 60 % van de instabiliteitsverplaatsing $\Delta_i = A \times h/2 = a/b \times h/2$.

H.4.2 In één richting horizontaal overspannende wanden en in twee richtingen overspannende wanden

Bij in één richting horizontaal overspannende en in twee richtingen overspannende wanden, waarbij één of beide zijdelingse randen worden ondersteund, tonen experimenten [H.20], [H.21], [H.22], [H.24] aan dat de belasting die de scheuren veroorzaakt significant hoger kan zijn dan de maximale belasting die behoort bij het kinematische mechanisme in de gescheurde toestand.

Om praktische redenen kan echter ook voor een wand die door ten minste één verticale rand is ondersteund, de seismische weerstand eerst worden bepaald met de NLKA-methode ($R_{d;NLKA}$), als beschreven in H.4.1, waarbij alleen van ondersteuning aan de boven- en de onderzijde wordt uitgegaan. Als niet is voldaan aan de eis geformuleerd in formule (H.3) kan de maximale scheurweerstand (Peak Cracking Resistance (PCR)) worden berekend met de methode van virtuele arbeid (MVA). De rekenwaarde van de seismische weerstand wordt dan gelijk genomen aan de waarde PCR ($R_{d;VWM} = PCR$). De seismische weerstand van de wand voldoet aan de eis van formule (H.3) wanneer aan minimaal één van beide eisen ($E_d \leq R_{d;NLKA}$ of $E_d \leq R_{d;VWM}$) is voldaan. Wanneer aan geen van de twee eisen is voldaan, wordt aanbevolen om de analyse uit te voeren met een geavanceerdere berekeningsmethode.

Het stroomschema in figuur H.7 geeft de hierboven beschreven methodiek weer als voorgesteld in [H.29].



Figuur H.7 — Uit-het-vlak beoordeling van metselwerkwanden, bezwijkmechanismen en parameters

OPMERKING 1 Als alternatief voor de methode beschreven in deze paragraaf kan de zijdelingse weerstand worden bepaald met de vloeilijentheorie in overeenstemming met de omschrijving conform 5.5.5, 6.3.1 en bijlage E van NEN-EN 1996-1-1. Voor de beoordeling van bestaande constructies behoren de verwachte gemiddelde waarden van de materiaaleigenschappen te worden gebruikt, in plaats van de rekenwaarden aanbevolen in de oorspronkelijke formuleringen volgens NEN-EN 1996-1-1. Bij afwezigheid van specifieke testen kunnen de materiaaleigenschappen beschreven in 9.1.3.3 ofwel de gemiddelde waarden uit tabel F.2 worden gebruikt.

De achtergrond van deze passages in NEN-EN 1996-1-1 is gebaseerd op de toepassing van de vloeilijentheorie. Bij afwezigheid van de betreffende tabellen in bijlage E van NEN-EN 1996-1-1 kan deze theorie die is gebaseerd op de buigweerstand, als beschreven in 6.3.1 van NEN-EN 1996-1-1, worden gebruikt om de weerstand tegen zijdelingse belasting van de beschouwde wand te bepalen. De methode van virtuele arbeid (MVA), zoals beschreven in deze paragraaf, veronderstelt dat diagonale scheuren de natuurlijke diagonale helling van het metselwerk volgen (scheur door de mortelvoegen en niet door de stenen). Als wordt verwacht dat de diagonale scheuren door de stenen lopen, zoals in wanden uit (gelijmde) kalkzandsteenelementen/-blokken, behoort de vloeilijentheorie volgens NEN-EN 1996-1-1 te worden gebruikt. Dit geldt ook voor gevallen waarbij de diagonale vloeilijnen significant afwijken van de helling van de scheuren door de mortelvoegen.

OPMERKING 2 De standaardprocedure weergegeven in figuur H.7 geeft een eerste analyse gebaseerd op de NLKA-methode voor alle wanden. Indien elk van de in dwarsrichting ondersteunende randen gedurende de aardbeving op een betrouwbare wijze is ondersteund, kan de seismische weerstand direct worden bepaald met de methode beschreven in deze bijlage. Als alternatief kan worden uitgegaan van de vloeilijentheorie, beschreven in NEN-EN 1996-1-1.

De maximale scheurweerstand *PCR* (Peak Cracking Resistance) wordt berekend met de methode van de virtuele arbeid (MVA) die ervan uitgaat dat de buigweerstand van de mechanismen die zich ontwikkelen langs de diagonaal (alleen bij in twee richtingen overspannende wanden) en de verticale scheurlijnen (bij zowel horizontaal in één richting overspannende wanden als bij in twee richtingen overspannende wanden) tegelijk hun maximale waarde bereiken. De horizontale scheuren ontstaan in een eerder stadium: de bijdrage van hun buigweerstand aan de *PCR* is daarom verwaarloosbaar.

De voorgestelde methode combineert de formules afgeleid van [H.14] die in latere onderzoeken zijn verfijnd [H.14, H.15] met de eenvoudige mathematische formule voor de virtuele arbeid, als gepresenteerd in AS 3700 [H.12], gebaseerd op [H.13].

De seismische weerstand van het element wordt gelijk genomen aan de *PCR*, uitgedrukt in *g*. Die kan worden berekend met de volgende formules voor horizontaal in één richting overspannende wanden en in twee richtingen overspannende wanden:

$$R_{d;1wh} = PCR_{1wh} = \frac{2a_f}{L_d^2 \times t \times \gamma \times g} (k_1 \times M_{ch}) \text{ voor horizontaal in één richting overspannende wanden} \quad (H.21)$$

$$R_{d;2wh} = PCR_{2w} = \frac{2a_f}{L_d^2 \times t \times \gamma \times g} (k_1 \times M_{ch} + k_2 \times M_{cd}) \text{ voor in twee-richtingen overspannende wanden} \quad (H.22)$$

waarin:

M_{ch} is de horizontale buigweerstand van een wand per eenheid van lengte, berekend met formule (H.23);

M_{cd} is de diagonale buigweerstand van een wand per eenheid van lengte van een diagonale scheurlijn, berekend met formule (H.24);

L_d is de rekenkundige lengte, in m;

t is de dikte van de wand, in m;

γ is het volumegewicht van het metselwerk, in kN/m³;

a_f is de aspectfactor conform tabel H.3;

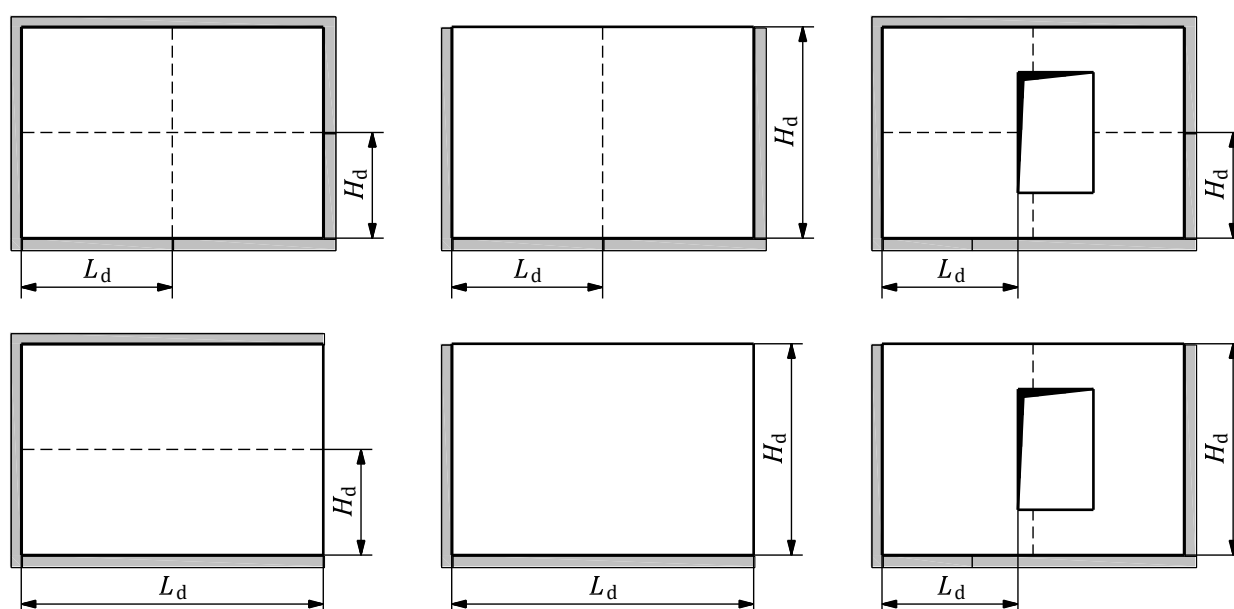
k_1, k_2 zijn de coëfficiënten berekend op basis van tabel H.3.

Voor de rekenkundige lengte L_d , in te voeren in de formules (H.21) en (H.22), zijn de volgende gevallen te onderscheiden:

- 1) L_d is gelijk aan de volledige lengte van de wand tot het niet-ondersteunde einde of tot een dilatatievoeg, wanneer slechts één verticale zijde van de wand zijdelings is ondersteund;
- 2) L_d is gelijk aan de helft van de werkelijke lengte van de wand tussen de zijdelingse ondersteuning, indien beide verticale randen zijdelings worden ondersteund;
- 3) L_d is gelijk aan de afstand tussen het zijdelings ondersteunde einde van de wand en de dichtstbijzijnde rand van een eventuele opening in de wand. Voor de bepaling van L_d behoort zowel de kortste afstand als de langste afstand van de wandrand tot de opening te worden beschouwd. In de formules behoort de langste afstand van L_d te worden aangehouden. Hoewel in principe beide afstanden links en rechts van de opening behoren te worden gebruikt voor de berekening, moet in ieder geval de langst mogelijke van de twee worden genomen.

In figuur H.8 is de rekenkundige lengte L_d grafisch weergegeven.

k_1, k_2 en a_f zijn coëfficiënten die afhankelijk zijn van het bezwijkmechanisme van de wand. De formules om de waarden van deze coëfficiënten te bepalen zijn voor standaardmechanismen weergegeven in tabel H.3, afhankelijk van de ondersteuningscondities en de aan- of afwezigheid van openingen conform [H.12].



Legenda

H_d rekenkundige hoogte wandelement

L_d rekenkundige lengte

Figuur H.8 — Rekenkundige lengte L_d en rekenkundige hoogte H_d voor verschillende ondersteuningsconfiguraties met en zonder openingen (op basis van [H.29])

Voor de bepaling van de horizontale buigweerstand per lengte-eenheid van de wand M_{ch} wordt er van uitgegaan dat twee verschillende bezwijkvormen kunnen optreden, afhankelijk van de relatieve sterkten van de baksteen en de mortel. Dit betreft bezwijken langs een verticale lijn en langs een getrapte lijn (zie figuur H.9). De weerstand van de wand wordt berekend als aangegeven in [H.18]:

$$M_{ch} = \min \begin{cases} \frac{1}{2 \times (h_u + t_j)} \left[(f_{fl;b;m} - \nu \times \sigma_y) \times h_u \times \frac{t_u^2}{6} \right] & \text{bezwijken bij lijnvormige breuklijn} \\ \frac{1}{h_u + t_j} \left[0,5 \times \tau_u \times k_b \times (l_u + t_j) \times t_u^2 \right] & \text{bezwijken bij getrapte breuklijn} \end{cases} \quad (\text{H.23})$$

waarin (zie figuur H.10):

M_{ch} is horizontale buigweerstand van een wand per lengte-eenheid van de wand in kNm/m;

h_u is de hoogte van een baksteen;

l_u is de lengte van een baksteen;

t_u is de breedte van een baksteen;

t_j is de dikte van de mortelvoeg;

$f_{fl;b;m}$ is de gemiddelde buigtreksterkte van het onderdeel;

ν is de dwarscontractie-coëfficiënt van metselwerk;

σ_y is de gemiddelde drukspanning over de volledige doorsnede, berekend op halve hoogte van de wand;

τ_u is de torsie-schuifsterkte van een metselwerk lintvoeg, conservatief berekend als $\tau_u = 0,9 \times \sigma_v + 1,6 \times f_{x;1;m}$ [H.14];

$f_{x;1;m}$ is de gemiddelde buigtreksterkte van het metselwerk;

k_b is de numerieke constante om het effect van wringing op een rechthoekige doorsnede in rekening te brengen: hiervoor kan een waarde 0,213 worden aangehouden.

OPMERKING 2 De waarde van de gemiddelde buigtreksterkte van een onderdeel $f_{fl;b;m}$ behoort te worden bepaald volgens bijlage NB-B van de Nationale Bijlage (NB) bij NEN-EN 1996-1-1+A1. Als geen specifieke testen zijn uitgevoerd, kan als conservatieve schatting worden uitgegaan van 10 % van de genormaliseerde druksterkte van het onderdeel f_b . Minimale waarden voor f_b zijn in opmerking 5 van G.9.2.2 gegeven.

OPMERKING 3 In afwezigheid van resultaten van specifieke testen als beschreven in 3.6.4(3) en 3.6.4(5) van de Nationale Bijlage bij NEN-EN 1996-1-1, kunnen de waarden van de gemiddelde buigtreksterkte bij een breukvlak parallel aan de lintvoeg $f_{x;1;m}$ worden afgeleid uit 9.1.3.3 of tabel F.2.

De diagonale buigweerstand per lengte-eenheid van een diagonale scheurlijn M_{cd} kan worden bepaald door er van uit te gaan dat de diagonale scheuren de natuurlijke helling van de diagonaal van het metselwerk volgen langs de lint- en stootvoegen. De enige mechanismen die aan het draagvermogen bijdragen zijn de torsieweerstand en de buigtreksterkte van de horizontale voegen. De buigweerstand wordt berekend conform [H.15]:

$$M_{cd} = \frac{\sin \varphi}{h_u + t_j} \times \frac{l_u + t_j}{2} \times \frac{t_u^2}{6} \left[6 \times \tau_u \times k_b \times (\sin \varphi)^3 + (f_{x;1;m} + \sigma_y) \times (\cos \varphi)^3 \right] \quad (\text{H.24})$$

waarin:

- φ is de veronderstelde helling van de diagonale scheur, gedefinieerd op basis van de geometrie van de bakstenen en de mortelvoegen (figuur H.10). Voor de waarde van φ voor wanden in halfsteensverband kan $\arctan\{2(h_u + t_j)/(l_u + t_j)\}$ worden aangenomen.

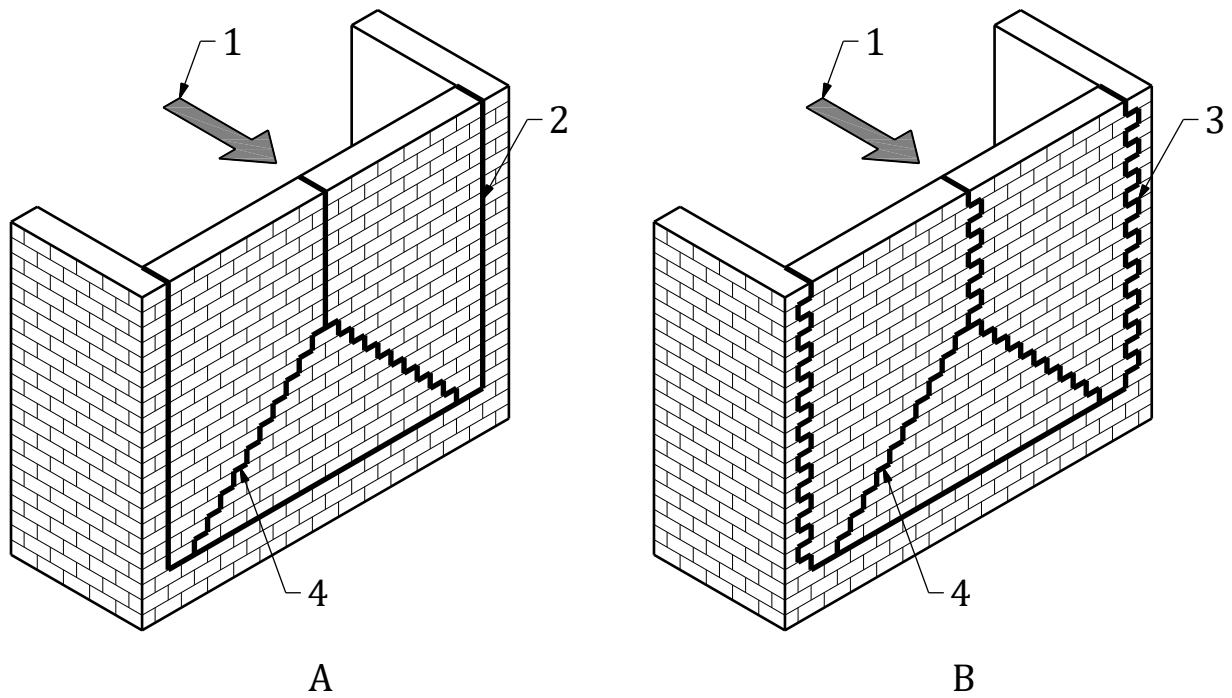
Tabel H.3 definieert de formules om de coëfficiënten a_f , k_1 , k_2 voor verschillende ondersteuningsconfiguraties te berekenen in wanden met of zonder openingen en als functie van de hellingsfactor α . In de formule is:

- α is de hellingsfactor, gelijk aan: $\alpha = G_n \times (L_d/H_d)$; waar L_d volgt uit figuur H5. De hellingsfactor voor horizontaal overspannende wanden = 0;
- G_n is de tangens van de veronderstelde helling φ : $G_n = \tan\varphi$;
- H_d is het rekenkundig hoogte wandelement. Dat is de in de berekening aan te houden hoogte van de wand, berekend als de hoogte van de wand tot het niet-ondersteunde einde of tot de dilatatievoeg, als de bovenrand niet in dwarsrichting is ondersteund. Indien de bovenrand wel in dwarsrichting is ondersteund, is H_d de halve hoogte van de wand. Een grafische weergave van de aan te houden H_d is gegeven in figuur H.8;
- L_o is de lengte van de opening, als deze aanwezig is;
- R_{f1} , R_{f2} zijn de verhinderingsfactoren van respectievelijk de eerste en de tweede gesteunde rand van de wand. De waarde van de factoren is 0 als de rotaties van de gesteunde randen niet worden verhinderd. De waarde is 1 als de rotaties volledig worden verhinderd. Bij gedeeltelijke rotatieverhindering liggen de waarden tussen 0 en 1.

OPMERKING 4 De met de in dit hoofdstuk gegeven methoden verkregen voorspelling van de weerstand van de wand uit-het-vlak (Eng. 'out-of-plane') komt goed overeen met de resultaten van experimentele studies [H.19], [H.20], [H.24] indien voor beide verhinderingsfactoren een waarde 0.5 wordt aangenomen. Het gebruik van de waarde 0,5 wordt daarom aanbevolen voor zowel R_{f1} als R_{f2} .

Tabel H.3 — Coëfficiënten voor de berekening van de maximale scheurweerstand uit het vlak (PCR)

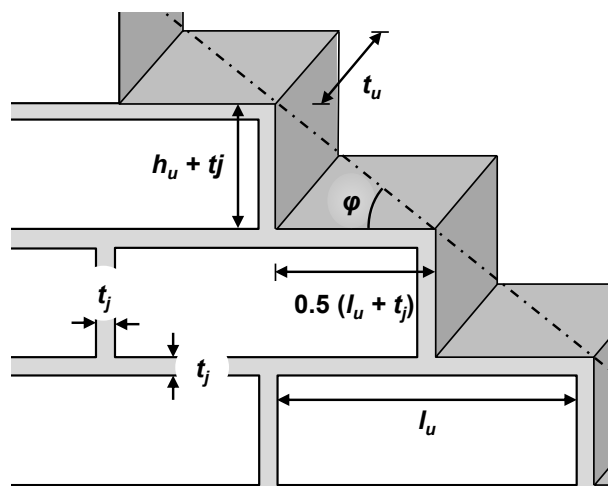
Opening	Aantal verticaal gesteunde randen	Helling- factor (α)	Aspectfactor (a_f)	k_1	k_2
Geen	Beide	≤ 1	$\frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$	$\frac{R_{f1} + R_{f2}}{2} + 1 - \alpha$	$\alpha \left(1 + \frac{1}{G_n^2}\right)$
Geen	Beide	> 1	$\frac{\alpha}{\left(1 - \frac{1}{3\alpha}\right)}$	$\frac{R_{f1} + R_{f2}}{2}$	$1 + \frac{1}{G_n^2}$
Geen	Een	≤ 1	$\frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$	R_{f1}	$\alpha \left(1 + \frac{1}{G_n^2}\right)$
Geen	Een	> 1	$\frac{\alpha}{\left(1 - \frac{1}{3\alpha}\right)}$	R_{f1}	$1 + \frac{1}{G_n^2}$
Ja	Beide	≤ 1	$\frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) + \frac{L_0}{L_d} \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)}$	R_{f1}	$\alpha \left(1 + \frac{1}{G_n^2}\right)$
Ja	Beide	> 1	$\frac{\alpha}{\left(1 - \frac{1}{3\alpha}\right) + \frac{L_0}{2L_d}}$	R_{f1}	$1 + \frac{1}{G_n^2}$
Geen	Beide	0	1	$\frac{R_{f1} + R_{f2}}{2}$	0



Legenda

- A bezwijken met lijnvormige breuklijn
- B bezwijken met getrapte breuklijn
- 1 belasting uit het vlak
- 2 bezwijken met verticale breuklijn
- 3 bezwijken met getrapte verticale breuklijn
- 4 bezwijken met getrapte diagonale breuklijn

Figuur H.9 – Bezwijkmechanismen op buiging bij horizontale belasting loodrecht op het vlak



Legenda

h_u	hoogte van een baksteen
t_u	breedte van een baksteen
t_j	dikte van de mortelvoeg
l_u	lengte van een baksteen
φ	veronderstelde helling van de diagonale scheur

Figuur H.10 — Geometrische basiseigenschappen voor de berekening van de PCR (Peak Cracking Resistance (uit [H.15]))

Bij de berekening van de PCR behoort rekening te worden gehouden met de interactie tussen in het vlak en uit het vlak werkende mechanismen als de belasting niet loodrecht op de wand aangrijpt.

Het effect van de interactie tussen in-het-vlak en uit-het-vlak werkende mechanismen op de randvoorwaarden van de wand, moet worden meegenomen door er rekening mee te houden dat het in het vlak werkende mechanisme bepaald conform G.9.2, kan leiden tot verlies van een deel van de ondersteuning van de beschouwde wand. Het mechanisme dat weerstand in het vlak opbouwt bepaald conform G. 9.2, kan ook worden gebruikt om te bepalen waar de ondersteuning voor de geanalyseerde wand deels verdwijnt.

