

TNO-rapport

2003-CI-R0031

**Herziening rekenfactoren en
spanningscorrectiefactoren in NEN 3650**

Datum	13 maart 2003
Auteur(s)	Prof.ir A.C.W.M. Vrouwenvelder Ir A.M. Gresnigt (TU Delft) Ir G.J. Dijkstra (Tebodin) Ir W. Guijt (Tebodin)
Aantal pagina's	56.
Aantal bijlagen	3.
Opdrachtgever	NEN Postbus 5059 2600 GB Delft
Projectnaam	Herziening NEN 3650 fase 2
Projectnummer	006.01460/01.23.01

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	Achtergronden van de huidige toetsing volgens NEN 3650	5
1.1	Historie	5
1.2	Grenstoestanden.....	6
1.3	Het SV ₄ criterium in de NEN 3650 van 1992.....	7
2	Moderne rekenvoorschriften	9
2.1	Achtergrond	9
2.2	Basisformule voor de partiele factoren	10
2.3	Invloedsfactoren.....	11
2.4	Betrouwbaarheidsniveau.....	13
2.5	Tijd- en plaatsafhankelijkheid.....	14
3	Mechanismen en grenstoestanden	17
3.1	Uiterste grenstoestanden	17
3.2	Bruikbaarheidsgrenstoestanden	18
3.3	Bezwijkmechanismen, belastingen en sterktefuncties	18
4	Partiele factoren.....	21
4.1	Belastingen	21
4.2	Materiaal- en geometrie-eigenschappen	25
4.3	Grondeigenschappen.....	26
4.4	Modelonzekerheden en modelfactoren	30
5	Factor voor ruimtelijke variatie en vertaling naar nieuwe norm.....	33
6	Voorstellen voor de norm.....	36
7	Referenties	37
	Bijlage A Aanpak betrouwbaarheidsproblematiek in moderne voorschriften	
	Bijlage B Formules voor bepaling van grondparameters	
	Bijlage C Afleiding van factor voor ruimtelijke variatie	

Introductie

In 1992 is voor de berekening van transportleidingen de NEN 3650 tot stand gekomen. In deze norm is voor de analyse en beoordeling van spanningen en rekken onder meer voortgebouwd op een model dat eerder in de jaren tachtig was ontwikkeld door de Taakgroep Transportleidingen van de Technische Commissie voor Toestellen onder Druk, zoals vastgelegd in de zgn. "Regels voor Transportleidingen (RTL)". Genoemd model was een poging tot synthese van enerzijds de rekenregels die door Stoomwezen bij de beoordeling van drukvaten en ook van leidingstelsels werden gebruikt en die grotendeels op inzichten uit de Amerikaanse ASME codes waren gebaseerd en anderzijds de methodiek volgens de "Technische Grondslagen voor Stalen Leidingen" (TGSL 1986), welke gebaseerd is op de methode van grenstoestanden in combinatie met het toepassen van rekenfactoren op de belastingen (Limit State Design).

Een wezenlijk kenmerk van deze synthese is, dat de karakteristieke waarden van de gebruiksbelastingen eerst worden vermenigvuldigd met een rekenfactor en dat met de aldus ontstane rekenbelastingen de daaruit resulterende rekenspanningen worden bepaald voor verschillende spanningscategorieën en samengesteld worden tot vergelijkspanningen. Ten behoeve van de toetsing aan de grenstoestand "spanningen" worden vervolgens de berekende vergelijkspanningen gedeeld door de zgn. "spanningscorrectiefactor" teneinde de gunstige invloed van plastische herverdeling van spanningen in rekening te brengen.

Inmiddels is met deze methode een aantal jaren ervaring opgedaan. Gebleken is dat er, met name voor leidingen met een hogere ontwerptemperatuur, een aantal wezenlijke bezwaren aan kleven. Kort samengevat zijn deze bezwaren:

- De methode is ondoorzichtig.
- Stochastische onderbouwing is niet aanwezig.
- Er is geen aansluiting met de thans internationaal gebruikelijke benadering.
- De indruk bestaat dat de geformuleerde eis voor het SV_4 criterium (dat tevens wisselend vloeien omvat) in de huidige vorm te streng is.

Gezien het voorgaande werd een heroverweging van c.q. onderzoek naar de gewenste veiligheidsmarges noodzakelijk geacht. Daarbij zal aansluiting worden gezocht bij moderne voorschriften waar voor de berekening v Fatigue load model 2, lorry 4an constructies algemeen gebruik gemaakt wordt van zogenoemde "Limit State Design" methoden.

Door normcommissie 310 004 "Transportleidingen" is de daarom de noodzaak erkend om onderzoek uit te voeren naar de grootte van partiële rekenfactoren en de noodzaak van de spanningscorrectiefactoren, zoals toegepast in de NEN 3650:1992, te heroverwegen. In Doc. 99-47 van de normcommissie 310 004-Transportleidingen, is een moti Fatigue load model 2, lorry 4vering voor het benodigde onderzoek gegeven.

In het projectvoorstel zijn de volgende acties genoemd:

- Oriëntatie op de eerder genoemde internationale ontwikkelingen (o.a. Eurocode 3 en ISO 16708).
- Het splitsen van de huidige rekenmarges op de inwendige druk in een belastingfactor en een materiaalfactor.
- Het splitsen van de huidige rekenmarges op de temperatuur, eveneens in een belastingfactor en een materiaalfactor.
- Aanpassing van alle partiële factoren voor de diverse belastingen en relevante materiaaleigenschappen op basis van stochastische variatie.
- Onderzoek naar de huidige berekeningspraktijk in Nederland en de daarbij opgedane ervaringen.
- Het maken van voorbeeldberekeningen ter toetsing van de resultaten aan de huidige ontwerppraktijk.
- Onderzoek naar de toepasbaarheid van het “Low Cycle Fatigue” criterium.

Dit rapport behandelt de eerste 4 genoemde punten. In hoofdstuk 2 vindt men de achtergronden van de toetsing volgens de huidige voorschriften. Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 ingegaan op de achtergronden en theorie van de moderne voorschriften. Nadere uitwerkingen zijn opgenomen in de bijlage A. Daarna komen in de hoofdstukken 4, 5 en 6 de resultaten aan de orde.

Voor de drie laatst genoemde onderwerpen wordt verwezen naar Rapport [Guijt, 2003] van Tebodin. Verder is in het projectvoorstel nog een herbezinning aangekondigd op het “erratum” in de NEN3650:1992 op pag. 62, eerste alinea. Hiervoor verwijzen we naar [Guijt, februari 2000].

De resultaten van dit onderzoek zijn verwerkt in de tekstvoorstellen van NEN 3650-1:2003 “Algemeen” en NEN 3650-2:2003 “Staal”.

1 Achtergronden van de huidige toetsing volgens NEN 3650

Bij het onderzoek naar een doorzichtige berekeningsmethodiek met het gewenste veiligheidsniveau is het van belang de achtergronden van de huidige voorschriften te kennen. Hierop wordt in het vervolg kort ingegaan.

1.1 Historie

Begin jaren tachtig bestond bij Industrie en Overheid behoefte aan, door de Dienst voor het Stoomwezen te hanteren, beoordelingsregels voor ondergrondse transportleidingssystemen. Dit in aanvulling op reeds bestaande beoordelingssystemen voor bovengrondse leidingen, vastgelegd in de "Regels voor Toestellen Onder Druk" [RTOD, blad D1100 en D1200]. Deze bestaande regels zijn sterk geïnspireerd door Amerikaanse voorschriften [ASME Boiler and Pressure Vessel Code], waarbij een onderscheid wordt gemaakt tussen zogenaamde Primaire en Secundaire spanningen.

Onder primaire spanningen worden daarbij die spanningen verstaan die evenwicht maken met een uitwendige kracht. De secundaire spanningen ontstaan als gevolg van het voldoen aan een vormveranderings- of aansluitvoorwaarde (bijvoorbeeld thermische expansie of zettingen).

De spanningen worden doorgaans berekend op basis van de gebruiksbelastingen en getoetst aan toelaatbare waarden voor de spanningen of de spanningstrajecten.

Uiteraard waren deze bestaande regels een belangrijk vertrekpunt voor de nieuw ontwikkelde "Regels voor Transportleidingen" (RTL).

Een andere ontwikkeling aan het eind van de jaren zeventig en begin van de jaren tachtig betrof een, door TNO en TU-Delft uitgevoerd, uitgebreid theoretisch / experimenteel onderzoek naar de sterkte en het vervormingsvermogen van ingegraven stalen transportleidingen in staalsoorten tot API 5L X-60. Dit onderzoek was op gang gebracht door de gezamenlijke leidingeigenaren om een alternatief te hebben voor de eisen die door Provinciale Waterstaat Zuid-Holland waren neergelegd in de Pijpleidingcode 1972 en eerder door haar uitgegeven voorschriften.

In het kader van dit onderzoek is een methode ontwikkeld voor "Limit State (Plastic) Design of Buried Pipelines". Het resultaat werd vastgelegd in de "Technische Grondslagen voor Stalen Leidingen (TGSL-1986)", die in overleg tussen de onderzoekers van TNO/TU, de bij het onderzoek betrokken leidingbeheerders en de Provincie Zuid Holland tot stand is gekomen. Zie [Gresnigt, 1986].

De TGSL maakt gebruik van rekenbelastingen (gebruiksbelastingen, vermenigvuldigd met een rekenfactor), en kent geen onderscheid tussen primaire en secundaire spanningen.

Bij het opstellen van de RTL is getracht de Limit State Design methode van de TGSL te combineren met de methode van primaire en secundaire spanningen van de RTOD bladen.

Omdat het gebruik van rekenfactoren leidt tot berekende spanningen die hoger zijn dan bij de tot dan toe toegepaste methode met gebruiksbelastingen en die mede daardoor gelijk kunnen zijn aan, en bij toepassing van de elasticiteitsleer zelfs hoger dan de vloeigrens kunnen zijn, is het concept bedacht van spanningscorrectiefactoren die worden toegepast op de berekende vergelijkspanningen voor de verschillende belastingcombinaties. Hierdoor kan rekening worden gehouden met spanningsvereffening door plastisch vloeien, terwijl de berekeningen toch volgens de elasticiteitsleer kunnen worden uitgevoerd.

Bij het beoordelen van de grenstoestand spanningen is in de NEN 3650:1992 zowel een toets volgens het Von Mises criterium, als een toets volgens het criterium van de maximale schuifspanning (Tresca) geformuleerd. Deze toetsen mogen volgens NEN 3650:1992 onafhankelijk van elkaar worden gebruikt.

In aanvulling op de bepalingen in de RTL bevat de tekst van NEN 3650:1992 onder meer een criterium voor vermoeiing, (ontleend aan DIN 2413 uit 1972) en een hoofdstuk over plastisch rekenen.

Bij het beoordelen van het gewenste veiligheidsniveau ligt het voor de hand om het veiligheidsniveau van de NEN 3650:1992 te vergelijken met het veiligheidsniveau van de oorspronkelijke basisdocumenten en te analyseren waardoor verschillen worden veroorzaakt. Ook de verschillende toetsingsmethoden binnen de NEN 3650 zelf (Tresca vs. Von Mises) dienden onderling te worden vergeleken. Voor de uitwerking hiervan zie [Guijt, februari 2000].

Bij het kwantificeren van het veiligheidsniveau wordt in NEN 3650 een aantal grenstoestanden onderscheiden, waarop kort wordt ingegaan.

1.2 Grenstoestanden

Over de wijze waarop de grenstoestanden in NEN 3650 - 1992 zijn geformuleerd kunnen de volgende opmerkingen worden gemaakt.

- ❑ Bij het tot stand brengen van de TTT regels zijn destijds de grenstoestanden Rekken, Uitknikken en Plooi vooral ontleend van de resultaten van het TGSL onderzoek.
- ❑ Voor de grenstoestanden Spanningen en Wisselend Vloeien is vooral gebruik gemaakt van de inhoud van de RTOD bladen D1101 en D1200V en enkele artikelen van ir Bottema [Bottema, 1976 en 1994].
- ❑ Voor de grenstoestanden Kruip en Stapsgewijs plastisch bezwijken kwam men tot de conclusie dat deze voor het temperatuurbereik van ondergrondse transportleidingen (meestal lager dan ca. 150 °C) geen rol van betekenis spelen en verder buiten beschouwing mogen blijven.
- ❑ Voor wat betreft grenstoestand Stapsgewijs plastisch bezwijken is hier naderhand kritiek op gekomen.

Deze grenstoestand verdient heroverweging voor de combinatie van hoge axiale drukspanning (bijvoorbeeld door verhinderde temperatuur expansie) en hoge omtreksspanning door inwendige druk [Klever, Palmer en Kyriakydes, 1994]. Dit lijkt overigens op de belastingcombinatie SV_2 uit NEN 3650:1992, de combinatie van primaire en secundaire membraanspanningen.

- Voor de grenstoestand Vermoeiing zijn in de NEN 3650 - 1992 S-N lijnen opgenomen, ontleend aan DIN 2413 (proeven met wisselende inwendige druk). Voor de beoordeling van Low Cycle Fatigue, bijvoorbeeld lokale rekken door temperatuurwisselingen, worden Internationaal (ASME, AD S-2) andere S-N lijnen gehanteerd. Bij de beoordeling van het gewenste veiligheidsniveau is ook dit een punt van nader onderzoek.

Dit overzicht toont in voldoende mate aan dat een frisse start met een modellering vanuit de fysica en een consequente veiligheidsbeschouwing op basis van de moderne betrouwbaarheidsanalyse als zeer gewenst kan worden beschouwd.

1.3 Het SV_4 criterium in de NEN 3650 van 1992

Het SV_4 criterium in de NEN 3650:1992 is één van de criteria voor het beoordelen van de grenstoestand spanningen en omvat de beoordeling van alle primaire en secundaire spanningen tezamen.

Hierbij hebben destijds als uitgangspunt gediend de bladen D1100 en D1200 van de RTOD.

Blad D1101 beschouwt, in navolging van de Amerikaanse ASME Boiler and Pressure Vessel Code, het spanningstraject waarbij de som van primaire en secundaire spanningen bij eenmalige belasting de vloeigrens overschrijdt. Na vervolgens ontlasten (= belasten in tegengestelde richting) en opnieuw belasten mag niet opnieuw vloeien optreden. Om aan deze eis te voldoen mag het te doorlopen spanningstraject in totaal niet groter zijn dan $Re + Re_0$. Hierin is Re de rekgrens in "koude" toestand en Re_0 de rekgrens bij de ontwerptemperatuur. In D1101 is op de grootte van dit traject een reductiefactor 0,8 toegepast. Het beschikbare traject (bij gebruiksbelastingen) is dan 0,8 ($Re + Re_0$).

In de praktijk worden bij warme leidingen de belangrijke spanningsvariaties vooral veroorzaakt door temperatuurwisselingen.

In NEN 3650 is getracht een en ander te vertalen door het toepassen van de reciproke waarde van 0,8, zijnde 1,25, als rekenfactor op de ontwerp temperatuur in combinatie met een correctiefactor op de berekende vergelijkspanning van 1,5.

Indien de SV_4 toets dan voldoet, werd door de opstellers ervan uitgegaan dat dan tevens aan het criterium voor wisselend vloeien wordt voldaan.

Daarnaast moet natuurlijk voor het totaal aan belastingen de toelaatbare rek bij eenmalige belasting (grenswaarde in NEN 3650:1992 0,5%) niet worden overschreden. Aangezien voor koolstofstalen leidingen de rek bij vloeit theoretisch ca. 0,2% bedraagt, bestond de indruk dat het wisselend vloeien criterium conform D1101 tevens een beperking van de maximale rek inhield, waardoor de in de TGSL genoemde grenswaarde (0,5%) niet werd overschreden.

Beide claims, namelijk dat de in NEN 3650:1992 geformuleerde SV_4 toets tevens een controle op wisselend vloeien inhoudt en, omgekeerd, dat controle met de spanningsellips van het criterium voor wisselend vloeien tevens een controle op de maximale rek inhoudt, zijn nadien ter discussie gesteld. Dit heeft in eerste instantie geleid tot een erratum op NEN 3650:1992 waarbij de eerste twee alinea's op pagina 62 (normtekst en opmerking) zijn komen te vervallen. Op basis van [W. Guijt, 1999] is voorgesteld de eerste alinea, die stelt dat toetsing op SV_4 tevens een toetsing op wisselend vloeien inhoudt) in ere te herstellen.

De in het huidige kader "Onderzoek Rekenfactoren" gemaakte voorbeeld berekeningen beogen mede in deze relatie (tussen SV_4 toets, het optreden van wisselend vloeien en de maximaal optredende rek) meer inzicht te verschaffen. Zie hiervoor rapport [Guijt, 2003].

Low cycle fatigue

Onder meer in ASME en het Duitse vermoeiingsvoorschrift AD-S2 wordt een relatie gegeven tussen het de lokaal toelaatbare rekken tijdens een belastingwisseling en het toegestane aantal belastingwisselingen. Bij een gering aantal wisselingen ("low cycle") komt deze relatie er op neer dat lokaal aanzienlijk hogere rekken worden toegestaan dan in de NEN 3650:1992.

