

TNO-rapport

2008-D-R0015/B

**Veiligheidsbeoordeling bestaande bouw
Achtergrondrapport bij NEN 8700**

NB: Dit rapport is een update van rapport 2004-CI-R0159

Datum 18 augustus 2008
Auteur(s) Prof. A.C.W.M. Vrouwenvelder (TNO)
Dr ir N.P.M. Scholten (ERB)

Aantal pagina's 39
Aantal bijlagen 3
Opdrachtgever NEN / TNO Bouw
Projectnaam NEN-norm Bestaande Bouw
Projectnummer 034.77190

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

1	NIVEAU VAN VEILIGHEID	6
1.1	Veiligheidsniveau voor nieuwbouw	6
1.2	Veiligheidsfilosofie voor bestaande bouwconstructies	8
1.3	Aanschrijvingsniveau voor bestaande bouwconstructies	10
1.4	Ondergrens voor bestaande bouwconstructies na reparatie.....	11
1.5	Referentieperiode voor bestaande bouwconstructies.....	12
1.6	Referentieperiode voor reparatie	13
1.7	Overzicht betrouwbaarheidsniveaus.....	13
2	BELASTINGEN	16
2.1	Belastingen in de EN 1990/1991	16
2.2	Belastingfactoren nieuwbouw	16
2.3	Belastingfactoren bestaande bouwconstructies en reparatie.....	17
2.4	Representatieve waarde van de belasting	19
2.5	Buitengewone belastingen.....	19
3	MATERIALEN	21
3.1	Algemeen	21
3.2	Vaststellen van karakteristieke waarden.....	21
3.3	Proefbelasting.....	23
3.4	Materiaalfactor	24
4	BEREKENING EN TOETSING.....	25
4.1	Schematisering van de constructie	25
4.2	Bepaling van de relevante grootheden	25
4.3	Berekening van de krachten in de constructie	26
4.4	Toetsing aan de eis	26
4.5	Meenemen zichtbaar gedrag van constructies	26
5	LITERATUUR	28

3 Bijlagen

Inleiding

Bij de invoering van de Eurocodes in Nederland bestond bij VROM en NEN de behoefte om de regelgeving voor de beoordeling van Bestaande Bouwwerken in een NEN-normblad vast te leggen waarnaar het Bouwbesluit 2003 kan verwijzen. 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 moet 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 Eurocode-serie voor nieuwbouw.

Opgemerkt wordt dat het nodig bleek een differentiatie aan te brengen in de laagste veiligheidsklasse, te weten gevolgklasse 1. Bij de beoordeling voor bestaande bouw, die over kortere perioden gaat dan nieuwbouw, is het nodig een onderscheid te maken tussen situaties waar de veiligheid van mensenlevens wel en geen rol speelt. De gevolgklasse 1 is daarmee voor bestaande bouw opgesplitst in een klasse 1A (menselijke veiligheid speelt geen rol) en een klasse 1B (menselijke veiligheid speelt wel een rol).

Er zijn ondergrenzen afgeleid voor het te hanteren veiligheidsniveau voor aanschrijving. Het minimum veiligheidsniveau, zoals dat vroeger in de praktijk door gemeentelijke aanschrijvingen gehandhaafd werd, is in kwantitatieve zin niet bekend. Het gebruik in de toekomst zal daarom moeten uitwijzen of de voorgestelde grenzen tot meer of minder aanschrijvingen aanleiding geven. Het is denkbaar dat op grond van deze ervaring het normblad te zijner tijd nog wordt bijgesteld.

In aanvulling op de onderbouwing voor het aanschrijfniveau is een advies gegeven voor het reparatieniveau (veranderen, vergroten of vernieuwen) voor die gevallen waar het nieuwbouwniveau oneconomisch lijkt. In het normblad zelf wordt daar geen uitspraak over gedaan.

Prof. Ir A.C.W.M. Vrouwenvelder
TNO Bouw en Ondergrond

Dr. ir. N.P.M. Scholten
Expertisecentrum Regelgeving Bouw

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 β . Deze betrouwbaarheidsindex β staat in een directe relatie tot de kans op bezwijken (P) van de constructie of een onderdeel daarvan):

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

In de Eurocode wordt aan de lidstaten de keuze gelaten om al dan niet een probabilistische berekening onder nader gespecificeerde omstandigheden toe te staan. De probabilistische methode werd in Nederland in de afgelopen decennia al erkend als de formele basis voor het ontwerpen en zal dat ook in de toekomst blijven. Toch zal in de praktijk hier meestal geen direct gebruik van worden gemaakt omdat dit te bewerkelijk is en bijzondere kennis vereist.

De praktische methode om het gewenste veiligheidsniveau vast te stellen loopt via een juiste keuze van de volgende (gekalibreerde) grootheden:

- de gevolgklasse waarin het bouwwerk valt;
- de voorgeschreven karakteristieke belastingen;
- de voorgeschreven belastingfactoren γ_f en combinatiefactoren ψ ;
- de genormeerde rekenregels en materiaaleigenschappen;
- de voorgeschreven materiaalfactor γ_m .