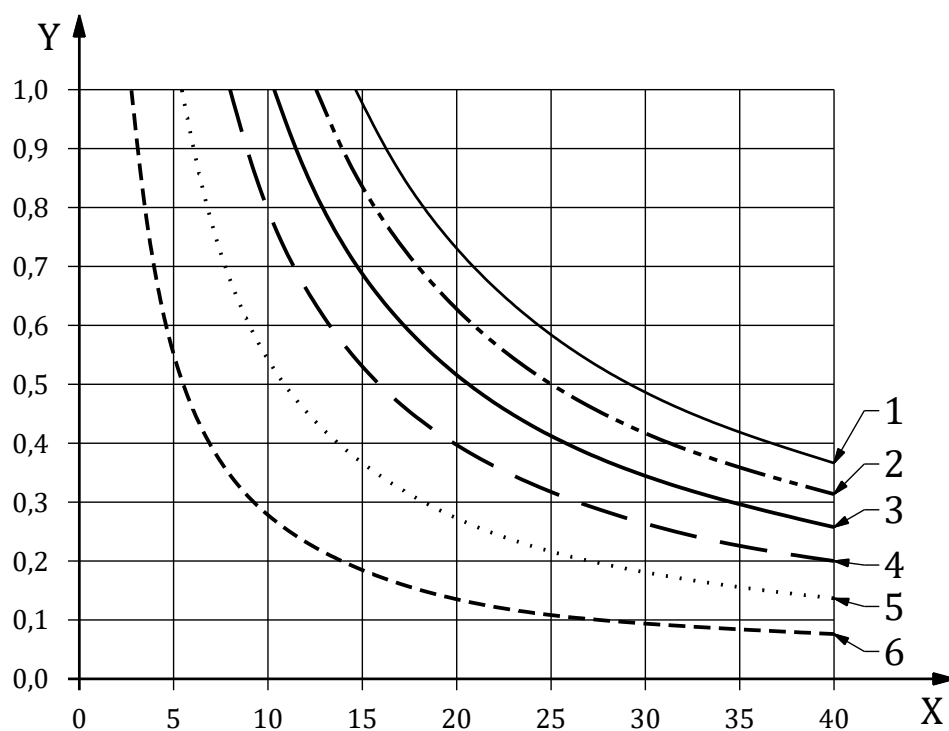
Afschuiven van de lintvoeg (zoals beschreven in G.9.2.2) kan leiden tot het verlies van een zijdelingse ondersteuningslijn. Voor deze configuratie behoort voor verticaal in één richting overspannende wanden een NLKA-analyse te worden gemaakt.

Als bezwijken door buiging optreedt (G.9.2.3) kan dit leiden tot verlies van de ondersteuning aan de onderrand en de bovenrand (indien aanwezig). In dit geval behoort de weerstand van de wand uit het vlak te worden berekend door alleen uit te gaan van de horizontale buigweerstand M_{ch} .

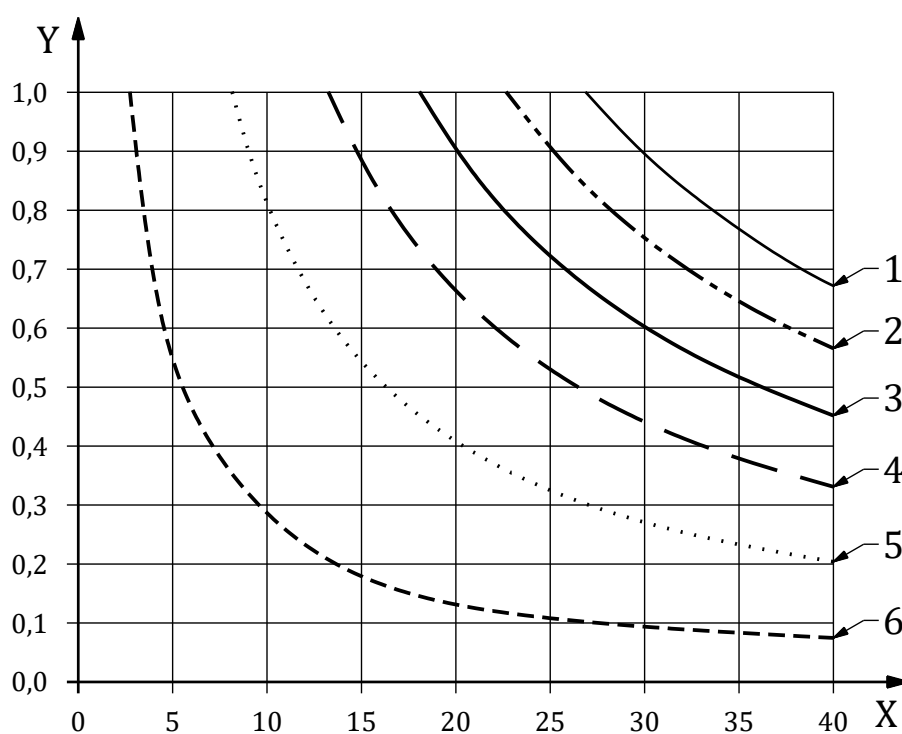
H.5 Grafieken voor uit-het-vlak-beoordeling van metselwerk wanden

H.5.1 In één richting verticaal overspannende wanden

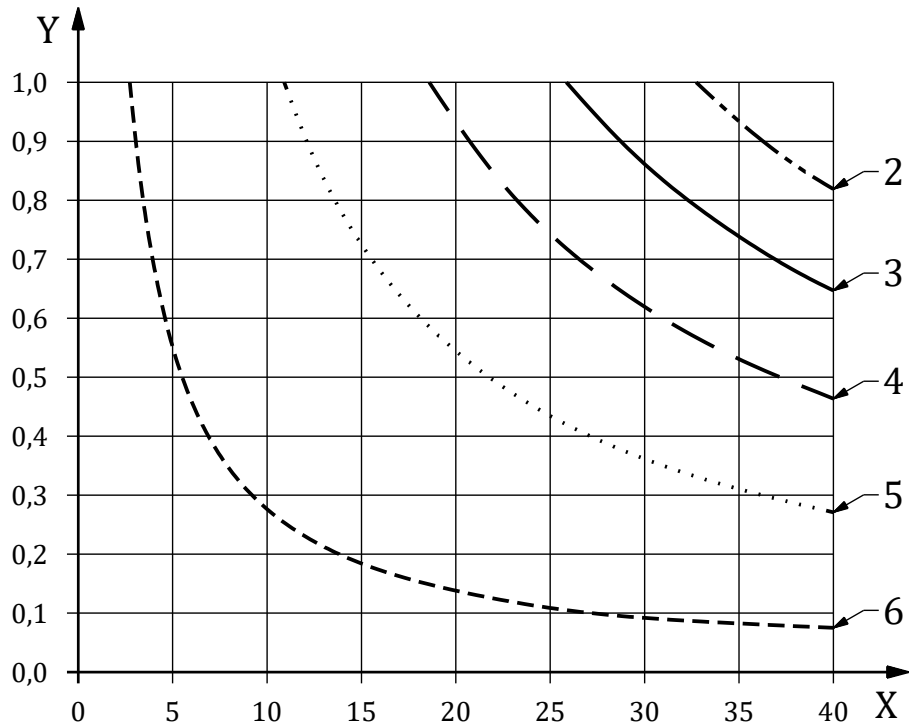
Figuur H.11 (a t/m f) bevat grafieken voor verticaal in één richting overspannende wanden met $\theta_v = 0$ en $t_{nom} < 250$ mm.



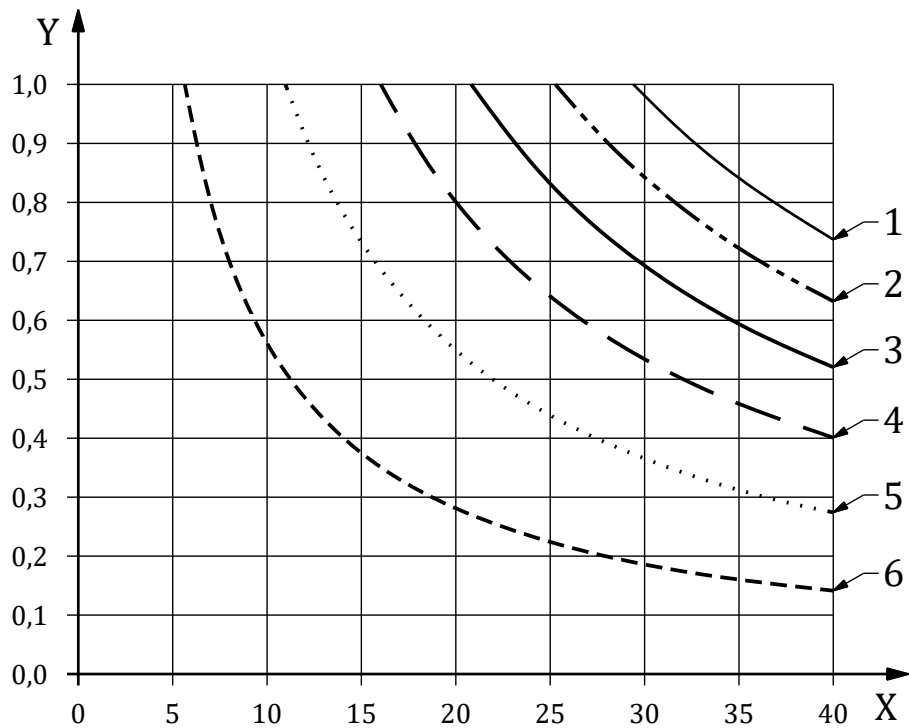
a) $e_b=0; e_{top}=-t_{eff}/2$



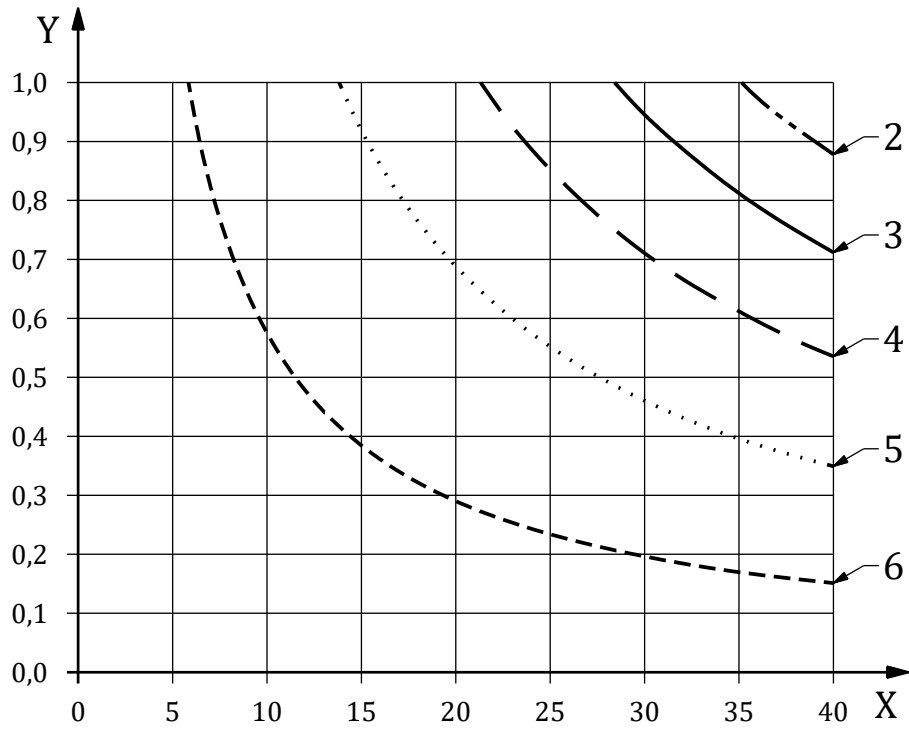
b) $e_b=0; e_{top}=0$



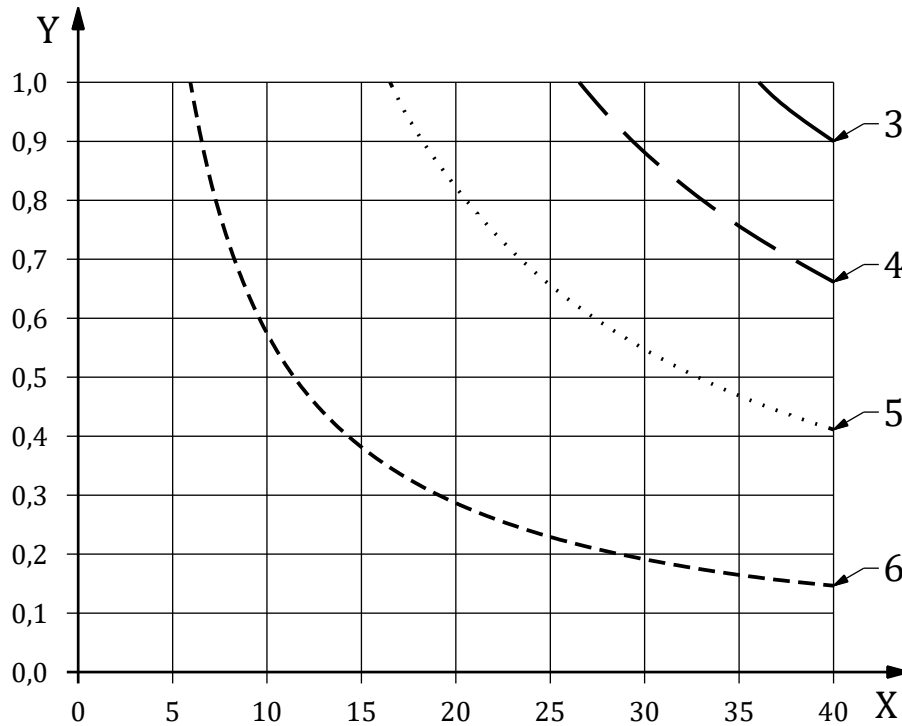
c) $e_b=0$; $e_{top}=t_{eff}/2$



d) $e_b=t_{eff}/2$; $e_{top}=-t_{eff}/2$



e) $e_b = t_{\text{eff}}/2$; $e_{\text{top}} = 0$



$$f) e_b = t_{eff}/2; e_{top} = t_{eff}/2$$

Legenda

X-as: is de verhouding tussen de hoogte h en de nominale dikte van de wand t_{nom}

Y-as: is de weerstand, in g

De lijnen 1 t/m 6 gelden voor verschillende verhoudingen tussen bovenbelasting F en het eigen gewicht van de wand W : hierbij geldt:

Lijn 1 geldt voor $F/W = 5$

Lijn 2 geldt voor $F/W = 4$

Lijn 3 geldt voor $F/W = 3$

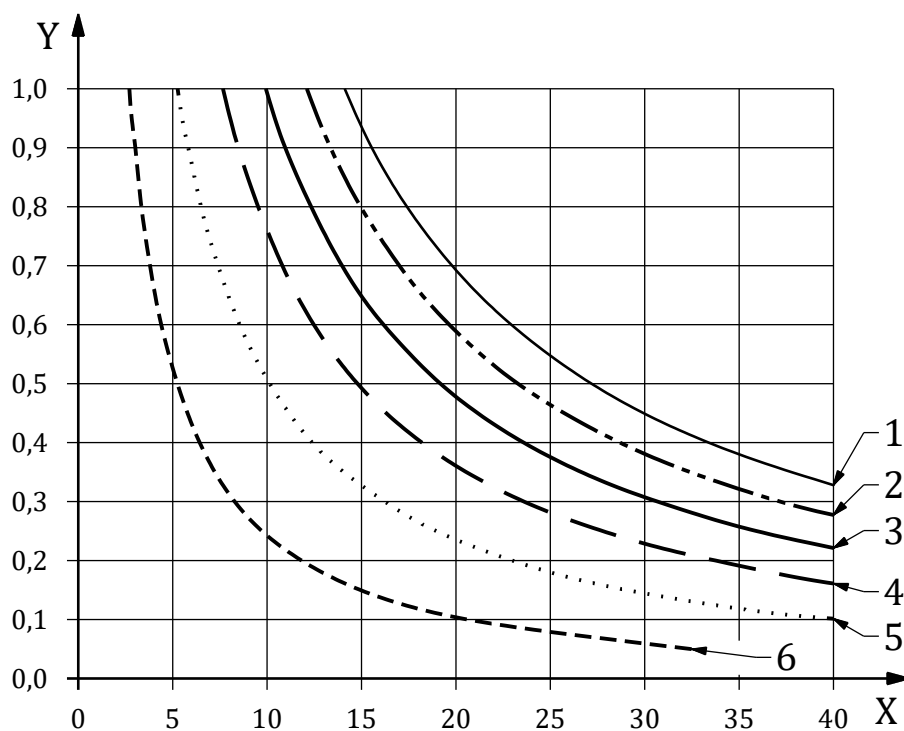
Lijn 4 geldt voor $F/W = 2$

Lijn 5 geldt voor $F/W = 1$

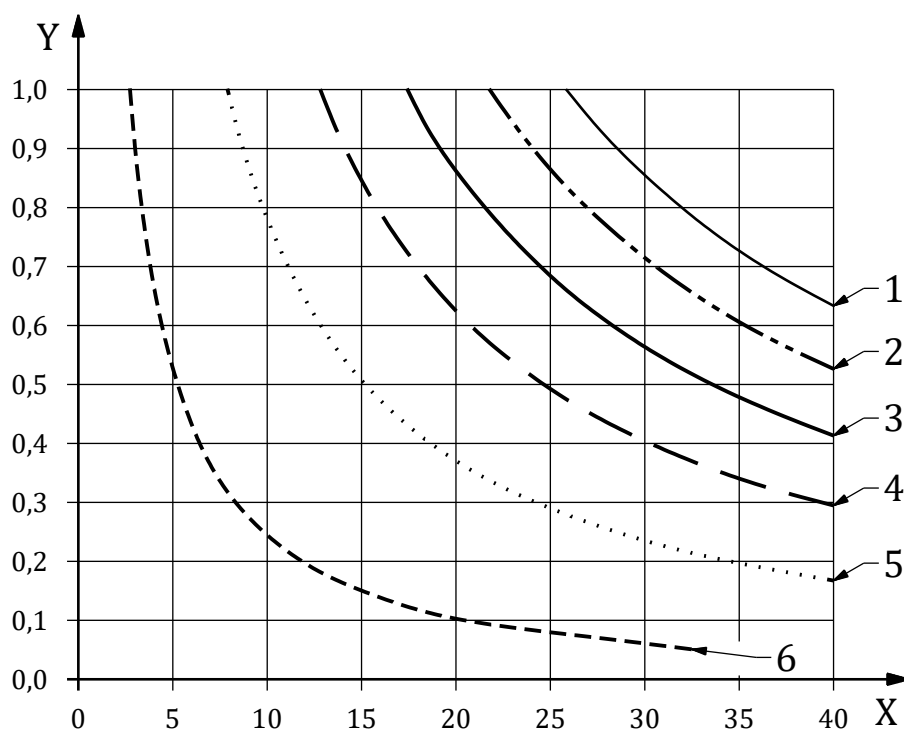
Lijn 6 geldt voor $F/W = 0$ (geen bovenbelasting)

Figuur H.11 – Grafieken voor verticale, in één richting overspannende wanden met $\theta_v = 0$ en $t_{nom} < 250$ mm

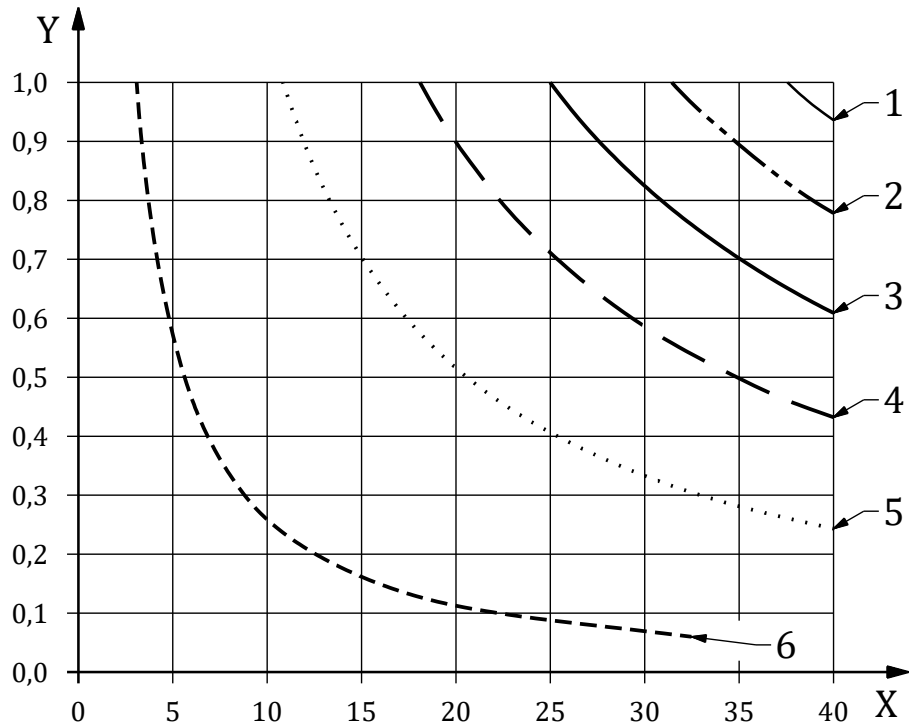
Figuur H.12 (a t/m f) bevat grafieken voor verticaal in één richting overspannende wanden met $\theta_v = 0,025$ en $t_{nom} < 250$ mm.