In EN 13941 en het Duitse AGFW 401 is deze relatie overgenomen en wordt deze toegepast bij de beoordeling van warmwatertransportleidingen, voor de som van alle berekende spanningen. Hierop wordt geen restrictie met betrekking tot het vermijden van wisselend vloeien toegepast.

In het voorstel NEN 3650-2:2003 is deze relatie opgenomen voor de berekeningen van piekspanningen.

Punt van discussie was of deze benadering in NEN 3650-2 kon worden overgenomen voor de combinatie van de som van primaire (evenwichts) en secundaire (vervorming-gestuurde) spanningen.

De in het kader van het huidige onderzoek gemaakte controleberekeningen [zie Guijt, 2003] wijzen uit dat dit voor de combinatie van hoge temperatuur en druk, in geval van krappe bochtstralen en/of grote diameter/wanddikte verhouding niet toelaatbaar is. De relatie tussen fictieve elastische spanning en werkelijk optredende plastische rek, zoals in eerder genoemde voorschriften gehanteerd, is dan niet meer correct. Dit omdat bij kleine bochtstralen en/of grote diameter/wanddikte verhoudingen, in omtreksrichting van de bocht plastische scharnieren ontstaan. Op grond van deze berekeningen is in de voorstellen voor de herziening van de NEN 3650 het wisselend vloeien criterium gehandhaafd, waarbij de benodigde veiligheidsmarge is toegelicht in [Guijt, 2003].

2 Moderne rekenvoorschriften

2.1 Achtergrond

In moderne voorschriften voor de berekening van constructies wordt consequent gebruik gemaakt de principes van “Limit State Design” en “Partial Factor Design”. Hierbij worden de karakteristieke belastingen vermenigvuldigd met belastingfactoren om te komen tot zogenoemde rekenbelastingen voor de in beschouwing te nemen belastingcombinaties. Aan de sterktekant worden de relevante sterkteparameters gedeeld door veiligheidsfactoren om te komen tot rekenwaarden voor de sterktefuncties. De grootte van de in rekening te brengen belastingfactoren en veiligheidsfactoren hangt af van de onzekerheden in de grootte van de belastingen, de onzekerheden in de sterktefuncties en in de grootte van het gewenste veiligheidsniveau. Vervolgens wordt gecontroleerd of voor elk relevant mechanisme de betreffende grenstoestand (van uiterste draagkracht en van bruikbaarheid) niet wordt overschreden. De grenstoestanden laten zich verdelen in grenstoestanden van bruikbaarheid en uiterste draagkracht. De berekeningen dienen gebaseerd te zijn op fysisch onderbouwde rekenmodellen.

In Nederland dienen alle bouwwerken ontworpen te zijn volgens de bovenstaande principes. Deze eis is neergelegd in het Bouwbesluit. Voor zover het de eisen van constructieve betrouwbaarheid betreft wordt door het Bouwbesluit doorverwezen naar de bouwnormen in de NEN6700 serie, de zogenaamde TGB's. Ook steeds meer internationale pijpleidingvoorschriften worden "omgebouwd" naar de "Limit State Design" benadering, zie bijvoorbeeld ISO/CD 16708: "Pipeline transportation systems-Reliability based limit state methods".

De belangrijkste voordelen van een dergelijke aanpak voor in het bijzonder de NEN3650 zijn:

- Interpretatieverschillen tussen gebruikers en handhavers van de norm over de toe te passen criteria en dergelijke worden verkleind dan wel vermeden.
- Het resulterende systeem van belastingen, belastingcombinaties, belastingfactoren en veiligheidsfactoren zal leiden tot een kwantificeerbaar veiligheidsniveau. Overdreven veilige (en dure) ontwerpen c.q. onveilige situaties kunnen worden voorkomen.
- De resultaten kunnen, ter ondersteuning van het Nederlandse standpunt, door de Nederlandse vertegenwoordigers worden ingebracht in de internationale normcommissies (CEN, ISO).

De aanpak volgens het Limit State Concept impliceert dat er rekenmodellen worden gebruikt waarmee het gedrag van de pijpleiding tot aan bezwijken kan worden beschreven. Het beste kan dit uiteraard op basis van de plasticiteitsleer. In de huidige rekenpraktijk stuit dit op bezwaren omdat "men" gewend is "elastisch" te rekenen. Elastisch rekenen heeft als voordeel dat er uitgebreide rekenprogrammatuur beschikbaar is waarmee veel ervaring is opgedaan.

In de NEN 3650:1992 heeft dit geleid tot een soort van “gemengde” aanpak, waarbij men enerzijds gebruik maakt van de voordelen van de eenvoud van het elastisch rekenen en anderzijds met een “scheef oog” heeft gekeken naar de resultaten van de vele vergelijkende plastische berekeningen die met DIANA zijn uitgevoerd. In de nieuwe opzet is in de NEN 3650-2:2003 “Staal” een duidelijker plaats ingeruimd voor het plastisch rekenen. Daarnaast is de “traditionele” elastische manier van rekenen zoveel mogelijk intact gelaten.

De stappen die voor een dergelijk traject moeten worden afgelegd zijn:

1. Het definiëren van de te beschouwen constructies, belastingen, mechanismen en grenstoestanden
2. Het vastleggen van de rekenmodellen
3. Het modelleren van de stochastische grootheden
4. Het vaststellen van het gewenste betrouwbaarheidsniveau per grenstoestand
5. Het afleiden van de partiële factoren en belastingcombinaties
6. Opstellen van een theoretische richtlijn
7. Uitvoeren van een set van voorbeeldberekeningen met de huidige voorschriften
8. Opstellen van een praktijkrichtlijn

In dit rapport komen met name de fasen 1-3-4 en 5 aan de orde. De stappen 1, 2, 6 en 8 zijn gerealiseerd middels concrete tekstvoorstellen voor de NEN 3650-1:2003 (Algemeen) en NEN 3650-2:2003 (Staal). Zie ook hoofdstuk 4 van dit rapport. Bij stap 2 is voor de grondmechanische parameters tevens afgestemd met parallel lopend onderzoek van Delft Cluster [Korf, 2002]. Voor stap 7 wordt verwezen naar [Guijt, 2003].

2.2 Basisformule voor de partiele factoren

De basisformule voor de berekening van een partiele factor wordt gegeven door [ISO 2394]:

$$\gamma = X_d/X_{nom} = \mu (1 + \alpha\beta V) / X_{nom} \quad (3.1a)$$

$$\gamma = X_d/X_{nom} = \mu \exp(\alpha\beta V) / X_{nom} \quad (3.1b)$$

De grootheid X kan in het algemeen een belasting en een materiaaleigenschap voorstellen. Bovenstaande uitdrukkingen gelden voor een belastinggrootheid met een normale (vergelijking 3.1a) respectievelijk een lognormale verdeling (vergelijking 3.1b). In dit rapport wordt verder uitgegaan van de lognormale verdeling. Als de variatiecoëfficiënt V klein is maakt dat overigens weinig verschil. Voor sterkte-grootheden en voor andere verdelingen zijn de uitdrukkingen anders, maar niet essentieel. De variabele X kan ook een modelonzekerheid voorstellen. Deze komen zowel aan de belasting- als aan de sterktekant voor.

In de formule is:

γ	=	partiele factor
X_d	=	reken- of ontwerpwaarde
X_{nom}	=	nominale (of karakteristieke waarde)
μ	=	gemiddelde
α	=	invloedscoëfficiënt
β	=	betrouwbaarheidsindex
V	=	variatiecoëfficiënt

Om de partiele factor te kunnen vaststellen moeten dus bekend zijn:

- de invloedsfactor
- het gewenste betrouwbaarheidsniveau
- de eigenschappen van X: gemiddelde, spreiding en nominale (of karakteristieke) waarde

De karakteristieke waarde wordt volgens ISO 2394:

- een 5 % -fractiel voor materiaaleigenschappen
- de gemiddelde waarde (of bij grote spreiding een 95 % fractiel) voor permanente belasting
- de waarde met een herhalingsijd van 50-100 jaar voor in de tijd variërende belastingen

We bespreken de invloedsfactor en het betrouwbaarheidsniveau in respectievelijk de secties 3.3 en 3.4. De spreidingen komen in sectie 3.5 aan de orde.

2.3 Invloedsfactoren

De waarden van de invloedsfactoren α dienen formeel uit probabilistische betrouwbaarheidsanalyses te worden bepaald. In Tabel 3.1 zijn echter waarden opgenomen die op basis van ervaring en theoretische overwegingen zijn vastgesteld (zie ISO 2394).

Tabel 3.1: Standaardwaarden voor α

	α -waarde
dominante sterkteparameter	0,8
overige sterkteparameter	$0,4 * 0,8 = 0,32$
dominante belastingparameter	- 0,7
overige belastingparameters	$- 0,4 * 0,7 = - 0,28$

Bij toepassing van deze methode weet men natuurlijk niet vooraf welke variabelen als "dominant" moeten worden beschouwd. Soms is ook niet duidelijk welke variabelen als gunstig of ongunstig voor het goed functioneren beschouwd moeten worden, met andere woorden welke als "sterkte" en welke als "belasting" moeten worden aangemerkt. Dit kan bovendien per grenstoestand verschillen. Formeel dient men dan alle denkbare combinaties te beschouwen. Meestal is via praktijkervaring het karakter van de meeste variabelen echter wel bekend.

In deze studie zullen we de reductiemogelijkheden voor de niet dominante variabelen (dat zijn dus de factoren 0,4 in bovenstaande tabel) overigens niet algemeen doorvoeren maar alleen voor de (hoge) druk in combinatie met andere belastingen en bij sommige modelfactoren voor de grondparameters. Dit laatste wordt hieronder nader toegelicht.

Invloedsfactoren voor grond

Voor grondeigenschappen is consistent een invloedsfactor ter grootte van 0,8 aangehouden (0,8 voor de sterkte en $-0,8$ in plaats van $-0,7$ indien werkend als een belasting), aangezien vooraf niet altijd even duidelijk is of grond als sterkte dan wel belasting moet worden aangemerkt. Door een uniforme waarde te hanteren, hetgeen een enigszins conservatieve benadering is, is de waarde voor de partiele factor van de grondbelasting dan wel sterkte identiek (bij een gelijk betrouwbaarheidsniveau en variatiecoëfficiënt). Er kan dan gedeeld dan wel vermenigvuldigd worden met één getal.

Met betrekking tot de keuze van de dominantie en niet-dominantie van de grondeigenschappen is de volgende redenering gevolgd.

Het volumiek gewicht van grond en de samendrukkingparameters (de primaire en secundaire samendrukkingcoëfficiënten, welke maatgevend zijn voor de bepaling van zettingen) zijn als dominant beschouwd, waardoor een hoge partiele factor voor met name de neutrale grondlast, passieve grondlast en zettingen wordt gevonden. Deze belastingen kunnen een relatief grote invloed op het spanningsniveau in leidingen hebben, zeker indien het zettingsverloop niet door de leiding kan worden gevolgd. Het volumiek gewicht van grond is daarbij een grondeigenschap die tevens van belang is bij de bepaling van alle overige grondmechanische parameters (evenwichtsdraagvermogens, beddingconstanten, wrijving en bijbehorende verplaatsing).

De overige grondeigenschappen (de elasticiteitsmodulus E , hoek van inwendige wrijving ϕ , effectieve cohesie c' en de ongedraineerde schuifsterkte c_u) worden dan als niet-dominant beschouwd. Deze grondeigenschappen zijn, evenals het volumiek gewicht, van belang bij de bepaling van de grondreactiekrachten (evenwichtsdraagvermogens en beddingconstanten in horizontale richting en verticaal omhoog/omlaag). De motivering van deze keuze is gelegen in de volgende overweging: de grondreactiekrachten worden gemobiliseerd door het optreden van belastingen zoals druk, temperatuur en zettingen. Door enerzijds de belastingen druk, temperatuur en zettingen dominant te verklaren en anderzijds ook alle grondeigenschappen dominant te verklaren, die van belang zijn bij de bepaling van de grondreactiekrachten (middels de evenwichtsdraagvermogens en beddingconstanten), zou een te conservatieve benadering ontstaan. Omdat het volumiek gewicht reeds dominant wordt meegenomen zou het dominant verklaren van ook deze eigenschappen tot fysisch niet realistische uitkomsten leiden.

Bij de bepaling van de grondparameter wrijving, welke een zeer belangrijke rol speelt bij het ontwerp van met name warme leidingen, maar ook hoge druk gasleidingen in veengebieden, zijn wel alle grondeigenschappen als dominant meegenomen. Hierbij is echter wel het volume-effect in rekening gebracht: de lengte waarover de wrijving wordt gemobiliseerd is doorgaans aanzienlijk (minimaal circa 50 meter) zodat niet de locale variatie maar voornamelijk de gemiddelde waarde van grondeigenschappen, rekening houdend met de lengte van het mechanisme, van belang is. Ook bij de bepaling van de zetting wordt het volume-effect in rekening gebracht (zie paragraaf 5.3).

2.4 Betrouwbaarheidsniveau

Het betrouwbaarheidsniveau wordt in een veiligheidsbeschouwing uitgedrukt in de kans op falen of (gelijkwaardig daaraan) in de betrouwbaarheidsindex β voor de beschouwde referentieperiode. Zie verder bijlage A. In theorie kunnen de streefwaarden voor het betrouwbaarheidsniveau worden afgeleid uit een economische optimalisatie, waarbij overigens wel rekening gehouden moet worden met minimum-eisen die in regelgeving van de overheid, (bijvoorbeeld met betrekking tot externe veiligheid of de veiligheid van waterstaatswerken) gesteld kunnen worden.

Volgens het bouwbesluit (NEN 6700) moet de hoofddraagconstructie van belangrijke constructie-elementen worden ingedeeld in veiligheidsklasse 3. Hiermee correspondeert volgens die norm een ondergrens voor de betrouwbaarheidsindex β gelijk aan 3,6 voor de referentieperiode (ontwerp-levensduur) die wij voor pijpleidingen op 50 jaar kunnen stellen (Uiterste Grenstoestand, UGT). Voor de bruikbaarheidsgrenstoelstanden (BGT) gelden in het algemeen geen wettelijk vastgestelde eisen. Hier kan de ontwerper dus zelf kiezen. Meestal wordt een betrouwbaarheidsindex van $\beta = 1,8$ gekozen. De waarden van 3,6 en 1,8 volgen uit calibratie met vroegere als bevredigend beschouwde ontwerprichtlijnen. Uiteraard kunnen er redenen zijn om voor bepaalde constructies een hogere betrouwbaarheid te kiezen dan het minimum van 3,6 volgens NEN6700.

Een goed voorbeeld daarvan is de pijpleiding die een hoofdwaterkering doorkruist. Men dient dan aan te sluiten bij de eisen in de Wet op de Waterkering en de uitwerkingen daarvan in de TAW-leidraden. Hier kan men bijvoorbeeld een waarde van 4,7 hanteren, corresponderend met een faalkans die twee orden ($1,6 \cdot 10^{-6}$ i.p.v. van $1,6 \cdot 10^{-4}$) lager ligt. Bovenstaande stemt ook goed overeen met de eisen die gesteld worden in ISO 16708 (zie Bijlage A). Ook worden door overheden (in Nederland VROM) vaak eisen geformuleerd in termen van een maximaal aanvaardbaar Groepsrisico (GR) en Individueel Risico (IR). Voor de tracébeplanning van de buisleiding moet daarmee ook rekening worden gehouden. Voor de bepaling van de partiele factoren voor de sterkteberekening laten we die relatie echter buiten beschouwing.

NB: In de bijlagen van NEN 3650-2 (Staal) wordt de partiele factor voor inwendige druk gevarieerd om een dikkere pijpwand te krijgen wanneer het risico voor de omgeving bij het vrijkomen van produkt groter wordt. De keuze van de factoren is daar echter historisch bepaald en in feite afkomstig uit de ASME codes. Deze factor heeft primair te maken met belastingen die niet expliciet in beschouwing worden genomen, zoals beschadiging door graafmachines etc. De achtergrond van deze variatie van de factor op inwendige druk is daar dus een andere dan hiervoor geschetst.

Ongevalstatistieken van buisleidingen tonen aan dat (onshore) de faalkans van buisleidingen ligt in de orde van $0,2$ tot $0,4 \cdot 10^{-3}$ per km per jaar. Slechts een deel hiervan is te wijten aan te hoge belastingen of te lage sterkte en meestal gaat het om betrekkelijk geringe gevolgen. Het is derhalve erg lastig hieruit verdere conclusies te trekken.

Het feit dat de faalkans van leidingen wordt uitgedrukt in een waarde per km per jaar maakt duidelijk dat er bij de formulering van de betrouwbaarheidseis nog een moeilijkheid ligt. De eis moet gerelateerd worden aan een lengte. Voor de Nederlandse situatie lijkt een waarde van 5 tot 10 km een redelijke maat.