De belasting- en materiaalfactoren, zijn in beginsel zodanig gekozen dat daarmee het veiligheidsniveau, uitgedrukt in β , wordt behaald dat hoort bij de betreffende gevolgklasse. Voor een normaal bouwwerk is de waarde van β volgens NEN-EN 1990, bijlage B, gelijk aan 3,8 voor de ontwerplevensduur van 50 jaar. Als aanvulling hierop gaan we in Nederland er echter van uit dat in gevallen waar wind maatgevend is dit niveau niet gehaald wordt. Wij hanteren daarom in die gevallen een lagere waarde. Een soortgelijke situatie was overigens ook bij de NEN 6700-serie het geval.

Omdat in dit rapport β -waarden worden afgeleid voor het aanschrijfniveau voor bestaande bouwconstructies en β -waarden die worden geëist na reparatie, zal in het vervolg de β voor nieuwbouw worden aangegeven als

β_n , voor bestaande bouwconstructies als β_b en voor bouwconstructies na reparatie als β_r .

Voor nieuwbouw levert de Eurocode, NEN-EN 1990, tabel B2, de waarden voor β_n op die vermeld zijn in onderstaande tabel 1, voorlaatste kolom. Uit de Nationale Bijlage bij NEN-EN1990, bijlage C, blijkt dat voor situaties waarbij de windbelasting dominant is een lagere waarde beter aansluit bij de realiteit. Deze waarden zijn opgenomen in de laatste kolom.

Tabel 1: Betrouwbaarheidsindex nieuwbouw voor de ontwerplevensduur

gevolg- klasse	Gevolgen van bezwijken		wind belasting niet maatgevend	wind belasting maatgevend
	kans op levensgevaar	kans op econo- mische schade		
1	uitgesloten/klein	klein	$\beta_n = 3,3$	$\beta_n = 2,3$
2	aanzienlijk	aanzienlijk	$\beta_n = 3,8$	$\beta_n = 2,8$
3	zeer groot	zeer groot	$\beta_n = 4,3$	$\beta_n = 3,3$

De waarden in de tabel zijn opgesteld uitgaande van een ontwerplevensduur van 50 jaar. Indien uitsluitend *economische motieven* in het spel zijn, is het rationeel deze waarden ook te hanteren bij een kortere periode. Gerekend voor een tijdseenheid van bijvoorbeeld een jaar wordt dan de faalkans daardoor groter. Dit is verdedigbaar omdat een investering in veiligheid economisch meer rendement oplevert als men er langere van kan profiteren.

In verband met *menselijke veiligheid* is echter een constante kans per jaar rationeler, ongeacht de ontwerplevensduur van de constructie. De β wordt daarmee hoger bij kortere ontwerplevensduren. Dit geeft dus een grens aan de verlaging van de periode waarbij men de betrouwbaarheidsindex β constant kan houden.

Uitgangspunten voor het criterium van de menselijke veiligheid (zie bijlage 1) zijn maximaal toelaatbare faalkansen van 10^{-2} , $3 \cdot 10^{-4}$ en $3 \cdot 10^{-5}$ per jaar voor respectievelijk de gevolgklassen 1, 2 en 3. Dit leidt (bij benadering) tot de volgende waarden voor β als functie van de beschouwde periode t (in jaren):

$$\beta_n = 2,3 - 1,10 \log t \quad (\text{gevolgklasse 1}) \quad (1a)$$

$$\beta_n = 3,4 - 0,75 \log t \quad (\text{gevolgklasse 2}) \quad (1b)$$

$$\beta_n = 4,0 - 0,60 \log t \quad (\text{gevolgklasse 3}) \quad (1c)$$

Voor gevolgklasse 1 bij nieuwbouw is dit criterium nooit maatgevend. Voor gevolgklasse 2 en 3 kan het maatgevend zijn voor wind (laatste kolom tabel

1). In de Nationale Bijlage bij EN 1990 is dit opgelost door voor CC2 en CC3 los van de ontwerplevensduur ten behoeve van de constructieve veiligheid een zogenaamde referentieperiode in te voeren waarmee de rekenwaarden voor belastingen en sterkte moeten worden bepaald. De referentieperiode voor deze klassen zijn minimaal 15 jaar. Via (1b) volgt dan $\beta=2.5$ waardoor de waarde 2.8 uit de tabel 1 voldoet. Via (1c) volgt $\beta = 3.3$ hetgeen precies gelijk is aan de waarde in tabel 1. Ook dat geval is dus op orde.

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 ontwerplevensduur van 15 of 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 en menselijke veiligheid

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.).

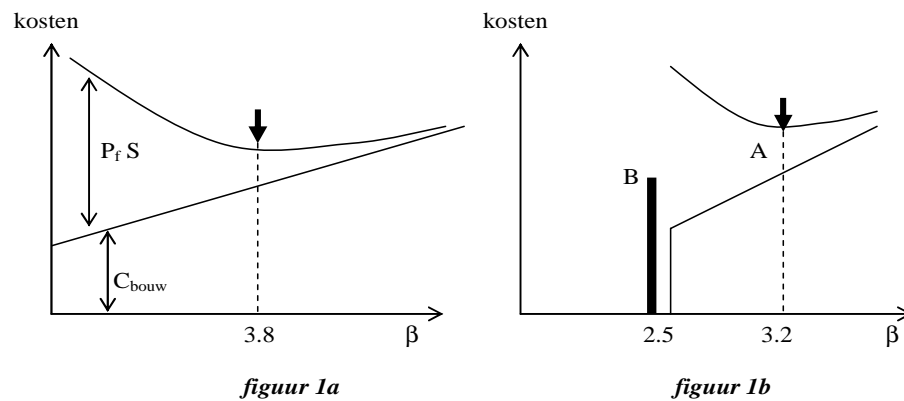
Uitgangspunt hiervoor zijn dus de ongevalstatistieken. Van beide overwegingen dient men in principe de strengste veiligheidsnorm aan te houden. De economische afweging kan dsu worden "overruled" door overwegingen van menselijke veiligheid.