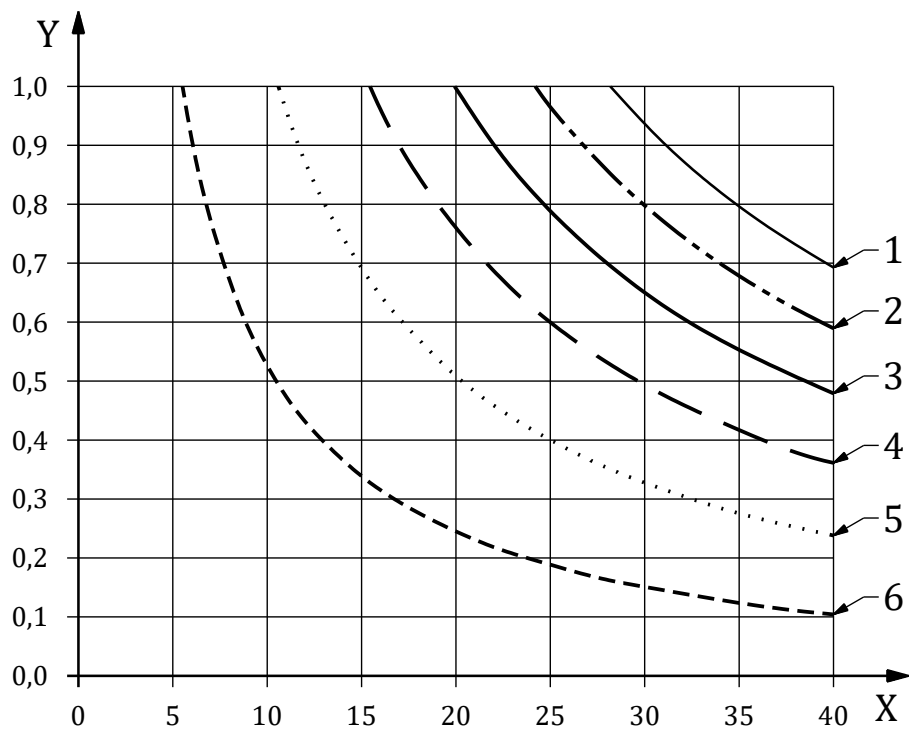
a) $e_b=0$; $e_{top}=-t_{eff}/2$



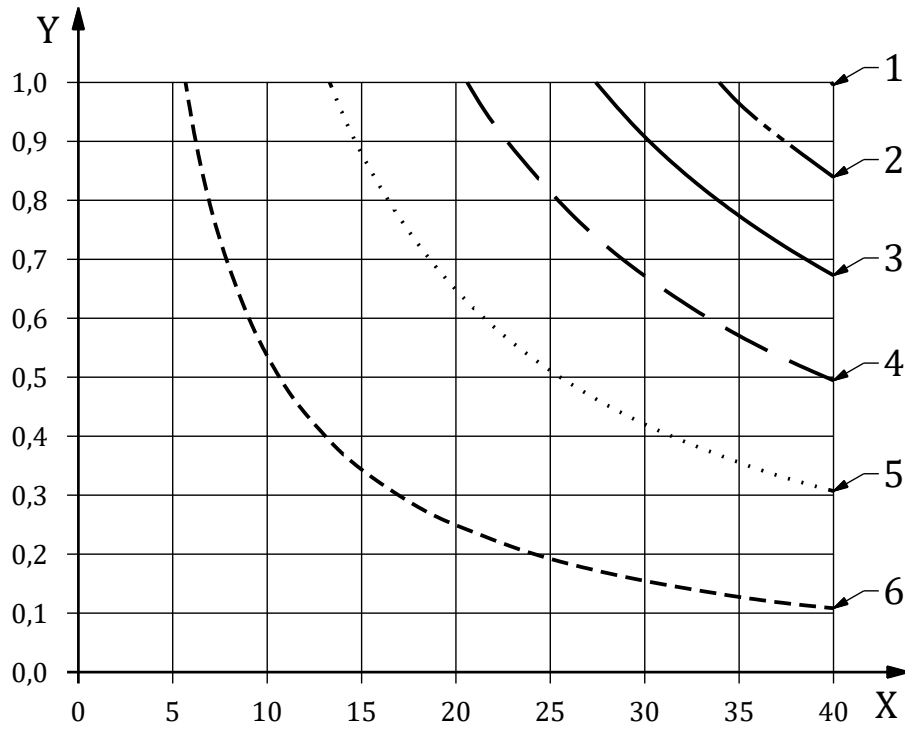
b) $e_b=0$; $e_{top}=0$



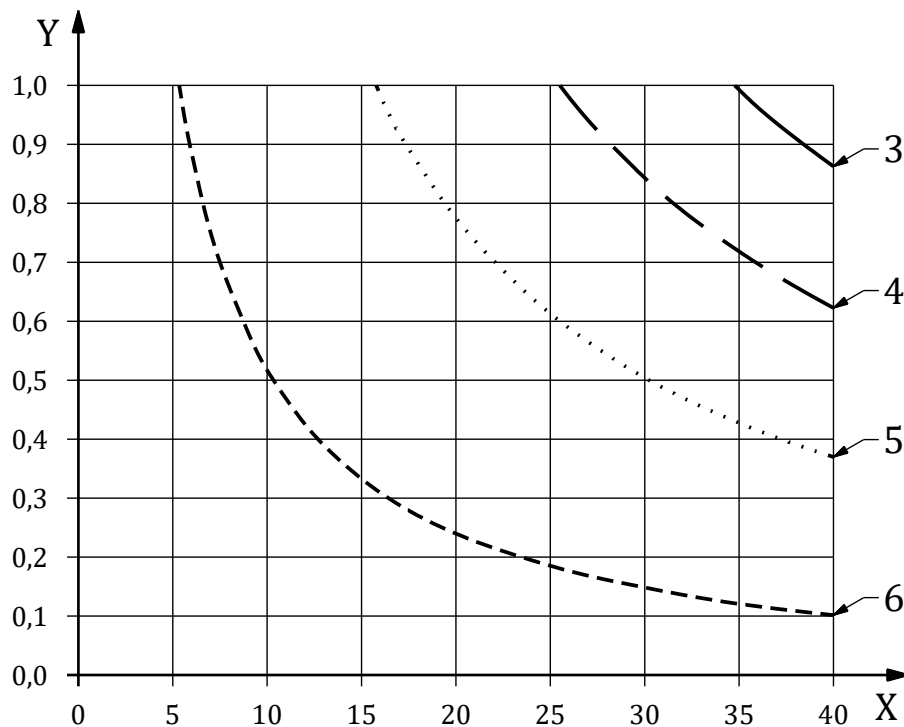
c) $e_b=0$; $e_{top}=t_{eff}/2$



d) $e_b=t_{eff}/2$; $e_{top}=-t_{eff}/2$



e) $e_b = t_{\text{eff}}/2$; $e_{\text{top}} = 0$



$$f) e_b = t_{\text{eff}}/2; e_{\text{top}} = t_{\text{eff}}/2$$

Legenda

X-as: is de verhouding tussen de hoogte h en de nominale dikte van de wand t_{nom}

Y-as: is de weerstand, in g

De lijnen 1 t/m 6 gelden voor verschillende verhoudingen tussen bovenbelasting F en het eigen gewicht van de wand W : hierbij geldt:

Lijn 1 geldt voor $F/W = 5$

Lijn 2 geldt voor $F/W = 4$

Lijn 3 geldt voor $F/W = 3$

Lijn 4 geldt voor $F/W = 2$

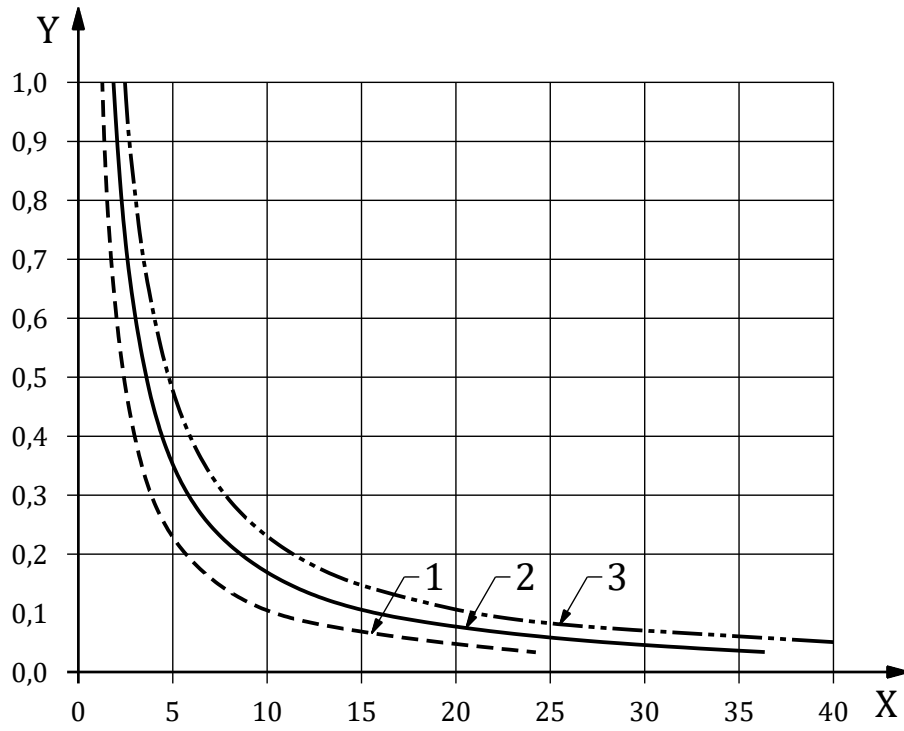
Lijn 5 geldt voor $F/W = 1$

Lijn 6 geldt voor $F/W = 0$ (geen bovenbelasting)

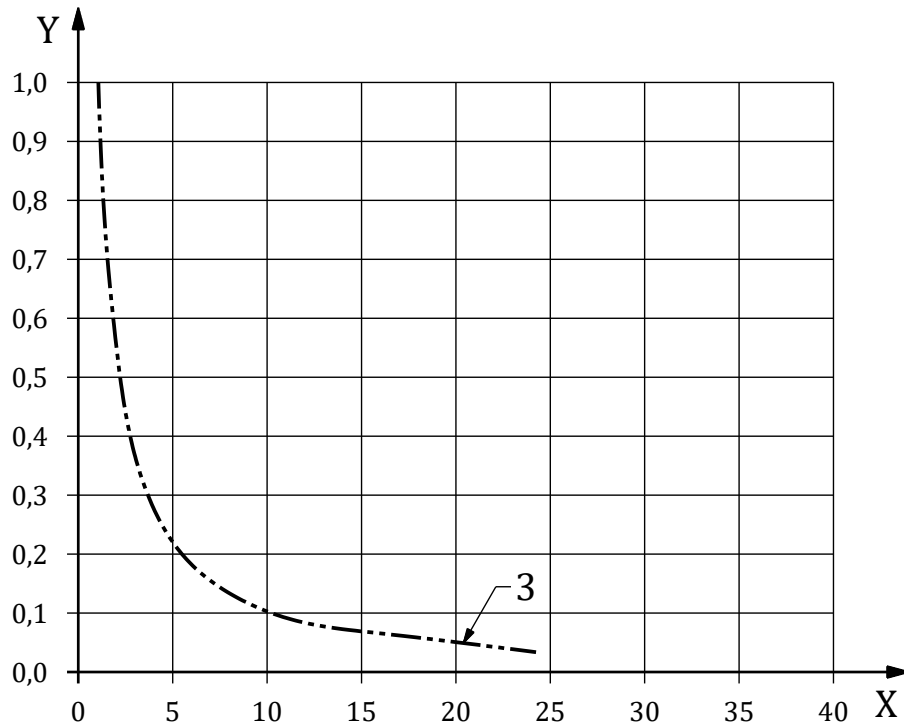
Figuur H.12 — Grafieken voor verticaal in één richting overspannende wanden met $\theta_v = 0,025$ en $t_{\text{nom}} < 250$ mm

H.5.2 Verticaal uitkragende wanden

Figuur H.13 (a en b) bevat grafieken voor verticaal uitkragende wanden met $t_{\text{nom}} < 250$ mm.



a) $e_b = t_{\text{eff}}/2$; $e_{\text{top}} = 0$



b) $e_b = t_{\text{eff}}/2$; $e_{\text{top}} = -t_{\text{eff}}/2$

Legenda

X-as: verhouding tussen de hoogte h en de nominale dikte van de wand t_{nom}

Y-as: weerstand in g

De lijnen 1 t/m 3 gelden voor verschillende verhoudingen tussen bovenbelasting F en het eigen gewicht van de wand W : hierbij geldt:

Lijn 1 geldt voor $F/W = 0$

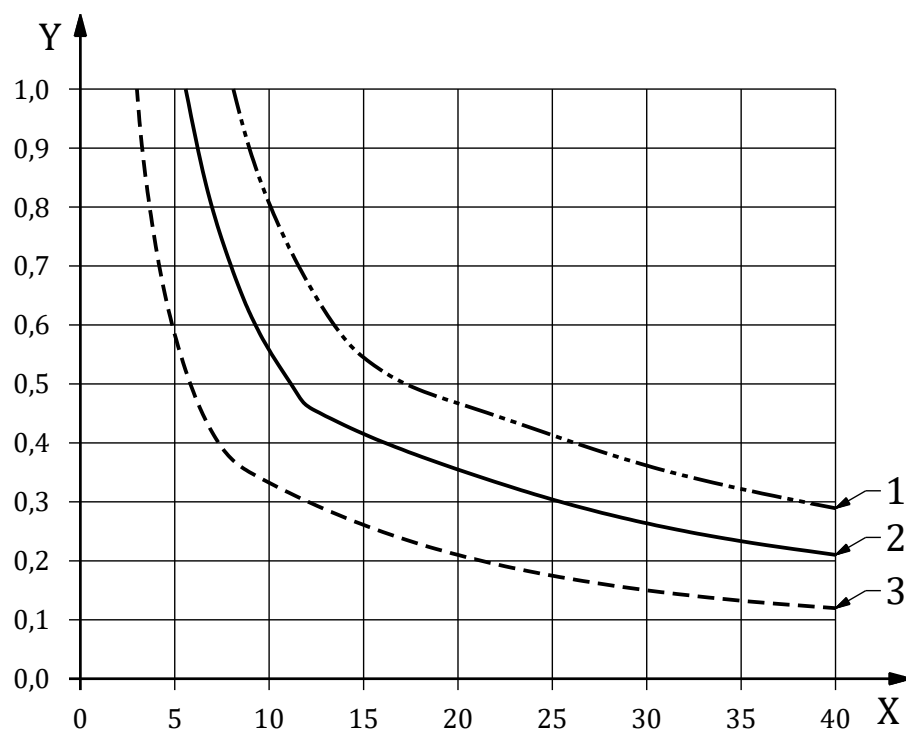
Lijn 2 geldt voor $F/W = 0,5$

Lijn 3 geldt voor $F/W = 1$

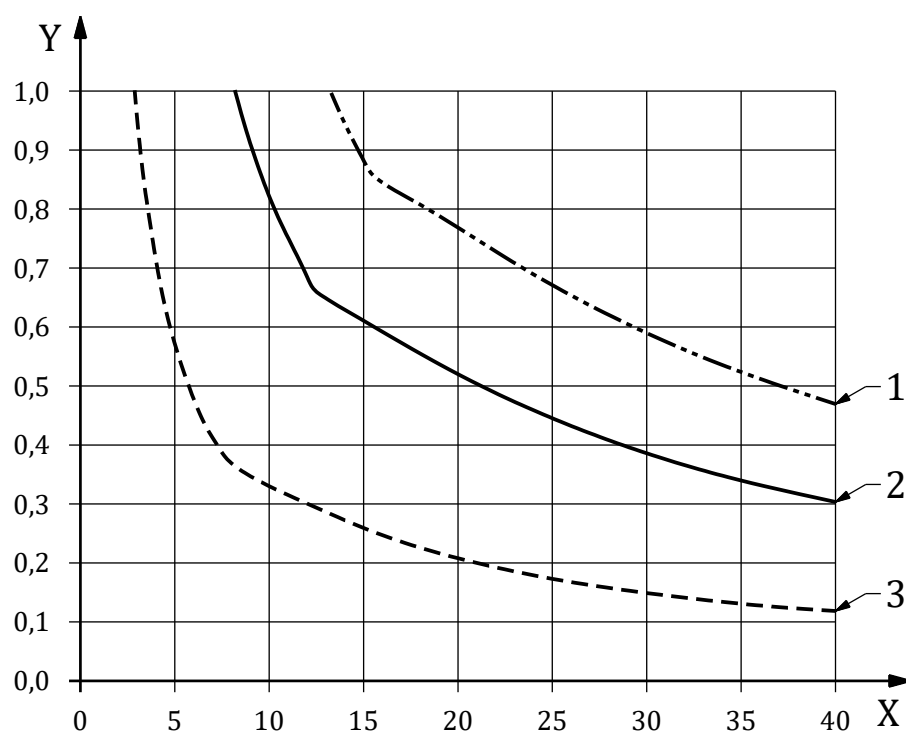
Figuur H.13 — Grafieken voor verticaal uitkragende wanden met $t_{\text{nom}} < 250$ mm

H.5.3 Kopgevel-eindwanden

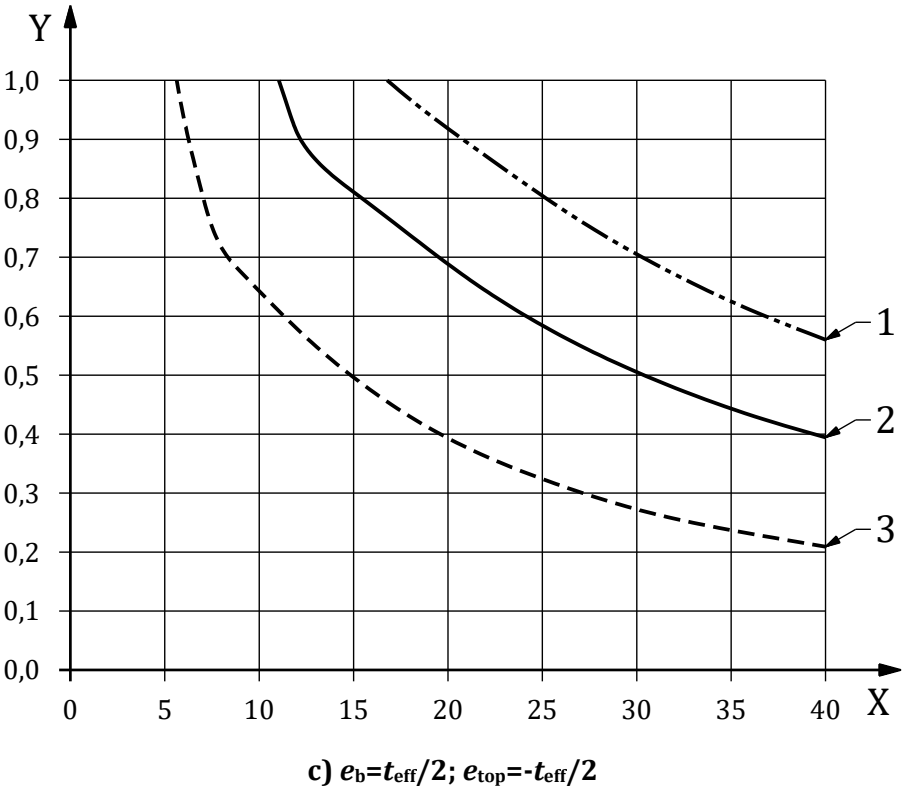
Figuur H.14 (a t/m d) bevat grafieken voor kopgevelwanden met $t_{\text{nom}} < 250$ mm.

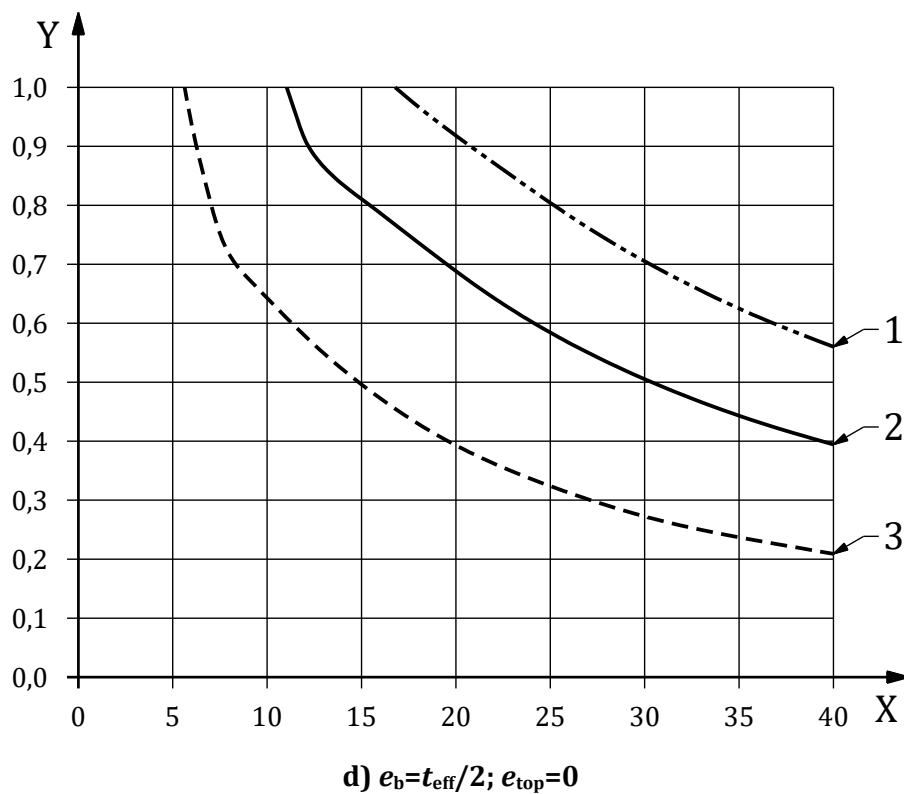


a) $e_b=0$; $e_{\text{top}} = -t_{\text{eff}}/2$



b) $e_b=0$; $e_{\text{top}}=0$



**Legenda**

X-as: verhouding tussen de hoogte h en de **nominale** dikte van de wand t_{nom}

Y-as: weerstand in g

De lijnen 1 t/m 3 gelden voor verschillende verhoudingen tussen bovenbelasting F en het eigen gewicht van de wand W : hierbij geldt:

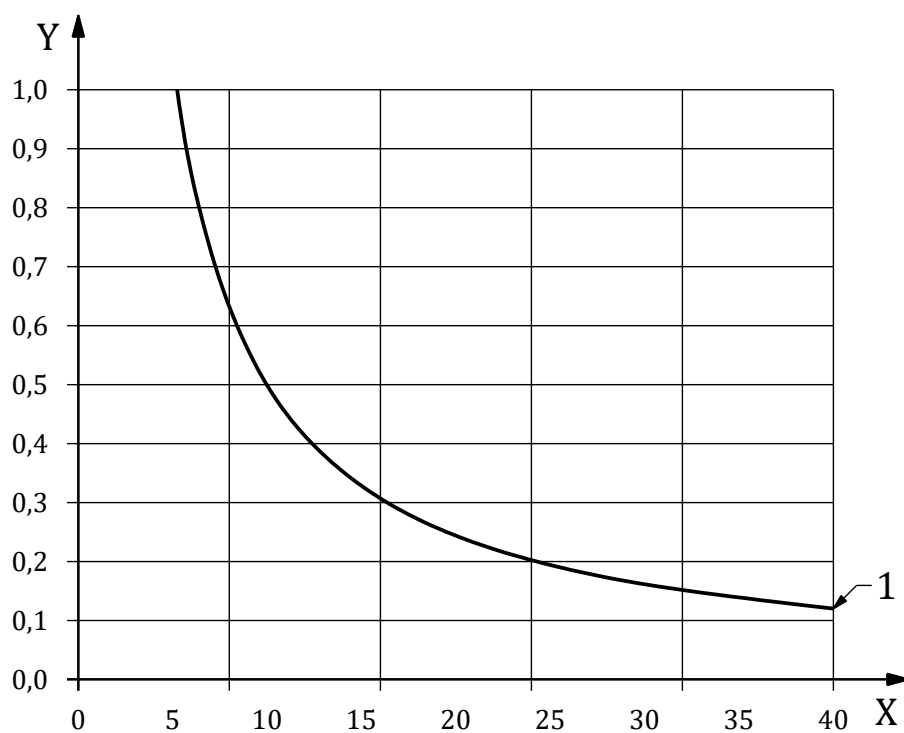
Lijn 1 geldt voor $F/W = 2$

Lijn 2 geldt voor $F/W = 1$

Lijn 3 geldt voor $F/W = 0$

Figuur H.14 — Grafieken voor kopgevelwanden met $t_{nom} < 250$ mm

H.5.4 Schoorstenen



Legenda

X-as: verhouding tussen de hoogte en breedte van de schoorsteen

Y-as: weerstand, in g

Lijn 1 geldt voor de verhouding van de bovenbelasting F en het eigen gewicht van de schoorsteen W , $F/W = 0$ (geen bovenbelasting)

Figuur H.15 — Grafiek voor schoorstenen met een dikte van de bakstenen van $t_{\text{nom}} < 250$ mm

Bijlage I (informatief)

Seismisch ontwerp van niet-constructieve elementen met gebruikmaking van ASCE/SEI 7-16

Verbindingen voor leidingen die bedoeld zijn voor nutsvoorzieningen vanuit de ondergrond naar het gebouw, behoren flexibiliteit te bieden om horizontale en verticale rotaties, bewegingen en zettingen mogelijk te maken.

