



**TNO-rapport**

**2004-CI-R0159**

**Veiligheidsbeoordeling bestaande bouw  
Achtergrondrapport bij het desbetreffende deel van  
het Bouwbesluit 2004**

NB: Dit rapport is een update van rapport B-92-0403

Datum	30 september 2004
Auteur(s)	Prof. A.C.W.M. Vrouwenvelder Dr ir N.P.M. Scholten Ir P.E. de Winter
Aantal pagina's	34
Aantal bijlagen	
Opdrachtgever	VROM / TNO Bouw
Projectnaam	Ondersteuning Bouwbesluit 2002
Projectnummer	006.26153

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, foto-kopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd uitgebracht, wordt voor de rechten en verplichtingen van opdrachtgever en opdrachtnemer verwezen naar de Algemene Voorwaarden voor onderzoeksopdrachten aan TNO, dan wel de betreffende terzake tussen de partijen gesloten overeenkomst.

Het ter inzage geven van het TNO-rapport aan direct belang-hebbenden is toegestaan.

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>NIVEAU VAN VEILIGHEID .....</b>	<b>4</b>
1.1	Veiligheidsniveau voor nieuwbouw .....	4
1.2	Veiligheidsfilosofie voor bestaande bouwconstructies .....	6
1.3	Aanschrijvingsniveau voor bestaande bouwconstructies .....	9
1.4	Ondergrens voor bestaande bouwconstructies na reparatie .....	10
1.5	Referentieperiode voor bestaande bouwconstructies .....	11
1.6	Overzicht betrouwbaarheidsniveau's .....	11
<b>2</b>	<b>BELASTINGEN .....</b>	<b>13</b>
2.1	Belastingen in de NEN 6702 .....	13
2.2	Belastingfactoren nieuwbouw .....	14
2.3	Belastingfactoren voor bestaande bouwconstructies en reparatie .....	14
2.4	Representatieve waarde van de belasting .....	15
2.5	Bijzondere belastingen .....	16
<b>3</b>	<b>MATERIALEN .....</b>	<b>17</b>
3.1	Algemeen .....	17
3.2	Vaststellen van karakteristieke waarden .....	17
3.3	Proefbelasting .....	19
3.4	Materiaalfactor .....	19
<b>4</b>	<b>BEREKENING EN TOETSING .....</b>	<b>21</b>
4.1	Schematisering van de constructie .....	21
4.2	Bepaling van de relevante grootheden .....	21
4.3	Berekening van de krachten in de constructie .....	22
4.4	Toetsing aan de eis .....	22
4.5	Meenemen zichtbaar gedrag van constructies .....	22
<b>5</b>	<b>LITERATUUR .....</b>	<b>24</b>

### Bijlage

## Inleiding

In het kader van het Bouwbesluit is in opdracht van het Directoraat Generaal van de Volkshuisvesting een Ministeriële Regeling ontwikkeld voor de beoordeling van bestaande bouwwerken. Het onderhavige rapport heeft tot doel de achtergronden daarvan vast te leggen.

Het rapport beschrijft de filosofische uitgangspunten voor de beoordeling van bestaande bouw, alsmede de verschillen en overeenkomsten met nieuwbouw. Aangegeven is dat naast het aspect veiligheid van mensenlevens ook de economische afweging een rol moeten spelen bij de beoordeling van bestaande constructies. De filosofische uitgangspunten zijn ten aanzien van het veiligheidsaspect uitgewerkt tot een praktisch hanteerbare rekenmethode die goed aansluit bij de nieuwe TGB serie voor nieuwbouw.

Er zijn ondergrenzen voor het te hanteren veiligheidsniveau voor aanschrijving afgeleid. Het minimum veiligheidsniveau, zoals dat vroeger in de praktijk door gemeentelijke aanschrijvingen gehandhaafd werd, is in kwantitatieve zin niet bekend. De praktijk zal daarom moeten uitwijzen of de voorgestelde ondergrenzen juist zijn, dan wel tot meer of minder aanschrijvingen aanleiding geven. Het is denkbaar dat op grond van deze praktijkervaring de ministeriële regeling te zijner tijd wordt aangepast.

In aanvulling op de onderbouwing voor het aanschrijfniveau is een advies gegeven voor het reparatieniveau voor die gevallen waar het nieuwbouwniveau oneconomisch lijkt. In de regeling zelf wordt daar geen uitspraak over gedaan.

Prof. Ir A.C.W.M. Vrouwenvelder

Dr. ir. N.P.M. Scholten

Ir. P.E. de Winter

# 1 NIVEAU VAN VEILIGHEID

## 1.1 Veiligheidsniveau voor nieuwbouw

Het veiligheidsniveau van een constructie(deel) kan theoretisch worden vastgelegd in de kans op het bezwijken gedurende een relevante tijdsperiode. In plaats van te werken met de kans op bezwijken, wordt bij de ontwikkeling van technische voorschriften tegenwoordig gebruik gemaakt van de betrouwbaarheidsindex  $\beta$ . Deze betrouwbaarheidsindex  $\beta$  staat in een directe relatie tot de kans op bezwijken ( $P$ ) van de constructie of een onderdeel daarvan):

$\beta = 1,0$	$P = 0,16$
$\beta = 2,0$	$P = 0,023$
$\beta = 2,6$	$P = 0,0047$
$\beta = 3,0$	$P = 0,0013$
$\beta = 3,6$	$P = 0,00016$
$\beta = 4,0$	$P = 0,000032$

Hoewel het in principe mogelijk is de kans op bezwijken van een bouwwerk in het ontwerp stadium te berekenen (alsmede  $\beta$ ), is daar in de nieuwe TGB serie van afgezien omdat dat te complex is en te ver afstaat van de huidige ontwerp praktijk. De betrouwbaarheidsindex  $\beta$  is namelijk afhankelijk van een veelheid van aspecten en al die aspecten hebben hun eigen kansverdeling. Enkele voorbeelden zijn:

- belastingen (vloerbelastingen, windbelasting)
- materiaaleigenschappen (vloeispanning, kruipfactoren, duureffecten)
- maatafwijkingen (houten balken, dekking, plaats van de wapening)
- excentriciteiten (opleggingen, scheefstand)
- rekenmodel voor belastingen (ongelijkmatige vloerbelasting, windturbulentie)
- rekenmodel voor sterkte (verbindingen, dwarskracht, scheurwijdte)

Voor het werken in de dagelijkse praktijk is het ondoenlijk om rekening te houden met de statistische verdelingen van al dergelijke factoren.

In plaats van te werken met een voorgeschreven waarde voor  $\beta$ , wordt het veiligheidsniveau in de ontwerpvoorschriften voor nieuwbouw vastgelegd met de volgende grootheden:

- de veiligheidsklasse waarin het bouwwerk valt;
- de voorgeschreven karakteristieke belastingen;
- de voorgeschreven belastingfactoren  $\gamma_f$ ;
- de genormeerde rekenregels en materiaaleigenschappen;
- de voorgeschreven materiaalfactor  $\gamma_m$ .

Het uitgangspunt voor de veiligheidsbeschouwing in het Bouwbesluit 2003 is evenwel de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  gebleven. De belasting- en materiaalfactoren, zijn zodanig gekozen dat daarmee gemiddeld eenzelfde veiligheidsniveau (uitgedrukt in  $\beta$ ) wordt behaald als met de vorige generatie voorschriften.

Omdat in dit rapport  $\beta$ -waarden worden afgeleid voor het aanschrijfniveau voor bestaande bouwconstructies en voor  $\beta$ -waarden die worden geëist na reparatie, zal in het vervolg de  $\beta$  voor nieuwbouw worden aangegeven als  $\beta_n$ , voor bestaande bouwconstructies als  $\beta_b$  en voor bouwconstructies na reparatie als  $\beta_r$ .

Voor nieuwbouw leveren de nieuwe generatie voorschriften (NEN 6700), de waarden voor  $\beta_n$  op die vermeld zijn in tabel 1. Uit de resultaten van het project veiligheid van bouwconstructies [2] is gebleken dat de bouwpraktijk kennelijk een lager veiligheidsniveau accepteert voor belastingcombinaties waarin wind maatgevend is. Uit de tabel blijkt dat dit in het nieuwe voorschrift is gecontinueerd.

Tabel 1: Betrouwbaarheidsindex voor nieuwbouw;  $t$  = referentieperiode (meestal 50 jaar)

veiligheids-klasse	gevolgen van bezwijken		wind-belasting maatgevend	overige belasting maatgevend
	kans op levensgevaar	kans op economische schade		
1	verwaarloosbaar	klein	$\beta_n = 2,3$	$\beta_n = 3,2$
2	Gering	aanzienlijk	$\beta_n = 2,4$	$\beta_n = 3,4$
3	Groot	groot	$\beta_n = 2,6$	$\beta_n = 3,6$

In deze tabel wordt uitgegaan van een standaardreferentieperiode van 50 jaar. Zolang alleen economische motieven in het spel zijn, kunnen deze waarden ook worden toegepast voor een kortere periode. Als gevolg van eisen met betrekking tot menselijke veiligheid moet echter bij kortere perioden een hogere beta worden gehanteerd. Uitgangspunten zijn maximaal toelaatbare faalkansen van  $10^{-1}$ ,  $10^{-3}$  en  $10^{-4}$  per jaar voor respectievelijk de veiligheidsklassen 1, 2 en 3. Dit leidt tot de volgende waarden voor beta als functie van  $t$ :

$$\beta_n = 1,3 - 1,8 \log t \text{ (klasse 1)}$$

$$\beta_n = 3,1 - 0,8 \log t \text{ (klasse 2)}$$

$$\beta_n = 3,6 - 0,6 \log t \text{ (klasse 3)}$$

NB Deze formules wijken enigszins af van die in de NEN6702.