Tijdsaspect

Met een betrouwbaarheidsniveau van $\beta = 3,8$ correspondeert ongeveer een faalkans van 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 monumentale 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 β . Wat wel een reductie oplevert is een

Figuur 1: Optimalisering van de bouw en reparatiekosten



Toelichting:

In *figuur 1a* is de situatie geschetst voor nieuwbouw. Minimalisering van bouwkosten C_{bouw} en schadeverwachting $P_f S$ leidt tot (bijvoorbeeld) $\beta_n = 3,8$. 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. Verbetering of reparatie 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 β liggen. In de figuur is een willekeurige waarde aangegeven van $\beta = 3,2$. 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 van de aanpassing (punt A, $\beta = 3,2$) moet dus lager liggen dan risico B van de bestaande toestand, hier bij $\beta = 2,5$. In de situatie van figuur 1b kan men dus beter niet tot aanpassing (reparatie) overgaan.

verlaging van de maatgevende extreme belasting: de te verwachten maximale waarde 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 twijfelen; 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 twijfelen 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 vaste en gekende 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 een 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 0,01 voor de nog resterende geplande gebruiksduur. Ook de veiligheid voor de dominante windbelasting bij nieuwbouw komt in die orde. Kennelijk is daar impliciet een vergelijkbare economische reductie acceptabel geacht.

De eisen met betrekking tot het gevaar voor mensenlevens worden echter niet verlaagd. Deze worden bij de beoordeling van bestaande bouw 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 β_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 dit rapport 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 Restlevensduur / 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 periode die gehanteerd ter beoordeling van de minimaal vereiste veiligheid, te laten aansluiten bij een kortdurende situatie. In NEN-EN 1990 is voor kortdurende situaties een duur van 1 jaar vastgesteld. Deze wordt dus ook gehanteerd voor de bestaande bouw als het gaat om de beoordeling van een acute situatie van onveiligheid.

Gegeven het aspect van de menselijke veiligheid is bij de gevolgklassen 2 en 3 voor nieuwbouw echter voorgeschreven dat voor de bepaling van de belastingen ten minste moet zijn uitgegaan van een referentieperiode van 15 jaren. Dat geldt voor bestaande bouw ook voor een gedeelte van de

gevolgklasse 1. Dit is reden om voor de beoordeling van bestaande bouwconstructies deze klasse in twee subklassen onder te verdelen.

1.6 Restlevensduur / referentieperiode voor reparatie

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

Evenals ten aanzien van het veiligheidsniveau, wordt voorgesteld de restlevensduur na reparatie alleen van toepassing te laten zijn op de constructieonderdelen waaraan uit veiligheidsoverwegingen gerepareerd moest worden. Het alternatief is dat de duur en de daarmee samenhangende belastingen, voor de gehele constructie van toepassing zijn. De controleberekening 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.

1.7 Overzicht betrouwbaarheidsniveaus

In tabel 2 is een samenvatting gegeven van de vereiste waarden van β . De waarden in de laatste drie kolommen volgen uit economische overwegingen en zijn onafhankelijk van de tijd. De tweede kolom geeft de ondergrens zoals die volgt uit overwegingen van menselijke veiligheid. De is dus wel afhankelijk van de referentieperiode.

Tabel 2: Vereiste β -waarden voor een willekeurige referentieperiode t [jaar]
wn - wind niet dominant; wd - wind dominant

gevolg- klasse	ondergrens veiligheid	nieuwbouw β_n		reparatie β_r		Aanschrijving β_b	
		wn	wd	wn	wd	wn	wd
1A	nvt	3.3	2,3	2,8	1,8	1,8	0,8
1B	$\beta \geq 2.3 - 1,10 \log t$	3.3	2,3	2,8	1,8	1,8	0,8
2	$\beta \geq 3,4 - 0,75 \log t$	3.8	2.8	3.3	2.3	2.3	1.3
3	$\beta \geq 4.0 - 0,60 \log t$	4.3	3.3	3.8	2,8	2,8	1,8

Hierbij is dus onderscheid gemaakt tussen klasse 1A (verlies van mensenlevens uitgesloten) en 1B (gevaar voor verlies van menslevens klein).

In tabel 3a is uitgegaan van $t = 1$ jaar voor gevolgklassen 1A en 1B en 15 jaar voor gevolgklasse 2 en 3 (zie hoofdstuk 1.1). Uiteraard kan het uit economisch oogpunt verstandig zijn een langere referentieperiode te hanteren dan de hier gedane aanbeveling.