OPMERKING Voorbeelden van nutsleidingen naar gebouwen zijn: gas, water, data, elektriciteit en rioleringen.

Hoofdstuk 13 van ASCE/SEI 7-16 mag worden gebruikt voor het seismisch ontwerp van niet-constructieve elementen in samenhang met onderstaande per paragraaf aangegeven aanvullingen. In de tekst hierna is *cursief* aangegeven op welke paragraaf van hoofdstuk 13 van ASCE/SEI 7-16 het hierna bepaalde van toepassing is.

ASCE/SEI 7-16, paragraaf 13.1

Stijve componenten behoren te worden gedefinieerd als componenten die een eigentrillingstijd hebben kleiner dan of gelijk aan 0,06 s. Flexibele componenten behoren te worden gedefinieerd als componenten met een eigentrillingstijd groter dan 0,06 s.

OPMERKING Deze bepaling is ontleend aan de definities in hoofdstuk 11 van ASCE/SEI 7-16 voor stijve en flexibele niet-constructieve elementen die geen deel uitmaken van deze NPR. Deze voorwaarden zijn niet gegeven in hoofdstuk 13 van ASCE/SEI 7-16.

ASCE/SEI 7-16, paragraaf 13.3.1

De torsie-vergrotingsfactor A_x mag gelijk aan 1,0 worden genomen indien de vloerversnellingen a_i gelijk zijn genomen aan de maximale vloerversnellingen over de gehele vloerplaat in een driedimensionale analyse.

ASCE/SEI 7-16, paragraaf 13.3.2.1

OPMERKING 1 Deze paragraaf is bedoeld te worden gebruikt voor niet-constructieve elementen die verschillende bouwlagen van gebouwen doorkruisen.

Als alternatief mag, onder voorwaarde van een onafhankelijke toetsing, D_p direct bepaald worden met gebruikmaking van NLTH-methoden waarbij het niet-lineaire krachtvervormingsgedrag van alle primaire en secundaire seismische elementen in beschouwing wordt genomen.

OPMERKING 2 Deze aanvulling is toegevoegd om een passende, onafhankelijk getoetste NLTH-analyse toe te staan waarbij met meer nauwkeurigheid de vloerversnellingen, verplaatsingen tussen bouwlagen en verplaatsingen tussen verbindingen tussen onafhankelijke, aangrenzende bouwconstructies of delen daarvan kunnen worden bepaald.

ASCE/SEI 7-16, paragraaf 13.3.2.2

OPMERKING 1 Deze paragraaf is bedoeld te worden gebruikt voor niet-constructieve elementen met een overspanning tussen twee gebouwen.

Als alternatief mag, onder voorwaarde van een onafhankelijke toetsing, D_p direct bepaald worden met gebruikmaking van NLTH-methoden waarbij het niet-lineaire krachtvervormingsgedrag van alle

primaire en secundaire seismische elementen van beide gebouwen in beschouwing wordt genomen wanneer deze aan dezelfde groundbeweging onderhevig zijn.

OPMERKING 2 Deze aanvulling is toegevoegd om een passende, onafhankelijk getoetste NLTH-analyse toe te staan waarbij met meer nauwkeurigheid de vloerversnellingen, verplaatsingen tussen bouwlagen en verplaatsingen tussen verbindingen tussen onafhankelijke aangrenzende bouwconstructies of delen daarvan kunnen worden bepaald.

Bijlage J (informatief)

Vooraf berekende versus toegestane kans van bezwijken

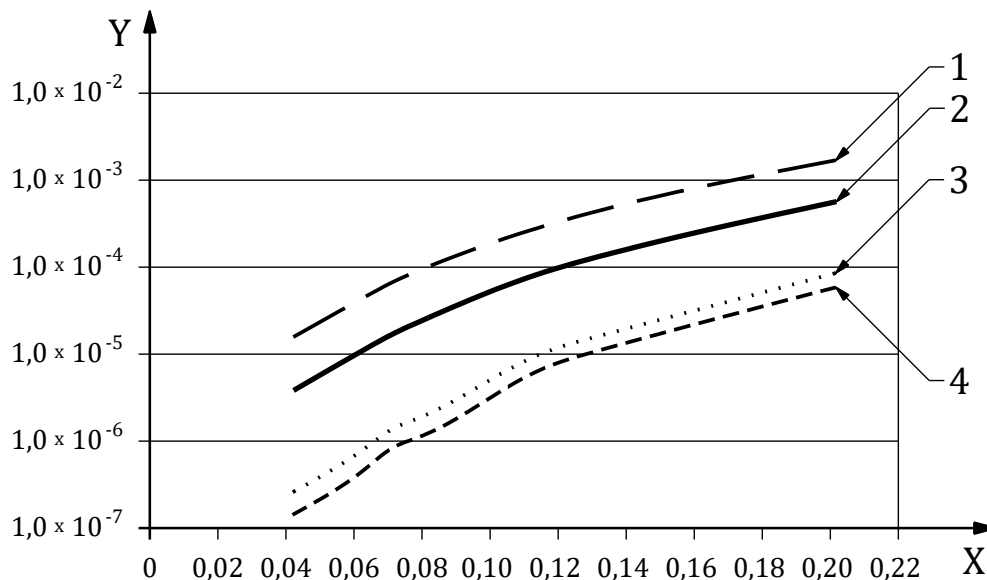
Voor bepaalde veel voorkomende niet-seismische, constructieve elementen en situaties geeft figuur J.1 de jaarlijkse faalkans als functie van de piekgrondversnelling, $a_{g;d}$, op maaiveldniveau met een herhalingsstijd van 475 jaar.

OPMERKING 1 De faalkansen zijn probabilistisch bepaald, uitgaande van het slechtst mogelijke scenario. Zie [J.1] voor achtergrondinformatie.

De jaarlijkse kans op falen af te lezen in figuur J.1 behoort lager te zijn dan de aanvaardbare waarde die volgt uit:

$$P(F)_{acc} = (1/T_r)^{1,19}$$

Hierbij is T_r de herhalingsstijd die volgt uit tabel 2.3 van deze NPR.



Legenda

- 1 schoorstenen en borstweringen tot 1920
- 2 schoorstenen en borstweringen vanaf 1920
- 3 kopgevels tot 1920
- 4 kopgevels vanaf 1920

OPMERKING 2 De waarden volgend uit figuur J.1 voor schoorstenen en borstweringen kunnen ook worden gebruikt voor andere slanke metselwerkelementen zoals vrijstaande muren en balustrades.

Figuur J.1 — Meest waarschijnlijke kans van falen van niet-seismische, constructieve elementen

Bijlage K (informatief)

Beoordelen veiligheid van monumenten en noodzaak tot versterken

K.1 Algemeen

Uit tot dusver uitgevoerd onderzoek blijkt dat bij toepassing van eerdere edities van NPR 9998 veel monumenten versterking behoeven.

Er wordt onderscheid gemaakt tussen rijks-, provinciale en gemeentelijke monumenten, die alle vallen onder de bescherming van de Erfgoedwet en provinciale en gemeentelijke verordeningen en de Wet algemene bepalingen omgevingsrecht. Daarnaast bestaan de begrippen karakteristieke panden, beeldbepalende panden en beschermde stads- en dorpsgezichten. Deze vallen niet onder de monumentenbescherming. Monumenten vallen onder bestaande gebouwen. De aanbevelingen uit NPR 9998 zijn dus ook op monumenten van toepassing. Deze aanbevelingen zijn gebaseerd op de eis dat het individuele risico (IR) om te overlijden door het effect van een aardbeving niet groter mag zijn dan 10^{-5} per jaar. De constructieve veiligheid staat bij deze aanbeveling dus centraal.

Bij de beoordeling van monumenten kunnen echter bijzondere overwegingen aan de orde komen, gericht op het behoud van cultuurhistorische waarden.

Verder geldt dat:

- veel monumenten zijn gebouwd in een periode dat er nog geen bouwvoorschriften bestonden;
- monumenten kunnen zijn gebouwd met archaïsche materialen die in de huidige bouwvoorschriften niet meer behandeld worden. Van deze materialen zijn onvoldoende gegevens beschikbaar, waardoor met conservatieve waarden wordt gerekend;
- er een spanningsveld bestaat tussen het garanderen van voldoende constructieve veiligheid en het verlies van het monumentale dan wel het cultuurhistorische karakter van het bouwwerk;
- historische gebouwen een groep bestaande constructies representeren met een relatief grote variëteit, waarbij per geval evaluatie en planvorming nodig is door een team van ingenieurs, architecten en vertegenwoordigers van bouwtoezicht en de dienst monumentzorg, in dialoog met de eigenaar;
- niet-constructieve elementen, zoals kroonlijsten en decoratieve elementen vaak een belangrijke rol spelen. Voor het behoud daarvan kunnen soms gecompliceerde verankeringsconstructies nodig zijn, waaraan echter de voorkeur wordt gegeven boven het verwijderen van deze voor het uiterlijk bepalende elementen.

Bij het vaststellen van de noodzaak tot versterken, hoeft het lokaal gezag op grond van de Woningwet, voor monumenten niet per definitie uit te gaan van het aan NPR 9998 ten grondslag liggende criterium $IR \leq 10^{-5}$, indien zij van mening is dat hiervoor goede motieven aanwezig zijn. Die motieven behoren dan wel in de omgevingsvergunning voor het aanpassen van het monument te worden vastgelegd.

OPMERKING Bovenstaande is vastgelegd in artikel 1.13 van het Bouwbesluit 2012.

Het is ook mogelijk dat juist een ander criterium wordt gehanteerd om beschadiging van het monument te voorkomen.

K.2 Betrouwbaarheidsdifferentiatie

De betrouwbaarheidsdifferentiatie voor primaire en secundaire seismische elementen en voor niet-seismische, constructieve elementen geldt ook voor monumenten. Zoals gegeven in 2.2.2 van deze NPR kan door het aantal personen in een gebouw te beperken de indeling van de gevolgklasse van een gebouw veranderen. Dit beïnvloedt de factoren die behoren te worden aangehouden bij de bepaling van de optredende rekenwaarde van de aardbevingsbelasting.

OPMERKING In 2.2.3 van deze NPR is aangegeven hoe omgegaan kan en mag worden met het aandeel in de constructieve veiligheid (betrouwbaarheid) tussen primaire en secundaire seismische, constructieve elementen en niet-seismische, constructieve elementen. Dat geldt ook voor monumenten.

K.3 Mogelijke argumenten om (tijdelijk) een verhoogd individueel risico toe te staan

K.3.1 Algemeen

Wanneer de constructieve veiligheid van een monument niet al te zeer afwijkt van de in deze NPR aanbevolen waarde voor het IR, en versterking zou een rigoureuze inbreuk op de cultuurhistorische waarden van het bouwwerk betekenen, met hoge kosten en ingrijpende procedures, dan zou dit voor het lokaal gezag aanleiding kunnen zijn een lagere eis dan $IR \leq 10^{-5}$ te hanteren. In de volgende paragrafen zijn enkele overwegingen gegeven die bij het nemen van een dergelijke beslissing zouden kunnen worden meegewogen.

K.3.2 Beperkte gebruikstijd

Het IR van 10^{-5} komt tot stand op grond van twee factoren.

Factor 1: de kans dat een gebouw of deel van een gebouw instort.

Hierbij wordt uitgegaan van een waarschijnlijkheid van 10^{-4} . Deze kans hoort bij de maximale aardbevingsbelasting die in een periode van 2475 jaar mag worden verwacht.

Factor 2: de kans dat bij instorten van een gebouw of deel van een gebouw iemand om het leven komt.

Hierbij wordt uitgegaan van een waarschijnlijkheid van 10^{-1} .

Het product van beide kansen levert de waarde 10^{-5} op. Het criterium $IR \leq 10^{-5}$ moet gelden voor elke inwoner van het beschouwde gebied.

Stel dat iemand 20 % van zijn/haar tijd in een kantoor doorbrengt en 80 % thuis, en beide gebouwen voldoen aan de eis dat de instortwaarschijnlijkheid kleiner is dan 10^{-4} , dan is het resulterende IR gelijk aan:

$$IR = (0,2 \times 10^{-4} + 0,8 \times 10^{-4}) \times 0,10 = 10^{-5} \quad (K.1)$$

Stel dat dezelfde persoon 1 % van zijn/haar tijd in een constructie met lage weerstand tegen een aardbeving doorbrengt (bijvoorbeeld een gebouw met een tienmaal zo lage seismische weerstand als de andere gebouwen waarin hij zij/haar tijd doorbrengt, dan wordt het individuele risico gelijk aan:

$$IR = (0,01 \times 10^{-3} + 0,99 \times 10^{-4}) \times 0,10 = 1,09 \times 10^{-5} \quad (K.2)$$

Door het af en toe bezoeken van een gebouw met een lagere seismische weerstand dan generiek is aanbevolen, neemt het individuele risico in beperkte mate (in dit geval 9 %) toe. Omdat het IR door een aantal onzekerheden slechts binnen bepaalde marges te bepalen is, kan een dergelijk

overschrijding in bepaalde gevallen, als andere belangen groter zijn, van ondergeschikte betekenis worden geacht.

Bij veel monumenten zijn echter ook mensen in dienst, die bijvoorbeeld, bij een volledige werkweek, 25 % van hun tijd in het desbetreffende gebouw met lagere seismische weerstand doorbrengen. Het individuele risico voor deze personen loopt dan op naar:

$$IR = (0,25 \times 10^{-3} + 0,75 \times 10^{-4}) \times 0,10 = 3,25 \times 10^{-5} \quad (K.3)$$

Dat is dus 3,25 maal de waarde van 10^{-5} die in Nederland van toepassing is. Dit kan gerelativeerd worden door een vergelijking te trekken met de kans om in Nederland slachtoffer van een verkeersongeluk te worden. In 2016 waren er, volgens het CBR, 627 dodelijke slachtoffers. Op een bevolking van 17 miljoen komt dit neer op een kans van $3,7 \times 10^{-5}$. Deze uitkomst is dus zelfs nog iets groter dan het IR in het behandelde voorbeeld.

Als mensen in een monument wonen of er om andere reden langdurig verblijven, kan dit echter een zwaarwegende reden zijn om niet aan de minimale veiligheid van $IR \leq 10^{-5}$ te willen tornen.

K.3.3 Beperking gaswinning

Als gegeven in [K.1] 'Kamerbrief Gaswinning Groningen' d.d. 29-03-2018 heeft het kabinet in maart 2018 besloten de gaswinning in Groningen af te bouwen en uiteindelijk stil te zetten Uiterlijk per oktober 2022, maar mogelijk al een jaar eerder, daalt de gaswinning tot onder het niveau van 12 miljard m³ per jaar. Afhankelijk van het effect van de maatregelen wordt vanaf oktober 2022 een daling voorzien naar 7,5 miljard m³ en mogelijk fors minder. In de jaren daarna wordt de gaswinning helemaal afgebouwd naar nul.

De bedoeling is hiermee ook de aardbevingsbelasting op gebouwen terug te brengen, op de lange termijn naar nul. De op het moment van publiceren van deze NPR aangehouden uitgangspunten t.a.v. de aan te houden belastingen houden nog geen rekening met de verlaging van het productieniveau.

Betrekt men dit op het toekomstbeeld, dan mag deze ontwikkeling ook worden gezien in het perspectief van de voorgenomen versterkingsoperatie. Voor het behoud van cultuurhistorische waarde kan dit van belang zijn.

Dit pleit voor selectief ingrijpen: monumenten met significant te lage constructieve veiligheid behoren te worden geprioriteerd en te worden versterkt, ofwel tijdelijk buiten gebruik te worden gesteld. Bij de monumenten waarbij het tekort aan constructieve veiligheid beperkt is, zou kunnen worden overwogen op de naar verwachting aankomende gunstige tendens te anticiperen, en beschadigingen, mits uit het oogpunt van monumentenzorg acceptabel en die niet tot een onacceptabel veiligheidsrisico leiden, te accepteren en te herstellen. Daarbij kan in overweging worden genomen dat een verhoogd risico over een relatief korte periode minder ernstig is dan een permanent aanwezig verhoogd risico.

K.3.4 Ontwikkeling analysemethoden voor bepaling restdraagvermogen

In de NPR worden in principe vier beoordelingsmethoden als toepasbaar gekwalificeerd. Deze methoden verschillen in de mate van complexiteit. Voor het ontwerpen van nieuwe bouwwerken zijn eenvoudige methoden, gebaseerd op lineair-elastisch gedrag (zijdelingse belastingsmethode of berekening volgens het modale-responspectrum), met eventueel correctiefactoren, voldoende nauwkeurig. Deze methoden zijn relatief inzichtelijk en leiden tot constructies met enig conservatisme qua constructieve veiligheid, tegen betrekkelijk geringe meerkosten. Als bestaande constructies moeten worden beoordeeld op hun seismische weerstand heeft een (te) eenvoudige methode het

nadeel dat veel constructies ten onrechte zullen worden afgekeurd, omdat eenvoudige methoden relatief conservatief zijn, wat aanzienlijke consequenties heeft.

Voor het evalueren van de constructieve veiligheid van bestaande constructies komen daarom vooral rekenmethoden op basis van niet-lineair gedrag in aanmerking. De meest geavanceerde methode is de numerieke tijdsdomeinanalyse (NLTH). Deze methode vraagt echter per object om een groot aantal simulaties en is daarom zeer duur en tijdrovend. Bovendien mogen de resultaten alleen als voldoende betrouwbaar worden beschouwd indien de rekenprogramma's zijn gevalideerd, dan wel gekalibreerd aan representatieve proefresultaten.

Als alternatief gelden rekenprogramma's die zijn ontwikkeld op basis van niet-lineaire push-over-berekeningen (NLPO). Hierbij wordt de respons van de constructie gesimuleerd op basis van een zogenoemde één-massa-veersysteem. Deze methode is bij uitstek geschikt voor het analyseren van de respons van constructies met een monumentaal karakter. Analyses zijn relatief snel uit te voeren en geven een goed inzicht in het gedrag van de constructies, ook bij het uitvallen van constructieve functies door optredende schade bij een beving. Ook kan het effect van een eventuele versterking snel worden nagegaan.

Door de mate van schematisering tot een eenvoudig draagsysteem, zal het resultaat van een NLPO-analyse in principe conservatiever zijn dan bepaald volgens een niet-lineaire tijdsdomeinanalyse, indien deze aan alle voorwaarden voor toepassing voldoet. De NLPO-analysetechniek wordt momenteel nog verder toegesneden op de Groningse gebouwen, met speciale aandacht voor niet-gewapende metselwerkwanden. Te verwachten is daarom dat ook hier nog een zekere veiligheidsmarge voorhanden is, die na nog uit te voeren onderzoek gekwantificeerd kan worden.

K.4 Controle op Near Collapse of op Damage Limitation

Deze NPR richt zich op het garanderen van een minimale waarde ten aanzien van het individuele risico. Daarom behoren controles te worden uitgevoerd ten aanzien van de grenstoestand 'Near Collapse' (NC). Het versterken van een constructie op een zodanige wijze dat wordt voldaan aan de bij deze grenstoestand behorende eisen, betekent echter niet dat bij bevingen met een lagere intensiteit geen schade zal optreden. Als men dat wil voorkomen, zullen verdere maatregelen nodig zijn. Betrokken partijen zullen een uitspraak moeten doen over wat daarbij proportioneel is.

K.5 Compatibiliteit

In navolging van de uitvoeringsrichtlijnen van het ERM, behoort men bij het versterken van een monument rekening te houden met de compatibiliteit van materialen en systemen om onnodige beschadiging van het monument te voorkomen.

K.6 Varianten

Het versterken van monumenten heeft impact op de cultuurhistorische waarde van het gebouw. Om deze impact te beperken, kunnen verschillende versterkingsvarianten worden beschouwd, rekening houdend met de eventuele effecten op het gebouw die zich kunnen voordoen bij verschillende aardbevingsintensiteiten.

OPMERKING 1 Een variant kan zijn dat een gefaseerde versterkingsaanpak wordt gekozen, waarbij op basis van nader overeen te komen prioriteiten in de tijd maatregelen worden genomen. Hierbij kan worden gedacht aan een eerste fase met no-regretmaatregelen.