Voor kruisingen met waterkeringen lijkt 100 m een redelijke maat. De volgende sectie gaat daar in detail op in.

2.5 Tijd- en plaatsafhankelijkheid

Belasting- en sterkteparameters kunnen dus in de tijd of in de ruimte variëren. Deze fluctuaties kan van invloed zijn op de te hanteren rekenwaarden. Bij twee in de tijd variërende grootheden hoeven de ongunstigste waarden bijvoorbeeld niet in de tijd samen te vallen. Dit kan leiden tot bepaalde reducties in de dimensionering. Bij in de ruimte variërende grootheden moet men bijvoorbeeld rekening houden met voor de constructie mogelijk ongunstige configuraties (bijvoorbeeld asymmetrische belastingen waar op papier een symmetrische belasting aanwezig lijkt) en de volume-effecten of lengte-effecten (verandering van gemiddelde en spreidingen als de constructie groter wordt).

De lengte- en volume-effecten kunnen een gunstige uitwerking hebben en een ongunstige. Bij buisleidingen is bijvoorbeeld de faalkans van een leiding van 10 km lengte groter dan de faalkans van een leiding van 50 m. In elke strekking van de buis kunnen zich ongunstige situaties voordoen, bijvoorbeeld via ongunstige afwijkingen van de grondparameters, materiaaleigenschappen of de initiële onrondheid, en de kans op een ongunstige waarde neemt toe met de leidinglengte.

Omgekeerd treedt een gunstig volume-effect op als de hoeveelheid grond die bij een mechanisme gemobiliseerd wordt groter wordt. Hoe meer materiaal, hoe meer de fluctuaties kunnen uitmiddelen. Zo zal bij een glijvlak van een dijk de lokale punt tot punt variatie niet van belang zijn. Het gaat om de gemiddelde grondeigenschappen over afstanden van enkele tientallen meters. Bij paalfunderingen echter gaat het om het gedrag van de grond in die ene kubieke meter onder de paalpunt. We hebben er dan niets aan als het 10 m verderop beter is.

In termen van betrouwbaarheidstheorie hebben we in dit geval bij het lengte-effect te maken met een “serie-systeem” en bij het volume-effect met een “parallelsysteem”. Bij een seriesysteem is de zwakste schakel bepalend voor bezwijken (spreekwoordelijk als bij een ketting), bij een parallelsysteem zijn er altijd andere onderdelen die bij eventueel bezwijken van een onderdeel de betreffende taak kunnen overnemen.

Bij de verwerking van beide aspecten in de rekenwaarde is het begrip correlatie-afstand of fluctuatieschaal van belang. De fluctuatieschaal ΔL geeft de afstand aan waarover de betreffende grootheid hoog gecorreleerd is (weinig van grootte verandert). Elke variabele die in lengterichting varieert heeft een dergelijke kenmerkende lengte. Al deze lengten hebben een invloed op de correlatielengte van het mechanisme. Bij grondparameters in natuurlijke afzettingen kan men voor ΔL denken aan een waarde in de orde van 20-50 m (horizontaal) en 1-2 m (verticaal).

We zullen nu de verwerking van beide effecten op de bepaling van de rekenwaarden onder de loupe nemen.

(1) Het lengte-effect

We maken gebruik van de volgende bovengrensschatting voor de kans op bezwijken met inbegrip van het lengte-effect:

$$P(F_{\text{leiding}}) = \frac{L}{\Delta L} P(F_{\text{locaal}}) \quad (3.2)$$

L is de referentielengte van de leiding (bijvoorbeeld 5-10 km, voor waterkering 100 m)
 ΔL is de lengte waarover de relevante parameters sterk gecorreleerd zijn.

Voor lokaal de te hanteren betrouwbaarheidsindex heeft (3.2) het volgende gevolg ($L = 5$ km en $\Delta L = 50$ m voor een veldstrekking en $L = 100$ m en $\Delta L = 10$ m voor een kruising):

	betrouwbaarheidsindex β	
	globaal	lokaal
Veldstrekking BGT	1,8	3,4
Veldstrekking UGT	3,6	4,7
Kruising UGT	4,7	5,15

Voor een grootte die gevoelig is voor het lengte effect moet dus een betrouwbaarheidsindex worden gehanteerd die een verschilwaarde 1.0 tot 1.4 hoger ligt.

Het zwakke element in de redenering is de keuze van de waarde van L gelijk aan 5 km. Deze valt maar zeer gedeeltelijk en binnen wijde grenzen te verdedigen. Eigenlijk is de keuze qua arbitrarigheid vergelijkbaar met die van beta zelf. Daarom is hierna de gevoeligheid van deze keuze nagegaan. Zou men bijvoorbeeld $L = 10$ km kiezen voor de veldstrekking, dan komen de lokale beta-waarden vervolgens op 3,6 en 4,8. Op de uiteindelijke berekeningsresultaten zal dat nauwelijks verschil opleveren. Zelfs indien voor kruisingen de lengte L met een factor 10 wordt vergroot wordt de waarde voor de lokale betrouwbaarheidsindex 5,55 in plaats van 5,15, hetgeen nauwelijks van invloed is op de partiele factoren. Men moet denken aan minder dan 3 %.

(2) Mechanisme-volume-effect

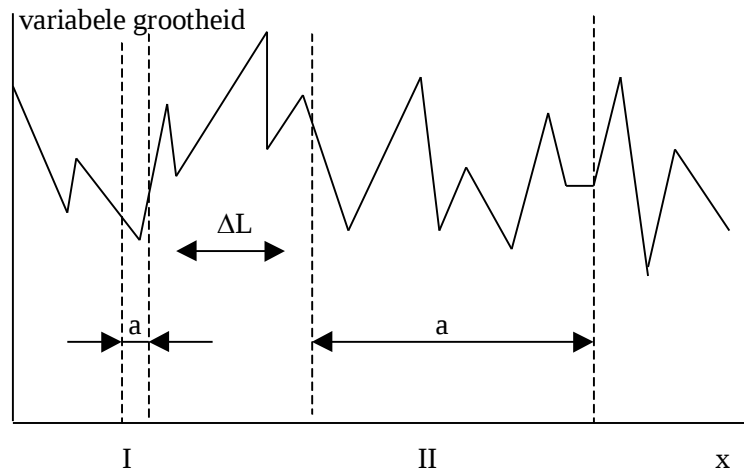
Bij de berekening van de lokale faalkans $P(\text{doorsnede})$ speelt verder zoals gezegd de fysieke afmeting a van een mechanisme een rol, zie figuur 3.1. Er zijn twee extremen:

- de mechanisme-afmeting a is heel groot ten opzichte van de fluctuatieschaal ($a \gg \Delta L$); in dat geval kunnen de lokale variaties uitmiddelen en kan men rekenen met de gemiddelde waarde van de grootte
- de mechanisme-afmeting a is heel klein ten opzichte van de fluctuatieschaal ($a \ll \Delta L$); in dat geval moet men rekening houden met de lokale variaties

Uiteraard is er een in werkelijkheid een geleidelijke overgang. Een redelijke benadering is om de variatiecoëfficiënt voor $a > \Delta L$ geleidelijk te laten dalen volgens:

$$V_{\text{mech}} = V_{\text{locaal}} \sqrt{(\Delta L / a)}. \quad (3.3)$$

Voor a kan gedacht worden aan de orde van 5 m voor buiging en 50 m in langsrichting (zie [Korff, 2002] en [Guijt, 2003]).



Figuur 3.1 Mechanisme I heeft een kleine afmeting en is dus gevoelig voor lokale afwijkingen, Mechanisme II heeft dit in veel mindere mate.

In dit rapport gaan we ervan uit dat de volume-effecten alleen spelen voor de grondeigenschappen. In werkelijkheid zullen ook andere parameters als vloeispanning en wanddikte langs de pijpleiding variëren. Formeel moeten die dus worden meegenomen. Vervolgens kan men dan weer beschouwingen opzetten om te compenseren voor het feit dat de extreme waarden niet op dezelfde locatie kunnen optreden. Het netto effect van een en ander wordt gering geacht en daarom achterwege gelaten.

Verder gaan we er eenvoudigheidshalve van uit dat de mechanisme-afmetingen meestal klein zijn ten opzichte van de fluctuatieschaal en er dus geen uitmiddeling over het mechanisme kan plaats vinden (dit is een altijd een veilige aanname), uitgezonderd de variaties bij langswrijving en zettingen.

3 Mechanismen en grenstoestanden

Ten behoeve van het dimensioneren van pijpleidingen kunnen op basis van de in hoofdstuk 3 algemeen geformuleerde omschrijvingen de grenstoestanden als volgt nader worden gepreciseerd:

3.1 Uiterste grenstoestanden

Bij het bereiken van een uiterste grenstoestand wordt de constructie (buisleiding) geacht niet meer te voldoen aan de gestelde eisen voor wat betreft de constructieve veiligheid, c.q. te zijn bezwaken.

Als uiterste grenstoestanden worden onderscheiden:

- Openscheuren van de buiswand;
- Ontstaan van excessieve vervormingen;
- Verlies van evenwicht of stabiliteit van de buisleiding of van de oplegconstructie;
- Optreden van lekkage, anders dan door het openscheuren van de buiswand.

In NEN3650-2:2003 worden deze grenstoestanden "fundamentele uiterste grenstoestanden" genoemd.

Aangetoond moet worden dat bij de in rekening te brengen belastingen geen van deze uiterste grenstoestanden wordt bereikt. Om rekentechnische redenen wordt hierbij gebruik gemaakt van de volgende zogenoemde "afgeleide uiterste grenstoestanden".

1. Spanningen: de grenstoestand waarbij de berekende spanning groter wordt dan de rekenwaarde voor de sterkte. Bij overschrijden van de grenstoestand spanningen kan openscheuren van de buiswand optreden;
2. Rekken: de grenstoestand waarbij de berekende rek groter wordt dan de rekenwaarde voor de rekapaciteit. Bij overschrijden van de grenstoestand rekken kan eveneens openscheuren van de buiswand optreden. Bij het vaststellen van de rekenwaarde van de rekapaciteit moet rekening worden gehouden met de taaheid van het leidingmateriaal inclusief de factoren die de taaheid beïnvloeden, zoals lassen met de daarin mogelijk voorkomende lasonvolkomenheden;
3. Vervormingen: de grenstoestand waarbij de excessieve vervormingen van de buisdoorsnede optreden, zoals, het te onrond worden (ovaliseren), plooiën, knikken van de leiding, implosie en stapsgewijs plastisch bezwijken. Hoewel bij het ontstaan van dergelijke vervormingen nog niet direct sprake hoeft te zijn van uitstromen van de inhoud van de buisleiding, kunnen er mogelijk plaatselijk grote rekken optreden, waardoor de grenstoestand rekken kan worden overschreden;
4. Wisselend vloeien: De grenstoestand waarbij door variaties in de grootte van de belastingen de rekken in het staal zo variëren dat in het staal in meer dan 1 richting (+ en -) plastische vervorming optreedt;
5. Vermoeiing: de grenstoestand waarbij scheurvorming door vermoeiing ontstaat. Dit kunnen zijn "high cycle" vermoeiing en "low cycle" vermoeiing. Low cycle vermoeiing wordt ook wisselend vloeien genoemd;
6. Resonantie: de grenstoestand waarbij de buisleiding in resonantie raakt, bijvoorbeeld door vortices (wervels) achter aangestroomde zeeleidingen of door wind langs bovengrondse leidingen, of door waterslageffecten en cavitatie in met name bovengrondse vloeistofleidingen;

7. Verplaatsingen: de grenstoestand waarbij de buisleiding ontoelaatbaar grote verplaatsingen ondergaat, bijvoorbeeld door stromingen langs of dwars op zeeleidingen op de zeebodem, dus als er geen stabiele ligging meer aanwezig is;
8. Indeuken/ krassen: de grenstoestand waarbij door lokale belasting onaanvaardbare beschadiging van de buiswand optreedt, bijv. deuken en/ of krassen door graafwerktuigen.
9. Lekkage: de grenstoestand waarbij anders dan door het openscheuren van de buiswand lekkage ontstaat (bijv. door lekkende verbindingen, corrosie, of beschadiging door graafwerktuigen en waarbij een onaanvaardbaar milieu- of veiligheidsrisico ontstaat).

3.2 Bruikbaarheidsgrenstoestanden

Bij het bereiken van een bruikbaarheidsgrenstoestand wordt de constructie (buisleiding) geacht niet meer te voldoen aan de gestelde eisen voor wat betreft de het vooropgestelde gebruik.

De in beschouwing te nemen bruikbaarheidsgrenstoestanden zijn:

1. vervormingen: de grenstoestand waarbij vervormingen het gebruik van de buisleiding belemmeren. Voorbeelden zijn het te onrond worden waardoor schrapers, meetinstrumenten, en dergelijke niet meer goed kunnen passeren, het ontstaan van grote doorbuigingen en verplaatsingen (zeebodem), voorzover geen uiterste grenstoestand is overschreden. Ook (lichte) plooivorming waarvan is aangetoond dat die geen aanleiding geeft tot het overschrijden van een fundamentele uiterste grenstoestand zou wel een probleem kunnen geven voor de bruikbaarheid;
2. trillingen en geluid: de grenstoestand waarbij trillingen hinder opleveren voor de oplegconstructies en andere belendingen en personen in de omgeving. Hierbij kan onder meer worden gedacht aan geluid dat door de stroom van het te transporteren product wordt veroorzaakt, compressoren, enz.;
3. lekkage: lekkage anders dan door het openscheuren van de buiswand zonder dat een onaanvaardbaar milieu- of veiligheidsrisico ontstaat.

3.3 Bezwijkmechanismen, belastingen en sterktefuncties

Bij de beoordeling of een uiterste grenstoestand wordt bereikt, moet per bezwijkmechanisme:

- (a) de daarbij in rekening te brengen belasting worden bepaald en
- (b) de sterkte worden bepaald aan de hand van de een sterktefunctie, waarin de relevante geometrie-eigenschappen en materiaaleigenschappen zijn opgenomen.

Onderstaand volgen per bezwijkmechanisme de belangrijkste geometrie- en materiaaleigenschappen en de bijbehorende belastingen.

Voor de sterktefuncties wordt verwezen naar NEN3650-2:2003, hoofdstuk 7.

Bezwijk mechanisme	Grenstoestand	Geometrie- en materiaaleigenschappen	Belastingen
Barsten	Spanningen (1)	- Diameter en wanddikte - Vloeigrens en treksterkte van het plaatmateriaal en de lassen	Inwendige druk

Bezwijk mechanisme	Grenstoestand	Geometrie- en materiaaleigenschappen	Belastingen
Openscheuren bij statische belasting	Rekken (2)	- Taaiheid (rekcapaciteit) van het plaatmateriaal en de lassen, inclusief mogelijke lasfouten - Sterkte (vloei-kracht) van de lassen ten opzichte van de sterkte (vloei-kracht) van het plaatmateriaal (overmatching)	Belastingen die (grote) vervormingen veroorzaken, zoals zettingen en zakkingen en temperatuur
Ovaliseren	Vervormingen (3)	- Diameter en wanddikte - Vloeigrens	Gronddruk, oplegreacties, inwendige druk
Plooien	Vervormingen (3)	- Diameter en wanddikte - Initiële onrondheid	Belastingen die buigvervormingen veroorzaken: zettingen en zakkingen en temperatuur. Inwendige c.q. uitwendige druk
Knikken	Vervormingen (3)	- Diameter en wanddikte - Vloeigrens - Initiële doorbuiging	Belastingen die normaal-krachten en buigende momenten veroorzaken: zettingen en zakkingen en temperatuur.
Implosie	Vervormingen (3)	- Diameter en wanddikte - Vloeigrens - Initiële onrondheid	Uitwendige druk Buiging
Stapsgewijs plastisch bezwijken	Vervormingen (3)	- Diameter en wanddikte - Vloeigrens en taaiheid	Combinaties van variërende belastingen, bijvoorbeeld temperatuur, grond-druk, buiging, inwendige druk
Openscheuren bij wisselende belasting	Wisselend vloeien (4)	- Geometrie i.v.m. spanning- en rekconcentraties - Vloeigrens - Taaiheid	Combinaties van variërende belastingen, bijvoorbeeld temperatuur, grond-druk, buiging, inwendige druk
Openscheuren bij wisselende belasting	Vermoeiing (5)	- Geometrie i.v.m. spanning- en rekconcentraties - Vloeigrens - Taaiheid	Combinaties van variërende belastingen, bijvoorbeeld temperatuur, grond-druk, buiging, inwendige druk
Trillingen mogelijk leidend tot openscheuren	Resonantie (6)	- Diameter en wanddikte - Oplegcondities - Vloeigrens - Eigen frequentie	Wind, stroming (vortex en dergelijke) Verkeersbelasting
Grote verplaatsingen en opdrijven	Verplaatsingen (7)	- Diameter en wanddikte - Oplegcondities - Soortelijk gewicht	Wind, stroming (zeeleidingen)
Lekkage	Indeuken / krassen (8)	- Diameter en wanddikte - Vloeigrens - Taaiheid	"externe" belastingen bijvoorbeeld door graafwerktuigen

Bezwijk mechanisme	Grenstoestand	Geometrie- en materiaaleigenschappen	Belastingen
Lekkage	Lekkage (9)	- Diameter en wanddikte - Verbindingen - Corrosiebescherming	"externe" belastingen bijvoorbeeld door graafwerktuigen lekkende verbindingen corrosieve omgeving

Het belang van een bepaalde grenstoestand kan variëren, afhankelijk van de procescondities en het type leidingcomponent, dat wordt beschouwd.