Het blijkt dat dit voor klasse 1 nooit maatgevend is. Voor klasse 2 en 3 is het wel deels maatgevend. In NEN 6700 is dit in feite opgelost bij de sterkteberekening voor de klassen 2 en 3 geen  $t < 15$  jaar toe te laten voor het bepalen van de grootte van de belastingen.

## 1.2 Veiligheidsfilosofie voor bestaande bouwconstructies

De veiligheidsbeoordeling van een bestaande constructie wijkt op een aantal punten essentieel af van die van nieuwbouw:

- ten eerste brengt het verhogen van het veiligheidsniveau meestal relatief meer kosten met zich mee voor bestaande bouwwerken dan voor bouwwerken in het ontwerpstadium;
- ten tweede is de periode dat de constructie nog mee moet vaak anders dan de standaard-referentieperiode van 50 jaar;
- ten derde bestaat de mogelijkheid om via metingen meer over een constructie te weten te komen.

In deze paragraaf zijn deze drie punten achtereenvolgens nader toegelicht.

### Kostenaspect

In principe heeft men twee overwegingen om een betrouwbaarheidseis aan een constructie te willen opleggen:

- ten eerste een economische overweging;
- ten tweede een veiligheidsoverweging; onevenredig grote risico's voor mensen worden niet geaccepteerd.

De eerste overweging leidt tot een economische optimalisering van de som van de bouwkosten en het product van schade en kans op falen. Het principe van deze gedachte is weergegeven in figuur 1.

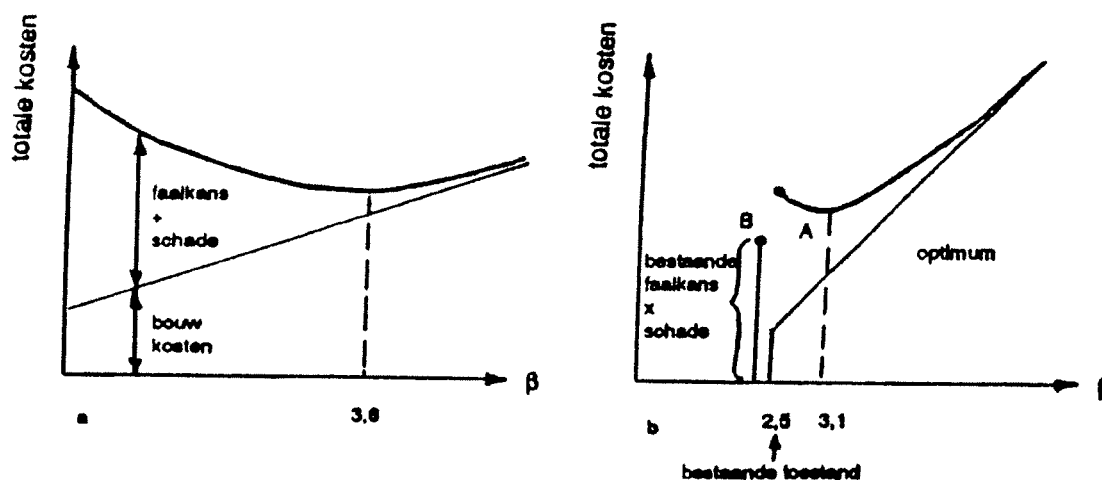
De tweede overweging tracht het risico voor verlies aan mensenlevens te beperken tot een niveau dat (significant) lager is dan andere risico's die mensen in het dagelijks leven ondervinden (autorijden, ongevallen, etc.). Uitgangspunt hiervoor zijn dus de ongevalstatistieken.

Van beide overwegingen dient men in principe de strengste veiligheidsnorm aan te houden.

De overheidsbemoediging voor de tweede overweging (veiligheid) is duidelijk. Van oudsher telt in normbladen echter ook de eerste overweging mee.

Ook in de nieuwe TGB-serie van het Bouwbesluit 2003 is dat aanwijsbaar het geval. Redenen hiervoor zijn dat de overheid in veel gevallen belangrijke delen van de kosten voor zijn rekening moet nemen. Een tweede reden is dat er bij de bouw te veel partijen met deelbelangen in het spel zijn, zodat er niet op vertrouwd kan worden een maatschappelijk optimum te verkrijgen door een vrij spel van maatschappelijke krachten. Bovendien overziet lang niet iedere partner in deze complexe materie zijn eigen belang.

Figuur 1: Optimalisering van de bouw en reparatiekosten



In figuur 1a is de situatie geschetst voor nieuwbouw. Minimalisering van bouwkosten en schadeverwachting leidt tot  $\beta_n = 3,6$  (klasse III, wind niet maatgevend). Deze waarde is overigens niet het gevolg van een expliciete optimalisering, maar is in de loop van de tijd tot stand gekomen. Verondersteld mag hierbij worden dat een zeker economisch optimum al dan niet bewust benaderd wordt. Aangenomen is dat de economische overweging maatgevend is t.o.v. de veiligheidsoverweging.

In figuur 1b is de situatie geschetst voor bestaande bouw. Voor een bestaande constructie zal men in eerste instantie dezelfde richtlijn willen opleggen als voor nieuwbouw. Er zijn echter argumenten om hiervan af te wijken. Dit geldt in beginsel niet voor het aspect van de menselijke veiligheid, maar wel voor het economie-aspect. Verbetering van een bestaande constructie om een hoger veiligheidsniveau te bereiken is dikwijls veel moeilijker en duurder dan voor een nieuwbouw-constructie die nog uitsluitend op papier bestaat. Daarom zal het optimum hier bij een lagere  $\beta$  liggen. In de figuur is een waarde aangegeven van  $\beta = 3,1$ . In het verdere verloop van dit rapport is hierop nog nader ingegaan. Bovendien moet altijd worden nagegaan of het niet nog economischer is de bestaande toestand te laten bestaan en het daarbij behorende grotere risico te accepteren. Het optimum A moet dus lager liggen dan risico B van de bestaande toestand.

Deze economische afweging kan worden "overruled" door overwegingen van menselijke veiligheid.

### Tijdsaspect

Met een betrouwbaarheidsniveau van  $\beta = 3,6$  correspondeert ongeveer een faalkans van  $2 \cdot 10^{-4}$ . Deze kans geldt voor de referentieperiode, ongeacht de grootte daarvan. Het gevolg is dat een constructie die gepland wordt voor een periode van 50 jaar in ieder willekeurig jaar een kleinere faalkans heeft dan een constructie die gepland is voor een periode van 1 jaar. Vanuit economisch oogpunt is dit goed te verdedigen: men investeert des te gemakkelijker in veiligheid naarmate men er langer van kan profiteren.

In het geval van de bestaande constructie geldt, met uitzondering van monumentachtige gebouwen, in de regel een kortere planperiode dan voor nieuwbouw. Bovenstaande maakt duidelijk dat men daaraan geen argument kan ontleen voor de reductie van de  $\beta$ . Wat wel een reductie oplevert is een verlaging van de maatgevende extreme belasting: de te verwachten maximale belasting van variabele belastingen wordt kleiner naarmate men voor een kortere periode ontwerpt.

Bij de invloed van het tijdsaspect speelt uiteraard ook de veroudering een rol (corrosie, vermoeiing, carbonatatie, slijtage enz.). De geëiste veiligheid moet worden gehaald inclusief deze effecten. Naarmate de te overbruggen periode korter is, hoeft de "overmaat" aan het begin van de periode dus minder groot te zijn.

### Gegevensaspect

In het ontwerpstadium hebben veel grootheden uitsluitend op papier een waarde. Uit ervaring is bekend dat bij gegeven specificaties de realisering tussen bepaalde grenzen kan variëren. Men brengt dit tot uitdrukking in de variatiecoëfficiënten die weer van invloed zijn op de te hanteren veiligheidscoëfficiënten.

Voor een bestaande constructie zijn er twee mogelijkheden:

- (a) de oude specificaties bestaan nog en men heeft geen reden om hieraan te twifelen; in dat geval gelden dezelfde rekenwaarden als voor de nieuwbouw; uiteraard heeft men bij een bestaande constructie de mogelijkheid de waarden via meting nauwkeuriger vast te stellen. De nieuwe meetwaarden leiden vaak tot verhoging van de rekenkundige sterkte omdat bij het ontwerp ondergrenzen voor afmetingen en materiaaleigenschappen worden gehanteerd.
- (b) de oude specificaties bestaan, maar er zijn redenen te twifelen aan de kwaliteit van de uitvoering of de oude specificaties zijn niet bekend; dit brengt een grote mate van onzekerheid met zich mee, die in de praktijk wordt opgelost door óf de laagst denkbare sterkte in rekening te brengen óf metingen uit te voeren.