Tabel 3a: Vereiste β -waarden voor de minimum referentieperiode

gevolg- klasse	Periode t [jaar]	nieuwbouw β_n		reparatie β_r		aanschrijving β_b	
		wn	wd	wn	wd	wn	wd
1A	1	3.3	2,3	2,8	1.8	1.8	0.8
1B	1	3.3	2,3	2,8	2.3*	2.3*	2.3*
2	15	3.8	2.8	3.3	2,5*	2,5*	2.5*
3	15	4.3	3.8	3.8	3.3*	3.3*	3.3*

* Hierbij is de ondergrens voor persoonlijke veiligheid maatgevend

Vergelijkbaar met de werkwijze voor gevolgklassen 2 en 3 bij nieuwbouw wordt voor bestaande bouw gevolgklasse 1B gekozen voor een referentieperiode van 15 jaar. In dat geval gaat de waarde van de representatieve variabele belasting omhoog en de betrouwbaarheidsindex en daarmee de partiele factor omlaag. Gevonden wordt $\beta=2.3-1.1 \log(15)=1.1$. Voor wind dominant is dan $\beta=1.8$ van tabel 2 maatgevend. We zijn dus iets te streng. Het resultaat is weergegeven in tabel 3b.

Tabel 3b: Vereiste β - waarden voor de minimum referentieperiode met voor 1B de referentieperiode = 15 jaar)

gevolg- klasse	Minimum referentie- periode	nieuwbouw β_n		reparatie β_r		aanschrijving β_b	
		wn	wd	wn	wd	wn	wd
1A	1 jaar	3.3	2,3	2,8	1.8	1.8	0.8
1B	15 jaar	3.3	2,3	2,8	1.8*	1.8	1.1*
2	15 jaar	3.8	2.8	3.3	2,5*	2,5*	2.5*
3	15 jaar	4.3	3.8	3.8	3.3*	3.3*	3.3*

* Hierbij is de ondergrens voor persoonlijke veiligheid maatgevend

Als we de beta-waarden van 1A en 1B voor bestaande bouw, aanschrijving met elkaar vergelijken, dan zien we dat deze vrijwel met elkaar overeenkomen. We kunnen dus gemakshalve voor beide gevolgklassen 1A en 1B dezelfde factoren toepassen. Het verschil zit hem dan dus in de hoogte van de representatieve belasting.

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 Eurocode 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 een definitieve oplossing wordt aangedragen.
- (3) Het is in beginsel ook mogelijk om uit te gaan van een hogere β en een lagere referentieperiode. Omdat er echter ook correlatie is tussen de verschillende jaren (met name door sterkte en eigengewicht) is deze aanpak iets veiliger.

2 BELASTINGEN

2.1 Belastingen in de EN 1990/1991

EN 1990 onderscheidt de volgende belastingen:

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

Volgens hoofdstuk 6 van EN 1990 moeten bij *ontwerpen* voor de uiterste grenstoestand de volgende belastingcombinaties zijn beschouwd:

- de fundamentele combinaties EQU en STR/GEO
- de combinaties voor vermoeiing
- de buitengewone ontwerpsituaties

De belastingfactoren zijn in 2.2 samengevat.

Voor *bestaande bouw* verandert er niets aan de controle voor het statisch evenwicht (EQU); voor de fundamentele combinaties ten aanzien van sterkte (STR/GEO) mogen de factoren in (6.10a/b) gereduceerd worden. Voor buitengewone ontwerpsituaties hoeft alleen naar brand te worden gekeken. Details worden gegeven in 2.3.

N.B. Constructies waarbij grote zakkingen van de fundering zijn opgetreden kunnen bijzondere aandacht vragen.

2.2 Belastingfactoren nieuwbouw

Om te bepalen of grenstostanden worden overschreden, dienen de belastingen vermenigvuldigd te worden met een belastingfactor γ en of belastingfactoren Ψ . De belastingfactoren voor nieuwbouw zijn vermeld in tabel 4.

Tabel 4: Belastingfactoren ULS, Nieuwbouw (STR/GEO en buitengewoon)

Belastingcombinatie	Permanente belasting		dominant veranderlijke belasting	overige veranderlijke belastingen	buitenge wone belasting
	on-gunstig	gunstig			
STR/GEO (6.10a)					
Gevolgklasse 1	1,20	0,9	1,35 Ψ_0	1,35 Ψ_0	-
Gevolgklasse 2	1,35	0,9	1,50 Ψ_0	1,50 Ψ_0	-
Gevolgklasse 3	1,50	0,9	1,65 Ψ_0	1,65 Ψ_0	-
STR/GEO (6.10b)					
Gevolgklasse 1	1,10	0,9	1,35	1,35 Ψ_0	-
Gevolgklasse 2	1,20	0,9	1,50	1,50 Ψ_0	-
Gevolgklasse 3	1,30	0,9	1,65	1,65 Ψ_0	-
Buitengewoon (6.11)					
alle gevolklassen	1,0	1,0	1,0		1,0

Als referentieperiode wordt voor nieuwbouw normaal 50 jaar aangehouden. Als minimale waarde geldt voor klasse 2 en 3 een referentieperiode van 15 jaar, ook als sprake is van tijdelijke bouw.

2.3 Belastingfactoren 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 tabellen 5a en 5b; de γ_n waarden zijn dus dezelfde als in tabel 4; de γ_b gelden voor aanschrijvingen en zijn opgenomen in NEN 8700; de γ_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 1A 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 een restlevensduur van 1 jaar.