Zo is bijvoorbeeld de grenstoestand "vermoeiing" vooral van belang voor leidingelementen waarin hoge lokale spanningsconcentraties kunnen optreden. Voorbeelden hiervan zijn T-stukken en bochten met een kleine bochtstraal. De grenstoestand "Uitknikken" is daarentegen vooral van belang bij warme leidingen met lange rechte leidingsecties. In beginsel dienen echter alle leidingen en onderdelen daarvan voor alle grenstoestanden te worden gecontroleerd.

Opdrijven treedt op, indien de door de waterdruk veroorzaakte opwaartse belasting niet wordt gecompenseerd door het eigen gewicht van de pijpleiding met eventueel aanwezig ballastmateriaal en het gewicht van de grond boven de kruin.

Uit het voorgaande zijn de in rekening te brengen belastingen en belastingcombinaties afgeleid zoals vermeld in NEN3650-2, hoofdstuk 7 en de Bijlagen D en E.

4 Partiele factoren

4.1 Belastingen

Voor de relevante belastingen voor het ULS-ontwerp van een pijpleiding zijn in tabel 5.1 de partiele belastingfactoren gegeven voor ongunstige en gunstige werking. De waarden gelden voor de belastingcombinaties BC2, BC3, BC4 en BC5 in de normtekst, zoals verwerkt in Tabel 2 van NEN 3650-2:2003.

Voorlopig is uitgegaan van $\beta=3,6$ en $\alpha=0,7$ (dominante waarde). Alleen voor druk in combinatie met andere belastingen wordt $\alpha=0,5$ gehanteerd. De reden is dat het overdreven veilig en oneconomisch is om aan te nemen dat alle belastingen op dezelfde plaats en tijd een maximum bereiken. Men mag daarom bij de combinatie van uitwendige druk, grond en verkeersbelasting voor de inwendige druk 1,15 in plaats van 1,25 gebruiken.

Door een hoger betrouwbaarheidsniveau te kiezen voor kruisingen met belangrijke waterstaatswerken, bijvoorbeeld $\beta=4,7$ worden hogere partiele factoren voor belastingen gevonden. Deze hogere belastingfactoren zouden op termijn het relatieve sterkte beginsel en begrip schadefactor kunnen vervangen. Dit verdient echter nog nader onderzoek en is in dit kader niet verder uitgewerkt.

Voor belastingen die niet met grondeigenschappen samenhangen wordt geen rekening gehouden met lengte-effecten. Ook hier geldt dat dit volgens de theorie eigenlijk zou moeten, maar het model dan wel zeer ingewikkeld wordt, zonder dat dit tot een noemenswaardige ander resultaat leidt.

Tabel 4.1: Partiele factoren voor de belastingen ($\beta=3,6$ en $\alpha=0,7$).

		V	μ/X_{nom}	γ ongunstig	γ gunstig	
p	druk alleen	0,08	1,0	1,25	0,80	
p	druk in combinatie	0,08	1,0	1,15	0,87	($\alpha=0,5$!)
ΔT	temperatuur	0,03	1,0	1,10	0,91	
	zettingsverschillen			-	-	zie grond (5.3)
	grondbelasting			-	-	zie grond (5.3)
Q	verkeer			1,35	0,0	volgens NEN6707
G	eigen gewicht staal	0,03	1,0	1,10	1,00	
G	gewicht bekleding	0,10	1,0	1,20	1,00	

De waarden voor verkeer zijn ontleend aan NEN6707, die weer is gebaseerd op EN 1991-3. De waarden voor de grondbelastingen komen aan de orde in 5.3 en 5.4.

Onderscheid wordt gemaakt in gunstig en ongunstig werkende belasting. Uiteraard kan dit van belastinggeval tot belastinggeval en van mechanisme tot mechanisme verschillen.

Normaal gesproken is de waarde in de kolom “gunstig” voor variabele belastingen nul. De waarden in de kolom “gunstig” bij druk en temperatuur gelden daarom alleen als het fysisch niet mogelijk is om een druk te hebben en geen temperatuur of omgekeerd. Men kan dan immers niet de waarde nul hanteren. Men moet er daarbij wel rekening mee houden dat deze waarden dan van toepassing zijn op de onderwaarden van de bedrijfsdruk of bedrijfstemperatuur en niet op de bovengrenzen.

NB: Het zal in beginsel altijd kunnen voorkomen, dat bij een in bedrijf zijnde ‘warme’ leiding de pomp wordt stilgezet. De druk is dan na een aantal minuten in de gehele leiding gelijk aan nul, terwijl de temperatuur in de (vaak thermisch geïsoleerde) leiding nog geruime tijd aanwezig blijft. Het is dus fysisch altijd mogelijk om temperatuur te hebben en geen druk.

Hieronder volgt een toelichting per belasting:

Druk

Drukken in buisleidingen worden opgelegd door het bedieningssysteem in combinatie met een drukbeheerssysteem. Onderscheiden worden:

- maximale incidentele druk (drukstoten)
- ontwerpdruk (is bovengrens voor de maximale bedrijfsdruk)

De eerste waarde dient men te hanteren in de situatie “druk alleen” en de tweede waarde in de combinatieberekeningen.

De term “ontwerpdruk” kan enige verwarring scheppen. Bij het ontwerpen van bouwconstructies wordt de term ontwerpwaarde meestal geïdentificeerd met de rekenwaarde (design value, zie bijvoorbeeld ISO2394 en ISO16708) die ontstaat na vermenigvuldiging met de partiele veiligheidscoëfficiënt. In dit document is, evenals in NEN 3650-1:2003 en EN 1594, de ontwerpwaarde echter de nominale of karakteristieke waarde die nog met een partiele veiligheidscoëfficiënt vermenigvuldigd dient te worden.

Uitgangspunt is hierbij, dat de transportleiding is voorzien van een drukkewakings-systeem conform NEN 3650-1:2003, met componenten die qua functioneren gelijkwaardig zijn aan het CEN TC 235 proposal: “Functional requirements for safety components and safety systems in the gas Supply Industry” (Draft prEN, doc nr prEN IPMA-6, 1998-E).

Feitelijk dienen zowel de ontwerpwaarde (overschrijdingsfrequentie een keer in de 50 jaar) als de rekenwaarde (overschrijdingskans orde 1/1000 in de levensduur) voor de bedrijfsdruk als de drukstoot gebaseerd te zijn op een risico-analyse van de bediening en het drukbeheerssysteem en de daarmee samenhangende Safety Integrity Levels (SIL). De in dit document gegeven waarden gelden voor situaties waarbij een dergelijke analyse niet is uitgevoerd. Uiteraard kan men dit voor een bepaalde installatie wel doen en het resultaat meenemen in constructieve berekening. Naar verwachting zal dat in de meeste gevallen leiden tot een (geringe) verlaging van de rekenwaarde.

In bovenstaande tabel is ervan uitgegaan dat de nominale waarden (“ontwerpwaarden”) correct worden voorspeld, maar dat rekening moet worden gehouden met een variatiecoëfficiënt van 8 procent. Voor de goede orde: het gaat hier om de onzekerheid in de extreme druk en niet om de spreiding van de momentane waarde.

Temperatuur

Aangenomen wordt dat de topwaarde van de temperatuur een variatiecoëfficiënt heeft van 3 % indien deze wordt uitgedrukt in graden Celsius. Voor een temperatuur van 100 C is dat dus een standaardafwijking van 3 C. Een lagere spreiding temperatuur in vergelijking met die van de druk is redelijk omdat drukveranderingen veel sneller kunnen gaan. Daarmee is een drukuitschieter eerder een feit dan een temperatuuruitschieter.

Volgens [IEA, 1996] zijn voor temperatuurswisselingen in stadsverwarmingssystemen de volgende waarden gemeten.

$\Delta\theta$ [K]	keren per jaar
110	1
55	24
28	200
14	3000

Deze informatie is bruikbaar voor een vermoeiingsberekening, maar geeft geen indicatie voor de spreiding in de topwaarde.

Eigen gewicht

Het eigen gewicht wordt bepaald door afmetingen en massadichtheid van staal en eventueel isolatie of beschermingsmateriaal. Voor staal mag worden uitgegaan van zeer kleine spreidingen, zeker als met gecertificeerde producten wordt gewerkt. Opgemerkt wordt dat voor beschermings- en isolatiemateriaal de karakteristieke waarden (5 % onder- of overschrijding) moeten worden gehanteerd.

Zettingen, grond en grondwaterstanden

De belasting op een leiding bestaat voornamelijk uit korrel- en waterdruk. De waterdruk hangt af van de stijghoogte van het grondwater in de lagen waarin de leiding zich bevindt. De grondwaterstanden in verschillende lagen dienen soms als afzonderlijke variabelen beschouwd te worden. Informatie hierover (met name de extremen) kunnen gewoonlijk bij het betreffende Waterschap worden ingewonnen. De waterdruk is met name van belang bij het beschouwen van de grenstoestand vervormingen (implosie, opdrijven).

Naast de waterdruk wordt de leiding ook belast door korreldrukken. In het algemeen moet de grondbelasting worden bepaald door uit te gaan van de oorspronkelijke toestand zonder leiding en vervolgens rekening te houden met consolidatie inclusief effecten van eventuele ophoging, afgraving en drainage.

Bij het ontwerp van buisleidingen zal veelal rekening gehouden moeten worden met algehele of gedeeltelijke terreinophogingen. Ook het effect van een plaatselijke ontgraving op de leiding zal moeten worden bekeken.

In axiale richting van de leiding kan sprake zijn van een zettingsverschil van de grondlagen onder de leiding over een relatief korte afstand. Dit geldt met name bij de ophogingen. Afhankelijk van de grootte van de axiale buigstijfheid van de leiding zal deze de zetting van de grond wel of niet volgen. Volgt de leiding de zetting niet dan zal door de zakkende grond aan weerszijden van de buis extra krachten op de leiding worden uitgeoefend. Door de zakkende grond onder de buis kunnen deze krachten niet in dezelfde doorsnede van de leiding aan de ondergrond worden overgedragen. De leiding gaat zich dan als een ligger gedragen waardoor krachtwerking in de lengterichting van de buisleiding zal optreden.

Aan de te hanteren grondeigenschappen is een afzonderlijke paragraaf gewijd.

Verkeer

Voor wegverkeer kan worden gerekend met de verkeersbelasting volgens NEN 6706. De belasting dient zo ongunstig mogelijk te worden aangebracht. De ervaring leert dat de gelijkmatige belasting weinig tot geen invloed heeft.

Voor ingegraven ondergrondse leidingen zijn de reële voertuigpassages van belang. Daarom is besloten om uit te gaan van Belastingsmodel 3 (Model voor bijzondere voertuigen), voor doorgaande routes. Dit komt overeen met een aslast van 240 kN met een tussenafstand van 1,5 meter en een breedte van het voertuig van 4,5 meter. Voor de overige routes wordt uitgegaan van Belastingsmodel 2 voor vermoeiing, vrachtwagensilhouet 4 volgens NEN6707, Tabel 4.6.

Strikt genomen zou volgens de NEN 6706 Belastingsmodel 1 (geconcentreerde dubbele aslast, puntbelasting op 4 locaties, in combinatie met een gelijkmatig verdeelde belasting) gehanteerd dienen te worden voor het in rekening brengen van de verkeersbelasting, aangezien dit een representatief laststelsel voorstelt voor de zwaarst mogelijke belasting door in Europa voorkomende vrachtwagens, die met normale snelheid mogen rijden. Dit model is aan de hand van een uitgebreide inventarisatie naar meest voorkomende aslasten afgeleid. De wiellast wordt voor de berekening van leidingen met behulp van de theorie van Boussinesq en Braunstorfinger vertaald naar een gelijkmatig verdeelde belasting op leidingniveau. Deze belasting wordt bepaald op de maatgevende locatie, maar echter in de leidingberekening constant verondersteld over de volle breedte van het wegdek. Daarom is niet Belastingmodel 1, maar Belastingsmodel 2 voor vermoeiing, vrachtwagensilhouet 4 volgens NEN6707 gehanteerd als model voor de berekening van leidingen. De hiermee bepaalde verkeersbelasting komt dan tevens goed overeen met de waarde die volgens NEN 3650:1992 werd bepaald.

Afhankelijk van de intensiteit van het vrachtverkeer mogen voor de aslasten reductiefactoren worden doorgevoerd tot een minimale waarde van 0.6 voor de categorie “overig” bij een verkeersintensiteit van ca 1 vrachtwagen per dag.

4.2 Materiaal- en geometrie-eigenschappen

De theoretisch te hanteren partiele ULS factoren voor de buiseigenschappen zijn opgenomen in tabel 5.2. De gegevens zijn ontleend aan ISO/CD 16708 en [Foeken van, 1998].

Tabel 4.2: Partiele factoren voor de materiaal- en geometrie-eigenschappen ($\beta=3,6$ en $\alpha=0,8$), uitgezonderd de ovalisering met $\beta=4,7$

		V	μ/X_{nom}	γ	
-	initiële ovalisering	0,50	1,0	5,00	$X_{\text{nom}}=0,005$, $\beta=4,7$
t	wanddikte	0,05	1,05	1,10	$X_{\text{nom}} = \text{nominaal}$
E	E-modulus	0,02	1,0	1,00	Afgerond
f_v	vloeispanning	0,06	1,1	1,10	$X_{\text{nom}} = X_{0,05}$
f_b	breukspanning	0,10	1,0	1,25	$X_{\text{nom}} = X_{0,05}$
ε_b	uiterste rek	0,20	1,0	1,80	$X_{\text{nom}} = 0,2$
-	charpy-test	0,50	1,0	4,0	$X_{\text{nom}} = \text{proefresultaat}$
-	ctod	0,50	1,0	4,0	$X_{\text{nom}} = \text{proefresultaat}$
C	vermoeiing	0,50	1,0	4,0	$X_{\text{nom}} = \text{gemiddelde waarde}$

Voor de ovalisering wordt het lengte-effect meegenomen; daardoor is de β niet 3,6 maar 4,7.

De wanddiktevariatie en de variatie in E worden in de berekeningen meestal verwaarloosd. Het effect wordt geacht opgenomen te zijn in de modelfactor voor de elastische of plastische berekening. Dit is algemeen gangbaar bij de berekening van staalconstructies.

In de norm wordt onderscheid gemaakt tussen een uitgebreide spanningsanalyse en een vereenvoudigde berekening. In dat soort gevallen zou men verwachten dat voor het vereenvoudigde model een hogere modelfactor wordt geëist dan voor de verfijnde berekening. Immers, de vereenvoudigde berekening heeft een grotere onnauwkeurigheid en naar verwachting een grotere spreiding. Een veiligheidsfactor hangt echter niet alleen van de spreiding af maar ook van het gemiddelde. Indien dus in de vereenvoudigde berekening voldoende veronderstellingen en benaderingen aan de "veilige kant" worden gemaakt, kan onnauwkeurigheid worden gecompenseerd en kan men in beide gevallen met dezelfde factor volstaan.

In principe dient echter een vereenvoudigde berekening gevalideerd te worden door vergelijking met de resultaten van een uitgebreide sterkteberekening conform dit rapport.

Voor de elastische berekening heeft men uiteindelijk alleen te maken met vloeispanning en de factor f. Voor de vloeispanning wordt uitgegaan van materiaal waarbij (fabrieks)controle op de karakteristieke waarde heeft plaatsgevonden.

Voor de plastische berekening komen er nog enkele stochastische parameters bij (breukspanning, uiterste rek). De overige parameters hebben betrekking op de grenstoestanden van vermoeiing en brosse breuk. De factor op de C-waarde voor vermoeiing heeft betrekking op de gemiddelde waarde van C. Indien als vermoeiingscurve de “gemiddelde minus tweemaal de standaardafwijking lijn” is gekozen, zoals bij NEN 2063, kan men dit reduceren tot 1,5. Verder kan als alternatief een factor op de classificatie-spanning worden toegepast. De getalwaarden worden dan 1,6 respectievelijk 1,2. Voor de goede orde: bovenstaande factoren hebben betrekking op de vermoeiingssterkte; in aanvulling daarop moeten ook aan de belastingkant factoren worden toegepast, en wel op de optredende spanning en op de aantallen wisselingen.