Uit beide bovengeschetste situaties blijkt dat de berekende veiligheid geen eigenschap is van de constructie, maar samenhangt met onze kennis over de constructie en de er op werkende belasting. Gebrek aan veiligheid kan dus gebrek aan kennis zijn, wat opgelost kan worden door meten, maar ook bijvoorbeeld door meer geavanceerd te rekenen.

### 1.3 Aanschrijvingsniveau voor bestaande bouwconstructies

Vóór de invoering van het Bouwbesluit werden gemeentelijke aanschrijvingen voornamelijk gebaseerd op artikel 307 van de Model-Bouwverordening "Toestand van een bouwwerk" [1]. De criteria hierbij waren kwalitatief:

- onvoldoende onderhoud;
- onvoldoende hechtheid;
- ondeugdelijke materialen;
- onvoldoende samenstelling, etc.

Er kon dus bij de invoering van het Bouwbesluit, deel bestaande gebouwen, niet met vroegere voorschriften worden gekalibreerd zoals bij nieuwbouw gedaan was. Daarom is langs andere weg gezocht naar uitgangspunten. In bijlage 1 bij dit rapport zijn een aantal overwegingen opgenomen, die alle in dezelfde richting tenderen ten aanzien van het te kiezen aanschrijfniveau, namelijk  $\beta_b \geq \beta_n - 1,5$  hetgeen overeenkomt met een faalkans van 0,02 voor de nog resterende geplande gebruiksduur.

De eisen met betrekking tot het gevaar voor mensenlevens worden echter niet verlaagd. Deze worden daardoor eerder maatgevend. In onderdeel 1.6 zijn de eisen samengevat.

Een andere overweging die meegenomen is bij het vaststellen van een ondergrens aan het veiligheidsniveau, is het veiligheidsniveau dat met oude voorschriften gerealiseerd werd. Het lijkt niet goed verdedigbaar, dat nog in goede staat verkerende bouwwerken door de invoering van nieuwe voorschriften onveilig kunnen worden verklaard, tenzij daar zeer goede redenen voor bestaan. Nagegaan zou moeten worden, hoe groot het gemiddelde nieuwbouw-veiligheidsniveau ( $\beta_{n,oud}$ ) is van bouwwerken die ontworpen zijn met oude voorschriften van vóór 1972. De voor bestaande bouw te hanteren waarde  $\beta_b$  zou in ieder geval niet hoger hoeven te zijn dan de waarde  $\beta_{n,oud}$ . Binnen het kader van het hier gepresenteerde onderzoek is het niet mogelijk gebleken om op verantwoorde wijze een waarde voor  $\beta_{n,oud}$  vast te stellen. Omdat vermoedelijk  $\beta_{n,oud}$  niet kleiner is dan  $\beta_n - 1,5$  is dit aspect verder buiten beschouwing gelaten.

#### 1.4 Ondergrens voor bestaande bouwconstructies na reparatie

Als er gerepareerd moet worden, dan moet het veiligheidsniveau in beginsel overeenkomen met dat van nieuwbouwniveau. Er kunnen echter bestuurlijke argumenten worden aangevoerd om in individuele gevallen genoeg te nemen met een niveau dat tussen aanschrijfniveau en nieuwbouw in ligt. In de regelgeving is dat verder niet uitgewerkt. Onderstaande dient te worden beschouwd als een aanbeveling.

In onderdeel 1.2 is reeds besproken dat optrekken tot nieuwbouwniveau niet altijd rationeel is gelet op de kosten en de geplande restlevensduur van de constructie. Daarnaast speelt mee dat constructies die met oude voorschriften ontworpen zijn en destijds voldoende werden geacht, vervangen of ingrijpend gewijzigd zouden moeten worden na beperkte reparaties. Overwogen zou kunnen worden om het reparatieniveau zodanig te kiezen dat gebouwen die met oude voorschriften zijn ontworpen daar zonder problemen aan kunnen voldoen:

$$\beta_b < \beta_r < \beta_{n,oud}$$

Alle genoemde criteria laten zich op dit moment moeilijk kwantificeren. In de regeling is op basis van indicaties in bijlage 1 de ondergrens voor de betrouwbaarheidsindex van het reparatieniveau gekozen als:

$$\beta_r = \beta_n - 0,5$$

Ook hierbij geldt dat een ondergrens in verband met menselijke veiligheid in acht moet worden genomen. Deze is dezelfde als bij het aanschrijfniveau.

Een vraag is nog of het niveau alleen geldt voor de afgekeurde onderdelen of voor de gehele constructie. Het van toepassing verklaren van het reparatieniveau op de gehele constructie heeft als voordeel dat de toetsingsprocedure op eenduidige wijze verloopt. Daar staat tegenover dat een aanschrijving betreffende een klein detail (bijvoorbeeld de bevestiging van een gevelplaat) er toe kan leiden dat ingrijpende reparaties aan het bouwwerk moeten worden uitgevoerd, terwijl daar in andere gevallen (gevelplaat is wel in orde) geen aanleiding toe is. Dit overwegende is ervoor gekozen het reparatieniveau alleen van toepassing te laten zijn op de constructiedelen waaraan gerepareerd moet worden. Daar moet ook toe worden gekozen, omdat artikel 4 van de Woningwet daartoe dwingt. Een gemeente kan het aanschrijfinstrument alleen hanteren indien zij van oordeel is dat de bestaande bouwconstructie zonder uitstel aan een hoger constructief niveau moet voldoen.

### 1.5 Referentieperiode voor bestaande bouwconstructies

Een gemeentelijke aanschrijving dient alleen te worden uitgevaardigd als de veiligheid daadwerkelijk in gevaar komt. Het gaat daarbij niet primair om de veiligheid op lange termijn, maar juist om acute situaties die maatregelen op korte termijn vereisen. Het ligt dan ook in de rede om de referentieperiode die gehanteerd wordt om de belastingen vast te stellen, ter beoordeling van de minimaal vereiste veiligheid, te laten aansluiten bij een kort durende situatie. In NEN 6702 is voor kortdurende situaties een referentieperiode van 1 jaar vastgesteld. Gegeven het aspect van de menselijke veiligheid is bij de veiligheidsklassen 2 en 3 echter bepaald dat ten minste moet zijn uitgegaan van een referentieperiode van 15 jaren.

De veiligheid na reparatie dient formeel afgestemd te worden op de rest van de levensduur van de constructie, net zoals dat voor nieuwbouw geldt. Voor nieuwbouw geldt een referentieperiode van 50 jaar. Indien de te verwachten restlevensduur aanzienlijk korter is, kan overwogen worden uit te gaan van een kortere periode. Aanbevolen wordt de referentieperiode echter niet korter te kiezen dan 15 jaar.

Evenals ten aanzien van het veiligheidsniveau, wordt voorgesteld de referentieperiode na reparatie alleen van toepassing te laten zijn op de constructie-onderdelen waaraan uit veiligheidsoverwegingen gerepareerd moest worden. Het alternatief is dat de referentieperiode en de daarmee samenhangende belastingen, voor de gehele constructie van toepassing zijn. De controle-berekening is dan weliswaar eenvoudiger uitvoerbaar, maar de consequentie is dat ook onderdelen waarvan de veiligheid nog niet onder aanschrijvingsniveau is gedaald, toch gerepareerd moeten worden.

### 1.6 Overzicht betrouwbaarheidsniveau's

In tabel 2 is een samenvatting gegeven van de gekozen streefwaarden van  $\beta$ . Deze hangen nog af van de waarde van de referentieperiode  $t$ , waarop in onderdeel 1.5 is ingegaan. Gekozen is voor  $t = 1$  jaar voor klasse 1 en voor  $t = 15$  jaar voor klasse 2 en 3. De daaruit volgende maatgevende waarden voor  $\beta_b$  en  $\beta_r$  zijn opgenomen in tabel 3. Uiteraard kan het uit economisch oogpunt verstandig zijn een langere referentieperiode te hanteren dan de hier gedane aanbeveling.

Tabel 2: Streefwaarden voor een willekeurige referentieperiode  $t$  [jaar]  
wn - wind niet dominant; wd - wind dominant

veiligheids- klasse	nieuwbouw $\beta_n$		reparatie $\beta_r = \beta_n - 0,5$		aanschrijving $\beta_b = \beta_n - 1,5$		ondergrens veiligheid
	wn	wd	wn	wd	wn	wd	
1	3,2	2,3	2,7	1,8	1,7	0,8	$\beta \geq 1,3 - 1,8 \log t$
2	3,4	2,4	2,9	1,9	1,9	0,9	$\beta \geq 3,1 - 0,8 \log t$
3	3,6	2,6	3,1	2,1	2,1	1,1	$\beta \geq 3,6 - 0,6 \log t$

Tabel 3: Streefwaarden voor  $\beta$  bij minimum referentieperiode

veiligheids- klasse	Minimum referentie- periode	nieuwbouw $\beta_n$		reparatie $\beta_r$		aanschrijving $\beta_b$	
		wn	wd	wn	wd	wn	wd
1	1 jaar	3,2	2,3	2,7	1,8*	1,7	1,3*
2	15 jaar	3,4	2,4	2,9*	2,1*	2,2*	2,2*
3	15 jaar	3,6	2,6	3,1*	2,9*	2,9*	2,9*

\* Hierbij is de ondergrens voor persoonlijke veiligheid maatgevend

Met betrekking tot de ondergrens voor de veiligheid op basis van de beschouwingen over slachtoffers bij bezwijken (als uitgevoerd in bijlage 1) is het zinvol het volgende op te merken:

- (1) De ondergrens is ontleend aan een beschouwing over het persoonlijk risico van mensen die al dan niet met enige regelmaat in het gebouw aanwezig zijn. Het totaal aantal slachtoffers dat bij een instorting om het leven zou kunnen komen, heeft geen rol gespeeld. De NEN 6700 is op dit punt ook niet duidelijk.
- (2) De betrouwbaarheidsindices die zijn afgeleid voor nieuwbouw, zijn gebaseerd op sterk vereenvoudigde berekeningen en op geschatte kansdichtheidsfuncties. De bijbehorende kansen kloppen ook niet met een in de werkelijkheid waargenomen frequentie van bezwijken. Voor het afleiden van ontwerpregels in de vorm van partiële veiligheidscoëfficiënten en andere ontwerpregels is dat geen bezwaar. Wel is duidelijk dat hier sprake is van een spanningsveld dat nog niet geheel is opgelost. Wat gepresenteerd wordt is de op dit moment best denkbare analyse, zonder de pretentie dat hiermee de echte oplossing wordt aangedragen.