Tabel 5a: Belastingfactoren: ULS - Bestaande bouw.

Belastingcombinatie	Permanente belasting		veranderlijke belasting	wind-belasting	brand
	on-gunstig	gunstig			
STR/GEO (6.10a)					
Gevolgklasse 1	1,10	0,9	1,00 Ψ_0	1,10 Ψ_0	-
Gevolgklasse 2	1,20	0,9	1,15 Ψ_0	1,30 Ψ_0	-
Gevolgklasse 3	1,30	0,9	1,30 Ψ_0	1,50 Ψ_0	-
STR/GEO (6.10b)					
Gevolgklasse 1	1,00	0,9	1,00*	1,10*	-
Gevolgklasse 2	1,10	0,9	1,15*	1,30*	-
Gevolgklasse 3	1,20	0,9	1,30*	1,50*	-
Brand (6.11)					
alle gevolklassen	1,0	1,0	1,0		1,0
* = indien "niet dominant" vermenigvuldigen met Ψ_0					

Als restlevensduurperiode wordt voor bestaande bouw 1 jaar aangehouden; voor de bepaling van de karakteristieke belastingen wordt voor klasse 1A de termijn van 1 jaar en voor klassen 1B, 2 en 3 minimaal 15 jaar aangehouden.

Tabel 5b: Belastingfactoren ULS - Reparatie

Belastingcombinatie	Permanente belasting		veranderlijke belasting	wind-belasting	brand
	on-gunstig	gunstig			
STR/GEO (6.10a)					
Gevolgklasse 1	1,10	0,9	1,10 Ψ_0	1,10 Ψ_0	-
Gevolgklasse 2	1,30	0,9	1,30 Ψ_0	1,30 Ψ_0	-
Gevolgklasse 3	1,40	0,9	1,50 Ψ_0	1,50 Ψ_0	-
STR/GEO (6.10b)					
Gevolgklasse 1	1,10	0,9	1,10*	1,10*	-
Gevolgklasse 2	1,20	0,9	1,30*	1,30*	-
Gevolgklasse 3	1,30	0,9	1,50*	1,50*	-
Brand (6.11)					
alle gevolklassen	1,0	1,0	1,0		1,0
* = indien "niet dominant" vermenigvuldigen met Ψ_0					

Als referentieperiode wordt voor reparatie standaard 15 jaar aangehouden.

2.4 Representatieve waarde van de belasting

Belastingen volgen in eerste instantie uit NEN-EN 1991. Via de aanwijzing van NEN-EN 1990 in het Bouwbesluit 2003 is het mogelijk belastingen op andere wijze dan via NEN-EN 1991 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 worden vastgesteld. Dit geldt met name voor de zettingen.

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 herhalingsstijd 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 vertrekken, of het stapvoets laten rijden van een tram over een brug, dan wel 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 Buitengewone belastingen

EN 1990 maakt ten aanzien van de uiterste grenstoestand onderscheid tussen fundamentele belastingcombinaties en buitengewone belastingcombinaties. Buitengewone combinaties, met uitzondering van brand, zijn in voor het van kracht worden van NEN 6700 rond het jaar 1990 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.

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 buitengewone 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 wordt de toetsing van buitengewone combinaties (met uitzondering van brand) voor bestaande bouwconstructies buiten beschouwing gelaten. Wellicht dat voor grotere gebouwen de situatie anders ligt. Ook een eigenaar kan hier anders over denken, maar dat ligt buiten het wettelijk kader.

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 gemeente de vuurbelasting of het brandvermogen te beperken op soortgelijke wijze als in 2.4 voor mechanische belasting is aangegeven.

3 MATERIALEN

3.1 Algemeen

Allereerst moet nagegaan worden welke materialen zijn toegepast. Dat kan m.b.v. een bestek, tekeningen of inspectie ter plaatse. Vervolgens moeten de representatieve eigenschappen van de toegepaste materialen worden vastgesteld. De formele 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 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 thans gehanteerde normbladen. De bepalingmethoden voor nieuwbouw zijn voor bestaande bouw echter niet altijd bruikbaar. Er kunnen bijvoorbeeld geen proefkuben (nu cilinders) 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 direct aan het bouwwerk zijn ontleend en daarmee 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 modelonzekerheden, 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 2003, 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 normbladen om expliciete redenen nadrukkelijk afwijken van oude normbladen, dient het nieuwe normblad 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 normbladen 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 aangeven om op basis van een steekproef uit meetresultaten een representatieve waarde af te leiden, dan kan de volgende procedure worden aangehouden:

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

waarin:

M_{rep}	is de representatieve waarde van de materiaaleigenschap
M_{meting}	is de (gemiddeld) gemeten waarde van de materiaaleigenschap
t_{n-1}	is t van de Student verdeling volgens tabel 6
n	is het aantal metingen
V	is de variatiecoëfficiënt van de materiaaleigenschap; deze kan volgen uit de steekproef of bekend worden verondersteld (bijvoorbeeld via [2]); in het laatste geval mag in tabel 6 voor n de waarde ∞ worden aangehouden.

De materiaalfactoren, dienen te worden ontleend aan paragraaf 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		∞	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 krachtsoverdracht in de constructie.

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

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.