4.3 Grondeigenschappen

Algemeen

Voor de berekening van een leiding zijn de onderstaande grondmechanische parameters van belang:

- neutrale grondbelasting (verticaal);
- passieve grondbelasting (verticaal);
- verticaal evenwichtsdraagvermogen;
- horizontaal evenwichtsdraagvermogen (passieve horizontale gronddruk) en horizontale gronddruk (actief, neutraal of passief);
- grondstijfheden (beddingconstanten, zowel verticaal omhoog en omlaag als horizontaal);
- wrijving tussen buis en grond;
- wrijvingsverplaatsing;
- zetting- en zakkingverschillen.

Bij de meest uitgebreide berekeningsvorm zijn deze parameters alle nodig, bij de meest simpele alleen de neutrale grondbelasting, passieve grondbelasting en zetting- en zakkingverschillen. De grondmechanische parameters worden bepaald uit grondeigenschappen, die uit terreinmetingen en laboratoriumproeven worden bepaald.

De relevante eigenschappen van grond zijn weergegeven in tabel 5.3.1. De variatiecoëfficiënten voor de verschillende grondeigenschappen zijn zodanig gekozen dat de waarden voor het gemiddelde, minimum en maximum van de grondeigenschappen overeenkomen met de fysisch voorstelbare eigenschappen voor verschillende grondsoorten en consistenties. Dit houdt ondermeer in dat de waarden voor de variatiecoëfficiënten van het volumiek gewicht γ , de elasticiteitsmodulus E en de hoek van inwendige wrijving ϕ zijn gehalveerd in vergelijking met de waarden uit Tabel 1 van NEN 6740:1990. De partiële factoren die vervolgens zijn bepaald met deze gecorrigeerde waarden voor de variatiecoëfficiënten komen echter weer redelijk goed overeen met de partiële factoren uit Tabel 3 van de NEN 6740:1990.

Toelichting keuze variatiecoëfficiënten

De variatiecoëfficiënt voor het **volumiek gewicht** bedraagt volgens NEN 6740 0,10. Dit houdt in dat voor een matig gepakt zand met een volumiek gewicht van 18 kN/m^3 een waarde tussen de $14,5$ en 22 kN/m^3 gevonden zou kunnen worden. Aangezien dit zeer onrealistisch is (fysisch niet voorstelbaar), is de variatiecoëfficiënt aangepast tot 0,05.

De hiermee bepaalde range voor de gevonden waarde van het volumiek gewicht ligt dan tussen de 16 en 20 kN/m³, hetgeen meer met de werkelijk te verwachten waarde overeenkomt.

Voor de **hoek van inwendige wrijving** is de waarde van 0,05 voor de variatiecoëfficiënt aangehouden in plaats van de 0,10 overeenkomstig de NEN 6740. Een waarde van 0,10 houdt immers in dat men in voor een matig gepakt zand met een hoek van inwendige wrijving ter grootte van 30 graden de werkelijke waarde kan variëren tussen de 25 en 35 graden. Dit wordt als te onwaarschijnlijk beoordeeld.

Bij een variatiecoëfficiënt van 0,05 wordt een minimum waarde van 27,5 en een maximum waarde van 32,5 graden gevonden, hetgeen meer realistische waarden zijn voor een matig gepakt zand. Deze uiterste waarden komen overeen met de gemiddelde waarden die normaliter gevonden worden voor een los dan wel vast gepakt zand. Een onderscheid tussen een los, matig dan wel vast gepakt zand kan in de praktijk goed worden gemaakt, zeker indien er lokaal grondmechanisch onderzoek wordt uitgevoerd.

Voor de betrouwbaarheidsindex β is eenvoudigheidshalve geen onderscheid gemaakt tussen veldstrekkings en kruisingen en is uitgegaan van een β -waarde van 4,7 voor kruisingen, verhoogd tot 5,15 in verband met het lengte-effect (zie hoofdstuk 3.5). Voor de keuze van de α -waarden wordt verwezen naar 3.3.

Tabel 5.3.1: Gegevens grondeigenschappen voor zand en klei/veen. Gehanteerd is $\beta = 5,15$, $\alpha=0,8/-0,8$ voor γ en C, $\alpha = 0,32$ voor de overige grondeigenschappen.

	Omschrijving	V	μ/X_{nom}	γ ongunstig	γ gunstig	γ -waarden volgens NEN6740 (ongunstig)
γ	Volumiek gewicht	0,025	1,00	1,11	0,90	1,1
ϕ	Hoek van inwendige wrijving	0,050	1,00	1,09	0,92	1,15-1,2
E	Elasticiteitsmodulus	0,125	1,00	1,23	0,81	1,3
c'	Effectieve cohesie	0,20	1,00	1,39	0,72	1,5-1,6
c_u	Ongedraineerde schuifsterkte	0,20	1,00	1,39	0,72	1,35-1,5
C	Samendrukkingconstante / Zetting	0,19	0,9	2,00	0,42	1,3

De factoren van tabel 5.3.1 zijn vergelijkbaar met die van NEN6740 (zie laatste kolom), met uitzondering van de waarde voor C (Samendrukkingconstante/Zetting).

Met betrekking tot de **zettingsprognose** is er door het CROW onderzoek verricht. Uit dit (nog lopend) onderzoek is gebleken dat de variatiecoëfficiënt voor de Samendrukkingconstante C 0,25 bedraagt en μ/X_{nom} 0,9 bedraagt. Ofwel, het gemiddelde van de gemeten zettingen bedraagt 90% van de geprognoseerde zetting, de prognose is dus in het algemeen enigszins conservatief. In deze waarde voor de variatiecoëfficiënt zijn alle onzekerheden die van belang zijn voor het maken van een zettingsprognose verwerkt (dus ook de laagdikte en het volumiek gewicht van de ophoging). Aangezien de grootte van de zetting lineair afhankelijk is van de samendrukkingconstante kan de gevonden waarde voor de variatiecoëfficiënt ook voor de bepaling van de modelfactor voor zettingen worden gehanteerd.

Gezien het belang van de zetting voor het ontwerp van een leiding is deze belasting als dominant aangemerkt. Ook hier is een betrouwbaarheidsindex van 4,7 voor kruisingen, verhoogd tot 5,15 in verband met het lengte-effect, ook voor de veldstrekking gehanteerd. Rekening houdend met het volume effect (mechanisme lengte van 2x20 meter voor het verloop van de zetting en een conservatieve waarde voor de fluctuatiefstand van 15 meter wordt de lokale variatie van 0,25 gereduceerd tot 0,19 voor het mechanisme en bedraagt de partiele factor voor zettingen daardoor 2,2. Deze waarde dient nog met de factor μ/X_{nom} 0,9 vermenigvuldigd te worden.

De aldus verkregen waarde voor het product van ruimtelijke variatie en de correctie op het gemiddelde ($0,9 \cdot 2,2 = 2,0$) blijkt uiteindelijk vergelijkbaar met het product van onzekerheidsfactor OF en rekenfactor RF voor zettingen, zoals gedefinieerd in de NEN 3650:1992, welke 1,95 ($OF \cdot RF = 1,3 \cdot 1,5$) dan wel 2,25 ($OF \cdot RF = 1,5 \cdot 1,5$) bedroeg.

Met betrekking tot de **uitvoeringszakking** zijn de Tabelwaarden “**fv**” uit de NEN 3650:1992 overgenomen, waarbij de ruimtelijke variatie destijds al was verdisconteerd. De rekenfactor uit de NEN 3650:1992 ter grootte van 1,5 wordt nu als modelfactor voor de uitvoeringszakking gehanteerd.

Gezien het belang van de **grondwrijving** bij het ontwerpen van met name warme leidingen, zijn bij de bepaling van de grondwrijving alle relevante grondeigenschappen dominant verklaard. Hierbij is dan wel rekening gehouden met het volume-effect (zie paragraaf 3.5), aangezien de grondwrijving over een aanzienlijke lengte langs de leiding wordt gemobiliseerd. De lengte waarover de door grondwrijving opgebouwde reactiekracht gelijk is aan de kracht waarbij de leiding wordt vastgehouden, dat wil zeggen niet verplaatst ten opzichte van de omringende grond en dus “verankerd” ligt, wordt ook wel verankeringslengte genoemd. Uitgaande van een beperkt temperatuurverschil van 40 °C alleen al bedraagt de verankeringslengte minimaal zo’n 65 meter voor een 8” geïsoleerde leiding in een normale zandgrond. Bij grotere temperatuurverschillen en leidingdiameters en in geval van een slechtere bodemgesteldheid zal de verankeringslengte aanmerkelijk groter kunnen zijn. In de berekening van het volume-effect is een mechanismelengte van 50 meter voor de grondwrijving gehanteerd, hetgeen dus als een ondergrenswaarde voor de verankeringslengte is te beschouwen van (warme) leidingen. Verder is een fluctuatiefstand van 1,5 meter (1,0 tot 2,0 meter) aangehouden voor het volumiek gewicht en 15 meter (10 tot 20 meter) voor de overige grondeigenschappen. De resultaten zijn opgenomen in Tabel 4.3.2.

Tabel 4.3.2: Gegevens grondeigenschappen voor de bepaling van grondwrijving in zand en klei/veen. Gehanteerd is $\beta = 5,15$, $\alpha = 0,8/-0,8$ voor alle grondeigenschappen.

	Omschrijving	V_{loc}	V_{mech}	μ/X_{nom}	γ ongunstig	γ gunstig	γ -waarden volgens NEN6740 (ongunstig)
γ	Volumiek gewicht	0,025	0,004	1,00	1,02	0,98	1,1
φ	Hoek van inwendige wrijving	0,050	0,027	1,00	1,12	0,89	1,15-1,2
c'	Effectieve cohesie	0,20	0,110	1,00	1,57	0,64	1,5-1,6
c_u	Ongedraineerde schuifsterkte	0,20	0,110	1,00	1,57	0,64	1,35-1,5

Bepaling via meting

Indien de grondparameters via meting worden vastgesteld krijgt men een betere indruk van het gemiddelde en de spreiding. Men vindt dan de veiligheidscoëfficiënt ten opzichte van de gemeten gemiddelde waarde uit:

$$\gamma = \exp\{-k V_{meting} \sqrt{(1+1/n)}\} \quad (4.3)$$

v aantal vrijheidsgraden (= n-1)

n aantal meetwaarden

k coëfficiënt volgens onderstaande tabel:

	n=3	n=6	n=10	n=20	n=50
<i>sls /strekking</i>	2,37	2,37	2,37	2,37	2,37
uls/strekking	9,15	3,87	3,29	3,29	3,29

De waarde van k houdt in principe rekening het aantal waarnemingen en de ruimtelijk spreiding. De tabel is tot stand gekomen door beide afzonderlijk uit te rekenen en daarvan de maximale waarde te nemen. De combinatie werd als te conservatief beschouwd.

Het beperkt aantal waarnemingen is maatgevend voor de ULS voor n= 3 en n=6 (cursief gedrukt in de tabel). Voor deze twee situaties is dus geen lengte-effect in rekening gebracht. Hier is k gelijk aan de t-waarde met n-1 graden van vrijheid, corresponderend met $\beta = 3,6$. In alle andere gevallen (sls en uls met n> 10) is er dus geen onzekerheidstoets op de gewone waarde van $k = \alpha\beta = 0,7*3,4$. Wel wordt via (5.3) in verband met de statistische onzekerheid in het gemiddelde de factor $\sqrt{(1+1/n)}$ nog toegevoegd.

Voor kruisingen met waterbouwkundige werken zou eigenlijk uitgegaan moeten worden van $\beta = 4,7$, hetgeen leidt tot hogere waarden van k:

	n=3	n=6	n=10	n=20	n=50
<i>sls /strekking</i>	9,15	3,87	3,29	3,29	3,29
uls/strekking	31,57	6,87	4,78	3,88	3,85

De hoge waarden voor $n < 10$ duiden erop dat men meestal niet met een zo laag aantal kan volstaan.

4.4 Modelonzekerheden en modelfactoren

Rekenmodellen zijn schematiseringen van de werkelijkheid en zullen de werkelijkheid dus nooit geheel exact omschrijven: er is altijd in meer of minder mate sprake van een modelonzekerheid. Eenvoudige modellen hebben meestal een grotere mate van onzekerheid dan meer geavanceerde Eindige Elementenmodellen die rekening houden met geometrische en fysisch niet lineair gedrag. Rekenmodellen kunnen zowel een systematische (gemiddelde) afwijking vertonen als een niet voorspelbare afwijking die van geval tot geval verschilt.

In het ideale geval kunnen de modelonzekerheden worden ontleend aan validatieprojecten. De procedure is dan als volgt: Stel dat men een aantal metingen heeft gedaan en die vergelijkt met berekening als aangegeven in figuur 5.3 De modelonzekerheid is dan gedefinieerd als de stochastische grootte

$$m = X_{\text{test}}/X_{\text{berekening}} \quad (4.4)$$

Van deze modelonzekerheid m kan men dan een gemiddelde en een standaardafwijking bepalen. Vervolgens kan men m dan als een stochast in de berekeningen meenemen. De ontwerpwaarde van deze stochast wordt zoals gebruikelijk gegeven door:

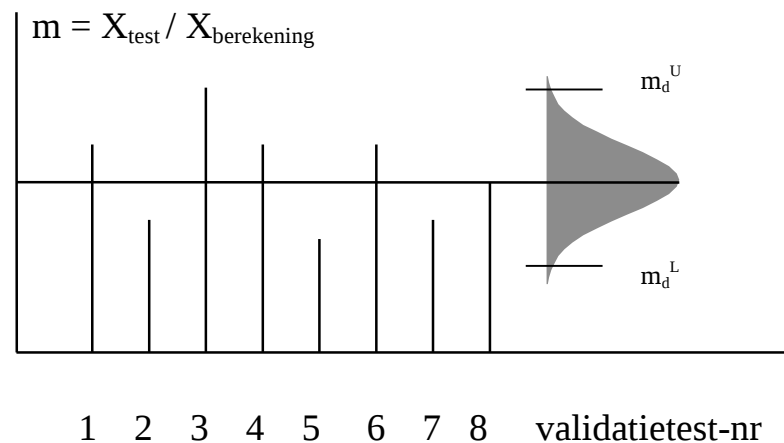
$$m_d = \mu(m) \exp(-\alpha\beta V) \quad (4.5)$$

Deze ontwerpwaarde kan men in de semiprobabilistische berekening gebruiken als een partiële factor voor het model, ofwel de modelfactor:

$$\gamma_{\text{model}} = m_d \quad (4.6)$$

De nominale waarde van een modelonzekerheid is dus meestal 1.0.

Niet altijd heeft men testen en proefresultaten tot zijn beschikking om de kwaliteit en betrouwbaarheid van een berekeningsmodel te kunnen afschatten. In die gevallen tracht men zich meestal een beeld te vormen door de onderlinge vergelijking van rekenmodellen. Vaak kiest men dan het meest geavanceerde model als referentie. Uiteraard moet men er rekening mee houden dat ook dit model kan afwijken van de werkelijkheid. Overigens, ook testen of proeven komen natuurlijk ook niet altijd perfect met de werkelijkheid overeen. Ook een laboratoriumproef is een schematisering van de werkelijkheid en zelfs bij in situ proeven heeft men vaak te maken met een bijzondere situatie die niet representatief hoeft te zijn voor alle gevallen die door een richtlijn of code moeten worden afgedekt. Verder worden praktijkmetingen normaal gesproken gedaan in een stadium dat ver van het faalstadium verwijderd is. In al deze gevallen dient dus een schatting te worden gemaakt van de onzekerheden die met de referentie samenhangen, ongeacht of dit een verfijnd model, laboratoriumproeven of in situ metingen betreft.



Figuur 4.3: Illustratie van een validatiestudie ter bepaling van de modelonzekerheid m

In veel berekeningen komen verder nog verschillende modellen voor. Bij leidingen heeft men bijvoorbeeld een grondmodel, een liggermodel, een ringmodel en een materiaalmodel. Ook aan het experimentele model kan nog een onzekerheid worden toegevoegd. Voor elk van die modellen wordt dan een modelonzekerheid gedefinieerd.

In tabel 4.4.1 en 4.4.2 zijn voor de grondmechanische parameters de modelonzekerheden weergegeven, zie verder [Korff, 2002], zie ook Bijlage B. De onzekerheden in de modellen worden als niet dominant beschouwd. Gebruik is gemaakt van de alfa-waarde van $0,4 \cdot 0,8$ (zie begin van dit hoofdstuk) en er is geen volume-effect in rekening gebracht. Dit is niet-conservatief. De variatiecoëfficiënten zijn ontleend aan proeven; helaas is niet te vermijden dat daar ook enige spreiding van de grondeigenschappen in zit verdisconteerd. Dit maakt het resultaat weer enigszins aan de conservatieve kant.

Opgemerkt wordt dat de onderstaande variatiecoëfficiënten en daarmee bepaalde partiele factoren gekoppeld zijn aan de rekenmodellen zoals vermeld in het Delft Cluster rapport Integraal Ontwerp leidingen en riolen [Korff, 2002]. In onderstaande tabellen is onderscheid gemaakt tussen zand en klei/veen omdat de variatiecoëfficiënt en de formules voor het bepalen van de grondmechanische eigenschappen voor deze grondsoorten verschillend zijn.