## 2 BELASTINGEN

### 2.1 Belastingen in de NEN 6702

NEN 6702 onderscheidt de volgende belastingen:

- Permanente belastingen (voornamelijk eigen gewicht)
- Veranderlijke belastingen (o.a. vloer- wind- sneeuwbelasting)
- Bijzondere belastingen (belastingen in bijzondere situaties zoals brand, botsingen e.d. die in rekening worden gebracht om voortgaande instorting te voorkomen)

Paragraaf 6.3.1 van NEN 6702 geeft de algemene voorwaarden voor belastingcombinaties. Deze zijn opgesteld voor nieuwbouw, maar deze gelden (zij het met andere getalswaarden) ook voor bestaande bouw. Als fundamentele combinaties voor uiterste grenstoestanden voor de bestaande bouw moeten worden beschouwd:

1) bij combinatie van permanente en veranderlijke belasting  $Q_{el}$

$$\gamma_g G + \gamma_e \psi_{tb} Q_{el} + \sum_{i>1} \gamma_e \psi_i Q_{ei}$$

2) bij overwegend permanente belasting

$$\gamma_g G$$

waarin:

$G$	permanente belasting
$\gamma_g$	belastingfactor voor permanente belastingen
$\gamma_e$	belastingfactor voor veranderlijke belasting
$Q_{el}, Q_{ei}$	extreme waarden van de veranderlijke belastingen
$\psi_i$	factor ter bepaling van de momentane belasting
$\psi_{tb}$	reductiefactor voor extreme waarden van belastingen in verband met kortere referentieperiode voor het aanschrijfniveau

Ieder type veranderlijke belasting moet één maal worden beschouwd als extreme basisbelasting  $\gamma_e \psi_{tb} Q_{el}$ . De overige zijn dan momentaan (Turkstra-regel). Voor bijzondere belastingcombinaties, zoals de belastingcombinatie bij brand, wordt verwezen naar onderdeel 2.5.

## 2.2 Belastingfactoren nieuwbouw

Om te bepalen of grenstoestanden worden overschreden, dienen de belastingen vermenigvuldigd te worden met een belastingfactor  $\gamma$ . De belastingfactoren voor nieuwbouw zijn vermeld in tabel 4.

Tabel 4: Belastingfactoren voor uiterste grenstoestand bij nieuwbouw

Belasting-combinatie	<u>permanente belasting</u>		veranderlijke belasting	bijzonder belasting
	in combinatie	gunstig werkend		
<u>Fundamenteel</u>				
. in combinaties				
- klasse 1	1,2	0,9	1,2	-
- klasse 2	1,2	0,9	1,3	-
- klasse 3	1,2	0,9	1,5	-
. uitsluitend permanente belasting				
- alle klassen	1,35	0,9	-	-
<u>Bijzonder</u>	1	1	1	1

Als referentieperiode wordt voor nieuwbouw normaal 50 jaar aangehouden. Als minimale waarden gelden 1 jaar voor klasse 1 en 15 jaar voor klasse 2 en 3.

## 2.3 Belastingfactoren voor bestaande bouwconstructies en reparatie

De grootte van de belastingfactoren voor bestaande constructies (aanschrijving zowel als reparatie) verschillen van de belastingfactoren voor nieuwbouw, omdat de betrouwbaarheidsindex anders is. In bijlage 2 is dat getalsmatig uitgewerkt. De resultaten zijn samengevat in tabel 5; de  $\gamma_n$  waarden zijn dus dezelfde als in tabel 4; de  $\gamma_b$  gelden voor aanschrijvingen en zijn opgenomen in de regelgeving; de  $\gamma_r$  waarden voor reparatie moeten als geadviseerde onderwaarden worden beschouwd als nieuwbouw niet gehaald kan worden zonder extreem hoge kosten.

Als referentieperiode voor de bepaling van de belastingen dient 15 jaar te worden aangehouden, met uitzondering van klasse 1 in het geval van aanschrijving waarvoor 1 jaar geldt. Merk op dat voor degradatieberekeningen (dat wil dus zeggen de materiaalkant) in geval van aanschrijving wel mag worden uitgegaan van 1 jaar.

Tabel 5: Belastingfactoren voor uiterste grenstoestand bij nieuwbouw, bestaande bouw en na reparatie

Belastingcombinatie	in combinatie			gunstig werkend
	$\gamma_n$	$\gamma_r$	$\gamma_b$	
<b>1) Permanente belasting van variabele en permanente belasting</b>				
. permanente belasting				
- klasse 1	1,2	1,0	1,0	0,9
- klasse 2	1,2	1,15	1,15	0,9
- klasse 3	1,2	1,2	1,2	0,9
. veranderlijke belasting (wind niet dominant)				
- klasse 1	1,2	1,1	1,0	
- klasse 2	1,3	1,15	1,05	
- klasse 3	1,5	1,2	1,1	
. veranderlijke belasting (wind dominant)				
- klasse 1	1,2	1,1	1,0	
- klasse 2	1,3	1,3	1,3	
- klasse 3	1,5	1,5	1,5	
<b>2) Uitsluitend permanente belasting</b>				
- klasse 1	1,35	1,15	1,0	0,9
- klasse 2	1,35	1,2	1,15	0,9
- klasse 3	1,35	1,25	1,2	0,9
<b>3) Bijzondere belasting</b>				
- alle klassen	1,0	1,0	1,0	1,0

#### 2.4 Representatieve waarde van de belasting

Belastingen volgen in eerste instantie uit NEN 6702. Via het gelijkwaardigheidsartikel van het Bouwbesluit 2003 is het mogelijk belastingen op andere wijze dan van NEN 6702 vast te stellen, bijvoorbeeld door meting. Het meten van permanente belastingen is althans theoretisch geen probleem. De grootte van de permanente belastingen kan door middel van meting en weging overeenkomstig artikel 7.1.1 van NEN 6702 worden vastgesteld. De extreme waarden van de veranderlijke belastingen of hun belastingeffecten (moment, kracht, spanning) zullen niet door middel van een directe meting kunnen worden vastgesteld. Vaak kan men wel momentane waarden bepalen. Extrapolatie naar extreme waarden met een herhalingstijd  $T$  moet langs rekenkundige weg geschieden.

Als niet voldaan kan worden aan het voorgeschreven veiligheidsniveau, kan besloten worden tot het treffen van maatregelen om de optredende belasting te beperken. Enkele voorbeelden zijn het (gedeeltelijk) ontruimen van verrekken, of het stapvoets laten rijden van een tram over een brug, danwel het beperken van de asdruk door het verbieden van bepaalde verkeerscategorieën. In dergelijke situaties wordt de extreme belasting bekend verondersteld. De reductie in verband met de kortere referentieperiode is hierin uiteraard al verwerkt, zodat de belasting niet verder gereduceerd mag worden ( $\psi_t = 1.0$ ).

Indien van deze paragraaf gebruik wordt gemaakt om belastingen vast te stellen, dan zijn aanvullende maatregelen nodig omdat het gebruik van het bouwwerk aan meer beperkingen onderhevig is dan waarvan is uitgegaan bij het verlenen van de bouwvergunning.

## 2.5 Bijzondere belastingen

NEN 6702 maakt ten aanzien van de uiterste grenstoestand onderscheid tussen fundamentele belastingcombinaties (zie 2.1) en bijzondere belastingcombinaties. Bijzondere combinaties, met uitzondering van brand, zijn in het verleden nooit expliciet in richtlijnen opgenomen. NEN 3850 (hoofdstuk 3) geeft wel aan dat plaatselijke beschadigingen geen catastrofale gevolgen mogen hebben, maar geeft niet aan hoe dat bereikt moet worden. Een studie uitgevoerd in opdracht van de SBR [4] geeft aan dat de oplossing het beste gevonden kan worden in een tweede draagweg.

Bij het ontwerp van nieuwe constructies kan meestal wel een economisch verantwoorde oplossing worden gevonden. Anders ligt dat bij bestaande bouwconstructies. Hier kunnen ingrijpende constructieve wijzigingen noodzakelijk zijn, als geen tweede draagweg aanwezig is.