OPMERKING 2 Het constructief gedrag van het gebouw wordt beïnvloed door versterkingen. Versterkingen kunnen soms zodanig worden uitgevoerd dat ze schade voorkomen, echter het omgekeerde kan zich ook voordoen en dat behoort zo veel mogelijk te worden voorkomen. Dergelijke effecten kunnen in een

variantenonderzoek worden beschreven ten behoeve van het gemotiveerd kunnen maken van een keuze voor een versterkingsaanpak.

K.7 Samenvatting

Uit tot dusverre uitgevoerd onderzoek blijkt dat bij toepassing van eerdere edities van NPR 9998 veel monumenten versterking behoeven.

Het besluit omtrent de mate van constructieve veiligheid en de toelaatbare mate van beschadiging van monumenten behoort te worden vastgesteld door het lokale bevoegd gezag in de gemeente waar het monument is gelegen. Hierbij spelen verschillende aspecten een rol. Naast het handhaven van voldoende constructieve veiligheid kan hier gedacht worden aan het behoud van het karakteristieke, historische karakter van monumenten en economische en culturele aspecten.

Deze NPR gaat als basis voor de veiligheidsbeschouwing uit van een individueel risico $\leq 10^{-5}$. Er zijn echter ook omstandigheden waarmee voor monumenten aanvullend rekening zou mogen worden gehouden, zoals:

- Veel monumenten, zoals kerken, worden slechts een deel van de tijd gebruikt. Het verblijf in deze monumenten voor beperkte tijd heeft een klein effect op het individueel risico voor personen. Voor monumenten die woningen zijn, geldt dit niet.
- Doordat de gaswinning vanaf heden verder zal worden afgebouwd en uiteindelijk geheel zal worden gestopt, mag worden aangenomen dat het individuele risico, door afname van de seismische belastingen, op termijn zal afnemen.
- Als analysemethode voor het bepalen van het gedrag van een constructie en de bepaling van de constructieve veiligheid zijn methoden op grond van een niet-lineaire push-over-berekening zeer geschikt. Momenteel worden deze methoden nog verder toegesneden op de Groningse gebouwen en omstandigheden. Het is gemiddeld genomen te verwachten dat door deze verfijning nog een extra marge aan veiligheid zal kunnen worden aangetoond ten opzichte van berekeningen die met deze NPR worden uitgevoerd.

Indien versterkingsvoorstellen op basis van een constructieve beoordeling met gebruikmaking van deze NPR en het toetsingscriterium NC en het bijhorende IR $\leq 10^{-5}$ ernstige aantasting van de cultuurhistorische waarde betekent, dan kan op basis van gedegen advies overwogen worden een hoger individueel risico te accepteren. Dit verhoogde risico zal bestuurlijk per individueel geval moeten worden gesanctioneerd en worden afgestemd met de betrokkenen.

Bijlage L **(informatief)**

Ontwerpen van nieuwbouw

L.1 Algemeen

L.1.1 Onderwerp en toepassingsgebied

Deze bijlage geeft richtlijnen en aanwijzingen voor het ontwerpen van nieuw te bouwen gebouwen die voldoende aardbevingsbestendig zijn. Gebouwen die behoren tot gevolgklasse CC4 vallen buiten het toepassingsgebied van deze bijlage.

Voor het ontwerpen van nieuwe constructies kan gekozen worden voor twee verschillende benaderingen:

- 1) een ontwerp dat voldoet aan alleen de eisen voor menselijke veiligheid. In dat geval moet het ontwerp worden uitgevoerd op basis van alleen een toets van de grenstoestand NC (Near Collapse). Bij het vervaardigen van een dergelijk ontwerp wordt verder verwezen naar de hoofdtekst van deze NPR;
- 2) een ontwerp dat voldoet aan de eisen voor menselijke veiligheid, en mede tot doel heeft om schade ten gevolge van lichte bevingen te beperken en daarmee beter aansluit bij de Nederlandse bouwpraktijk. Hierbij wordt én een toets uitgevoerd van de grenstoestand NC én van de grenstoestand SD. De grenstoestand NC kan daarbij op twee manieren getoetst worden: ofwel losstaand van de SD-toets conform benadering 1, dan wel direct inbegrepen in de SD-toets. In L.3.1. worden deze twee opties uitgewerkt middels de factor γ_{SD} . Bij het vervaardigen van een ontwerp volgens deze benadering kan de inhoud van deze bijlage gevolgd worden.

OPMERKING 1 Deze bijlage is bedoeld om de regels die in deze NPR zijn opgenomen voor het ontwerpen van nieuwe constructies, overzichtelijk samen te vatten. Aanvullend worden aanwijzingen gegeven voor het ontwerp van constructies die in staat moeten zijn om de effecten van seismische belastingen te weerstaan.

Het uitgangspunt van deze bijlage is dat nieuw te ontwerpen constructies worden ontworpen volgens de eisen die gelden voor ductiliteitsklasse DCL in NEN-EN 1998-1 en eventuele aanvullende eisen, zoals beschreven in L.5 t/m L.9. Voor het toetsen van de effecten van de aardbeving zal de weerstand van de constructie worden getoetst aan de eisen die voor de uiterste grenstoestand zijn beschreven in NEN-EN 1992-1-1 t/m NEN-EN 1996-1-1. In de terminologie van NEN-EN 1998 komt dit overeen met een toets van grenstoestand SD. Dit uitgangspunt is gekozen, omdat de daarbij toe te passen detaillering het beste aansluit bij de in Nederland gebruikelijke bouwmethoden en omdat deze benadering, tezamen met de aanbevolen bepaling van de krachtsverdeling, bij bevingen met een beperkte intensiteit minder snel tot schade aan de constructie leidt.

OPMERKING 2 Zoals bij benadering 1 is beschreven, is het toegestaan om nieuwe constructies uitsluitend te ontwerpen voor grenstoestand NC, waarbij in het algemeen sprake is van significante energiedissipatie. Hiervoor is het noodzakelijk dat constructies worden gedetailleerd volgens de eisen die zijn beschreven voor DCM of DCH. Als deze wijze van ontwerpen wordt gevolgd, wordt verwezen naar de hoofdtekst van deze NPR waarbij voor de beschouwing van grenstoestand NC bijvoorbeeld het hanteren van een herhalingsijd van 2475 jaar bij het bepalen van de seismische belasting is voorgeschreven.

L.1.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten in 1.1.2 zijn onverkort van toepassing op deze bijlage.

L.1.3 Symbolen en afkortingen

De symbolen en afkortingen in 1.5 zijn van toepassing op deze bijlage.

L.2 Prestatie-eisen en criteria voor het ontwerp

L.2.1 Grenstoestanen en fundamentele eisen

L.2.1.1 Algemeen

De uiterste grenstoestand moet zijn getoetst voor de aardbevingsontwerpsituatie. Een toets van de bruikbaarheidsgrenstoestand mag voor het beschouwen de aardbevingsontwerpsituatie achterwege worden gelaten.

OPMERKING Eisen voor het gebruik, zoals beheersing van scheurvorming en het beperken van trillingen, vallen buiten het toepassingsgebied van deze NPR. Eventuele eisen over het gebruik, moeten, indien noodzakelijk voor een constructie, aanvullend op deze bijlage worden beschreven in een toegevoegde overeenkomst tussen de betrokken partijen.

L.2.1.2 Belastingscombinaties

Het effect van de belastingen moet zijn bepaald met de belastingscombinatie voor aardbevingsontwerp overeenkomstig 6.4.3.4 van NEN-EN 1990.

Bij het bepalen van de trillingsperioden moeten de massa en de relevante stijfheden gebaseerd zijn op de belastingscombinatie zoals beschreven in 3.2.4, formule (3.12).

L.2.1.3 Capaciteit van de constructie

De capaciteit van de constructie of van een constructief element voor de uiterste grenstoestand SD moet zijn bepaald zoals beschreven in L.5 t/m L.9.

OPMERKING 1 De capaciteit van de constructie bij de grenstoestand SD sluit aan bij de capaciteit die voor de uiterste grenstoestanen is beschreven in NEN-EN 1992-1-1, NEN-EN 1993-1-1, NEN-EN 1994-1-1, NEN-EN 1995-1-1 en NEN-EN 1996-1-1 voor respectievelijk beton-, staal-, staal-beton-, hout- en steenconstructies.

OPMERKING 2 De capaciteit van de constructie bij het toetsen van grenstoestand NC is vooral gebaseerd op vervormingscapaciteit en niet zozeer op weerstand. De vervormingscapaciteit wordt mede verkregen door het toepassen van detailleringwijzen die voldoen aan de eisen voor DCM en DCH.

L.2.2 Betrouwbaarheidsdifferentiatie

Een differentiatie tussen de vereiste betrouwbaarheid van constructies en/of constructie-elementen kan worden gemaakt door een gevolgklasse toe te kennen aan de constructie en/of constructie-elementen zoals beschreven in bijlage B van NEN-EN 1990.

L.2.3 Grondslag voor het ontwerp

L.2.3.1 Voorwaarde

Voor de constructie en de constructie-elementen moet geverifieerd worden dat:

$$E_d \leq R_d \quad (L.1)$$

waarin:

E_d is de rekenwaarde van de belastingseffect(en);

R_d is de rekenwaarde van de weerstand.

L.2.3.2 Variabelen voor het bepalen van de rekenwaarde van de belasting

L.2.3.2.1 Herhalingstijd

Voor het bepalen van de rekenwaarde van de belasting voor de aardbevingsbelasting die beschouwd moet worden bij de belastingscombinatie voor aardbevingsontwerp, moet voor primaire seismische elementen, secundaire seismische elementen en voor niet-seismische constructieve elementen 475 jaar als herhalingstijd $T_{LS;ref}$ zijn aangehouden.

L.2.3.2.2 Importantiefactor

De importantiefactor γ moet aan tabel L.1 zijn ontleend.

Tabel L.1 — Importantiefactoren voor het bepalen van de aardbevingsbelasting op nieuw te bouwen constructies en daarin opgenomen seismische elementen

Gevol klassen	Importantiefactor γ
CC1a	0,5
CC1b	1,1
CC2	1,2
CC3	1,3

Voor niet-seismische, constructieve elementen geldt dat γ gelijk aan 1,0 is.

OPMERKING Omdat een ontwerp voor CC1a bij hergebruik van een gebouw met een eventuele functieverandering tot een beperking van de mogelijkheden leidt, wordt geadviseerd om bij het ontwerp van een bouwconstructie niet uit te gaan van CC1a.

L.2.3.3 Variabelen voor het bepalen van de rekenwaarde van de capaciteit en de weerstand

Variabelen voor het bepalen van de rekenwaarde van de capaciteit en de weerstand zijn in algemene zin beschreven in 4.4.2.4 en voor de verschillende materialen in L.5 t/m L.9.

L.3 Aardbevingsbelastingen

L.3.1 De waarde voor de piekgrondversnelling

Een waarde voor de piekgrondversnelling a_g , inclusief de bodemfactor S , op maaiveldniveau voor de betreffende locatie moet volgens de NPR 9998-webtool zijn bepaald voor de in L.2.3.2.1 beschreven herhalingstijd.

OPMERKING Het internetadres van de webtool is: <http://seismischekrachten.nen.nl>.

De rekenwaarde van de piekgrondversnelling volgt uit:

$$a_{g;d} = \gamma_{SD} \gamma_1 a_g S \quad (L.2)$$

waarin:

γ_{SD} is een factor bedoeld om desgewenst de uitgevoerde toets van de grenstoestand SD als alternatief voor de toets van de grenstoestand NC te gebruiken;

= 1,3, indien uitsluitend een toets van de grenstoestand SD wordt uitgevoerd;

= 1,0, indien naast de toets van de grenstoestand SD ook een toets van de grenstoestand NC volgens deze NPR wordt uitgevoerd of indien aangetoond is dat de grenstoestand NC niet maatgevend is;

γ_1 is de importantiefactor volgens L.2.3.2.2;

$a_g S$ is de piekgrondversnelling inclusief de bodemfactor volgens de webtool.

OPMERKING Voor het bepalen van de aardbevingsbelasting is hier uitgegaan van de algemene methode zoals beschreven in hoofdstuk 3 van deze NPR. Volgens deze NPR is ook een locatiespecifieke methode toepasbaar. Zie voor deze methode 3.2.2.1.

L.3.2 Horizontaal elastisch responspectrum

Een representatief horizontaal elastisch responspectrum voor de betreffende locatie op maaiveldniveau moet volgens de NPR 9998-webtool zijn bepaald. Uit de webtool kunnen de volgende parameters worden afgeleid:

p is de verhouding tussen de piekgrondversnelling, inclusief de bodemfactor, en de plateauwaarde van het elastische responspectrum;

T_B is de ondergrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is, in s;

T_C is de bovengrens van de trillingsperioden waarvoor de spectrale versnelling constant is, in s;

T_D is de periode die het begin aanduidt van de constante verplaatsingsrespons van het spectrum, in s.

L.3.3 Verticaal elastisch responspectrum

Een representatief verticaal elastisch responspectrum voor de betreffende locatie op maaiveldniveau kan volgens de NPR 9998-webtool zijn bepaald voor de in 2.3.2.1 beschreven herhalingstijd.

L.3.4 Gedragsfactor

De gedragsfactor q moet zijn bepaald volgens de bepalingen in L.5 t/m L.9.

Als alternatief mag de gedragsfactor zijn afgeleid uit de resultaten van een niet-lineaire push-over-berekening. Waarbij voor de gedragsfactor geldt:

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \leq 2 \quad \text{voor } T \leq T_C \quad (L.3)$$

$$q = \mu \leq 2 \quad \text{voor } T > T_C \quad (L.4)$$

waarin:

μ is de verhouding tussen de maximale vervorming en de maximale elastische vervorming van het volgens bijlage B van NEN-EN 1998-1 tot een bilineair geschematiseerd constructiegedrag.

Een verhoging van q zoals beschreven in 3.2.2.2.3 van deze NPR is niet toegestaan.

OPMERKING 1 Voor het toepassen van een bovengrens voor de waarde van q is gekozen omdat de DCL-detailering niet specifiek is toegespitst op het creëren van energiedissipatie in de constructie en omdat zo bij minder intensieve bevingen de schade aan de constructie beperkt zal blijven.

OPMERKING 2 De verhoging van q met een factor 1,33 is niet toegestaan, omdat getoetst wordt op het criterium SD en niet op het criterium NC, zodat de herhalingsperiode voor het bepalen van de belasting is beschreven als 475 jaar in plaats van 2475 jaar. Als op NC getoetst wordt, mag wel een factor van 1,33 worden gehanteerd.

L.3.5 Horizontaal ontwerpspectrum voor de analyse van bouwconstructies

De rekenwaarde voor de horizontale versnelling veroorzaakt door de aardbevingsbelasting volgt uit het volgende spectrum:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_{g;d} \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{p}{q} - 1 \right) \right] \quad (\text{L.5})$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_{g;d} \times \frac{p}{q} \quad (\text{L.6})$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_{g;d} \times \frac{p}{q} \times \frac{T_C}{T} \quad (\text{L.7})$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_{g;d} \times \frac{p}{q} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \quad (\text{L.8})$$

waarin:

p , T_B , T_C en T_D zijn zoals gedefinieerd in L.3.2;

q is de gedragsfactor, zoals beschreven in L.3.4;

$S_d(T)$ is de rekenwaarde van de versnelling volgens het ontwerpspectrum voor trillingsperiode T , in g .

L.4 Constructief ontwerp

L.4.1 Algemeen

In de regel zijn er twee manieren waarop de effecten van aardbevingen kunnen worden weerstaan:

- door een stijve, sterke constructie;
- door een vervormbare, minder sterke constructie.

OPMERKING 1 Bij het eerste type constructies is de stijfheid groot, met als gevolg dat het effect van een seismische belasting, als dit wordt uitgedrukt in de afschuifkracht op het funderingsniveau, eveneens groot zal zijn. De vervormingen van de constructies zullen hierbij relatief klein zijn. Omdat de constructies vaak enigszins gedrongen zijn, zal het in het algemeen lastiger zijn om middels niet-lineair gedrag, zoals het ontstaan van scheuren in steenachtige materialen en het vloeien van staal, dissipatie van de aardbevingsenergie te verkrijgen.

OPMERKING 2 Bij het tweede type constructies wordt gestreefd naar een grote vervormingscapaciteit van de constructie, zodat de vervormingen die ten gevolge van aardbevingen in een constructie zullen ontstaan, opgenomen kunnen worden. Vaak is dit type constructies minder stijf en hebben ze zodoende een relatief grote eerste trillingsperiode T_1 . De vervormingscapaciteit wordt hierbij vaak bereikt door gebruik te maken van eigenschappen van de slanke constructie om plastisch te vervormen. Er zal zodoende na het optreden van een aardbeving met een significante magnitude schade aan de constructie ontstaan. Vanwege de lagere stijfheid van de constructie en de plastische vervormingscapaciteit is de afschuifkracht op het funderingsniveau dat door de seismische belasting wordt veroorzaakt, relatief beperkt.

OPMERKING 3 Het is duidelijk dat de traditionele bouwwijze in Nederland niet is afgestemd op het weerstaan van seismische belastingen. Constructies zijn ontworpen om windbelastingen te weerstaan. De grootte van de windbelasting wordt bepaald door de afmetingen van de constructie en niet, zoals bij aardbevingsbelasting, door de massa en de stijfheid van de constructie. Deze constructies, en meer specifiek de detaillering van deze constructies, zijn ook niet ontworpen om energie te dissiperen door blijvende vervormingen en andere schadevormen te laten ontstaan.

OPMERKING 4 De aardbevingen in Noordoost-Nederland, zogenaamde geïnduceerde aardbevingen, zijn in zowel grootte als frequentie afwijkend van de tektonische aardbevingen die onder andere in het zuiden van Europa kunnen voorkomen. De magnitude van de aardbevingen in Noordoost-Nederland is beperkt, doch vanwege de geringe diepte van het hypocentrum, kan het effect van deze aardbevingen lokaal vergelijkbaar zijn met die van de tektonische aardbevingen die in het zuidoosten van ons land kunnen optreden, of zelfs groter zijn dan dat. Er is echter een tweede belangrijk verschil. De frequentie van het optreden van geïnduceerde aardbevingen in Noordoost-Nederland is veel hoger dan bij tektonische aardbevingen. Het is daarom van belang om naast het beoordelen van de constructieve veiligheid – het beoordelen of een constructie niet bezwijkt ten gevolge van de effecten van een aardbeving – ook rekening te houden met het beperken van de schade aan constructies ten gevolge van minder zware geïnduceerde aardbevingen die met een relatief hoge frequentie in het beschouwde gebied voorkomen. Het beperken van schade is mogelijk als gekozen wordt om constructies te ontwerpen die relatief stijf zijn en waarvan de weerstand zo groot is dat veel effecten van aardbevingsbelastingen kunnen worden weerstaan, zonder het optreden van een significante schade. Daarbij moet worden opgemerkt dat schade aan niet-constructieve bouwkundige elementen sterk afhankelijk is van de gekozen materialisatie en detailleringwijze.

De aanwijzingen in L.4.2 t/m L.10.4 zijn met name bedoeld om te zorgen dat constructies worden ontworpen met:

- een voldoende weerstand:
 - Beoogd wordt dat de effecten van de aardbevingen worden weerstaan, zonder dat veel plastische vervormingen die resulteren in schade, zullen optreden.
 - Het toetsen van de weerstand van de constructie op de effecten van de belastingscombinatie bij aardbevingen zal daarom vooral op basis van de krachtweerstand gebeuren.

- een detaillering overeenkomstig de gangbare Nederlandse bouwpraktijk:
- De gangbare detaillering resulteert in een beperkt vermogen om aardbevingsenergie te dissiperen.
- De gangbare detailleringswijzen zullen moeten voldoen aan de eisen en regels in de materiaalgebonden Eurocode-reeksen NEN-EN 1992, NEN-EN 1993, NEN-EN 1994, NEN-EN 1995 en NEN-EN 1996, en volgens de classificatie van de NEN-EN 1998-reeks worden ingedeeld in DCL (ductility class low).
- De grootte van de gedragsfactor q die in rekening gebracht mag worden, zal daarom beperkt zijn.

OPMERKING 5 Een andere ontwerpbenadering is ook mogelijk. Voor informatie hierover zie NEN-EN 1998-1.

L.4.2 Karakteristieken van aardbevingsbestendige gebouwen

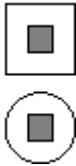
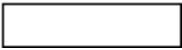
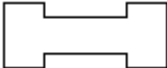
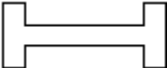
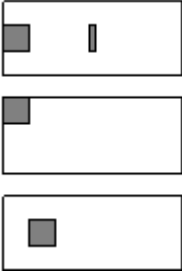
L.4.2.1 Basisprincipes van het conceptuele ontwerp

Bij het ontwerpen van constructies voor gebouwen die bestand moeten zijn tegen aardbevingen, wordt aanbevolen de volgende uitgangspunten te hanteren:

- Ontwerp een symmetrische constructie met een eenvoudige opzet.
- Beperk de lengte van de plattegronden.
- Beperk de massa van het gebouw.
- Ontwerp een constructie waarbij in de plattegronden het zwaartepunt van de stabiliserende elementen met het massazwaartepunt samenvalt.
- Ontwerp een constructie waarbij een goede schijfwerking door de vloeren mogelijk is;
- Ontwerp een constructie die over de hoogte van het gebouw gelijk van opzet en vorm blijft of eventueel beperkt gereduceerd wordt in afmeting.
- Ontwerp geen te slanke constructie.
- Ontwerp een constructie waarbij systeemlijnen van constructieve elementen, zoals kolommen, balken en wanden, zo veel als mogelijk zonder verspringing doorlopen.
- Plaats de evenwijdige stabiliserende elementen zo ver uit elkaar dat voldoende torsie stijfheid wordt verkregen en de krachten in de vloerschijven voldoende zijn beperkt.

Een constructie met een eenvoudige opzet is een constructie met een plattegrond met een eenvoudige vorm, zoals bijvoorbeeld een rechthoek, zie kolom A van tabel L.2. Plattegronden met relatief slanke uitbouwen zoals weergegeven in kolom B van tabel L.2 zijn nadelig voor het nastreven van een gelijkmatige verdeling van het effect van de seismische belasting over de gehele constructie. Ook behoren discontinuïteiten in de constructieonderdelen die de verticale en horizontale belastingen afdragen, te worden vermeden.