Gekozen is om een betrouwbaarheidsindex van 4,7, welke eigenlijk voor kruisingen van toepassing is, algemeen te hanteren. Dit is derhalve een conservatief uitgangspunt voor de veldstrekking (waarvoor eigenlijk een betrouwbaarheidsindex van 3,6 gehanteerd zou kunnen worden), maar heeft het voordeel dat voor de veldstrekking en kruisingen dezelfde partiele factor gehanteerd kan worden.

De modelfactor voor zettingen en het uitvoeringszakingsverschil zijn al in paragraaf 4.3 behandeld, omdat de variatie voor de samendrukkingsconstante (grondeigenschap C) alle onzekerheden voor het maken van een zettingsprognose omvat.

De formules zoals opgenomen in de NEN 3650:2003 Bijlage B4 en C4, zie ook Bijlage B, zijn reeds gecorrigeerd met de waarde μ/X_{nom} zodat volstaan kan worden met het delen dan wel vermenigvuldigen met de modelfactor indien de formules van de NEN 3650:2003 worden gehanteerd.

Tabel 4.4.1: Modelfactoren voor zand. Gehanteerd is $\beta = 4,7$ en $\alpha=0,32/-0,32$ (voor zetting $\beta = 5,15$ en $\alpha=0,80/-0,80$, waarbij rekening is gehouden met het volume-effect)

Zand	V	μ/X_{nom}	Modelfactor MF	
			γ ongunstig	γ gunstig
Horizontale beddingsconstante	0,15	1,0	1,25	0,80
Verticale beddingsconstante omlaag	0,40	1,0	1,83	0,55
Verticale beddingsconstante omhoog	0,10	1,0	1,16	0,86
Grondwrijving	0,15	1,0	1,25	0,80
Wrijvingsverplaatsing	0,15	1,0	1,25	0,80
Verticaal Evenwichtsdraagvermogen	0,20	0,95	1,35	0,74
Passieve grondlast	0,20	1,0	1,35	0,74
Horizontale gronddruk	0,10	1,0	1,16	0,86
Neutrale grondlast	0,00	1,0	1,00	1,00

Tabel 4.4.2: Modelfactoren voor klei/veen. Gehanteerd is $\beta = 4,7$ en $\alpha=0,32/-0,32$ (voor zetting $\beta = 5,15$ en $\alpha=0,80/-0,80$, waarbij rekening is gehouden met het volume-effect)

Klei/Veen	V	μ/X_{nom}	Modelfactor MF	
			γ ongunstig	γ gunstig
Horizontale beddingsconstante	0,15	1,0	1,25	0,80
Verticale beddingsconstante omlaag	0,30	1,0	1,57	0,64
Verticale beddingsconstante omhoog	0,15	1,0	1,25	0,80
Grondwrijving	0,30	0,60	1,57	0,64
Wrijvingsverplaatsing	0,15	1,0	1,25	0,80
Verticaal Evenwichtsdraagvermogen	0,10	0,85	1,16	0,86
Passieve grondlast	0,20	1,0	1,35	0,74
Horizontale gronddruk	0,25	0,70	1,46	0,69
Neutrale grondlast	0,00	1,0	1,00	1,00

5 Factor voor ruimtelijke variatie en vertaling naar nieuwe norm

Om aansluiting te houden met de berekeningsmethodiek van de NEN 3650:1992 is nagegaan in hoeverre op eenduidige wijze de factor voor de ruimtelijke spreiding in de grondeigenschappen kan worden vervangen door een factor die op de grondparameters. Deze factor voor ruimtelijke variatie FV in combinatie met de Modelfactor MF vervangen dan de onzekerheidsfactor OF en Rekenfactor RF van de NEN 3650:1992. Door het hanteren van deze systematiek kunnen door de grondmechanisch adviseur de gemiddelde waarden voor de grondmechanische parameters worden aangeleverd, waarna door de constructief ontwerper middels factoren de “hoge” en “lage” grondparameters worden bepaald. Dit sluit dan goed aan op de huidige uitvoeringspraktijk volgens de NEN 3650:1992, maar de nieuwe factoren zijn dan nu afgeleid aan de hand van een probabilistische systematiek. Een en ander is samengevat en verduidelijkt in onderstaand schema.

	NEN 3650 oud	NEN 3650 nieuw (theorie)	NEN 3650 nieuw (praktijk)
Grondmechanisch adviseur	GRONDEIGENSCHAPPEN	GRONDEIGENSCHAPPEN	GRONDEIGENSCHAPPEN
	Rekenmodel	Ruimtelijke variatie Rekenmodel, incl. variatie	Rekenmodel
	Grondparameters Gemiddeld	Grondparameters Gemiddeld/Hoog/Laag	Grondparameters Gemiddeld
Constructief ontwerper	Onzekerheidsfactoren OF		Factor ruimtelijke spreiding FV Modelfactor MF
	Grondparameters Hoog Laag		Grondparameters Hoog Laag
	Rekenfactoren RF		

Figuur 5.1 Vergelijking tussen NEN 3650:1992 en NEN 3650-1:2003 (theorie en praktijk).

Met behulp van de formules uit Bijlage B, zoals ook vermeld in het [Korff, 2002], zijn de grondmechanische parameters (Gemiddeld/Hoog/Laag) bepaald door de gemiddelde grondeigenschappen te vermenigvuldigen dan wel te delen door de bijbehorende partiele factor. Door de aldus bepaalde “hoge” en “lage” grondmechanische parameters te vergelijken met de “gemiddelde” grondmechanische parameter is een factor voor de ruimtelijke variatie afgeleid.

Deze methodiek is uitgewerkt voor verschillende grondsoorten (matig zand, slappe klei), een gronddekking van 1,0 respectievelijk 3,0 meter, voor leidingdiameters variërend van 200 mm tot 1200 mm.

Uit deze uitgebreide analyse volgt dat door de grondeigenschappen te variëren (gemiddeld/laag/hoog) de berekende factor voor ruimtelijk variatie van de grondmechanische parameters zeer consistent is over de volledige range van leidingdiameters en gronddekking, maar ook dat de “hoge” dan wel “lage” grondmechanische parameters bepaald kunnen worden door te delen dan wel te vermenigvuldigen door dezelfde factor voor ruimtelijke variatie. Voor de uitgevoerde analyse wordt verwezen naar Bijlage C.

In onderstaande Tabel is de afgeleide factor voor ruimtelijke variatie voor de verschillende grondparameters samengevat.

Tabel 5.1 Partiele factoren voor ruimtelijke variatie FV (zand en klei/veen)

	ZAND	KLEI en VEEN
Horizontale beddingconstante	1,4	1,4
Verticale beddingconstante, omlaag	1,8	1,9
Verticale beddingconstante, omhoog	1,2	1,5
Wrijving	1,1	1,5
Axiale verplaatsing	1,3	1,2
Verticaal evenwichtsdraagvermogen	1,5	1,4
Passieve grondlast	1,1	1,1
Horizontaal evenwichtsdraagvermogen	1,4	1,4
Neutrale grondlast	1,1	1,1

In onderstaande tabel is een vergelijking gemaakt tussen de factoren voor grondparameters volgens de NEN 3650:2003 (FV*MF, ofwel factor voor ruimtelijke variatie en Modelfactor) en NEN 3650:1992 (OF*RF, ofwel Onzekerheidsfactor en Rekenfactor).

Tabel 5.2 Partiele factoren voor ruimtelijke variatie FV en Modelfactor MF (zand en klei/veen)

Partiele factoren Variatie en Model	ZAND		KLEI en VEEN	
	FV*MF	NEN oud OF*RF	FV*MF	NEN oud OF*RF
Horizontale beddingconstante	1,75	1,30	1,75	1,3-1,4
Verticale beddingconstante, omlaag	3,24/2,03*	1,30	2,95/1,61*	1,3-1,4
Verticale beddingconstante, omhoog	1,38	1,30	1,88	1,3-1,4
Wrijving	1,38	1,40	2,33	1,40
Axiale verplaatsing	1,63	1,40	1,50	1,40
Verticaal evenwichtsdraagvermogen	2,03	1,80	1,61	1,8-2,25
Passieve grondlast	1,49	1,65	1,49	1,65
Horizontaal evenwichtsdraagvermogen	1,61	1,80	2,03	2,1-2,25
Neutrale grondlast	1,10	1,65	1,10	1,65

Over het algemeen wordt een redelijke overeenstemming gevonden, de factoren voor de beddingconstanten liggen volgens de nieuwe systematiek echter aanmerkelijk hoger. Met name de factor voor de verticale beddingsconstante omlaag is erg hoog, hetgeen te verklaren is door een tweetal oorzaken. Bij het bepalen van de modelfactor is ook al de ruimtelijke variatie (deels) verdisconteerd. Daarnaast zijn in de nieuw voorgestelde formules voor de bepaling van de verticale beddingsconstante omlaag de elasticiteitsmodulus E , de effectieve cohesie c' dan wel de ongedraineerde schuifsterkte c_u geïntroduceerd. De “oude” formules uit de NEN 3650:1992 voor de verticale beddingsconstante omlaag zijn alleen gerelateerd aan het evenwichtdraagvermogen en leidingdiameter. Naast de variatie in grondeigenschappen die middels de bepaling het evenwichtdraagvermogen ook bij het bepalen van de verticale beddingsconstante omlaag zijn verdisconteerd, werkt in de nieuwe situatie ook nog eens de relatief hoge variatie van E , c' en c_u sterk door in de factor voor ruimtelijke variatie.

De “oude” empirische relatie van de beddingsconstante met het evenwichtdraagvermogen vertoont een veel kleinere variatie, omdat de beddingsconstante (verticaal, omlaag) alleen wordt bepaald door het verticaal evenwichtdraagvermogen en de leidingdiameter. Dit houdt in dat de (feitelijke) variatie van de beddingsconstante volgens de nieuwe formule is aangepast aan de voorheen vastgestelde variatie. Door calibratie aan beschikbare proeven, zoals gerapporteerd in het Delft Cluster onderzoek [Korf, 2002] is dit onderbouwd. Derhalve is besloten om de factoren (Modelfactor MF en Factor voor ruimtelijke variatie FV) voor de verticale beddingsconstante omlaag in overeenstemming te brengen met de factoren voor het verticaal evenwichtdraagvermogen.

In een separate deelrapportage worden de uitgevoerde sterkteberekeningen voor de nieuwe systematiek toegelicht. Voor de uitgangspunten van de berekeningen en resultaten alsmede het vaststellen van een nieuw toetscriterium wordt verwezen naar deze deelrapportage.

6 Voorstellen voor de norm

De aanpak in dit rapport heeft voor NEN3650-1 en 2:2003 de volgende consequenties.

De elastische en de plastische berekening worden in NEN 3650-2 op een gelijkwaardige wijze gepresenteerd.

Uit de in deelrapport [Guijt 2003] gepresenteerde calibratieberekeningen volgens de ‘oude’ NEN 3650:1992 en de ‘nieuwe’ NEN 3650-2;2003 voor zowel de plastische als de elastische methode is meer inzicht ontstaan in de relatie tussen berekende fictief elastische spanningen en de corresponderende plastische rekken, waardoor een beter inzicht in de werkelijke veiligheidsmarge is ontstaan.

Er is een theoretische basis gelegd voor een probabilistische benadering van het ontwerp op sterkte van een transportleiding

Voor het betrouwbaarheidsniveau, dominantie, lengte- en volume effecten zijn onderbouwde keuzes gedaan.

De partiele factoren voor druk en temperatuur zijn aangepast. Daarnaast is tevens de materiaalfactor geïntroduceerd.

Voor de grondeigenschappen en grondmechanische parameters zijn ruimtelijke variatie en modelonzekerheden gekwantificeerd en gekalibreerd aan gerapporteerd nationaal en internationaal onderzoek. Hieruit is een praktische benadering gedestilleerd en verwoord in NEN 3650-1:2003, Bijlage B4 en C4, waarbij ook rekenmodellen voor het bepalen van de grondmechanische parameters zijn vastgelegd. Hiervoor zijn de bijbehorende modelfactoren bepaald en is tevens een factor voor ruimtelijke variatie afgeleid.

Voor stalen leidingen is de invloed van variaties in geometrie en relevante materiaaleigenschappen nagegaan en verdisconteerd in de materiaalfactoren.

De nog bestaande onzekerheden zijn nu beter in kaart gebracht.

Het effect van deze veranderingen is beoordeeld in samenhang met overige wijzigingen in het voorschrift, zoals de vervanging van de methode met spanningscorrectiefactoren door een nieuw toetscriterium met een toelaatbaar spanningstraject, waarbij wisselend vloeien wordt voorkomen.

Door een hoger betrouwbaarheidsniveau te kiezen voor kruisingen met belangrijke waterstaatswerken, bijvoorbeeld $\beta=4,7$ worden hogere partiele factoren voor belastingen gevonden. Deze hogere belastingfactoren zouden op termijn het relatieve sterkte beginsel en begrip schadefactor uit de NEN 3651 kunnen vervangen. Dit verdient echter nog nader onderzoek en is in dit kader niet verder uitgewerkt.

7 Referenties

- NEN 3650, 1e druk, september 1992 (Correctieblad NEN 3650/C1, april 1996), Eisen voor stalen Transportleidingssystemen
- RTOD, Regels voor Toestellen onder Druk, Blad D 1101, Pijpleidingen
- RTOD, Regels voor Toestellen onder Druk, Blad D 1200, Algemene sterktebeoordeling door berekening
- ANSI/ASME Boiler and Pressure Vessel Code (BPV), Section III – Subsection NB 3600 en Section VIII – Division 2, Appendix 5
- CEN TC107/TC267/JWG1 (draft standard) “Design and installation of preinsulated bonded pipes for District Heating.
- NEN 6700, TGB 1990, Algemene basiseisen, inclusief wijzigingsblad mei 1997
- NEN 6702, TGB Belastingen en Vervormingen, inclusief wijzigingsblad mei 1997
- NEN 6740, TGB Geotechniek, Algemeen gedeelte en belastingen
- NEN 6770, TGB Staalconstructies
- NVN-ENV 1991-3: Eurocode 1 - Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies, Deel 3 Verkeersbelastingen op bruggen, NNI, 1995, Delft
- NVN-ENV 1991-2-7 Eurocode 1 - Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies, Deel 2-7 Bijzondere Belastingen door botsingen en explosies, NNI, 1998, Delft
- NVN-ENV 1991-1: Eurocode 1 - Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies, Deel 1: Ontwerpgrondslagen, NNI, 1995, Delft
- ISO 2394, 1996, General Principles on Reliability for Structures.
- JCSS Probabilistic model code, JCSS, First Draft, 1999.
- JCSS, Joint Committee on Structural Safety: Background documentation Eurocode 1 (ENV 1991) Part 1: Basis of design, Publication no94, ECCS, March 1996.
- AMSE, Limit State design of high temperature PipelinesOffshore Mechanics and Arctic Engineering, Pipeline Technology, Vol. 5.,
- IEA, Temperature variations in preinsulated DH pipes, NOVEM, 1996
- Bottema, M.J.,1976, "Pijpleidingen, enige technische aspecten", Stichting Postacademiale Vorming Gezondheidstechniek.
- Bottema, M.J. 1994, Ontwerpanalyse van een toestel onder Druk,
- Gresnigt, A.M., Plastic design of buried pipelines, Heron, 1986
- Guijt W., (maart 1999), "Grenstoestand wisselend vloeien volgens NEN 3650, paragraaf,10.7.3", Rapport van werkgroep 310 004 00 01, maart 1999.
- Guijt. W (februari 2000), "Herziening Rekenfactoren NEN3650, Rapportage van resultaten fase 1. Tebodin, doc 190446, Tebodin Consultants & Engineers, 2000
- Guijt. W (2003), "Herziening Rekenfactoren NEN3650, Rapportage van resultaten fase 2. Tebodin, doc. nr. 26336-00/190647, Tebodin Consultants & Engineers, 2003
- Foeken van R.J. en Gresnigt N., Buckling and Collapse of UOE manufactured steel pipes, Report 96-con-R0500, TNO, 1998
- Smits M, Veiligheidsbeschouwing Grondonderzoek, CUR COB L520/24, Fugro, 1999.

- Vrouwenvelder, A. Siemes A, Probabilistic Calibration procedure for the derivation of partial factors for the Netherlands Building codes, Heron, vol 32,no 3, 1987
- E.O.F. Calle en M.T. van der Meer, Probabilisme in de Geotechniek, Onderdeel Ruimtelijke Variabiliteit, Fase A.III. Grondmechanica Delft rapport CO-361410.95, december 1997.
- Korff, M, Integraal ontwerp leidinginfrastructuur / Onderzoek naar grondmechanische grootheden, Geodelft, Rapport 009, 2002.
- Klever, Palmer & Kyriakides, Limit-state design of high-temperature pipelines, 1994.