Gezien het hoogst incidentele karakter van bijzondere belastingen, lijkt het niet aanvaardbaar om dat voor grote aantallen bestaande bouwwerken te verlangen. Om deze reden wordt de beoordeling van de veiligheid beperkt tot de toetsing van fundamentele combinaties en de toetsing van bijzondere combinaties, met uitzondering van brand, voor bestaande bouwconstructies buiten beschouwing te laten. Wellicht dat voor grotere gebouwen de situatie anders ligt. Bijvoorbeeld als van oliestook wordt overgeschakeld op aardgas, heeft het wel degelijk zin om na te gaan of de gevolgen van een aardgasexplosie wellicht met eenvoudige middelen als een breekwand te beperken zijn.

Voor de beoordeling op brandwerendheid geldt in beginsel de procedure voor nieuwbouw, zij het met een lagere brandwerendheidseis. Indien hieraan niet kan worden voldaan zou overwogen kunnen worden in overleg met de brandweer de vuurbelasting te beperken op soortgelijke wijze als omschreven in 2.4 voor mechanische belasting.



## 3 MATERIALEN

### 3.1 Algemeen

Allereerst moet nagegaan worden welke materialen er zijn toegepast. Dat kan m.b.v. een bestek, tekeningen of inspectie ter plaatse. Vervolgens moeten de eigenschappen van de toegepaste materialen worden vastgesteld. De normatieve weg is het vaststellen van eigenschappen door middel van meting aan representatieve monsters die ontleend zijn aan het bouwwerk zelf. De praktische weg is dat de representatieve waarden voor de materiaaleigenschappen in eerste instantie worden ontleend aan de vigerende voorschriften. Als deze voorschriften niet toepasbaar zijn, dan kunnen de representatieve waarden wellicht worden vastgesteld op basis van oude voorschriften, bestekken of tekeningen. Als ook dat niet mogelijk blijkt, dan moet overwogen worden om de representatieve waarden vast te stellen d.m.v. meting.

### 3.2 Vaststellen van karakteristieke waarden

#### Vigerende materiaalgebonden voorschriften

In beginsel kunnen materiaaleigenschappen worden ontleend aan de huidige richtlijn. De bepalingsmethoden voor nieuwbouw zijn voor bestaande bouw echter niet altijd bruikbaar. Er kunnen bijvoorbeeld geen proefkubens meer worden gemaakt. Boorkernen zijn echter wel bruikbaar. Een groot deel van de materiaalgebonden normen voor nieuwbouw zijn dus niet zonder meer geschikt voor de vaststelling van de materiaaleigenschappen van bestaande bouwwerken.

Als de relevante eigenschappen bekend zijn, kan in principe volstaan worden met een lagere materiaalfactor. Omdat in de materiaalfactor ook rekening gehouden is met andere aspecten zoals excentriciteiten en modelfactoren, is het niet eenvoudig om de invloed vast te stellen, die het meten van bijvoorbeeld één enkele parameter heeft, op de grootte van de materiaalfactor. Gezien deze moeilijkheid en de betrekkelijk geringe invloed die één parameter heeft, worden de materiaalfactoren ontleend aan de materiaalgebonden normen voor nieuwbouw.

#### Eigenschappen volgens oude voorschriften

De representatieve eigenschappen van materialen die niet zijn opgenomen in de vigerende voorschriften, mogen, met een beroep op het gelijkwaardigheidsartikel uit het Bouwbesluit, worden ontleend aan de destijds tijdens de bouw geldende voorschriften, bouwtekeningen of andere documentatie. Rekening moet dan gehouden worden met de destijds van toepassing zijnde veiligheidsmarges, die vaak in de representatieve materiaaleigenschappen waren verwerkt (vroeger werd meestal gewerkt met toelaatbare spanningen).

Indien nieuwe normen om expliciete redenen nadrukkelijk afwijken van oude normen, dient de nieuwe norm te worden aangehouden.

#### Niet destructieve methode

Het vaststellen van materiaaleigenschappen voor de beoordeling van de constructieve veiligheid van bestaande bouwwerken via meting dient te worden beschouwd in het kader van het gelijkwaardigheidsartikel.

Ook al zijn meetmethoden voor het vaststellen van de materiaaleigenschappen aangegeven in de materiaalgebonden richtlijnen, dan kan het toch veel praktischer zijn om de eigenschappen eerst op andere wijze vast te stellen. Bijvoorbeeld door in plaats van het nemen van een trekstaaf uit een staalconstructie de vloeispanning vast te stellen door het uitvoeren van een hardheidsmeting. Voor bouten kan misschien volstaan worden met het aflezen van de boutaanduiding op de boutkop in plaats van het beproeven van een bout. In plaats van boorkernen uit een betonconstructie te halen kan wellicht volstaan worden met metingen met een Schmidthamer. Een en ander zal in overleg tussen de betrokken partijen moeten worden afgesproken, waarbij moet worden vastgesteld wat gelijkwaardig is aan de meetmethoden of representatieve waarden die in de materiaalgebonden normen staan aangegeven.

#### Materiaaleigenschappen vaststellen d.m.v. meting

Beproeving, monsterneming en berekening van de representatieve waarde dient indien mogelijk plaats te vinden overeenkomstig de op het materiaal van toepassing zijnde vigerende normbladen. Indien de vigerende materiaalgebonden normbladen geen bruikbare methode geeft om op basis van een steekproef uit meetresultaten een representatieve waarde af te leiden, dan kan de volgende procedure worden aangehouden:

$$M_{\text{rep}} = M_{\text{meting}} \exp(-t_{n-1} V \psi_n)$$

waarin:

- $M_{\text{rep}}$  is de representatieve waarde van de materiaaleigenschap
- $M_{\text{meting}}$  is de (gemiddeld) gemeten waarde van de materiaaleigenschap
- $t_{n-1}$  is t van de Student verdeling volgens tabel 6
- $V$  is de variatiecoëfficiënt van de materiaaleigenschap; deze kan bekend worden verondersteld (bijvoorbeeld via [2]) dan wel volgen uit de steekproef. In het eerste geval mag in tabel 6  $n = \infty$  worden aangehouden.
- $\psi_n$  is een reductiefactor in verband met de statistische onzekerheid  
 $\psi_n = \sqrt{1 + 1/n}$
- $n$  is het aantal metingen

De materiaalfactoren, dienen te worden ontleend aan artikel 3.4.

Tabel 7: Student verdeling

$n$	$t_{n-1}$	$n$	$t_{n-1}$	$n$	$t_{n-1}$
2	6,31	6	2,02	10	1,83
3	2,92	7	1,94	20	1,72
4	2,35	8	1,89	30	1,70
5	2,13	9	1,86	$\infty$	1,64

### 3.3 Proefbelasting

De sterkte van een constructiedeel kan worden bepaald met behulp van een proefbelasting. Aangeraden wordt bij proefbelastingen de belasting geleidelijk op te voeren en de vervormingen van de constructie tijdens de proefbelasting te meten, om voortijdig bezwijken te voorkomen. Indien men de gemeten vervormingen analyseert kan men bovendien nieuwe en waardevolle inzichten opdoen over de krachtoverdracht in de constructie.

Voor de interpretatie van de resultaten van een proefbelasting moet onderscheid worden gemaakt tussen een proefbelasting van de volledige constructie of van het volledige constructieonderdeel en een proefbelasting die beschouwd moet worden als een steekproef.

Langeduureffecten dienen rekenkundig te worden verdisconteerd, rekening houdend met de inzichten die hieromtrent zijn vastgelegd in de materiaalgebonden normen.

#### Volledige proefbelasting

Bij een volledige proefbelasting moet men aantonen dat de constructie bestand is tegen alle belastingsgevallen en belastingscombinaties zoals omschreven in NEN 6702. Voor belastingsfactoren en referentieperioden kan men de richtlijn voor bestaande constructies aanhouden. Voor eigengewicht hoeft geen belastingfactor gehanteerd te worden.

#### Steekproef

De representatieve waarde van de sterkte in het geval van een steekproef waarbij tot bezwijken wordt belast, kan berekend worden uit de gemeten waarde zoals omschreven onder 4.2. Indien niet tot bezwijken wordt belast, maar tot een bepaalde belasting  $Q_s$ , kan de rekenwaarde van de sterkte bepaald worden volgens bijlage 3.

### 3.4 Materiaalfactor

Bij proefneming is het beschouwde constructiedeel de werkelijkheid en niet een model waaraan allerlei onzekerheden kleven, zoals excentriciteiten, inhomogeniteiten etc.

Daarom mag bij een proefbelasting de gemeten sterkte worden omgerekend tot een rekenwaarde van de sterkte, met een materiaalfactor  $\gamma_m = 1.0$ . Verder mag  $\gamma_m$  gereduceerd worden omdat  $\beta$  kleiner gekozen mag worden. Dit heeft echter weinig invloed en zal achterwege worden gelaten.

## 4 BEREKENING EN TOETSING

### 4.1 Schematisering van de constructie

Het schematiseren van de constructie omvat het vaststellen van:

- de systeemlijnen
- de mate van samenwerking tussen de verschillende onderdelen;
- de geometrische grootheden zoals theoretische lengten en/of overspanningen rekening houdend met doorsnede-afmetingen.

Voor specifieke, materiaalgebonden, aanvullende informatie wordt verwezen naar de materiaalnormen.