Tabel L.2 — Aanbevolen en te vermijden basisvormen voor plattegronden van gebouwen voor weerstand tegen aardbevingen

Basisvorm	A (aanbevolen)	B (te vermijden)	Opmerkingen
1			Een compacte symmetrische plattegrond is gunstig voor het gedrag en de analyse
2			Het beperken van de lengte wordt aanbevolen. Dit voorkomt verschillend gedrag aan de uiteinden van het gebouw
3			Een asymmetrische plattegrond wordt niet aanbevolen, want door asymmetrie is het gedrag minder gunstig en de analyse moeilijker uitvoerbaar
4			Lange, slanke vleugels worden niet aanbevolen, omdat ondanks de symmetrie het gedrag aan de uiteinden van het gebouw verschillend is
5			Het wordt aanbevolen stabiliteitselementen symmetrisch te plaatsen en binnen de vloerschijf. Dit voorkomt problemen bij de analyse en de detaillering
			Een asymmetrische locatie van stabiliteitselementen moet worden vermeden. Deze zorgt voor torsieproblemen en verschillend gedrag aan de uiteinden van het gebouw
6			Stabiliteitswanden moeten voldoende ver uit elkaar worden geplaatst om de torsiestijfheid te verbeteren

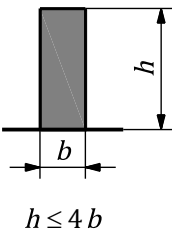
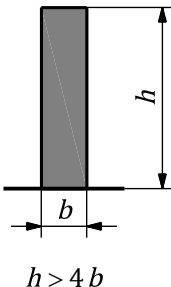
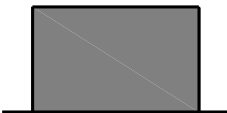
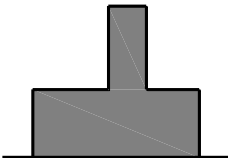
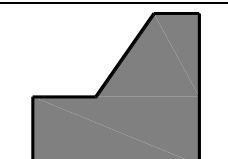
Het beperken van de lengte van een plattegrond is bedoeld om de invloed van longitudinale trillingen op de constructie, waarbij in horizontale richting afwisselend druk- en trekkrachten in de constructie worden veroorzaakt, zo klein mogelijk te houden.

Het is van belang om het zwaartepunt van de massa's van de plattegronden te laten samenvallen met de resulterende stijfheden van de stabiliserende constructies. Op deze wijze wordt een situatie bereikt waarbij de vervormingen van de verschillende stabiliserende constructies op een bouwlaag van een

gelijke orde van grootte zijn. Zo worden rotaties van en het optreden van relatief grote vervormingen in de constructie beperkt.

Ook het ontwerpen van een constructie met een gelijkvormige opbouw over de hoogte (zie kolom A van tabel L.3) heeft tot doel de effecten van de seismische belasting op de constructie zo gelijkmatig mogelijk te laten zijn. Bij een gelijkvormige opbouw over de hoogte zal ook de massa van de constructie gelijkmatig over de hoogte van de constructie zijn verdeeld. Een niet-gelijkmatige verdeling van massa of het abrupt veranderen van de plattegrond door bijvoorbeeld het terugspringen van gevels, leidt tot minder goed voorspelbare krachten in diverse constructieve elementen, zoals bijvoorbeeld de vloerschijven. Slanke constructies zoals weergegeven in kolom B van tabel L.3, leiden tot grotere horizontale vervormingen die aanleiding kunnen geven tot schade aan niet-constructieve elementen, zoals bijvoorbeeld niet-dragende scheidingswanden.

Tabel L.3 — Aanbevolen en te vermijden basisvormen voor dwarsdoorsneden van gebouwen voor weerstand tegen aardbevingen

Basisvorm	A (aanbevolen)	B (te vermijden)	Opmerkingen
1	 $h \leq 4b$	 $h > 4b$	Slanke gebouwen met een hoogte/breedte-verhouding van groter dan 4 behoren te worden vermeden, omdat deze zeer grote horizontale doorbuigingen kunnen ondergaan
2			Verspringende gevels en niet-gelijkmatige massa- en stijfheidsverdelingen behoren te worden vermeden, omdat het gedrag minder goed kan worden voorspeld met eenvoudige analysemethoden
3			

Het uitgangspunt van gelijkmatigheid en symmetrie moet ook doorgevoerd worden naar de detaillering. Hierbij behoren excentrische aansluitingen tussen balken en kolommen, maar ook tussen vloeren en wanden, zo veel als enigszins mogelijk is, te worden voorkomen.

Door excentrische aansluitingen ontstaat in de verbindingen een ongelijkmatige verdeling van krachten en vervormingen, waardoor de vervormingscapaciteit van de verbindingen beperkt wordt. Ook ontstaan hierdoor bijkomende momenten in de aangesloten constructieve elementen die de weerstand van deze elementen kan beperken.

Samenvattend geldt dat de uitgangspunten voor het constructief ontwerp vooral zijn bedoeld om de krachten en vervormingen die ten gevolge van een aardbeving in de constructie ontstaan, zo gelijkmatig mogelijk over de constructie te verdelen. Hierdoor wordt de kans verkleind dat enkele

constructie-elementen een relatief grote kracht of vervormingsverschil ondergaan, met het ontstaan van schade tot gevolg. Ook is het zo dat de betrouwbaarheid van het voorspellen van het constructief gedrag van de constructie bij een aardbevingsbelasting wordt vergroot, als de uitgangspunten voor het constructief ontwerp worden aangehouden.

Het is duidelijk dat deze uitgangspunten ook een significante invloed hebben op het architectonisch ontwerp van het gebouw. Daarom is het van groot belang dat reeds vanaf de eerste fase van het ontwerp de uitgangspunten voor het constructief ontwerp worden gedeeld met de architect.

L.4.2.2 Primaire en secundaire seismische elementen

Onderscheid moet worden gemaakt tussen primaire en secundaire seismische elementen enerzijds en niet-seismische constructieve elementen anderzijds.

OPMERKING 1 Definities voor de verschillende elementen zijn gegeven in 1.4.2.13, 1.4.2.16 en 1.4.2.11 van deze NPR.

OPMERKING 2 Het onderscheid tussen de diverse elementen kan verschillen per richting waarin de aardbevingsbelasting wordt beschouwd.

L.4.3 Constructieve berekeningsmethoden

L.4.3.1 Primaire en secundaire seismische elementen

Hoofdstuk 4 van deze NPR en hoofdstuk 4 van NEN-EN 1998-1 beschrijven vier berekeningsmethoden voor het bepalen van de respons van een constructie bij een aardbevingsbelasting. Twee daarvan zijn gebaseerd op de lineaire elasticiteitstheorie. De andere twee zijn gebaseerd op de niet-lineaire elasticiteitstheorie. Als verdere uitwerking van de aanbevelingen uit L.4.1 wordt geadviseerd om voor de bepaling van de krachtsverdeling ten gevolge van een aardbevingsbelasting bij het ontwerp van constructies ten behoeve van nieuwbouw, gebruik te maken van de berekeningsmethoden die gebaseerd zijn op de lineaire elasticiteitstheorie. Deze berekeningsmethoden zijn:

- de zijdelingse belastingsmethode;
- de spectrale modale responsberekening.

Aanwijzingen over wanneer welke berekeningsmethode mag worden toegepast en in hoeverre volstaan kan worden met een 2D-model dan wel een 3D-model, zijn gegeven in tabel 4.1. In deze tabel is ook aangegeven in welke gevallen de gedragsfactor q , die is beschreven in de hoofdstukken 5 t/m 9, verlaagd moet worden door deze met 0,8 te vermenigvuldigen.

Uit de tabel volgt dat naarmate minder goed voldaan wordt aan de aanbevelingen voor het ontwerpen van een aardbevingsbestendige constructie, de meer complexe modale responsberekening moet zijn uitgevoerd en dat daarbij de gedragsfactor moet zijn gereduceerd.

L.4.3.2 Niet-seismische, constructieve elementen

Met behulp van 4.3.6.1 kan worden bepaald of niet-seismische, constructieve elementen in beschouwing genomen moeten worden. De krachtsverdeling in niet-seismische constructieve elementen kan vervolgens worden bepaald met behulp van 4.3.6.3 of met bijlage H, waarbij in beide gevallen de piekgrondversnelling moet zijn ontleend aan L.3.1.

L.4.3.3 Combinatie van de effecten van de aardbevingsbelasting in verschillende richtingen

De belastingeffecten als gevolg van de twee horizontale componenten van een aardbevingsbelasting moeten worden gecombineerd volgens 4.3.4.5.1. Het belastingeffect ten gevolge van de verticale component mag worden verwaarloosd, met uitzondering van de situatie waarbij $a_{g,d,vert}$ bepaald volgens L.3.3, groter is dan 0,25 g en de in 3.2.2.2 genoemde constructieve elementen worden beschouwd.

L.4.4 Beoordelen van de constructieve veiligheid

De beoordeling van de constructieve veiligheid moet per element zijn uitgevoerd door deze te toetsen overeenkomstig 4.4.2.2.

L.5 Specifieke regels voor betonconstructies

L.5.1 Algemeen

(1) Detaillering van betonconstructies conform de eisen van DCL is toegestaan. In dat geval moet de detaillering van de constructie worden uitgevoerd volgens NEN-EN 1992-1-1 in combinatie met de aanvullende eisen in L.5.2.

(2) Betonconstructies kunnen ook worden gedetailleerd conform de eisen voor DCM en DCH, zoals beschreven in hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1. Deze eisen moeten worden gelezen in samenhang met 5.1 van deze NPR. Als hierbij gebruik wordt gemaakt van een krachtweerstand of een verplaatsingscapaciteit die groter is, dan volgt uit (4) van L.5.2 moet een toets van de grenstoestand NC volgens deze NPR worden uitgevoerd.

OPMERKING 5.1 van deze NPR kan worden gelezen als de nationale bijlage bij hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1.

L.5.2 Aanvullende eisen voor gebruik van DCL-detaillering en NEN-EN 1992-1-1

(1) Beton behoort vervaardigd te zijn met beton met een minimale waarde voor f_{ck} gelijk aan 20 MPa en wapeningsstaal van klasse B of C. In verband met beschikbaarheid wordt aanbevolen klasse B te kiezen.

(2) De gedragsfactor mag zijn aangenomen op 1,5.

(3) Als een hogere waarde voor de gedragsfactor is aangenomen, onderbouwd volgens L.3.4, moet zijn aangetoond dat het maatgevende bezwijkmechanisme niet bepaald wordt door bros gedrag, zoals dwarskrachtbezijken van constructieve elementen zonder dwarskrachtwapening of het overschrijden van de treksterkte van beton.

(4) De rekenwaarde van de weerstand van de elementen moet zijn bepaald overeenkomstig hoofdstuk 6 van NEN-EN 1992-1-1 waarbij de waarden voor de partiële factor voor de materiaaleigenschappen moet zijn gehanteerd zoals beschreven in tabel 2.1 van NEN-EN 1992-1-1 voor de blijvende en tijdelijke ontwerpsituatie.

(5) Als vloerschijven worden samengesteld uit vooraf vervaardigde elementen, dan moet de schijfwerking van de vloer worden verzekerd door bijvoorbeeld doorgaande, voldoende verankerde trekbanden en/of een constructieve druklaag. Detaillering van schijfwerking conform CUR-rapport 136 'Voegen in geprefabriceerde vloeren' is niet toegestaan.

L.6 Specifieke regels voor staalconstructies

L.6.1 Algemeen

(1) Detaillering van staalconstructies conform de eisen van DCL is toegestaan. In dat geval moet de detaillering van de constructie worden uitgevoerd volgens NEN-EN 1993-1-1 in combinatie met de aanvullende eisen uit L.6.2.

(2) Staalconstructies kunnen ook worden gedetailleerd conform de eisen voor DCM en DCH, zoals beschreven in hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1. Deze eisen moeten worden gelezen in samenhang met 6.1 van deze NPR. Als hierbij gebruik wordt gemaakt van een krachtweerstand of een verplaatsingscapaciteit die groter is dan volgt uit L.6.2, punt (3), moet een toets van de grenstoestand NC volgens deze NPR worden uitgevoerd.

OPMERKING 6.1 van deze NPR kan worden gelezen als de nationale bijlage bij hoofdstuk 6 van NEN-EN 1998-1.

L.6.2 Aanvullende eisen voor gebruik van DCL-detaillering en NEN-EN 1993-1-1

(1) De gedragsfactor mag zijn aangenomen op 1,5.

(2) Als een hogere waarde voor de gedragsfactor is aangenomen, onderbouwd volgens L.3.4, moet zijn aangetoond dat het maatgevende bezwijkmechanisme niet bepaald wordt door instabiliteitsgedrag van de constructie waarbij, na het bereiken van de maximale weerstand bij een toenemende vervorming, sprake is van een significante afname van de weerstand.

(3) De rekenwaarde van de weerstand van de elementen moet zijn bepaald overeenkomstig hoofdstuk 6 van NEN-EN 1993-1-1. De rekenwaarde van de weerstand van de verbindingen moet zijn bepaald overeenkomstig NEN-EN 1993-1-8.

(4) Op plaatsen waar ten gevolge van de seismische belasting plastische vervormingen zouden kunnen ontstaan, moeten:

- de verbindingen worden ontworpen op een kracht gelijk aan de weerstand van het aansluitende profiel maal de oversterktefactor γ_{ov} . De waarde van de factor γ_{ov} volgt uit 6.1, punt 3), of
- de verbindingen moeten voldoende vervormingscapaciteit bezitten om volgens NEN-EN 1993 een volledige plastische berekening te mogen maken. Voor verbindingen belast op moment zijn de eisen beschreven in 6.4 van NEN-EN 1993-1-8. Voor boutverbindingen in profielen uitsluitend belast op axiale trek, mag de afschuifweerstand van de bouten niet de maatgevende weerstand zijn.

OPMERKING Aanvullende informatie over het ontwerpen van staalconstructies, gedetailleerd als DCL of DCL+, die in staat moeten zijn om relatief beperkte seismische effecten te weerstaan, kan worden gevonden in publicaties over het Meakado-project.

L.7 Specifieke regels voor staal-betonconstructies

L.7.1 Algemeen

(1) Detaillering van staal-betonconstructies conform de eisen van DCL is toegestaan. In dat geval moet de detaillering van de constructie worden uitgevoerd volgens NEN-EN 1994-1-1 en moet aan de aanvullende eisen in L.7.2 zijn voldaan.

(2) Staal-betonconstructies kunnen ook worden gedetailleerd conform de eisen voor DCM en DCH zoals beschreven in hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-1. Deze eisen moeten worden gelezen in

samenhang met 7.1 van deze NPR. Als hierbij gebruik wordt gemaakt van een krachtweerstand of een verplaatsingscapaciteit die groter is dan volgt uit L.7.2, punt (3) en (4) dat een toets van de grenstoestand NC volgens deze NPR moet worden uitgevoerd.

OPMERKING 7.1 van deze NPR kan worden gelezen als de nationale bijlage bij hoofdstuk 7 van NEN-EN 1998-1.

L.7.2 Aanvullende eisen voor gebruik van DCL-detaillering en NEN-EN 1994-1-1

- (1) De gedragsfactor mag zijn aangenomen op 1,5.
- (2) Als een hogere waarde voor de gedragsfactor is aangenomen, onderbouwd volgens L.3.4, moet aangetoond zijn dat het maatgevende bezwijkmechanisme niet bepaald wordt door instabiliteitsgedrag van de constructie waarbij, na het bereiken van de maximale weerstand bij een toenemende vervorming, sprake is van een significante afname van de weerstand of dwarskracht bezwijken.
- (3) De rekenwaarde van de weerstand van de elementen moet zijn bepaald overeenkomstig hoofdstuk 6 van NEN-EN 1994-1-1. De rekenwaarde van de weerstand van de verbindingen moet zijn bepaald overeenkomstig hoofdstuk 8 van NEN-EN 1994-1-1.
- (4) Voor verbindingen tussen staalprofielen, zie L.6.

L.8 Specifieke regels voor houtconstructies

L.8.1 Algemeen

- (1) Detaillering conform de eisen van DCL is toegestaan. In dat geval moet de detaillering van de constructie worden uitgevoerd volgens NEN-EN 1995-1-1 en moet aan de aanvullende eisen in L.8.2 zijn voldaan.
- (2) Houtconstructies kunnen ook worden gedetailleerd conform de eisen voor DCM en DCH zoals beschreven in hoofdstuk 8 van NEN-EN 1998-1. Deze eisen moeten worden gelezen in samenhang met 8.2 van deze NPR. Als hierbij gebruik wordt gemaakt van een krachtweerstand of een verplaatsingscapaciteit die groter is dan volgt uit L.8.2, punten (3) en (4), moet een toets van de grenstoestand NC volgens deze NPR worden uitgevoerd.

OPMERKING 8.2 van deze NPR kan worden gelezen als de nationale bijlage bij hoofdstuk 8 van NEN-EN 1998-1.

L.8.2 Aanvullende eisen voor gebruik van DCL-detaillering en NEN-EN 1995-1-1

- (1) De gedragsfactor moet zijn aangenomen op 1,5.
- (2) Voldaan moet zijn aan hetgeen in 8.1 is gesteld.
- (3) De rekenwaarde van de weerstand van de elementen moet zijn bepaald overeenkomstig hoofdstuk 6 van NEN-EN 1995-1-1. De rekenwaarde van de weerstand van de verbindingen moet zijn bepaald overeenkomstig hoofdstuk 8 van NEN-EN 1995-1-1.
- (4) Constructies waarbij de weerstand van een doorsnede tegen de effecten van de aardbevingsbelasting uitsluitend wordt ontleend aan de treksterkte in de richting loodrecht op de vezel, moeten vermeden worden.

OPMERKING Een voorbeeld van een dergelijke constructie is die waar een muurplaatbalk hoog boven een F-anker uitsteekt.

- (5) Het toepassen van verbindingen waarvan het bezwijkgedrag volgens tabel 8.2 bros is, is niet toegestaan.

L.9 Specifieke regels voor steenconstructies

L.9.1 Algemeen

(1) Detaillering van steenconstructies conform de eisen van DCL is toegestaan. In dat geval moet de detaillering van de constructie worden uitgevoerd volgens NEN-EN 1996-1-1 en NPR 9096-1-1 in combinatie met de aanvullende eisen in L.9.2.

(2) Steenconstructies kunnen ook worden gedetailleerd conform de eisen zoals beschreven in hoofdstuk 9 van NEN-EN 1998-1. Deze eisen moeten gelezen worden in samenhang met 9.1 van deze NPR.

OPMERKING 9.1 van deze NPR kan worden gelezen als de nationale bijlage bij hoofdstuk 5 van NEN-EN 1998-1.

L.9.2 Aanvullende eisen voor gebruik van DCL-detaillering en NEN-EN 1996-1-1

(1) Het metselwerk moet zijn vervaardigd met:

- categorie I stenen, behorende tot groep 1 en groep 2, met een minimale waarde voor f_b gelijk aan 5 MPa;
- een prestatiemortel met een minimale waarde voor f_m gelijk aan 2 MPa.

(2) De gedragsfactor mag zijn aangenomen op 1,5.

(3) Als een hogere waarde voor de gedragsfactor is aangenomen, onderbouwd volgens L.3.4, moet zijn aangetoond dat het maatgevende bezwijkmechanisme niet bepaald wordt door dwarskrachtbezwingen van constructieve elementen.

(4) De rekenwaarde van de weerstand van de elementen moet zijn bepaald overeenkomstig hoofdstuk 6 van NEN-EN 1996-1-1 of NPR 9096-1-1, waarbij de waarden voor de partiële factor voor de materiaaleigenschappen moeten zijn gehanteerd zoals beschreven in 2.4.3 van NEN-EN 1996-1-1.

(5) De rekenwaarde van de dwarskrachtweerstand tussen metselwerk en beton is gelijk aan:

$$V_{Rd} = 0,4 N_{Ed} \quad (L.9)$$

(6) De dikte en slankheid van dragende en niet-dragende wanden moet ten minste voldoen aan de eisen in tabel 9.2.

(7) Tenzij uit een beoordeling van de voorgeschreven detaillering en de inwendige krachten blijkt dat de weerstand voldoende is, behoren niet-dragende wanden niet in ongewapend metselwerk te zijn uitgevoerd.

L.10 Specifieke regels voor funderingen

L.10.1 Algemeen

(1) Voor funderingen behoren twee aspecten te zijn getoetst:

- de invloed van verweking (zie L.10.2);
- de draagkracht van de fundering (zie L.10.3 of L.10.4).

De fundering moet zijn getoetst voor grenstoestand NC.

(2) Krachten op de fundering behorend bij de grenstoestand NC mogen zijn verkregen door de krachten ten gevolge van het belastingseffect volgend uit de berekening van de seismische

ontwerpbelasting op de constructie, verkregen voor de beoordeling van de grenstoestand SD te vermenigvuldigen met de verhouding:

$$\frac{a_g S_{2475}}{\gamma_{sd} \times a_g S_{475}} \quad (L.10)$$

waarin:

$a_g S_{2475}$ is de piekgrondversnelling, inclusief de bodemfactor, volgens de webtool bij herhalingstijd van 2475 jaar;

$a_g S_{475}$ is de piekgrondversnelling, inclusief de bodemfactor, volgens de webtool bij herhalingstijd van 475 jaar;

γ_{sd} is de partiële factor volgens L.3.1.

L.10.2 Criteria voor de beoordeling van verwekingsgevoeligheid

(1) De fundering moet zo zijn ontworpen dat verweking zo beperkt mogelijk leidt tot zettingen in de fundering.

(2) De beoordeling van de effecten van verweking moet zijn bepaald volgens 10.2.

OPMERKING 1 Vanwege de grote invloed die verweking kan hebben op het functioneren van de fundering, wordt verweking en de invloed ervan op de fundering beoordeeld voor de grenstoestand NC. Bij de grenstoestand NC is sprake van een hogere seismische belasting dan volgt uit de grenstoestand SD die in deze bijlage is beschreven.

OPMERKING 2 Als er door het mogelijk optreden van verweking een significant verlies van draagkracht van de fundering zou kunnen optreden, met grote zettingsverschillen als gevolg, dan kan dit worden voorkomen, of op zijn minst beperkt, door het funderingsontwerp aan te passen. Daarbij kan gedacht worden aan:

- het aanhouden van een ander aanlegniveau in geval van een fundering op staal;
- het kiezen voor een paalfundering in plaats van een fundering op staal;
- het kiezen voor een dieper paalpuntniveau bij een paalfundering.