Volledige proefbelasting

Bij een volledige proefbelasting moet men aantonen dat de constructie bestand is tegen alle belastingsgevallen en belastingscombinaties zoals omschreven in EN 1990 dan wel NEN 8700. Voor belastingsfactoren en referentieperioden kan men de richtlijn voor bestaande constructies aanhouden. Voor eigengewicht hoeft geen in beginsel belastingfactor gehanteerd te worden.

Bij sneeuw en windbelasting moet men er echter op bedacht zijn dat volgens de theorie de betreffende partiele factoren in de voorschriften te laag zijn. (zie bijvoorbeeld het JCSS Background Document voor Eurocode Basis of Design, ECCS, 1996). Voor den deel wordt dit gecompenseerd door iets te hoge waarden voor eigen gewicht. Om die reden wordt bij de belastingen sneeuw en wind aanbevolen de marge voor het eigen gewicht toch mee te nemen in de proefbelasting. Bij de gereduceerde gamma-waarden vijf lagere klassen of bestaande bouw geldt dit in nog versterkte mate.

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 3.2. Indien niet tot bezwijken wordt belast,

maar tot een bepaalde belasting Q_i , 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 $\gamma_m = 1.0$. Uiteraard geldt dit alleen als men de conclusies niet verder uitstrekt dan over het beproefde onderdeel voor de beschouwde belastingssituatie. Als men op basis van een proefbelasting ook een uitspraak wil doen over andere soortelijke constructiedelen elders in de constructie of in andere constructies moet met statistische onzekerheid rekening worden gehouden. Indien men voor andere belastingssituaties vertrouwt op rekenkundige resultaten moet de onzekerheid daarin uiteraard worden verdisconteerd.

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 materiaalgebonden normbladen.

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 ontwerp of restlevensduur. Doorsnedegrootheden en materiaaleigenschappen moeten zijn gebaseerd op de verwachte waarde aan het eind van de betreffende termijn. Voor een bestaand bouwwerk is dat 1 jaar. In geval van een verbouwing zal een langere periode gelden en ten minste zijn uitgegaan van de resterende levensduur van de rest van het gebouw.

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 relevante materiaalgebonden normen, productnormen en uitvoeringsnormen .

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 normbladen.

4.4 Toetsing aan de eis

De grenstoestanden die gecontroleerd moeten worden voor bestaande bouw, zijn dezelfde welke gecontroleerd moeten worden indien het nieuwbouw zou betreffen. Een uitzondering vormen de buitengewone grenstoestanden anders dan brand.

N.B.:Constructies waarbij grote zakkingen van de fundering zijn opgetreden kunnen bijzondere aandacht vragen.

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 grenstoestandfuncties 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 β 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 bepalingsmethoden"
TNO-Bouw rapport B-89- 383, mei 1989
- [7] NEN-EN 1990; 2002 en bijbehorende Nationale Bijlage NEN-EN 1990:2007
- [8] NEN 8700, 2008, Grondslagen van de beoordeling van de constructieve
veiligheid van een bestaand bouwwerk: gebouwen, NEN, 2008

BIJLAGE 1

VEILIGHEIDSNIVEAU BESTAANDE BOUWCONSTRUCTIES

1.a. Wind maatgevend bij nieuwbouw

In situaties dat wind maatgevend is, wordt voor nieuwbouw afwijkend vna de standaardwaarde van 3.8 een gemiddeld veiligheidsniveau $\beta_n = 2,8$ geaccepteerd. Voor de laagste gevolgklasse 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.

1.b. Het veiligheidsniveau β_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 in een jaar gelijk is aan 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-EN 1990 is het betrouwbaarheidsniveau beschreven in kwalitatieve termen met betrekking tot levensgevaar en economische schade. Ten behoeve van dit document vertalen we voor elke gevolgklasse deze kwalitatieve omschrijving in de volgende kansen op levensgevaar P_1 :

Gevolgklasse 1A: kans op levensgevaar nihil	
Gevolgklasse 1B: kans op levensgevaar zeer klein	$P_1 = 10^{-3}$
Gevolgklasse 2: kans op levensgevaar aanzienlijk	$P_1 = 3 \cdot 10^{-2}$
Gevolgklasse 3: kans op levensgevaar groot	$P_1 = 3 \cdot 10^{-1}$

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.

Gevolgklasse 1A blijft verder buiten beschouwing.

Per gevolgklasse kan dan de uit het oogpunt van veiligheid acceptabele bezwijkkans P_g voor een constructiedeel voor een jaar worden berekend, namelijk:

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

$$\text{Gevolgklasse 1B: } P_g \leq 10^{-2} \rightarrow \beta \geq 2,3$$

$$\text{Gevolgklasse 2: } P_g \leq 3 \cdot 10^{-4} \rightarrow \beta \geq 3,4$$

$$\text{Gevolgklasse 3: } P_g \leq 3 \cdot 10^{-5} \rightarrow \beta \geq 4,0$$

Het effect van een langere referentieperiode (t) kan bij benadering verwerkt worden door de β -waarden met $C \log t$ te verminderen.