### 4.2 Bepaling van de relevante grootheden

De geometrische eigenschappen, zoals flensdikte bij staalprofielen of muurdikte bij metselwerk, kunnen eenvoudig worden gecontroleerd door middel van meting. De aldus vastgestelde afmetingen mogen voor de controleberekening worden gehanteerd, zolang in afwijking van hetgeen waarbij voor de oorspronkelijke bouwaanvraag is uitgegaan.

Bij de beoordeling van de constructieve veiligheid dient rekening te worden gehouden met duurzaamheidsaspecten gedurende de beschouwde referentieperiode. Doorsnedegrootheden en materiaaleigenschappen moeten zijn gebaseerd op de verwachte waarde aan het eind van de betreffende referentieperiode.

De voor berekening van de krachtsverdeling relevante doorsnedegrootheden, zoals vorm en afmetingen worden bepaald:

- op basis van metingen, of met gebruikmaking van het gelijkwaardigheidsartikel;
- op basis van beschikbare tekeningen of andere documentatie, of
- op basis van profielenboekjes voor bekende profielen, rekening houdend met eventuele veranderingen gedurende de referentieperiode.

De belastingen en materiaaleigenschappen met bijbehorende partiële veiligheidsfactoren volgen uit de methode als omschreven in de hoofdstukken 2 en 3.

Met de in de constructie aanwezige imperfecties moet in die zin rekening worden gehouden dat, indien ze groter zijn dan de toelaatbare maatafwijkingen, het verschil bij de bepaling van de krachtsverdeling in rekening worden gebracht als extra rekenimperfectie.

Opmerking:

Voor toelaatbare maatafwijkingen wordt verwezen naar:

- Toleranties voor staalconstructies ten behoeve van bouwkundige aspecten en de sterkte, stijfheid en stabiliteit, Staalcentrum Nederland, Staalbouwkundig Genootschap, 1984.

#### 4.3 Berekening van de krachten in de constructie

Bereken de krachten in de constructie op een van de wijzen die staat aangegeven in de materiaalgebonden normen.

#### 4.4 Toetsing aan de eis

De grenstoestanden welke gecontroleerd moeten worden voor bestaande bouw, zijn dezelfde welke gecontroleerd moeten worden indien het nieuwbouw zou betreffen.

In veel gevallen zullen in de materiaalgebonden richtlijnen geen bruikbare rekenregels (meer) beschikbaar zijn om bestaande bouwwerken te beoordelen. De reden is dat in de loop der tijd de constructiemethoden zijn gewijzigd. Denk bijvoorbeeld aan klinknagelverbindingen. De te hanteren rekenregels kunnen dan wellicht ontleend worden aan oude voorschriften of andere documentatie.

#### 4.5 Meenemen zichtbaar gedrag van constructies

Een bestaande constructie kan onder invloed van huidige en vroegere belastingen al dan niet zichtbare verschijnselen vertonen:

- doorbuigingen of verzakkingen
- scheuren
- losse stenen
- roestvorming

Theoretisch kunnen deze verschijnselen in rekening worden gebracht door voor het optreden ervan grenstoestandsfuncties te definiëren en deze als conditionele gebeurtenissen in een faalkansanalyse mee te nemen. Neem als voorbeeld dat de doorbuiging een bepaalde grenswaarde overschreden heeft maar geen scheurvorming is opgetreden.

Berekend wordt dan:

$$P\{F | Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 > 0\} = \frac{P\{F \text{ en } Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 > 0\}}{P\{Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 > 0\}}$$

$Z_1$  = grenstoestandsfunctie doorbuiging

$Z_2$  = grenstoestandsfunctie scheurvorming

Indien grenswaarden wel overschreden zijn, leidt dat tot een verhoging van de kans op falen. Indien de grenswaarden niet overschreden zijn (de constructie vertoont geen mankement) leidt dat tot een verlaging van de faalkans. Een van de gebeurtenissen die men altijd mee kan nemen, is dat de constructie in de jaren van zijn bestaan niet is ingestort:

$$P\{\text{Falen komend jaar} \mid \text{niet gefaald in voorgaande jaren}\}$$

Men kan, aan een dergelijke redenering bijvoorbeeld de conclusie ontleen dat een constructie die 500 jaar oud is een kans op falen per jaar, heeft die kleiner is dan  $1/500 = 0.002$ , waardoor  $\beta$  geschat mag worden op 2.9 voor de periode van een jaar (zie 2.1). Voor klasse 2 is dit reeds bijna voldoende. Uiteraard geldt dit alleen als de constructie niet aan achteruitgang onderhevig is en de belastingen stationair mogen worden verondersteld.

In de praktijk zal het gedrag van een constructie meestal zo worden geïnterpreteerd dat de aanwezigheid van verzakkingen, grote doorbuigingen, scheuren e.d. een grond vormt voor aanschrijving terwijl omgekeerde de afwezigheid daarvan een reden kan zijn om niet aan te schrijven.

## 5 LITERATUUR

- [1] Model-bouwverordening, bijgewerkt tot 22e supplement Vereniging van Nederlandse Gemeenten
- [2] Siemes, A., A.C. Vrouwenvelder  
Project Veiligheid van Bouwconstructies  
TNO-Bouw rapport BI-84-36, juni 1984.
- [3] Lenos, S.  
Beoordeling bestaande bouwconstructies  
TNO-Bouw rapport B-84-650, juni 1985.
- [4] SBR-publicatie 60  
Beveiliging van gebouwen ter voorkoming van het optreden van calamiteiten, Rotterdam, 1978
- [5] Vrouwenvelder, A.C.  
Assessment of existing structures  
JCSS probabilistic model code, TNO-Bouw rapport BI-88-48
- [6] Scholten, N.P.M.  
Richtlijn-realisatieplan, onderwerp 17 "Brandveiligheid;  
Aanvulling rekenkundige bepalingmethoden"  
TNO-Bouw rapport B-89- 383, mei 1989
- [7] NEN 6702 'TGB 1990 Belastingen en Vervormingen', rev. mei 1989
- [8] NEN 6710 'TGB Aluminium', rev. januari 1989
- [9] NEN 6721 'VBOB', rev. januari 1989
- [10] NEN 6760 'TGB Hout', rev. januari 1989
- [11] NEN 6770 'TGB Staal', rev. februari 1989
- [12] NEN 6790 'TGB Steen', rev. maart 1989
- [13] NEN 2608 'Vlakglas voor gebouwen - Draagvermogen voor wind'  
rev. maart 1989
- [14] Van der Voort, A.  
Bepalingmethoden voor de bevestiging van dakbedekkingen -  
Deel II, TNO-Bouw rapport B-88-931



## BIJLAGE 1

### VEILIGHEIDSNIVEAU BESTAANDE BOUWCONSTRUCTIES

#### a. Wind maatgevend bij nieuwbouw

In situaties dat wind maatgevend is, wordt voor nieuwbouw een gemiddeld veiligheidsniveau  $\beta_n = 2,5$  geaccepteerd. Voor de laagste veiligheidsklasse zelfs  $\beta_n = 2,3$ . Als dat niveau voor nieuwbouw voor wat betreft de veiligheid maatschappelijk acceptabel is, dan ligt het niet voor de hand om voor bestaande bouw zwaardere eisen aan persoonlijke veiligheid te stellen, ook niet als andere belastingen maatgevend zouden zijn. Uit economisch oogpunt kunnen andere overwegingen gelden.

#### b. Het veiligheidsniveau $\beta_b$ in termen van slachtoffers

De kans om te overlijden als gevolg van een ongeval (verkeer, van de trap vallen etc.) is voor Nederlanders ongeveer  $10^{-4}$  per jaar. De kans om slachtoffer te worden van een constructieve calamiteit in de woonsector zal niet groter mogen zijn. We stellen nu dat de maximaal acceptabele kans om slachtoffer te worden van een woonconstructieve calamiteit gelijk is  $10^{-5}$ . Dit lijkt wellicht aan de hoge kant. Daar staat tegenover dat deze kans slechts voor een beperkt aantal bouwwerken zal optreden en dan nog uitsluitend per doorsnede of element. De meeste constructies bezitten (gelukkig) enige "redundancy" zodat de werkelijke kans op bezwijken lager ligt. In NEN 6700 is de betrouwbaarheidsindex beschreven in kwalitatieve termen met betrekking tot levensgevaar en economische schade (zie tabel 1). Als de kwalitatieve omschrijving zou worden vertaald in de volgende kansen op levensgevaar  $P_1$ :

Klasse 1: kans op levensgevaar verwaarloosbaar	$P_1 = 10^{-4}$
Klasse 2: kans op levensgevaar gering	$P_1 = 10^{-2}$
Klasse 3: kans op levensgevaar groot	$P_1 = 10^{-1}$

Deze kansen zijn voorwaardelijke kansen, dat wil zeggen kansen, gegeven dat een constructiedeel bezwijkt. De kansen hebben betrekking op individuele personen die zich met enige regelmaat in het gebouw bevinden. Het aantal personen speelt in deze opzet geen rol.