L.10.3 Fundering op staal

(1) Horizontale verplaatsingen van de fundering zijn toelaatbaar mits:

- de verplaatsingen acceptabel zijn voor de constructie boven de fundering;
- alle funderingselementen van het gebouw onderling gekoppeld zijn, en
- de toelaatbare horizontale verplaatsing van de fundering is afgestemd op de vervormingscapaciteit van de aansluitingen van nutsvoorzieningen.

OPMERKING 1 Het voorgaande is overeenkomstig NEN-EN 1998-5, 5.4.1.1. (7).

(2) De draagkracht van een fundering op staal moet zijn getoetst volgens 10.3.4 van deze NPR.

OPMERKING 2 Een toets van de draagkracht van een fundering op staal in 10.3.4 wordt uitgevoerd voor de grenstoestand NC. Bij de grenstoestand NC is sprake van een hogere seismische belasting dan volgt uit de grenstoestand SD die in deze bijlage is beschreven.

L.10.4 Paalfundering

(1) De draagkracht van een paalfundering op staal moet zijn getoetst volgens 10.4.

OPMERKING Een toets van de draagkracht van een paalfundering in 10.4 wordt uitgevoerd voor de grenstoestand NC. Bij de grenstoestand NC is sprake van een hogere seismische belasting dan volgt uit de grenstoestand SD die in deze bijlage is beschreven.

(2) Bij het toetsen van de draagkracht van een paalfundering moet rekening worden gehouden met het wegvallen van horizontale steun of het optreden van opgelegde verplaatsingen ten gevolge van:

- grondlagen die verweken;
- verplaatsingen van grondlagen ten gevolge van horizontale spreiding ('lateral spreading');
- de onzekerheden in het bepalen van de diepte en dikte van hiervoor genoemde grondlagen.

(3) Hervreiding van draagvermogen volgens 1998-5, 5.4.2(7) mag bij de beoordeling van de bovenbouw met grenstoestand SD niet leiden tot lokaal bezwijken ten gevolge van een te geringe vervormingscapaciteit.

(4) Als aanvullend op 10.4.4. van deze NPR de grenstoestand SD is getoetst, moeten de weerstand en de vervormingscapaciteit van de palen worden bepaald volgens L.5.2, L.6.2, L.7.2 en L.8.2.

(5) Tenzij uit een beoordeling van de inwendige krachten in de paal blijkt dat dit niet nodig is, moeten betonnen palen over de gehele lengte zijn voorzien van langswapening en dwarskrachtwapening die ten minste voldoet aan de minimale dwarskrachtwapening volgens 9.2.2(5) van NEN-EN 1992-1-1.

(6) Tenzij uit een beoordeling van de inwendige krachten in de paal blijkt dat dit mogelijk is, behoren geen houten palen met betonopzetter te zijn toegepast.

L.11 Grenswaarden voor typologieën

L.11.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden voor vier typologieën van bouwconstructies van gebouwen, grenswaarden of bepalingsmethoden voor de opneembare piekgrondversnelling gegeven, namelijk:

- stalen bedrijfshal;
- rijtjeswoning met betonnen raamwerk;
- rijtjeswoning met gemetselde stabiliteitswanden;
- vrijstaande woning met gemetselde wanden en betonvloeren.

De wijze waarop de opneembare grondversnelling kan worden bepaald, verschilt per typologie, en is in L.11.2 t/m L.11.5 beschreven.

De detaillering van de constructies behoort naast NEN-EN 1992 t/m NEN-EN 1996, te voldoen aan hetgeen in L.5.2, L.6.2, L.7.2, L.8.2 en L.9.2 is beschreven.

Op basis van deze waarden kunnen geen conclusies worden getrokken over de kwaliteit van de fundering.

L.11.2 Stalen bedrijfshal

Voor een bedrijfshal die uit één bouwlaag bestaat, met een vlak of geknikt dakvlak, en is uitgevoerd met een stalen draagconstructie, kan worden aangenomen dat de windbelasting maatgevend is boven de voorgeschreven seismische belasting, als voldaan is aan de volgende voorwaarden:

- gewicht dakpakket $\leq 0,5 \text{ kN/m}^2$;
- gewicht gevels $\leq 0,3 \text{ kN/m}^2$;
- er zijn aan de gevel- en dakconstructie geen constructies of massa's verbonden die ertoe leiden dat de effecten van de aardbevingsbelasting op de stabiliserende constructie groter zijn dan die ten gevolge van de massa van het dak en de gevels alleen;
- de stabiliteit om de voorgeschreven windbelasting te weerstaan is:
 - in beide richtingen verzekerd door ten minste twee, symmetrisch geplaatste, in het vlak van de gevel opgenomen verticale windverbanden en voldoende schijfwerking van de dakschijf, of
 - in één richting verzekerd door ongeschoorde raamwerken die op een regelmatige afstand van elkaar zijn geplaatst, in de andere richting verzekerd door twee, symmetrisch geplaatste, in het vlak van de gevel opgenomen verticale windverbanden en een dakschijf die in beide richtingen in staat is de windbelasting naar de stabiliserende elementen af te dragen.
- bij de detaillering van de dakschijf is aangenomen dat de horizontale belasting gelijkmatig verdeeld op het gehele dakvlak aangrijpt;
- het product van de variabele p , gedefinieerd volgens L.3.2, en de rekenwaarde van de piekgrondversnelling bij een herhalingsjijd van 475 jaar $a_{g;d}$, volgens L.3.1, is niet groter dan aangegeven in de tabellen L.4 t/m L.7 hierna,

waarbij:

B is de maximale breedte van de hal;

L is de maximale lengte van de hal;

H is de maximale hoogte van de hal.

Voor tussenliggende afmetingen mag geïnterpoleerd worden. Extrapoleren is niet toegestaan.

Tabel L.4 — Waarden van $p a_{g,d}$ bij een halbreedte van 10 m

	$B = 10 \text{ m}$					
$H \text{ [m]}$	$L = 10 \text{ m}$	$L = 15 \text{ m}$	$L = 20 \text{ m}$	$L = 25 \text{ m}$	$L = 30 \text{ m}$	$L = 40 \text{ m}$
4	0,32	0,23	0,17	0,14	0,12	0,09
5	0,40	0,28	0,22	0,17	0,15	0,11
6	0,51	0,36	0,28	0,23	0,19	0,15
7	0,60	0,43	0,34	0,27	0,24	0,18
8	0,68	0,49	0,38	0,32	0,27	0,21
9	0,76	0,55	0,44	0,35	0,30	0,24
10	0,84	0,61	0,48	0,39	0,34	0,25

Tabel L.5 — Waarden van $p a_{g,d}$ bij een halbreedte van 20 m

	$B = 20 \text{ m}$					
$H \text{ [m]}$	$L = 20 \text{ m}$	$L = 30 \text{ m}$	$L = 40 \text{ m}$	$L = 50 \text{ m}$	$L = 60 \text{ m}$	$L = 80 \text{ m}$
4	0,18	0,13	0,09	0,07	0,06	0,05
5	0,23	0,16	0,12	0,10	0,08	0,06
6	0,31	0,21	0,16	0,13	0,11	0,08
7	0,38	0,26	0,20	0,16	0,14	0,11
8	0,45	0,32	0,25	0,20	0,16	0,13
9	0,52	0,36	0,28	0,23	0,19	0,15
10	0,59	0,42	0,33	0,26	0,22	0,17

Tabel L.6 — Waarden van $p_{a,g,d}$ bij een halbreedte van 30 m

	$B = 30 \text{ m}$					
$H \text{ [m]}$	$L = 30 \text{ m}$	$L = 45 \text{ m}$	$L = 60 \text{ m}$	$L = 75 \text{ m}$	$L = 90 \text{ m}$	$L = 120 \text{ m}$
4	0,13	0,08	0,06	0,05	0,05	0,04
5	0,16	0,11	0,08	0,06	0,05	0,05
6	0,22	0,15	0,12	0,09	0,07	0,05
7	0,27	0,19	0,15	0,12	0,10	0,07
8	0,33	0,23	0,17	0,14	0,12	0,09
9	0,38	0,26	0,20	0,16	0,14	0,11
10	0,44	0,31	0,24	0,19	0,16	0,12

Tabel L.7 — Waarden van $p_{a,g,d}$ bij een halbreedte van 40 m

	$B = 40 \text{ m}$					
$H \text{ [m]}$	$L = 40 \text{ m}$	$L = 60 \text{ m}$	$L = 80 \text{ m}$	$L = 100 \text{ m}$	$L = 120 \text{ m}$	$L = 160 \text{ m}$
4	0,10	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03
5	0,13	0,08	0,06	0,05	0,05	0,04
6	0,17	0,12	0,09	0,07	0,06	0,05
7	0,22	0,15	0,11	0,09	0,07	0,05
8	0,25	0,17	0,14	0,11	0,09	0,07
9	0,30	0,21	0,16	0,13	0,11	0,08
10	0,35	0,24	0,18	0,15	0,13	0,09

Als er in de hal sprake is van verdiepingvloeren, stellingen en andere soortgelijke zaken, moeten de effecten daarvan worden beschouwd op de horizontale krachten die op de beschouwde constructie werken, in aanvulling op het toepassen van de grenswaarde uit de tabel.

OPMERKING De waarden in de tabel zijn bepaald door voor de beschouwde constructies via de zijdelingse belasting een horizontale belasting te bepalen en die gelijk te stellen aan het effect van de voorgeschreven windbelasting.

L.11.3 Rijtjeswoning met betonnen raamwerk

OPMERKING De waarden voor de grenswaarde van de rekenwaarde van de piekgrondversnelling is bepaald door voor een aantal constructies die voldoen aan de voorwaarden van de beschouwde typologie, de verplaatsingscapaciteit te bepalen volgens bijlage G van deze NPR en daarmee een toets uit te voeren voor de grenstoestand NC. Dit is afwijkend van de in deze bijlage gebruikte aanbeveling om op basis van de grenstoestand SD en een beperkte energiedissipatie te ontwerpen. Het gevolg hiervan is dat een ontwerp op basis van deze uitgangspunten minder goed in staat is om schade bij minder intensieve bevingen te beperken dan het geval zou zijn bij het volledig toepassen van deze bijlage.

Voor een woning uit een rij waarbij de draagconstructie bestaat uit een raamwerk gevormd door doorgaande gewapende vloeren en gewapende en/of ongewapende wanden, die voldoet aan de onderstaande voorwaarden, kan worden aangenomen dat de verplaatsingscapaciteit bepaald volgens bijlage G gelijk is aan 25 mm en dat de constructie in staat is een seismische belasting te weerstaan, veroorzaakt door een rekenwaarde van de piekgrondversnelling bij een herhalingsijd van 2475 jaar die gelijk is aan 0,16 g.

- De woningen bestaan uit twee bouwlagen en eventueel een derde bouwlaag in de kap.
- De bouwlaaghoogte van de twee bouwlagen is niet groter dan 2,95 m.
- De nok bevindt zich niet hoger dan 4 m boven de tweede verdiepingsvloer.
- De stramienmaat varieert tussen 5 m en 7 m.
- De woningscheidende wanden hebben een dikte van 250 mm.
- De eindwanden hebben een dikte van 150 mm.
- Het gewicht van het buitenblad van de spouwmuur is niet groter dan 2 kN/m².
- De vloeren zijn massieve betonvloeren, eventueel vervaardigd met behulp van breedplaten.
- De vloerdikte van de verdiepingsvloeren is gelijk aan circa 0,04 maal de stramienmaat (± 15 mm).
- De belasting op de vloeren ten gevolge van de afwerking en de niet-dragende scheidingswanden is niet groter aan 1,8 kN/m².
- Het gewicht van de schuine dakconstructie bedraagt niet meer dan 0,65 kN/m².
- De scheidingswanden en binnenspouwbladen die het dynamische gedrag van de constructie zouden kunnen beïnvloeden, moeten zo zijn uitgevoerd en/of zijn verbonden met de draagconstructie dat zij de stijfheid en vervormingscapaciteit van de draagconstructie niet nadelig beïnvloeden.
- De sterkteklasse van het beton is ten minste gelijk aan C20/25.

Als deze typologie getoetst wordt aan de grenstoestand SD, zal het effect van de seismische belasting op de inwendige krachten moeten worden bepaald. Vervolgens kan de momentweerstand van de wanden worden getoetst en door het eventueel toepassen van wapening voldoende worden gemaakt.

L.11.4 Rijtjeswoning met gemetselde stabiliteitswanden

OPMERKING De waarden voor de grenswaarde van de rekenwaarde van de piekgrondversnelling is bepaald door voor een aantal constructies die voldoen aan de voorwaarden van de typologie de verplaatsingscapaciteit te bepalen overeenkomstig de methode in bijlage G van de NPR en zodoende een toets uit te voeren voor de grenstoestand NC. Dit betekent dat een ontwerp op basis van deze uitgangspunten minder goed in staat is om schade bij minder intensieve bevingen te beperken dan het geval zou zijn bij het volledig toepassen van deze bijlage.

Voor een woning uit een rij waarbij de draagconstructie bestaat uit betonvloeren en gemetselde wanden en waarbij de stabiliteit wordt gewaarborgd door gemetselde penanten en die verder voldoet aan de volgende voorwaarden, kan worden aangenomen dat de verplaatsingscapaciteit bepaald volgens bijlage G van deze NPR kan worden benaderd met formule L.11:

- De woningen bestaan uit twee bouwlagen en eventueel een derde bouwlaag in de kap.
- De bouwlaaghoogte van de twee bouwlagen is niet groter dan 2,95 m.
- De nok bevindt zich niet hoger dan 4 m boven de tweede verdiepingsvloer.
- De stramienmaat varieert tussen 5 m en 6 m.
- De breedte van de penanten varieert tussen 0,6 m en 1,5 m.
- Er is geen verbinding tussen de stabiliserende penanten en borstweringen in het binnenblad die in het vlak van de borstwering krachten kan overdragen.
- De woningscheidende wanden zijn uitgevoerd als ankerloze spouwmuren met een dikte tussen 120 mm en 150 mm.
- De eindwanden hebben een dikte tussen 120 mm en 150 mm.
- De penanten hebben een dikte tussen 100 mm en 120 mm.
- De penanten zijn gesteund door een fundering.
- Het gewicht van het buitenblad van de spouwmuur is niet groter dan 2 kN/m^2 .
- De vloeren zijn niet doorgaand en zijn uitgevoerd met voorgespannen kanaalplaten of als massieve betonvloer, eventueel vervaardigd met behulp van breedplaten en voldoen aan L.5.2(5).
- De belasting op de vloeren ten gevolge van de afwerking en de niet-dragende scheidingswanden is niet groter dan $1,8 \text{ kN/m}^2$.
- Het gewicht van de schuine dakconstructie bedraagt niet meer dan $0,65 \text{ kN/m}^2$.
- Scheidingswanden en binnenspouwbladen die het dynamische gedrag van de constructie zouden kunnen beïnvloeden, moeten zo zijn uitgevoerd en/of zijn verbonden met de draagconstructie dat zij de stijfheid en vervormingscapaciteit van de draagconstructie niet nadelig beïnvloeden.
- De karakteristieke waarde van de druksterkte van het metselwerk is ten minste gelijk aan 6 N/mm^2 .

$$u_{\text{cap};\text{sys}} = -0,023 b_{\text{penant};\text{max}} + 0,044 \text{ m} \quad (\text{L.11})$$

waarbij:

$u_{\text{cap};\text{sys}}$ is de zijdelingse verplaatsingscapaciteit van het equivalente SDOF-systeem;

$b_{\text{penant};\text{max}}$ is de grootste breedte van een aan de eindwanden of woningscheidende wanden aansluitende penant.

Daarnaast geldt dat de constructie in staat is een seismische belasting te weerstaan, veroorzaakt door een rekenwaarde van de piekgrondversnelling bij een herhalingsdij van 2475 jaar die volgt uit:

$$a_{\text{g,d};\text{grens}} = 0,3 \text{ g} - 0,14 b_{\text{penant};\text{max}} (\text{g/m}) \quad (\text{L.12})$$

waarbij:

$a_{\text{g,d};\text{grens}}$ is de grenswaarde van de rekenwaarde van de piekgrondversnelling uitgaande van een herhalingsdij van 2475 jaar.

L.11.5 Vrijstaande woning met gemetselde wanden en betonvloeren

Een toets van een vrijstaande woning met gemetselde wanden kan worden uitgevoerd volgens 9.7 van NEN-EN 1998-1. Hierbij moet de plaats afhankelijke versnelling die wordt beschreven in tabel 9.3 van NEN-EN 1998-1 zijn bepaald volgens L.3.1.

Bij deze toets moet zijn nagegaan of aan de voorwaarden genoemd in 9.7.2, (2) t/m (6) wordt voldaan en moet vervolgens zijn aangetoond dat de grootte van het oppervlak van de stabiliteitswanden voldoet aan de waarde die volgt uit tabel 9.3 van NEN-EN 1998-1-1.

Bibliografie

Voorwoord

- [0.1] Woningwet
- [0.2] Besluit omgevingsrecht
- [0.3] Bouwbesluit 2012, Stb. 2011, 416 en 676; 2012, 441; 2013, 75, 244 en 462; 2014, 51, 333, 342 en 539; 2015, 92, 249 en 425; 2016, 383; 2017, 268; 2018, 197

Hoofdstuk 1

- [1.1] Steenbergen, R.D.J.M., et al., *Background report NPR 9998:2018 – Part A: Terminology and Safety Philosophy*, TNO 2018 R10254
- [1.2] Steenbergen, Vrouwenvelder, Scholten, *Veiligheidsbeschouwing aardbevingen Groningen t.b.v. NPR 9998*, TNO 2015 R12071A, december 2015
- [1.3] Steenbergen, Vrouwenvelder, Scholten, *Veiligheidsbeoordeling bestaande bouw, Achtergrondrapport bij NEN 8700*, TNO 060 DTM-2011-03086
- [1.4] Erfgoedwet
- [1.5] NEN-ISO 3898:2013, *Bases for design of structures – Names and symbols of physical quantities and generic quantities*

Hoofdstuk 2

- [2.1] Grünthal, G., *European Macroseismic Scale 1998*, Conseil De l'Europe. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, vol. 15, Luxemburg, 1998
- [2.2] Van Straalen, I.J., Steenbergen, R.D.J.M., Vrouwenvelder, A.C.W.M., *Background report NPR 9998:2018: Part A: Terminology and Safety Philosophy; Part B: Non-seismic structural and non-structural elements*, TNO 2018 R10254
- [2.3] *Achtergrondrapport Seismische krachten NPR 9998:2018*

Hoofdstuk 3

- [3.1] Robertson, P.K., *Guide to cone penetration testing*, 6e ed., Gregg Drilling, 2015
- [3.2] Kruiver, P.P., Van Dedem, E., Romijn, R., De Lange, G., Korff, M., Stafleu, J., Rodriguez-Marek, A., Van Elk, J., en Doornhof, D., 2017. *An integrated shear-wave velocity model for the Groningen gas field*, Bulletin of Earthquake Engineering, DOI: 10.1007/s10518-017-0105-y
- [3.3] Spetzler, J., Dost, B., *Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Induced Earthquakes in Groningen*, update juni 2017, KNMI-rapport
- [3.4] Bozorgnia, Y., en Campbell, K.W., *Ground motion model for the vertical-to-horizontal (V/H ratios) of PGA, PGV, and response spectra*, Earthquake Spectra 32(2), 951-978, 2016
- [3.5] Korff, M., *NPR 9998 for liquefaction and foundations – Background document for NPR 2018*, rapport 1208782-007, Deltares, 20 augustus 2018
- [3.6] *Achtergrondrapport Seismische krachten NPR 9998:2018*

- [3.7] Arup, *Equivalent viscous damping for secant stiffness method with NPR 9998:2015 ground motions for unreinforced masonry building super structures*, mei 2018
- [3.8] Kishida, Tadahiro & Boulanger, Ross & Wehling, Timothy & Driller, Michael. (2006). *Variation of small strain stiffness for peat and organic soil*. 8th US National Conference on Earthquake Engineering 2006. 8
- [3.9] *Assessment of the dynamic properties of holocene peat*. Zwanenburg et al 2020. Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering

Hoofdstuk 4

- [4.1A] Steenberg, R.D.J.M., et al., *Background report NPR 9998:2018 – Part A: Terminology and Safety Philosophy*, TNO 2018 R10254
- [4.1B] Vrouwenvelder, A.C.W.M., et al., *Background report NPR 9998:2018 – Part B: Non-seismic structural and non-structural elements*, TNO 2018 R10254

[5.1] Hoofdstuk 5

CUR-rapport 94-13, *Achtergronden bij de VBC 1990*, 1994

- [5.2] SBRCURnet publicatie 248, *Constructieve veiligheid van uitkragende galerijplaten*, 2014

Hoofdstuk 6

- [6.1] ECCS publicatie nr. 131/2013, *Assessment of EC8 Provisions for seismic design of steel structures*, hoofdstuk 4: *Design rules for connections in dissipative zones*, 2013

Hoofdstuk 9

- [9.1] Notitie 2-12-2015, *NPR 9998 – Metselwerkwanden belast uit het vlak*, Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., Rijswijk, 2015

Hoofdstuk 10

- [10.1] Robertson, P.K., en Wride, C.E., *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*, Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3), 442–459, 1998
- [10.2] Tasiopoulou, P., Giannakou, A., Chacko, J., en De Wit, S., *Liquefaction triggering and post-liquefaction deformation of laminated deposits*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018
- [10.3] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., *Soil liquefaction during earthquakes*, Monograph EERI MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, 2008
- [10.4] Salgado, R., *The Engineering of Foundations*, McGraw-Hill, 2007
- [10.5] Youd, T.L., et al., *Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127, 10, 817-833, 2001
- [10.6] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures*, Center for Geotechnical Modeling, Report UCD/CGM-14/01, 2014
- [10.7] Pappin, *Seismic loading, Cyclic loading soils*, Eds O'Reilly & Brown, 1991
- [10.8] Elwood, K.J., Moehle, J.P., *Shake Table Tests and Analytical Studies of the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames*, PEER report 2003/01, University of California, Berkeley, VS, 2003

- [10.9] ASCE 41-13, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Structures*, ASCE, 2014
- [10.10] Korff, M., *NPR 9998 for liquefaction and foundations – Background document for NPR 2018*, rapport 1208782-007, Deltares, 20 augustus 2018
- [10.11] Idriss, I.M., en Boulanger, R.W., *Relating K_α and K_σ to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential*, Proceedings of the 2003 Dam Safety Conference, ASDSO, 7-10 september, Minneapolis, VS
- [10.12] NEN Taakgroep 2, *Achtergrondrapport NPR9998:2020 Funderingen*