$$\text{Gevolgklasse 1: } \beta \geq 2,3 - 1,10 \log t$$

$$\text{Gevolgklasse 2: } \beta \geq 3,4 - 0,75 \log t$$

$$\text{Gevolgklasse 3: } \beta \geq 4,0 - 0,60 \log t$$

Het is interessant de waarden voor een referentieperiode van $t = 1$ jaar te vergelijken met de vereiste betrouwbaarheid voor wind:

$$\text{Gevolgklasse 1: } \beta \geq 2,3; \quad \beta_n (\text{wind}) = 2,3$$

$$\text{Gevolgklasse 2: } \beta \geq 3,4; \quad \beta_n (\text{wind}) = 2,8$$

$$\text{Gevolgklasse 3: } \beta \geq 4,0; \quad \beta_n (\text{wind}) = 3,3$$

Voor gevolgklasse 1 is het in orde, en daarmee ook automatisch voor langere referentieperioden. Voor de klassen 2 en 3 wordt niet voldaan. Daarom is in de Nationale Bijlage besloten dat voor klassen 2 en 3 de referentieperiode minimaal dan 15 jaar moet zijn. De eis vanuit het oogpunt van de menselijke veiligheid is dan gedaald naar respectievelijk $\beta > 2,5$ (gevolgklasse 2) en $\beta > 3,3$ (gevolgklasse 3)

1.c. Veiligheid en kosten

Het onderstaande rekenmodel leidt nog niet tot advieswaarden voor β_b en β_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 β 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 aangevende nieuwbouw
 j index voor periode van een jaar

Hierbij is eenvoudigheidshalve afgezien van discontering.

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:

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

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

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 β_{nT} bekend is, $\beta_{nT} = 3,8$. 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:

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

$$\beta_{nT} = 3,8 \text{ waaruit volgt dat } \beta_b = \beta_{gT} = 2,3$$

Bij de genoemde kostenverhoudingen zou er uit economisch oogpunt ingegrepen moeten voor $\beta_b \leq 2,3$

BIJLAGE 2

BELASTINGFACTOREN BESTAANDE BOUWCONSTRUCTIES

1. Inleiding

Voor de afleiding van partiële veiligheidsfactoren voor bestaande gebouwen is het logisch aan te sluiten op EN 1990 waar ook sprake is van belastingfactoren die afhankelijk zijn van een betrouwbaarheidsniveau. Hier is het de gevolgklasse die de betrouwbaarheidsindex β bepaalt en daarmee de belastingfactor. In NEN 8700 is de praktische oplossing daarvoor gezocht door alleen de partiële veiligheidsfactor voor de belasting te veranderen. De partiële veiligheidsfactoren voor de materiaaleigenschappen zijn onveranderd gelaten. Voor de aanpassing van de factoren voor bestaande bouw wordt dezelfde weg gevolgd.

2. Aanschrijvingsniveau

2.1 Evenwichtscontrole (EQU)

Geen aanpassing van de factoren (deze liggen al dicht bij 1.0).

2.2 Controle STR/GEO (vergelijking 6.10b)

Wind niet dominant

Beschouw eerst de waarden voor "wind niet dominant". Voor de goede orde herhalen we hier de waarden voor nieuwbouw:

Gevolgklasse	β_{nieuw}	γ_g	γ_q
1	3.3	1.1	1.35
2	3.8	1.2	1.50
3	4.3	1.3	1.65

De waarde van β mag voor de beoordeling van bestaande bouw met 1.5 zakken. Voor de gevolgklassen 1B, 2 en 3 is dan echter bij een referentieperiode van 1 jaar de menselijke veiligheid maatgevend. Om te vermijden dat gewerkt moet gaan worden met relatief lage belastingen en relatief hoge belastingfactoren is er voor gekozen voor 1B, 2 en 3 de referentieperiode op **15 jaar** te stellen. Voor gevolgklassen 2 en 3 is dan nog steeds menselijke veiligheid maatgevend en ligt de betrouwbaarheidsindex dus boven de nieuwbouwwaarde minus 1.5.

Om het effect van de verlaging van de betrouwbaarheidsindex op de partiële factoren (γ -waarden) te kunnen vaststellen gaan we uit van de volgende standaardformule (vgl NEN-EN 1990, Annex C):

$$\gamma = \exp(\alpha\beta V) \approx 1.0 + \alpha\beta V$$

met $\alpha=0.7$ de FORM-factor of invloedscoëfficiënt, β de betrouwbaarheidsindex en V de variatiecoëfficiënt (standaardafwijking gedeeld door het gemiddelde) van de beschouwde grootte. Hierbij is ervan uitgegaan dat de representatieve waarde overeenkomt met de gemiddelde waarde voor de referentieperiode. Voor belastingen is dat zo.

We kiezen nu voor de partiële factoren voor gewicht en variabele belastingen:

$$\begin{aligned}\gamma_G &= 1.2 + 0.05 * (\beta - 3.8) \\ \gamma_Q &= 1.5 + 0.13 * (\beta - 3.8)\end{aligned}$$

Deze formules zijn dus lineair in β (zoals hierboven) en de parameters α en V zijn zo gekozen dat voor gevolgklasse 2 met $\beta = 3.8$ de gamma-waarde volgens de Eurocode met inbegrip van de Nederlandse Nationale Bijlage wordt gevonden.