Per klasse kan dan de uit het oogpunt van veiligheid acceptabele bezwijk-kans  $P_g$  voor een constructiedeel worden berekend, namelijk:

$$P_g \cdot P_1 < 10^{-5}$$

$$\text{Klasse 1: } P_g \leq 10^{-1} \rightarrow \beta \geq 1,3$$

$$\text{Klasse 2: } P_g \leq 5 \cdot 10^{-3} \rightarrow \beta \geq 3,1$$

Klasse 3:  $P_g \leq 10^{-4} \rightarrow \beta \geq 3,6$

De bovengenoemde kansen en  $\beta$  's hebben betrekking op een referentieperiode van een jaar. Het effect van een langere referentieperiode ( $t$ ) kan bij benadering verwerkt worden door de  $\beta$ -waarden met  $\log t$  te verminderen.

Klasse 1:  $\beta \geq 1,3 - \log t$

Klasse 2:  $\beta \geq 3,1 - \log t$

Klasse 3:  $\beta \geq 3,6 - \log t$

Voor een referentieperiode van  $t = 50$  jaar volgt:

Klasse 1:  $\beta \geq -0,4$  ;  $\beta_n$  (wind) = 2,3

Klasse 2:  $\beta \geq 1,4$  ;  $\beta_n$  (wind) = 2,4

Klasse 3:  $\beta \geq 1,9$  ;  $\beta_n$  (wind) = 2,6

Uit het bovenstaande benadering volgt dat voor nieuwbouw in de praktijk een grotere veiligheid (hogere  $\beta$ ) wordt gerealiseerd, dan uit het oogpunt van menselijke veiligheid kennelijk nodig is.

### **c. Veiligheid en kosten**

Het onderstaande rekenmodel leidt nog niet tot advieswaarden voor  $\beta_b$  en  $\beta_r$ . Hiervoor zijn thans onvoldoende gegevens beschikbaar omtrent de kosten die gemaakt worden in verband met veiligheid. Het model geeft wel aan hoe waarden voor  $\beta$  bepaald moeten worden als deze kosten bekend zijn.

### **Optimale situatie voor nieuwbouw**

De totale kosten per jaar bestaan uit een deel bouwkosten en een deel schade. In formulevorm:

$$C = C_n / T_n + P_{nj}S$$

waarin:

C zijn de totale kosten per jaar

$C_n$  de bouwkosten

$T_n$  de tijd waarin het gebouw wordt afgeschreven

$P_{nj}$  de kans per jaar op schade

S is kosten van de schade

n index nieuwbouw

j index periode van een jaar

De bouwkosten  $C_n$  worden verondersteld te bestaan uit een vast deel  $C_B$  en een deel  $C_1$  dat evenredig is met veiligheid. Meer veiligheid kost meer. In formulevorm:

$$C_n = C_B + C_1\beta_{nj}$$

Om eenvoudig te kunnen blijven rekenen wordt  $P_{nj}$  benaderd door  $(10)^{-\beta_{nj}}$ :

$$C = (C_B + C_1\beta_{nj}) / T_n + (10)^{-\beta_{nj}} \cdot S$$

Het veiligheidsniveau wordt zodanig gekozen dat de kosten minimaal zijn.

In formulevorm:

$$dC/d\beta_{nj} = 0$$

waaruit volgt:

$$C_1 / T_n = \alpha \cdot (10)^{-\beta_{nj}} \cdot S \quad \text{met } \alpha = \ln(10) = 2,3$$

$$\text{ofwel } C_1 / \alpha S = T_n (10)^{-\beta_{nj}}$$

Het rechter lid is gelijk aan de faalkans gedurende de levensduur, zodat ook geldt:

$$C_1 / \alpha S = (10)^{-\beta_{nT}}, \text{ waarmee volgt dat:}$$

$$\beta_{nT} = \log(\alpha S / C_1)$$

### **Optimale situatie voor reparaties aan bestaande bouw**

Voor de reparatiekosten geldt een soortgelijke redenering:

$$C_{\text{rep}} = (C_r + C_2\beta_{rj}) / T_r + (10)^{-\beta_{rj}} \cdot S$$

De schadekosten blijven ongeveer gelijk, zeker als men onder de kosten ook het verlies van mensenlevens zou verstaan.

Minimaliseren van de kosten leidt tot:

$$C_2 / \alpha S = T_r (10)^{-\beta_{rj}} = (10)^{-\beta_{rT}}$$

(faalkans gedurende de levensduur na reparatie)

$$\beta_{rT} = \log(\alpha S / C_2)$$

Het elimineren van de schadekosten leidt tot een betrekking tussen de veiligheidsniveaus voor nieuwbouw en reparatie en de veiligheidskosten:

$$\beta_{nT} - \beta_{rT} = \log(C_2 / C_1)$$

Indien meer bekend is over de kosten verhouding  $C_2/C_1$  dan kan het veiligheidsniveau voor reparatie eenvoudig bepaald worden omdat  $\beta_{nT}$  bekend is,  $\beta_{nT} = 3,5$ . Bij  $\beta_{rT} = \beta_{nT} - 0,5$  hoort dus  $C_2 / C_1 = 3$ .

### Wel of niet repareren

Geen reparatie kost:  $C_g = (10)^{-\beta_{gj}} \cdot S$

Repareren kost:  $C_{rep} = (C_r + C_2\beta_{rj}) / T_r + (10)^{-\beta_{rj}} \cdot S$

Het beslissingspunt volgt uit:  $C_g = C_{rep}$ . De kans op schade na reparatie  $(10)^{-\beta_{rj}}$  is veel kleiner dan de kans op schade als geen reparaties worden uitgevoerd  $(10)^{-\beta_{gj}}$ . Als de term  $(10)^{-\beta_{rj}} \cdot S$  wordt verwaarloosd, volgt:

$$T_r (10)^{-\beta_{gj}} = (C_r + C_2\beta_{rj}) / S = C_r / S (1 + C_2\beta_{rj}/C_r)$$

De eerste term is weer de kans op bezwijken gedurende de levensduur, zodat:

$$-\beta_{gT} = \log(C_r/S) + \log(1 + \beta_{rj}C_2/C_r)$$

$$-\beta_{gT} = \log(C_1/\alpha S) + \log(\alpha C_r/C_1) + \log(1 + \beta_{rj}C_2/C_r)$$

$$-\beta_{gT} = \log(C_1/\alpha S) + \log \alpha (C_r/C_1 + \beta_{rj}C_2/C_1)$$

Veronderstel dat  $\beta_{rj} = 4,0$  en  $C_r/C_1 = 1$  dan volgt:

$$\beta_{gT} = \beta_{nT} - \log(29) = \beta_{nT} - 1,5$$

$$\beta_{nT} = 3,5 \text{ waaruit volgt dat } \beta_b = \beta_{gT} = 2,0$$

Bij de genoemde kostenverhoudingen zou er uit economisch oogpunt ingegrepen moeten voor  $\beta_b \leq 2,0$

## BIJLAGE 2

### BELASTINGFACTOREN BESTAANDE BOUWCONSTRUCTIES

#### Inleiding

Voor de afleiding van partiële veiligheidsfactoren voor bestaande gebouwen is het logisch aan te sluiten op NEN 6702 waar ook sprake is van belastingfactoren die afhankelijk zijn van een betrouwbaarheidsniveau. Hier is het de veiligheidsklasse die de  $\beta$  en daarmee de belastingfactor bepaalt. In NEN 6700 is de praktische oplossing daarvoor gezocht door alleen de partiële veiligheidsfactor voor de variabele belasting te veranderen. De partiële veiligheidsfactoren voor eigen gewicht en materiaaleigenschappen zijn onveranderd gelaten.

Voor het te geven voorschrift voor bestaande gebouwen lijkt de volgende oplossing het meest voor de hand te liggen:

- de materiaalfactoren blijven onveranderd; aanpassing van deze factoren leidt namelijk in sommige gevallen tot waarden lager dan 1, hetgeen weliswaar theoretisch geen probleem is, maar vanuit de praktijk toch minstens als merkwaardig zal worden aangemerkt.
- met alleen aanpassing van de genormeerde getalswaarden voor de veranderlijke belasting ontstaan in deze categorie waarden lager dan 1.0 hetgeen in de praktijk als merkwaardig zal worden ervaren; het ligt dan dus voor de hand zowel de  $\gamma$ -waarden voor zowel veranderlijke belasting als voor permanente belasting (eigen gewicht) aan te passen.