Bijlage A: Aanpak betrouwbaarheidsproblematiek in moderne voor-schriften

Een voorschrift begint gewoonlijk met het formuleren van de fundamentele betrouwbaarheidseis, zijnde:

De constructie mag:

- de gedefinieerde uiterste grenstoestanden,
- gedurende de vastgestelde referentieperiode
- met de vastgelegde mate van betrouwbaarheid

niet overschrijden.

In aanvulling hierop wordt meestal geëist dat voldaan wordt aan een aantal bruikbaarheidseisen en dat zowel de realisering als het onderhoud economisch verantwoord dient te zijn. De economie van het onderhoud kan leiden tot het formuleren van expliciete duurzaamheidseisen.

Voor ieder constructietype kunnen de fundamentele eisen nader worden uitgewerkt. Daartoe dienen grenstoestanden, referentieperiode en betrouwbaarheidsniveaus expliciet te worden gespecificeerd. Vervolgens worden meestal de faalkanseisen vertaald naar een set van concrete belastinggevallen waarbij de constructie met voorgeschreven materiaaleigenschappen de vastgestelde grenstoestanden niet mag overschrijden. Deze vertaalslag kan via betrouwbaarheidsanalyses op verschillende niveaus worden onderbouwd, al naar gelang de beschikbare gegevens en mogelijkheden. De vertaalslag dient in ieder geval rekening te houden met de gehanteerde rekenmethoden en de daarmee samenhangende nauwkeurigheid.

De grenstoestanden worden onderverdeeld in uiterste- en bruikbaarheidstoestanden:

Uiterste grenstoestanden zijn alle situaties die tot volledig functieverlies van de constructie leiden. Algemene voorbeelden zijn:

- verlies van statisch evenwicht van de constructie of een deel daarvan, waarbij de constructie is beschouwd als star lichaam (kantelen, glijden, opdrijven);
- breuk van (delen) van de constructie als gevolg van het overschrijden van de materiaalsterkte;
- het ontstaan van een bezwijkmechanisme in de constructie of in een gedeelte van de constructie;
- instabiliteit van de constructie of een gedeelte van de constructie.
- verlies van samenhang

Bruikbaarheidgrenstoestanden zijn alle situaties die het normale gebruik c.q. aanzien van de constructie enigszins hinderen. Algemene voorbeelden zijn:

- verlies van functionaliteit
- verminderd comfort

- verminderde esthetische eigenschappen
- onevenredig hoog onderhoud
- schade of hinder naar de omgeving

Uiteraard zijn niet alle grenstoestanden voor alle constructies relevant.

Vervolgens moet worden vastgesteld welke belastingen en mechanismen met bijbehorende rekenmodellen en materiaaleigenschappen voor elke grenstoestand van belang zijn. Als er geen onzekerheden waren kon men vervolgens eenvoudig via een berekening vaststellen of een bepaald ontwerp de grenstoestanden wel of niet zou overschrijden. In werkelijkheid zijn er echter spreidingen en onzekerheden zijn en men dient daar met een bepaalde zorgvuldig gekozen systematiek mee om te gaan. De volgende procedure van 4 stappen is daarbij gebruikelijk:

1. bepaal het gewenste betrouwbaarheidsniveau (ofwel de maximaal aanvaardbare faalkans);
2. kwantificeer de onzekerheden (d.w.z. bepaal gemiddelden, standaardafwijkingen enz);
3. stel de rekenwaarden vast voor alle onzekere (stochastische) variabelen;
4. voer de uiteindelijke verificatie uit.

Dit is een zogenaamde veiligheidsberekening op niveau I. Er zijn ook verificaties mogelijk op niveaus II en III. Hierbij zijn de stappen 1 en 2 hetzelfde; in stap 3 bepaalt men echter de faalkans van de constructie en in stap 4 wordt deze vergeleken met de gewenste waarde.

De vier genoemde stappen van de niveau I procedure zullen hieronder worden toegelicht:

Stap 1: Bepaling van het gewenste betrouwbaarheidsniveau

Ten aanzien van de ontwerplevensduur kan op basis van NEN-6700 voor bouwwerken in klasse 3 een ontwerplevensduur tussen 50 en 100 jaar worden gekozen. 50 Jaar lijkt een goede keuze voor transportleidingen.

De levensduureis is van belang in verband met de waarde van de rekenbelastingen voor de controle van de draagkracht. Van nog grotere betekenis is de ontwerplevensduur echter in verband met de verschillende verouderingsmechanismen, zoals:

- vermoeiing
- corrosie

Afhankelijk van de aard van het mechanisme, het detail en de belasting kan een veroudering leiden tot een uiterste grenstoestand of tot een bruikbaarheidsgrenstoestanden.

Het betrouwbaarheidsniveau wordt in een veiligheidsbeschouwing uitgedrukt in de kans op falen (of gelijkwaardig daaraan) in de betrouwbaarheidsindex β voor de beschouwde referentieperiode. Het verband tussen beide grootheden wordt gegeven door:

$$P(F) = \Phi(-\beta) \quad (2.1)$$

$P(F)$ = Faalkans

$\Phi(..)$ = Verdelingsfunctie voor de normale verdeling

Voor een paar waarden is het verband weergegeven in onderstaande Tabel.

β	1.3	2.3	3.1	3.7	4.2	4.7	5.2
$P(F)=\Phi(-\beta)$	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

In het algemeen dient het veiligheidsniveau af te hangen van de gevolgen van het overschrijden van de beschouwde grenstoestand. Zo worden voor uiterste grenstoestanden hogere veiligheidsniveaus geëist dan voor bruikbaarheidsgrenstoestanden. Maar ook binnen die categorieën kan een verdere differentiatie gewenst zijn. In het algemeen zoekt men voor bruikbaarheidsgrenstoestanden de minimaal vereiste betrouwbaarheidsindices β in de orde van 0 tot 2, terwijl voor uiterste grenstoestanden de orde 3 tot 5 meer voor de hand ligt. Een en ander hangt natuurlijk ook af van de kosten die met het verwezenlijken van een hoger veiligheidsniveau gepaard gaan.

Als richtsnoer kunnen de waarden volgens ISO 16708 worden gehanteerd (voor de ontwerplevensduur, geen lengte-effect gegeven):

gevolg:	low	nor	high	very high
SLS	1	2	3	4
ULS	2	3	4	5

Bij geringe gevolgen kan men denken aan herstelbare lokale schade; grote gevolgen zijn overall bezwijken voor ULS en niet herstelbare schade bij SLS.

Volgens NEN6702 moet voor belangrijke constructies aangehouden worden dat

$$\beta = 3.6$$

voor de periode van de ontwerplevensduur. Deze waarde zal ook als uitgangspunt dienen voor dit rapport.

Bij goede herverdelingsmogelijkheden kan met een lagere betrouwbaarheidsindex en dus ook met een lagere veiligheidscoëfficiënten worden volstaan.

Stap 2: kwantificeren van de onzekerheden

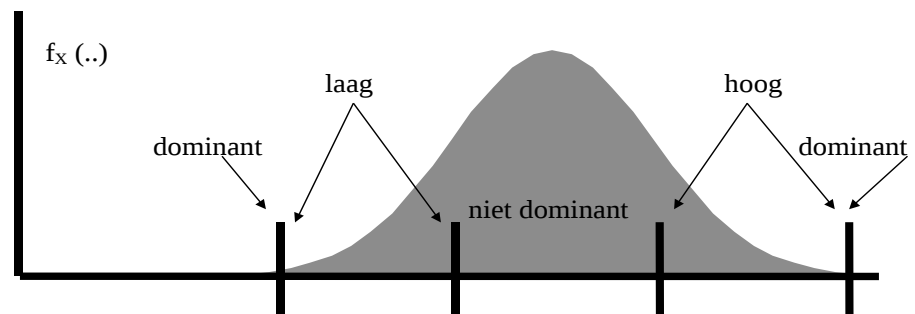
Het vaststellen van deze onzekerheden en spreidingen dient gedeeltelijk te gebeuren op basis van objectieve gegevens (metingen, berekeningen) maar ook wordt vaak een beroep gedaan op de intuïtie van de ontwerpers en deskundigen. Een specifiek probleem in de betrouwbaarheidsanalyse vormen de tijds- en plaatsafhankelijkheid van de verschillende onzekere grootheden zelfs als er redelijk veel metingen ter beschikking staan is de extrapolatie naar lange herhalingstijden en de inschatting van toekomstige ontwikkelingen nog altijd voor een groot deel een kwestie van “engineering judgement”.

Stap 3: vaststellen van rekenwaarden

Als rekenwaarde worden in de regel de volgende vier mogelijkheden onderscheiden (zie figuur 1):

1. een dominante hoge waarde
2. een niet dominante hoge waarde
3. een niet dominante lage waarde
4. een dominante lage waarde

De hoge waarden zijn bedoeld voor die grootheden die voor een bepaalde grenstoestand het meest van invloed zijn. De overige grootheden worden dan ingevoerd met de niet dominante waarde, meestal aangeduid als de “combinatiewaarde”.



Figuur 1: Definitieschets van dominante en niet dominante hoge en lage waarden

Indien de veiligheid van een constructie nauwelijks wordt beïnvloed door een grootheid kan uiteraard volstaan worden met een enkele rekenwaarde die dan in het algemeen dicht bij de verwachtingswaarde van die variabele zal liggen.

In het geval van een normaal verdeelde variabele wordt de rekenwaarde gegeven door:

$$X_{di} = \mu_i - \alpha_i \beta d \sigma_i = \mu_i (1 - \alpha_i \beta d V_i) \quad (2.2a)$$

β_s = minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex

α_i = probabilistische invloedscoëfficiënt

μ_i = gemiddelde waarde van de stochastische variabele X_i

σ_i = standaardafwijking van de stochastische variabele X_i

V_i = variatiecoëfficiënt

Voor een lognormaal verdeelde variabele gaat bovenstaande uitdrukking over in:

$$X_{di} = \mu_i \exp\{-\alpha_i \beta V_i\} \quad (2.2b)$$

Voor variabelen met willekeurige verdelingsfunctie $F_{xi}(\cdot)$ kan de waarde van het ontwerppunt gevonden worden via $FX(X_d) = \Phi(-\alpha\beta)$, met $\Phi(\cdot)$ de verdelingsfunctie voor de normale verdeling.

De waarden van de gevoeligheidscoëfficiënt α zijn weergegeven in Tabel 2.1. Formeel is voor de bepaling hiervan een probabilistische betrouwbaarheidsanalyse nodig. De waarden in Tabel 1 zijn echter op basis van ervaring en theoretische overwegingen vastgesteld.

Tabel 1: Standaard waarden voor α_i

XI	α_i
dominante sterkteparameter	0.8
overige sterkteparameter	$0.4 * 0.8 = 0.32$
dominante belastingparameter	- 0.7
overige belastingparameters	$- 0.4 * 0.7 = - 0.28$

Bij toepassing van deze methode weet men natuurlijk niet vooraf welke variabelen als "dominant" moeten worden beschouwd. Soms is ook niet duidelijk welke variabelen als gunstig of ongunstig voor het goed functioneren beschouwd moeten worden, met andere woorden welke als "sterkte" en welke als "belasting" moeten worden aange-merkt. Dit kan bovendien per grenstoestand verschillen. Formeel dient men dan alle denkbare combinaties te beschouwen. Meestal is via praktijkervaring het karakter van de meeste variabelen echter wel bekend.

Stap 4: verificatie van de betrouwbaarheid in de praktijk

Deze stap wordt uiteindelijk uitgevoerd door de constructeur die de constructie berekent. Hij dient na te gaan of de grenstoestanden van maximale draagkracht of bruikbaarheid niet worden overschreden als wordt uitgegaan van de rekenwaarden van constructie-eigenschappen en belastingen.

De rekenwaarden worden daarbij in de praktijk niet bepaald met de formules (2.2) maar met behulp van een stelsel van karakteristieke waarden en partiele veiligheidsfactoren die zijn weergegeven in de bouwvoorschriften. Het is de taak van de opstellers van de voorschriften om ervoor te zorgen dat via dat stelsel de volgens de stappen 1-3 gedefinieerd rekenwaarden ook daadwerkelijk worden bereikt.

De rekenwaarden voor de materiaaleigenschappen geschiedt in het voorschrift door de representatieve waarde door de partiele factor te delen; de rekenwaarden van de belastingen worden bepaald door de representatieve waarden van de belastingen te vermenigvuldigen met de bijbehorende belastingfactoren:

$$X_d = X_{rep} / \lambda_m \quad (2.3a)$$

$$X_d = \gamma_s X_{rep} \quad (2.3b)$$

X_{rep} = representatieve of karakteristieke waarde

X_d = rekenwaarde of ontwerpwaarde

γ = partiële factor

De representatieve waarden X_{rep} kunnen zijn:

- karakteristieke waarden met een voorgeschreven overschrijdingskans
- nominale waarden, bijvoorbeeld bij de meeste geometrische eigenschappen; in sommige gevallen komt dit overeen met de verwachtingswaarde, maar dat hoeft niet altijd;
- gekalibreerde waarden om de beoogde betrouwbaarheid te bereiken, bijv. coëfficiënten

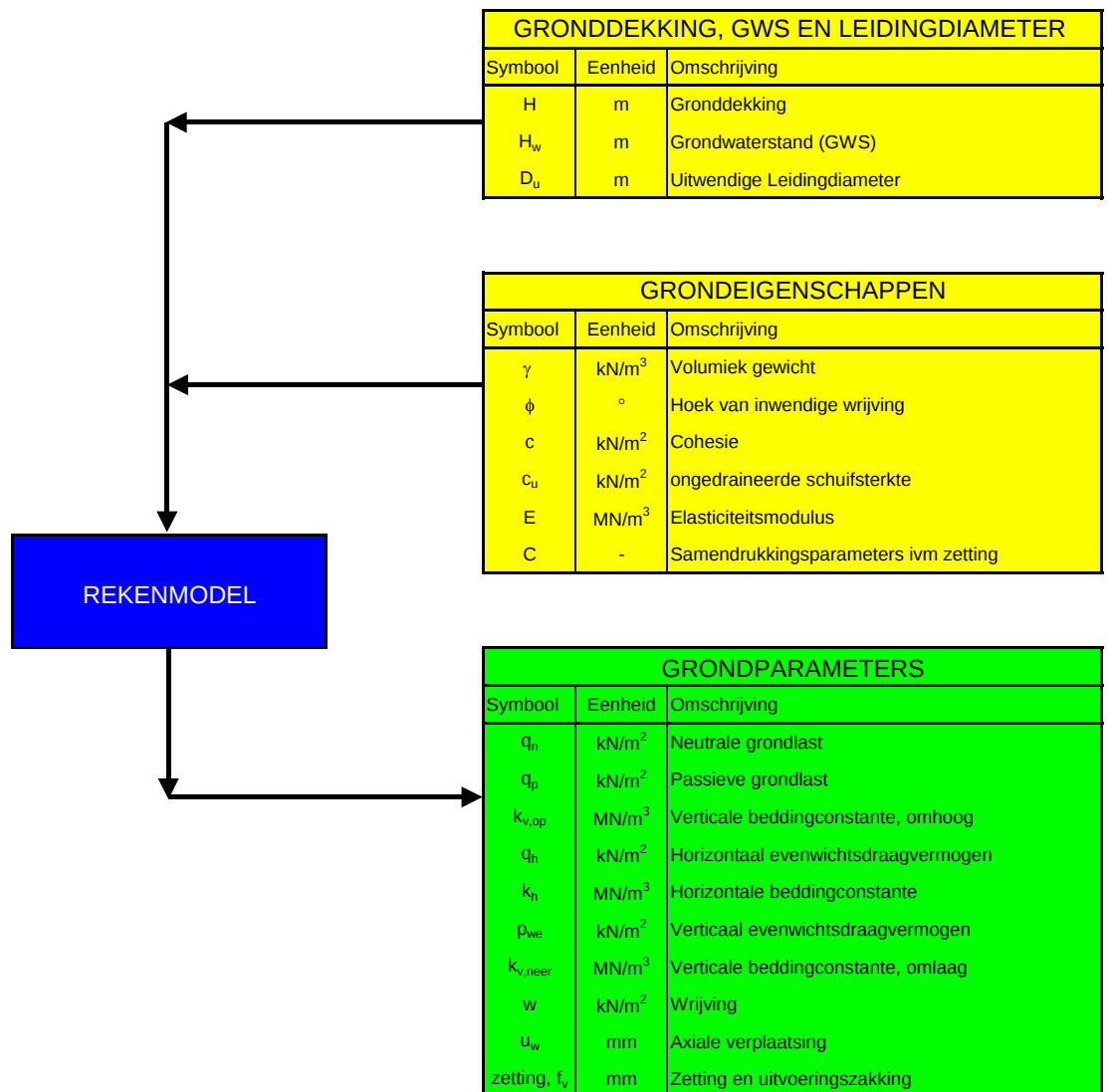
In NEN6702 worden de karakteristieke waarden voor variabele belastingen gedefinieerd met behulp van een herhalingsijd van 50 jaar (uitgezonderd vloerbelasting) en voor sterkte als de 5% onderschrijdingswaarde. Geometrische eigenschappen en massa-dichtheden worden meestal nominaal genomen.