Bijlage C

- [C.1] ASCE 31-03, *Seismic Evaluation of Existing Buildings*

Bijlage D

- [D.1] Lasley, S.J., Green, R.A., en Rodriguez-Marek, A., *New Stress Reduction Coefficient Relationship for Liquefaction Triggering Analyses*, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 142(11): 06016013, 2016
- [D.2] Lasley, S.J., Green, R.A., en Rodriguez-Marek, A., *Number of Equivalent Stress Cycles for Liquefaction Evaluations in Active Tectonic and Stable Continental Regimes*, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2017, 143(4), DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001629, 2016
- [D.3] Green, R.A., *Groningen-Specific Liquefaction Evaluation – Summary*; Report for NAM, 2018
- [D.4] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., *Soil liquefaction during earthquakes*, Monograph EERI MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, 2008
- [D.5] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures 2014*, Center for Geotechnical Modeling, Report UCD/CGM-14/01
- [D.6] Spetzler, J., Dost, B., *Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Induced Earthquakes in Groningen*, update juni 2017, KNMI-rapport
- [D.7] Korff, M., *NPR 9998 for liquefaction and foundations – Background document for NPR 2018*, rapport 1208782-007, Deltares, 20 augustus 2018
- [D.8] Tasiopoulou P., Giannakou A., Chacko, J., en De Wit, S., *Liquefaction Triggering and Post-liquefaction Deformation of Laminated Deposits*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering (2018; accepted for publication)
- [D.9] Montgomery, J., *Issues in Nonlinear Deformation Analyses of Embankment Dams Affected by Liquefaction*, University of California, Davis, 2015
- [D.10] Boulanger, R.W., en Montgomery, J., *Nonlinear deformation analyses of an embankment dam on a spatially variable liquefiable deposit*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 91 (2016), 222-233
- [D.11] Robertson, P.K., en Wride, C.E., *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*, Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3), 442-459, 1998
- [D.12] Robertson, P.K., 2009a. *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, 46:1337-1355

Bijlage E

- [E.1] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., *Soil liquefaction during earthquakes*, Monograph EERI MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, 2008

- [E.2] Yoshimine, M., Nishizaki, H., Amano, K., en Hosono, Y., *Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26 (2-4), 253-264, 2006

Bijlage F

- [F.1] Givens, M.J., *Dynamic Soil Structure Interaction of Instrumented Buildings and Test Structures*, University of California, Los Angeles, 2013
- [F.2] National Institute of Standards and Technology (NIST), *Soil-Structure Interaction for Building Structures*, Report NIST/GCR 12-917-21, presented by NEHRP Consultants Joint Venture, J.P. Stewart (project director), september 2012
- [F.3] Rots, J.G., et al., *Computational modelling of masonry with a view to Groningen induced seismicity*, Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC, Leuven, september 2016

Bijlage G

- [G.1] ATC 40 (1996), *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, vol. 1 & 2 Applied Technology Council, Redwood CA, november 1996
- [G.2] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., en Kowalsky, M.J., *Displacement-based seismic design of structures*, IUSSS Press, Pavia, Italië, 2007
- [G.3] Fajfar, P., en Fischinger, M., *N2 – A method for nonlinear seismic analysis of regular buildings*, Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Kyoto, 1988, Maruzen, Tokyo, vol. V, 111-116, 1989
- [G.4] Priestley, M.J.N., en Calvi, G.M., *Towards a capacity-driven assessment procedure for reinforced concrete frames*, Earthquake Spectra 7(3): 413-37, 1991
- [G.5] Priestley, M.J.N., *Displacement-based seismic assessment of existing reinforced concrete buildings*, Bulletin of NZSEE, vol. 29 (4), december 1996
- [G.6] New Zealand Society for Earthquake Engineering, *The seismic assessment of existing buildings, Part C: Detailed seismic assessment*, Wellington, Nieuw-Zeeland: MBIE, EQC, SESOC, NZSEE en NZGS, 2016
- [G.7] Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Resemini, S., *Non-linear seismic analysis of masonry structure*, Proceedings of the 13th World Conference for Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 843, 2004
- [G.8] FEMA 440, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*, Federal Emergency Management Agency, FEMA Report 440, Washington, D.C., 2005
- [G.9] ASCE 41-13, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, and Structural Engineering Institute, Reston, Virginia, VS, 2014
- [G.10] Knox, C.L., *Assessment of Perforated Unreinforced Masonry Walls Responding In-Plane*, University of Auckland, PhD Thesis, Auckland, Nieuw-Zeeland, 2012
- [G.11] Anthoine, A., *Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory*, Int. J. Solids Structures, vol. 32, pp. 137-163, 1995
- [G.12] Costley, A.C., en Abrams, S.P., *Dynamic Response of Unreinforced Masonry Buildings with Flexible Diaphragm*, Technical Report NCEER-96-0001, State University of New York at Buffalo, Buffalo, VS, 1996

- [G.13] Franklin, S., Lynch, J., en Abrams, D.P., *Performance of Rehabilitated URM Shear Walls: Flexural Behaviour of piers*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign Urbana, Illinois, VS, 2001
- [G.14] Magenes, G., en Calvi, G.M., *Shaking Table Tests on Brick Masonry Walls*, *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Wenen, Oostenrijk, vol. 3, pp. 2419–2424, 1995
- [G.15] Moon, F.L., Yi, T., Leon, R.T., en Kahn, L.F., *Recommendations for Seismic Evaluation and Retrofit of Low-Rise URM Structures*, *Journal of Structural Engineering*, 132(5), 663-672, 2006
- [G.16] Bruneau, M., en Paquette, J., *Testing of full-scale single story unreinforced masonry building subjected to simulated earthquake excitations*, SÍSMICA 2004 - 6^o Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica
- [G.17] Xu, W., en Abrams, D.P., *Evaluation of Lateral Strength and Deflection for Cracked Unreinforced Masonry Walls*, U.S. Army Research Office, Report ADA 264-160, Triangle Park, North Carolina, VS, 1992
- [G.18] Bothara, J.K., Dhakal, R.P., en Mander, J.B., *Seismic performance of an unreinforced masonry building: An experimental investigation*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 39, Issue 1, pp. 45–68, 2010
- [G.19] Messali, F., en Rots, J.G., *In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers*, *Engineering Structures*, 164, 183-194, 2018
- [G.20] Yi, T., Moon, F.L., Leon, R.T., en Kahn, L.F., *Flange Effects on the Nonlinear Behavior of URM Piers*, *TMS Journal*, november 2008
- [G.21] Russell, A.P., Ingham, J.M., *The influence of flanges on the in-plane performance of URM walls in New Zealand buildings*, *Proceedings of the 2010 NZSEE Annual Conference* (pp. 1-10). Wellington, Nieuw-Zeeland, 2010
- [G.22] Beyer, K., Dazio, A., *Quasi-static monotonic and cyclic tests on composite spandrels*, *Earthquake Spectra*, vol. 28, nr. 3, pp. 885-906, 2012
- [G.23] Beyer, K., Dazio, A., *Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels*, *Earthquake Spectra*, vol. 28, nr. 3, pp. 907-929, 2012
- [G.24] Graziotti, F., Magenes, G., en Penna, A., *Experimental Behaviour of Stone Masonry Spandrels*, *Proceedings of the 15th World Conference for Earthquake Engineering*, Lissabon, Portugal, Paper No. 3261, 2012
- [G.25] Graziotti, F., Penna, A., en Magenes, G., *Influence of timber lintels on the cyclic behaviour of stone masonry spandrels*, *International Masonry Conference 2014*, Guimarães, Portugal, 2014
- [G.26] Cattari, S., Beyer, K., en Lagomarsino, S., persoonlijke communicatie, 2014
- [G.27] Beyer, K., Mangalathu, S., *Numerical study on the force-deformation behaviour of masonry spandrels with arches*, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 18, nr. 2, pp. 169-186, 2014
- [G.28] Giongo, I., Wilson, A., Dizhur, D., Derakhshan, H., Tomasi, R., Griffith, M., Quenneville, P., Ingham, J., *Detailed seismic assessment and improvement procedure for vintage flexible timber diaphragms*, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 47, 2, juni 2014, 97-118

- [G.29] Messali, F., en Rots, J.G., *In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers*, Engineering Structures, 164, 183-194, 2018
- [G.30] Messali, F., *NPR 9998 – Annex G. Displacement capacity of rocking URM piers: updates and critical discussion*, Memorandum bij TG1 d.d. 8 februari 2018, TU Delft, 2018
- [G.31] Messali, F., *URM piers: calibration following June workshop*, TU Delft, TUD NPR 9998 Memo_03, d.d. augustus 2018
- [G.32] Messali, F., en Rots, J.G., *Memo: bi-linearization procedure – updates*, TUD_NPR9998_Memo_07, 14 september 2018
- [G.33] Messali, F., Rots, J.G., en Longo, M., *Prediction of the peak base shear capacity of seven experiments on full-scale URM structures: comparison between different methods*, TUD_NPR9998_Memo_08-01, d.d. 27 september 2018
- [G.34] Messali, F., en Rots, J.G., *In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers*, Engineering Structures, 164, 183-194, 2018
- [G.35] Arup, *Equivalent viscous damping for secant stiffness method with NPR 9998:2015 ground motions for unreinforced masonry building super structures*, juli 2018
- [G.36] Mirra, M., Ravenshorst, G., van de Kuilen, J.-W., *Experimental and analytical evaluation of the in-plane behaviour of as-built and strengthened traditional wooden floors*, Engineering Structures, 211, mei 2020, 110432.
- [G.38] Messali, F., Ravenshorst, G.J.P., *Database of connections: characteristics and properties*. Delft University of Technology. Report number CM1B05-WP1-2.3, Final version, 03/12/2019.

Bijlage H

- [H.1] NEN-EN 1996-1-1:2006+A1:2013, *Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, including NEN-EN 1996-1-1+C1:2011/NB:2011*
- [H.2] New Zealand Society for Earthquake Engineering, *The seismic assessment of existing buildings, Part C8: Seismic assessment of unreinforced masonry buildings*, Wellington, New Zealand: MBIE, EQC, SESOC, NZSEE and NZGS, 2016
- [H.3] NTC 2008 – Decreto Ministeriale 14/1/2008, *Norme tecniche per le costruzioni*, Ministry of Infrastructures and Transportations, G.U. S.O. n. 30 on 4/2/2008 (in Italian)
- [H.4] Circolare n. 617 del 2/02/2009, *Istruzioni per l' applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, di cui al D.M. 14/01/2008, G.U. n. 47 del 26/2/2009 (in Italian)
- [H.5] Priestley, M.J.N., *Seismic behaviour of unreinforced masonry walls*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 18(2), 1985
- [H.6] Blaikie, E.L., and Spurr, D.D., *Earthquake Vulnerability of Existing Unreinforced Masonry Buildings (Project 91/87)*, Wellington, New Zealand: Works Consultancy Services, 1993
- [H.7] Blaikie, E.L., *Methodology for the Assessment of Face-Loaded Unreinforced Masonry Walls under Seismic Load (Project 99/422)*, Wellington, New Zealand: Opus International Consultants, 2001
- [H.8] Blaikie, E.L., *Methodology for Assessing the Seismic Performance of Unreinforced Masonry Single Storey Walls, Parapets and Free Standing Walls*, Wellington, New Zealand: EQC, 2002

- [H.9] Derakhshan, H., Dizhur, D.Y., Griffith, M.C., and Ingham, J.M., *Seismic assessment of out-of-plane loaded unreinforced masonry walls in multi-storey buildings*, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 47(2), June, 119-138, 2014
- [H.10] Derakhshan, H., Dizhur, D., Griffith, M.C., and Ingham, J.M., *In-situ out-of-plane testing of as-built and retrofitted unreinforced masonry walls*, ASCE Journal of Structural Engineering, 140, 6, 2014
- [H.11] Derakhshan, H., Griffith, M.C., and Ingham, J.M., *Out-of-plane behaviour of one-way spanning URM walls*, ASCE Journal of Engineering Mechanics, 139, 4, 409-417, 2013
- [H.12] Standard Association of Australia (2018). AS 3700-2018: *Masonry Structures*. Sydney, Australia
- [H.13] Lawrence, S., Marshall, R. (2000). *Virtual work design method for masonry panels under lateral load*. Proceedings 12th International Brick/Block Masonry Conference. Madrid, Spain
- [H.14] Willis, C.R. (2004). *Design of unreinforced masonry walls for out-of-plane loading* (Doctoral dissertation)
- [H.15] Griffith, M.C., Vaculik, J. (2007). *Out-of-plane flexural strength of unreinforced clay brick masonry walls*. TMS Journal, 25(1), 53-68
- [H.16] Chong, V.L. (1993). *The behaviour of laterally loaded masonry panels with opening*. School of Civil and Structural Engineering, University of Plymouth, Plymouth, UK (Doctoral dissertation)
- [H.17] van der Pluijm, R. (1999). *Test on laterally loaded clay brick panels-Report TUE-BCO_9903*. Eindhoven University of Technology, Eindhoven, the Netherlands
- [H.18] Van der Pluijm, R. (2001). *Laterally Loaded Masonry Panels made with Thin Layer Mortar*. Eindhoven University of Technology, Eindhoven, the Netherlands
- [H.19] Griffith, M.C., Vaculik, J., Lam, N.T.K., Wilson, J., Lumantarna, E. (2007). *Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 36, no. 6, pp. 801-821, doi: 10.1002/eqe.654
- [H.20] Vaculik, J., and Griffith, M.C., *Out-of-plane load-displacement model for two-way spanning masonry walls*, Engineering Structures, 141, 6, 328-343, 2017
- [H.21] Messali, F., Ravenshorst, G.J.P., Esposito, R., Rots, J.G. (2017). *Large-scale testing program for the seismic characterization of Dutch masonry walls*. Proceedings of 16th European Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE, Santiago, Chile
- [H.22] Damiola, M., Esposito, R., Messali, F., Rots, J.G. (2018). *Quasi-static cyclic two-way out-of-plane bending tests and analytical models comparison for URM walls*. Proceedings of 10th International Masonry Conference, Milan, Italy
- [H.23] Derakhshan, H., Lucas, W., Visintin, P., Griffith, M.C. (2018). *Out-of-plane Strength of Existing Two-way Spanning Solid and Cavity Unreinforced Masonry Walls*. Structures, vol. 13, pp. 88-101, doi: 10.1016/j.istruc.2017.11.002

- [H.24] Graziotti, F., Tomassetti, U., Sharma, S., Grottooli, L., Magenes, G. (2019). *Experimental response of URM single leaf and cavity walls in out-of-plane two-way bending generated by seismic excitation*. Construction Building Materials, vol. 195, pp. 650-670, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.10.076
- [H.25] Padalu, P.K.V.R., Singh, Y., Das, S. (2020). *Cyclic two-way out-of-plane testing of unreinforced masonry walls retrofitted using composite materials*. Construction Building Materials, vol. 238, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117784
- [H.26] Tomassetti, U., Correia, A. A., Candeias, P. X., Graziotti, F., & Costa, A. C. (2019). *Two-way bending out-of-plane collapse of a full-scale URM building tested on a shake table*. Bulletin of Earthquake Engineering, 17(4), 2165-2198.
- [H.27] Graziotti, F., Tomassetti, U., Penna, A., & Magenes, G. (2016). *Out-of-plane shaking table tests on URM single leaf and cavity walls*. Engineering Structures, 125, 455-470.
- [H.28] Derakhshan, H., Griffith, M.C., and Ingham, J.M., *Airbag testing of unreinforced masonry walls subjected to one-way bending*, Engineering Structures, 57, 12, 512-522, 2013
- [H.29] Sharma, S., Tomassetti, U., Graziotti, F. (2019). *Commentary Eucentre on Annex H of NPR 9998 (2018)*. Eucentre report, 21 February 2018, v1.0
- [H.30] Calvi, P., Sullivan, T.J., *Estimating floor spectra in multiple degree of freedom systems*, Earthquakes and Structures 7(1): 17-38
- [H.31] Calvi, P., Sullivan, T.J., Nascimbene, R., *"Towards improved floor spectra estimates for seismic design"*, Earthquakes and Structures 4(1): 109-132
- [H.32] Galanakis, N., *"Determination of the displacement demand for the out-of-plane seismic response of unreinforced masonry wall for the Groningen Case"*, Master Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, 2019-02-12

Bijlage I

- [I.1] American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16, Section 13, 2016

Bijlage J

- [J.1] Vrouwenvelder, A.C.W.M., et al., *Background report NPR 9998:2018 – Part B: Non-seismic structural and non-structural elements*, TNO 2018 R10254

Bijlage K

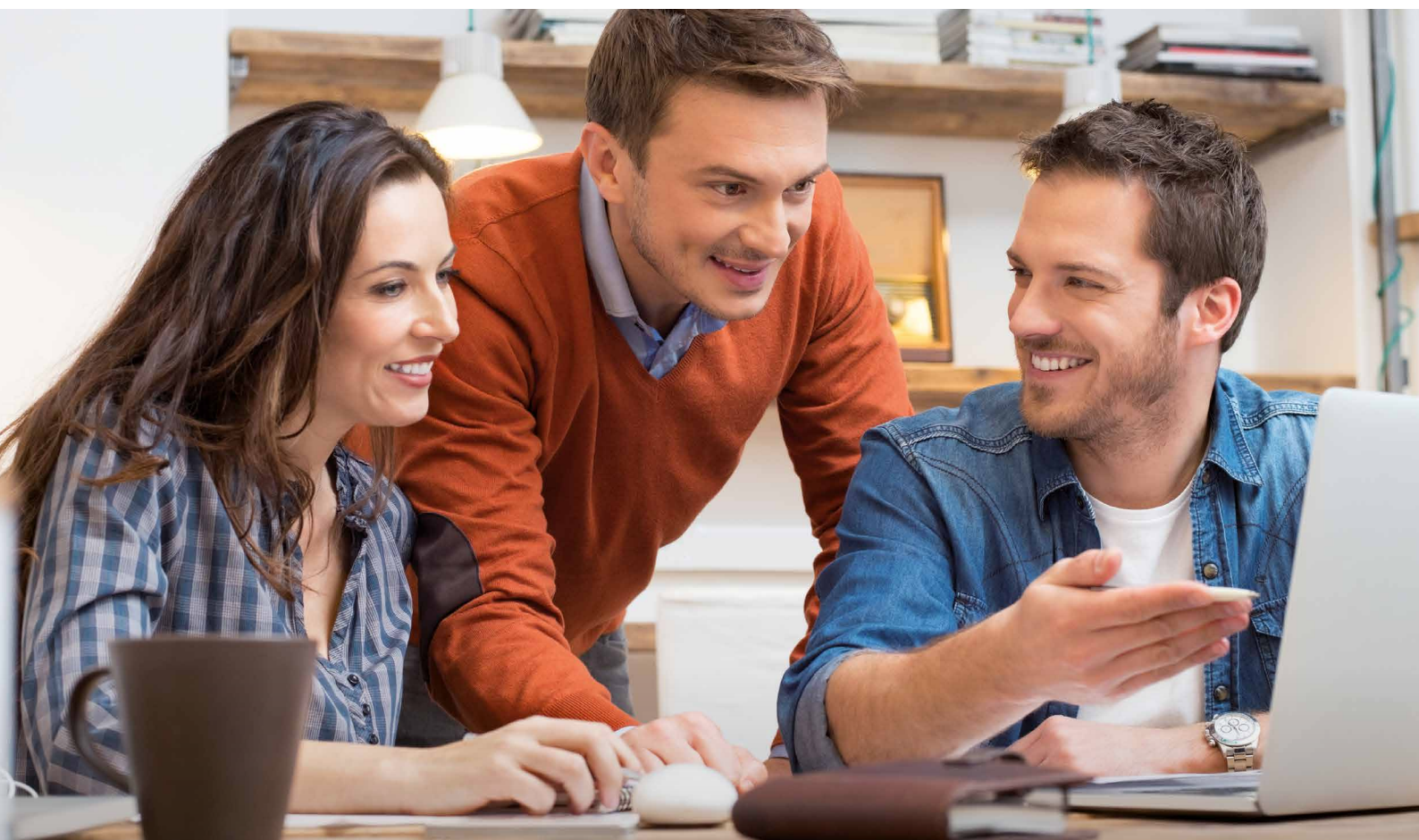
- [K.1] Brief DGETM-EI/18057375 *Gaswinning Groningen*, E. Wiebes, minister EZK, TK33 529 nr. 457, 2018

Waarom betaalt u voor een norm?

Normen zijn afspraken voor en door de markt. Het zijn afspraken over zaken waarmee iedereen te maken heeft. Bijvoorbeeld over gezondheidszorg, financiële dienstverlening, veiligheid en maatschappelijk verantwoord ondernemen. Zonder deze afspraken zou het leven een stuk complexer zijn. Normen zorgen voor verbetering van producten, diensten en processen. Op de werkvloer, in de omgang met elkaar en in de samenleving als geheel.

De afspraken worden gemaakt door belanghebbende partijen. Een belanghebbende partij kan een producent, ondernemer, dienstverlener, gebruiker, maar ook de overheid of een consumenten- of onderzoeksorganisatie zijn. Een breed draagvlak is belangrijk. De afspraken komen onder begeleiding van NEN tot stand en mogen niet strijdig zijn met andere geldige NEN-normen.

NEN is een stichting en heeft geen winstoogmerk. De diensten die NEN levert – van het bijeenbrengen van partijen en het maken en vastleggen van de afspraken tot het bieden van hulp bij de toepassing van de normen – moeten worden bekostigd. Daarom betalen alle deelnemende partijen voor het normalisatieproces en betaalt u als gebruiker voor normen, trainingen en andere producten.



Altijd de actuele norm?

Nooit meer zoeken in de systemen en zelf de vraag stellen:
'Heb ik de laatste versie van NPR 9998:2020 nl?'

Via het digitale platform NEN Connect heeft u altijd toegang tot de meest actuele versie van deze norm. Vervallen versies blijven ook beschikbaar. Met een licentie kan de norm via NEN Connect altijd en overal makkelijk geraadpleegd worden, zowel online als offline.

Kies voor slimmer werken en bekijk onze mogelijkheden op www.nenconnect.nl.

Meer informatie over de mogelijkheden

Onze Klantenservice is bereikbaar maandag tot en met vrijdag, van 8.30 uur tot 17.00 uur.

Telefoon: 015 2 690 391

E-mail: klantenservice@nen.nl

nen
connect