#### Reparatie

##### Wind niet dominant

Beschouw eerst de waarden voor reparatie en "wind niet dominant". De  $\beta$  mag hier met een fractie 0.5 zakken, uitgezonderd de beta-wind voor de klassen 2 en 3. Om het effect in de gamma-waarden te kunnen vaststellen gaan we er eerst vanuit dat alleen de partiele factor van de variabele belasting wordt aangepast op vergelijkbare wijze met de veiligheidsdifferentiatie voor nieuwbouw:

$$\gamma_q = 1.5 + 0.75 * (\beta - 3.6)$$

Voor  $\beta$  is 3.6 levert deze formule  $\gamma_q = 1.5$  en voor  $\beta = 3.2$  levert dit  $\gamma_q = 1.2$  op. Als wordt vastgehouden aan alleen een reductie van de  $\gamma_q$  (wat we niet doen, het gaat er alleen om een idee te krijgen) dan komen we op de volgende factoren voor reparatie/wind niet dominant ( $g =$  permanent,  $q =$  veranderlijk).

klasse	$\beta$	$\gamma_g$	$\gamma_q$
1	2.7	1.2	0.83
2	2.9	1.2	0.98
3	3.1	1.2	1.13

Het lijkt echter logischer om niet alleen de gamma-Q, maar ook de gamma-G te verlagen. Om zonder effect op de veiligheid te kunnen uitwisselen dient een aandeel eigengewicht te worden aangenomen. Stel conservatief het aandeel eigen gewicht op 70%. Het resultaat is:

klasse	$\beta$	$\gamma_g$	$\gamma_q$
1	2.7	1.10	1.06
2	2.9	1.15	1.09
3	3.1	1.20	1.2

Een praktische afronding leidt tot:

klasse	$\beta$	$\gamma_g$	$\gamma_q$
1	2.7	1.10	1.10
2	2.9	1.15	1.15
3	3.1	1.20	1.2

### Wind dominant

We volgen hetzelfde principe als voor wind niet dominant. Indien alleen de factor voor de wind wordt aangepast in een vergelijkbare mate als voor nieuwbouw, volgt:

klasse	$\beta$	$\gamma_g$	$\gamma_q$
1	1.7	1.20	0.83
2	2.1	1.20	1.17
3	3.1	1.20	1.72

Verdeling over zowel eigen gewicht als wind:

klasse	$\beta$	$\gamma_g$	$\gamma_q$
1	1.8	1.10	1.06
2	2.1	1.15	1.29
3	3.1	1.20	1.72

Praktische afronding:

klasse	$\beta$	$\gamma_g$	$\gamma_q$
1	1.8	1.10	1.1
2	2.1	1.15	1.3
3	3.1	1.20	1.5

Bij de praktische afronding voor  $\gamma_q$  in klasse 3 speelt een rol dat het niet logisch is om voor bestaande bouw zwaardere eisen te stellen dan voor nieuwbouw. Eigenlijk is de waarde van de gamma voor wind in klasse 3 bij de minimumreferentieperiode van 15 jaar iets te laag.

Eigen gewicht alleen

De factoren voor het belastinggeval "eigen gewicht alleen" zijn in de NEN 6702 alle gelijk aan 1.35 en onafhankelijk van de veiligheidsklasse. Het lijkt niet erg logisch deze zware waarde voor reparatiegevallen onverkort te handhaven. Voor een mogelijke reductie kan de volgende redenering worden gevolgd. Een reductie  $\Delta\gamma_q$  in de partiële veiligheidsfactor correspondeert volgens bovenstaande met een reductie  $\Delta\beta$  in het betrouwbaarheidsniveau volgens:

$$\Delta\gamma_q = 0.75 \Delta\beta$$

Voor het eigen gewicht geldt dus bij een verondersteld aandeel van 70%:

$$\Delta\gamma_g = (30/70) * 0.75 \Delta\beta = 0.30 \Delta\beta$$

Vergeleken met de theoretische benadering dat  $\gamma_g = 1 + \alpha\beta V$  met  $\alpha = 0.7$  en  $V=0.1$  is dit aan de forse kant. Een tussenweg zou kunnen zijn om uit te gaan van:

$$\Delta\gamma_g = 0.2 \Delta\beta$$

Uitgaande van  $\gamma_g = 3.6$  komen we dan op:

klasse	$\beta$	$\gamma_g$
1	2.7	1.15
2	2.9	1.2
3	3.1	1.25

Voor gunstig werkende permanente belasting lijkt het erg in de marge de factor 0.9 aan te willen passen voor reparatieniveau.

### Aanschrijvingniveau

#### Wind niet dominant

Uitgaande van dezelfde principes geldt voor het aanschrijfniveau:

klasse	$\beta$	$\gamma_g$	$\gamma_q$
1	1.7	1,0	1,00
2	2,2	1.15	1.05
3	2,9	1.2	1.10

#### Wind dominant

klasse	$\beta$	$\gamma_g$	$\gamma_q$
1	1.3	1.10	1.0
2	2,2	1.15	1,3
3	2,9	1.20	1,5

En voor alleen eigen gewicht:

klasse	$\beta$	$\gamma_g$
1	1.7	1,0
2	2,2	1.15
3	2,9	1.2



### BIJLAGE 3

#### PROEFBELASTING VIA STEEKPROEF

Stel men beproeft  $n$  onderdelen tot een belasting  $Q_t$ . Geen van de onderdelen bezwijkt. Gevraagd de design waarde  $R_d$  van de sterkte.

De basisformule voor de oplossing van dit probleem is al gegeven in 4.3. De design waarde moet worden opgelost uit:

$$P\{R < R_d | R_1 > Q_t \cap R_2 > Q_t \dots \cap R_n > Q_t\} = \Phi(-\alpha\beta) \quad (\text{III.1})$$

- $\alpha$  = 0.7
- $\beta$  = betrouwbaarheidsindex (volgt uit tabel 3)
- $\Phi$  = verdelingsfunctie normale verdeling
- $R_i$  = sterkte van beproefd element  $i$
- $R$  = sterkte van onbeproefd element
- $Q_t$  = testbelasting
- $R_d$  = rekenwaarde sterkte
- | = "gegeven"
- $\cap$  = "en"

Ga er nu vanuit dat de  $R_i$  een normale verdeling hebben met gemiddelde  $M$  en standaardafwijking  $S$ . Aan het einde van deze bijlage wordt aangegeven wat moet worden aangepast om met de meer realistische lognormale verdeling te werken.

Het gemiddelde  $M$  en de standaardafwijking  $S$  zijn onbekend (onzeker) en worden behandeld als stochasten. Het probleem is nu voor deze stochasten  $M$  en  $S$  een verdeling te schatten. Dit kan per definitie niet op basis van gegevens: het betreft een apriori-schatting, dus de testuitkomsten mag men niet gebruiken en ook andere harde gegevens ontbreken vaak. Onze kennis over  $M$  en  $S$  is dus beperkt, hetgeen tot uiting moet komen in de keuze van een vrij grote spreiding. Voor de keuze van  $\mu(M)$  lijkt het niet onredelijk ervan uit te gaan dat er "kennelijk" toch wel enige hoop bestaat dat het proefstuk  $Q_t$  zal overleven. Kies daarom bijvoorbeeld:

$$\mu(M) = 1.5 Q_t \text{ tot } 2.0 Q_t$$

De spreiding moet groot zijn, bijvoorbeeld:

$$\alpha(M) = 0.5 Q_t \text{ tot } 1.0 Q_t$$

Voor  $S$  gaan we of op onze ervaring dat de meeste sterkte-parameters een variatiecoëfficiënt hebben variërend van 0.05 tot 0.30. Dit leidt tot schattingen in de orde van:

$$\begin{aligned}\mu(S) &= (0.25 \text{ à } 0.20) \mu(m) 0.30 Q_t \\ \sigma(S) &= (0.07 \text{ à } 0.10) \mu(m) 0.15 Q_t\end{aligned}$$

Nu deze schattingen vast liggen, kan (III.1) worden uitgewerkt. Aangenomen wordt dat alle sterkte-parameters  $R_i$  onderling als onafhankelijk mogen worden beschouwd. Via invoering van

$$R = M + uS \text{ en } R_i = M + u_i S$$

volgt dan:

$$P\left\{R < R_d \mid \bigcap_i R_i > Q_t\right\} = \frac{P\left\{R < R_d \cap \left\{\bigcap_i R_i > Q_t\right\}\right\}}{P\left\{R_i > Q_t\right\}} = \frac{P\left\{M + uS < R_d \cap \left\{\bigcap_i M + u_i S > Q_t\right\}\right\}}{P\left\{\bigcap_i M + u_i S > Q_t\right\}}$$

De variabelen  $M$ ,  $S$ ,  $u$  en  $u_i$  hebben de volgende parameters:

x	$\mu$	$\sigma$
u	0	1
$u_i$	0	1
M	$2.0 Q_t$	$0.70 Q_t$
S	$0.3 Q_t$	$0.15 Q_t$

De  $u_i$  zijn onderling onafhankelijk van elkaar en van  $u$ .

Teller en noemer van III.3 kunnen worden uitgewerkt met een "systeem-programma" als SYSREL of PROBAN. Een andere mogelijkheid is het uitwerken van de volgende integralen:

$$P\left\{M + uS > R_d \cap \left\{\bigcap_i M + u_i S > Q_t\right\}\right\} = \iint \Phi\left\{-\frac{R_d - M}{S}\right\} \left[\Phi\left\{+\frac{Q_t - M}{S}\right\}\right]^n \phi_m(M) \phi_s(S)$$

$$P\left\{\bigcap_i M + u_i S > Q_t\right\} = \iint \left[\Phi\left\{+\frac{Q_t - M}{S}\right\}\right]^n \phi_M(M) \phi_S(S) dM dS$$

met

$\Phi$  verdelingsfunctie normale verdeling

$\phi$  = kansdichtheidsfunctie normale verdeling

Deze integralen kunnen worden uitgewerkt voor diverse waarden van  $R_d/Q_t$  en  $n$ .

Gegeven  $Q_t$ ,  $n$  en  $\Phi(-\alpha\beta)$  kan  $R_d$  dus worden afgeleid. De constructie voldoet als  $R_d > F_d$ , met  $F_d$  de rekenwaarde van de belasting.

In de praktijk zijn  $R_d$  en  $\Phi(-\alpha\beta)$  bekend en moet  $Q_t$  worden vastgesteld. De enige procedure daarvoor lijkt er een te zijn van trial en error.