Wie met bovenstaande formules de gamma-waarden voor de klassen 1 en 3 uitrekent komt tot de ontdekking dat deze niet overeenkomen met de gamma-waarden in de Eurocode. Dit is het gevolg van het feit dat in de Eurocode weinig consistent is tussen de theorie aan de ene kant en de gerepresenteerde waarden aan de ander kant. De verlaging voor de gamma-waarden voor gevolgklasse 1 in de Eurocode is 10 % terwijl de theorie kennelijk maar de orde van 5 % toestaat. Omgekeerd is de ophoging voor klasse 3 groter dan nodig. Hier staat tegenover dat de aanpassingen alleen worden doorgevoerd aan de belastingkant en niet aan de sterktekant. Daardoor hoeven de waarden in de Eurocode niet als onverantwoord te worden beschouwd.

Indien dezelfde strategie hier gevolgd wordt komen we op:

$$\begin{aligned}\gamma_G &= 1.2 + 0.10 * (\beta - 3.8) \\ \gamma_Q &= 1.5 + 0.25 * (\beta - 3.8)\end{aligned}$$

Als uitgegaan wordt van de gegeven formules volgt voor bestaande bouw (zei ook tabel 3b):

Gevolgklasse	β_b	γ_G	γ_Q
1	1,8	1.00	1.00
2	2.5	1.07	1.18
3	3.3	1.15	1.37

Een praktische afronding, ook rekening houdend met het feit dat aan de sterktekant geen reductie plaats vindt:

Gevolgklasse	β_b	γ_G	γ_Q
1	1,8	1.00	1.00
2	2.5	1.10	1.15
3	3.3	1.20	1.30

Wind dominant

We volgen hetzelfde principe als voor wind niet dominant. Voor nieuwbouw geldt:

Gevolgklasse	β_{nieuw}	γ_Q
1	2.30	1,35
2	2.80	1,50
3	3.30	1.65

De formule voor de gamma-waarden voor wind luidt:

$$\gamma_Q = 1.5 + 0.18 * (\beta - 2.8)$$

En met verdiscontering van de sterkte-reductie komen we op:

$$\gamma_Q = 1.5 + 0.25 * (\beta - 2.8)$$

Voor wind kan de beta niet veel zakken omdat deze al laag is voor nieuwbouw en menselijke veiligheid al snel maatgevend is (zie tabel 3b).

Gevolgklasse	β_b	γ_Q
1	1,10	1,05
2	2,50	1,43
3	3.30	1.62

Een praktische afronding, met inbegrip van een door iedereen verwachte verlaging van γ_Q :

Gevolgklasse	β_b	γ_Q
1	1,1	1,10
2	2.5	1.30
3	3.3	1.50

Deze waarden zijn overgenomen in tabel 5a.

Opgemerkt wordt dat voor veel gebouwen de echte verlaging zit in de vermindering van de referentieperiode tot 15 jaar. Ook wordt met $\gamma_Q = 1.5$

getracht aansluiting te krijgen op de bestaande regelgeving voor de huidige nieuwbouw, die straks deel uitmaakt van de bestaande voorraad.

2.3 Controle STR/GEO (vergelijking 6.10a)

We beschouwen hier alleen de waarden van γ_G ; de veranderlijke belastingen blijven als bij (6.10b), zij het dat nu natuurlijk altijd met een Ψ_0 wordt vermenigvuldigd. De nieuwbouwwaarde voor γ_G is 1.35. We gaan uit van:

$$\gamma_G = 1.35 + 0.1 * (\beta - 3.8)$$

Deze benadering is consistent met de betrouwbaarheidsdifferentiatie voor nieuwbouw. Het resultaat is:

Gevolgklasse	β_b	γ_G
1	1.8	1.14
2	2.5	1.22
3	3.3	1.30

Een praktische afronding, ook kijkend naar (6.10b) leidt tot::

Gevolgklasse	β_b	γ_G
1	2.3	1.10
2	2.5	1.20
3	3.3	1.30

De resultaten zijn overgenomen in tabel 5b.

2.4 Buitengewone belastingen

Alleen brand hoeft gecontroleerd te worden; de partiële belastingfactoren blijven hetzelfde als voor nieuwbouw.

3. Reparatieniveau

We interpoleren de waarden tussen bestaand en nieuwbouw met een afronding naar boven.

STR/GEO 6.10b Wind niet dominant

Gevolgklasse	γ_G	γ_Q
1	1.10	1.10
2	1.20	1.20
3	1.30	1.30

STR/GEO 6.10a/b Wind dominant

Gevolgklasse	γ_G	γ_Q
1	1.10	1.10
2	1.20	1.20
3	1.30	1.30

STR/GEO 6.10a

Gevolgklasse	γ_G
1	1.15
2	1.30
3	1.40

EQU en Buitengewone belastingen (alleen brand) blijven net als bij aanschrijving ongewijzigd.

BIJLAGE 3

PROEFBELASTING VIA STEEKPROEF

Stel men beproeft n onderdelen tot een belasting Q_t . Geen van de onderdelen bezwijkt. Gevraagd wordt de rekenwaarde R_d van de sterkte te bepalen.

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

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

α = 0.7

β = betrouwbaarheidsindex (volgt uit tabel 3)

Φ = 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:

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

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:

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

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:

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

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

X	μ	σ
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 "systeemprogramma" als SYSREL of PROBAN. Een andere mogelijkheid is het uitwerken van de volgende integralen:

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

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

met Φ de verdelingsfunctie normale verdeling en ϕ de 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 and error".