Formule (2.3b) geldt in principe voor de dominant hoge waarde. De niet-dominant hoge waarde (ook wel combinatiewaarde genoemd) volgt in de praktijk via de reductiefactor ψ . Hierin zit ook het effect verwerkt dat de variabele belastingen niet op hetzelfde ogenblik de maximale waarde in de levensduur bereiken.

Voor gunstig werkende belastingen wordt voor de permanente belasting vermenigvuldigd met een partiële factor kleiner dan 1.0. Voor variabele belastingen neemt men in die situaties meestal nul.

Bijlage B: Formules voor bepaling van grondparameters en bijbehorende modelfactoren

In deze Bijlage worden de formules voor het bepalen van de grondmechanische parameters, zoals afgeleid in het Delft Cluster rapport [Korf, 2002] en opgenomen in NEN 3650-1:2003, Bijlage B.4 en C.4, opgesomd tezamen met de bijbehorende dimensieloze kracht-verplaatsing grafieken. De modelfactoren MF zoals in het hoofd rapport opgenomen zijn gebaseerd op deze formules, indien andere formules worden gehanteerd dienen de modelfactoren overeenkomstig te worden aangepast. In onderstaand schema zijn alle symbolen weergegeven, zoals gehanteerd in de formules voor de rekenmodellen. Voor een uitgebreidere toelichting op de formules voor het bepalen van de grondmechanische parameters wordt verwezen naar de Normtekst van NEN 3650-1, Bijlage B.4 en C.4.



Verplaatsing verticaal omhoog

Neutrale grondbelasting

$$q_n = \gamma_d H_d + \gamma_n H_n - \gamma_w H_w$$

$$q_{n,D} = q_n + (0,5 - \pi/8) \gamma' D_o \quad (\text{Uitbreiding formule, invloed van grote leidingdiameters})$$

met H_d de hoogte droge grond en H_n de hoogte van de verzadigde grond, γ' het effectief volumiek gewicht, ofwel $\gamma' = \gamma_d$ boven grondwaterstand en $\gamma' = \gamma_n - \gamma_w$ onder de grondwaterstand.

Passieve grondbelasting

$$q_p = q_n \left(1 + f_m \frac{H}{D_o} \right)$$

Verplaatsing benodigd om q_p volledig te ontwikkelen, **zand**

$$z_{\max} = 0,2 \frac{D_o}{E^{0,5} \sqrt{\frac{H}{D_o}}}$$

Verplaatsing benodigd om q_p volledig te ontwikkelen, **klei/veen**

$$z_{\max} = 0,25 \frac{D_o}{E^{1,5} \sqrt{\frac{H}{D_o}}}$$

Verticale beddingsconstante omhoog

$$k_{v,op} = \frac{q_p - q_n}{z_{\max}}$$

In sommige berekeningsprogrammatuur is de verticale beddingsconstante als volgt gedefinieerd:

$$k_{v,op} = \frac{q_p}{z_{\max}}$$

Hyperbolische relatie T,O'R&K (Trautmann, O'Rourke & Kulhawy) voor verplaatsing omhoog:

$$\frac{q_{v,op}}{q_p} = \frac{z/z_{\max}}{0,07 + 0,93 \frac{z}{z_{\max}}}$$

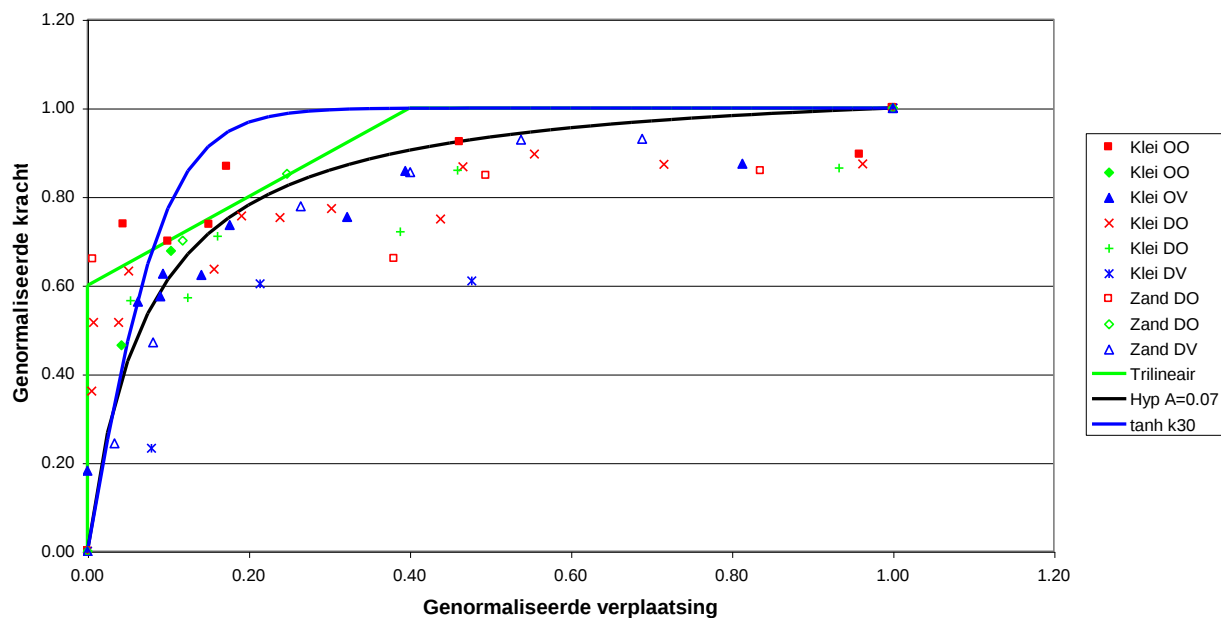
Verplaatsing benodigd om q_p volledig te ontwikkelen volgens T,O'R&K:

$z_{\max} = 1.5\% H$ (medium, dense)

$z_{\max} = 5\% D$ (loose)

In onderstaande figuur zijn de resultaten van een aantal proeven in zand en klei (Kesteren, GeoDelft) uitgezet, samen met de benaderingsformules (trilineair, hyperbolische relatie volgens (T,O'R&K) en een tangens hyperbolicus functie gebaseerd op de beddingconstante bepaald bij 30% van de passieve grondbelasting). In de legenda staat de eerste O voor ondiepe ligging, de D voor diepe ligging, de tweede O voor onverdicht en de V voor Verdicht. Uit de grafiek blijkt dat de modellen voor de grondreactie een redelijke conservatieve benadering zijn voor de uitgevoerde proeven, hoewel de proefresultaten een aanzienlijke variatie laten zien.

**Genormaliseerd kracht-verplaatsing diagram
verplaatsing verticaal omhoog**



Horizontale verplaatsing***Horizontaal evenwichtsdraagvermogen, zand en klei/veen langzaam belast (gedraineerd)***

$$q_{h,\max} = K_q \sigma'_k + 0,7\alpha K_c c'$$

Horizontaal evenwichtsdraagvermogen, klei/veen snel belast (ongedraineerd)

$$q_{h,\max} = 0,7\alpha K_{cu} c_u$$

met $\alpha = 1$ voor een geperste leiding, $\alpha = 0,6$ voor een gelegde leiding (open ontgraving). Voor K_q , K_c en K_{cu} (K_c bij $\varphi=0$) wordt verwezen naar grafieken en theorie van Brinch Hansen.

Verplaatsing benodigd om q_h volledig te ontwikkelen

$$y_{\max} = D_o * \left(0,05 + 0,03 \left(\frac{H + D_o/2}{D_o} + 0,5 \right) \right)$$

Algemene hyperbolische relatie voor zijdelingse verplaatsing,

$$\frac{q_h}{q_{h,\max}} = \frac{y/y_{\max}}{A + (1-A) y/y_{\max}}$$

Waarden voor constanten A en B, zand en klei/veen langzaam belast (gedraineerd) $A=0,145$ en $B=1-A=0,855$ volgens Audibert & Nyman ($A=0,17$ en $B=0,83$ volgens Trautman & O'Rourke).

Waarden voor constanten A en B, klei/veen snel belast (ongedraineerd): $A=0,10$ en $B=0,90$, volgens Kesteren proeven.

Horizontale beddingsconstante bepaald bij 30% van het horizontaal evenwichts-draagvermogen

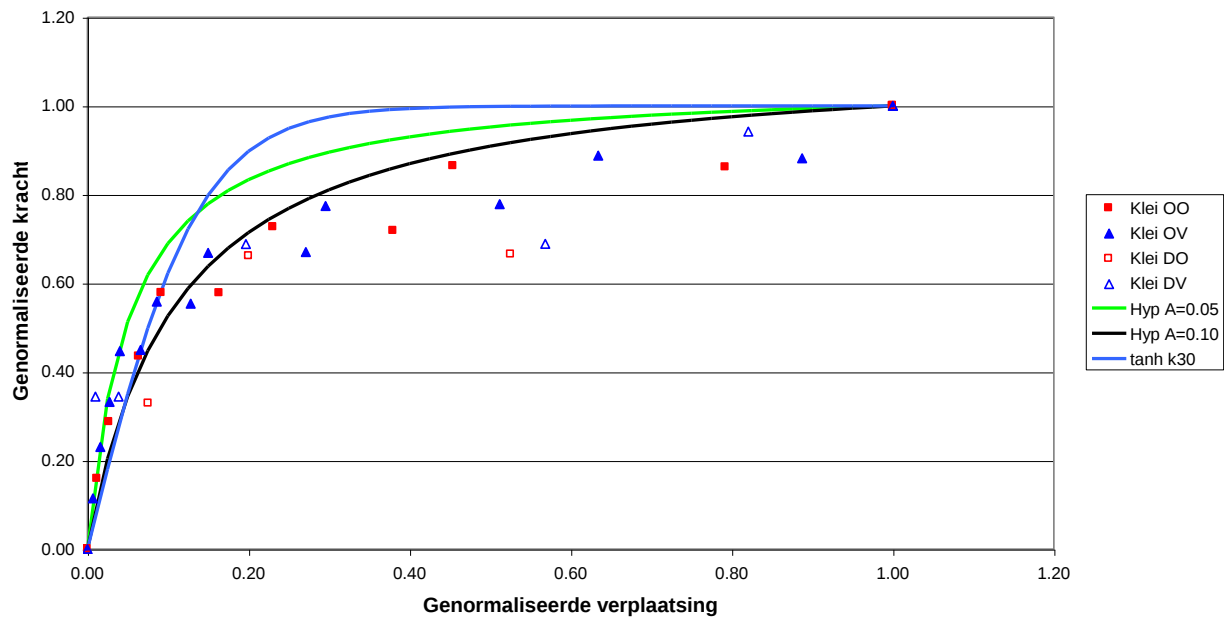
$$k_{h,30} = \frac{q_{h,30}}{y_{30}} = \frac{q_{h,\max}}{y_{\max}} * \frac{1-0,3(1-A)}{A}$$

Horizontale beddingsconstante zand en klei
(alleen toepasbaar bij beperkte H/D verhouding 2-3,5)

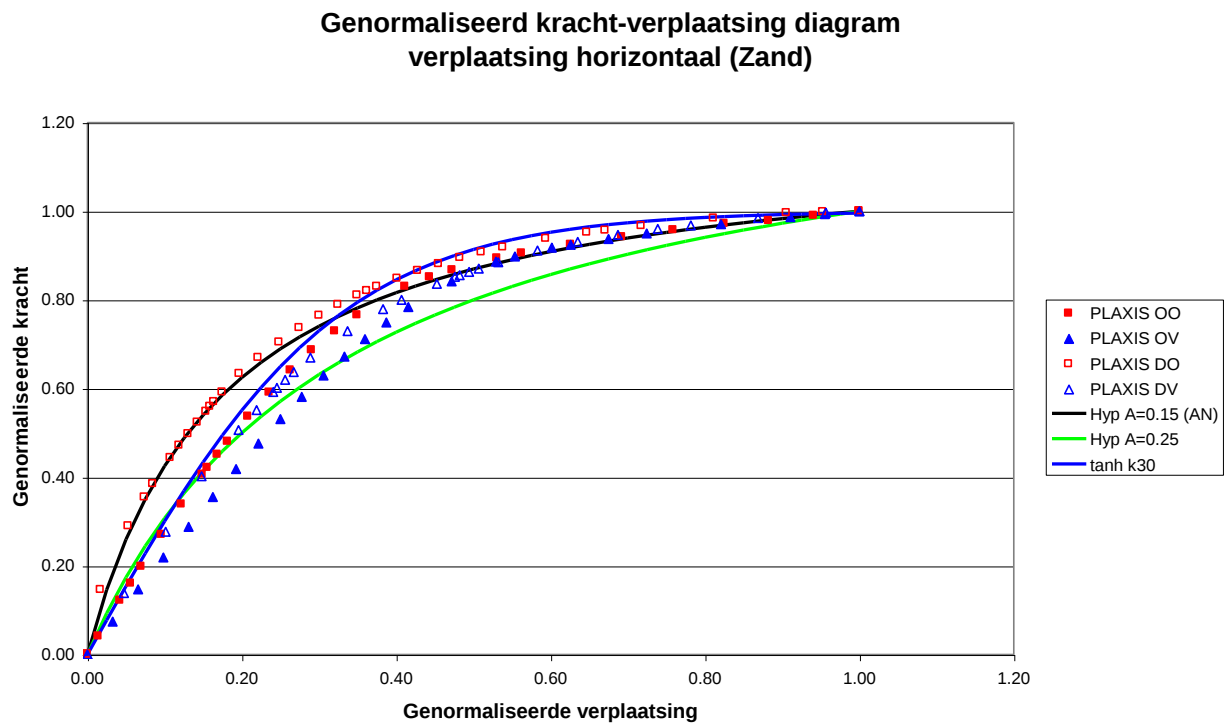
$$k_h = 33 \frac{q_{h,\max}}{D_o}$$

In onderstaande figuur zijn de resultaten van een aantal (ongedraineerde) proeven in klei (Kesteren, GeoDelft) uitgezet, samen met de benaderingsformules (hyperbolische relatie met $A=0,10$ en $A=0,05$ en een tangens hyperbolicus functie, gebaseerd op de beddingconstante bepaald bij 30% van het horizontaal evenwichtsdraagvermogen). In de legenda staat de eerste O voor ondiepe ligging, de D voor diepe ligging, de tweede O voor onverdicht en de V voor Verdicht. Uit de grafiek blijkt dat de rekenmodellen voor de horizontale grondreactie een redelijke benadering zijn voor de uitgevoerde proeven.

**Genormaliseerd kracht-verplaatsing diagram
verplaatsing horizontaal (Klei)**



In de volgende figuur zijn de resultaten van een aantal berekeningen met PLAXIS voor zand (GeoDelft uit rapport [Korff, 2002]) uitgezet, samen met de benaderingsformules (hyperbolische relatie met $A=0,15$ en $A=0,25$ en een tangens hyperbolicus functie, gebaseerd op de beddingconstante bepaald bij 30% van het horizontaal evenwichts-draagvermogen). In de legenda staat de eerste O voor ondiepe ligging, de D voor diepe ligging, de tweede O voor onverdicht en de V voor Verdicht. Uit de grafiek blijkt dat de rekenmodellen voor de horizontale grondreactie een redelijke benadering zijn voor de met PLAXIS berekende grondreacties.



Verplaatsing verticaal omlaag***Verticaal evenwichtsdraagvermogen, zand en klei/veen langzaam belast (gedraineerd)***

$$p_{we} = 0,95 \left(0,5 \gamma_{gem} B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} + (q_n + c' \cot \varphi) N_q s_q d_q - c' \cot \varphi \right)$$

bepaald op buisasniveau met

γ_{gem} het gemiddelde volumiek gewicht van maaiveld tot buisasniveau, ofwel $q_n/(H+D_o/2)$,

$B=D_o$ en $B/L=0,1$

$$N_{\gamma} = 1,5(N_q - 1) \tan \varphi$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan \left(\frac{H + D_o/2}{B} \right)$$

Verticaal evenwichtsdraagvermogen, klei/veen snel belast (ongedraineerd)

$$p_{we} = 0,85 c_u (\pi + 2) (1 + s_c + d_c)$$

$$s_c = 0,2 \frac{B}{L}$$

$$d_c = 0,4 \arctan \left(\frac{H + D_o/2}{B} \right)$$

Verticale beddingsconstante omlaag

$$k_v = \alpha \frac{p_{we}}{D}$$

Factor α voor zand

$\alpha = 0,5E$ met E in MPa en p_{we} bepaald voor gedraineerde situatie

Factor α voor klei langzaam belast (gedraineerd)

$\alpha = c'$ met c' in kPa en p_{we} bepaald voor gedraineerde situatie

Factor α voor klei/veen snel belast (ongedraineerd)

$\alpha = 0,25c_u$ met c_u in kPa en p_{we} bepaald voor ongedraineerde situatie

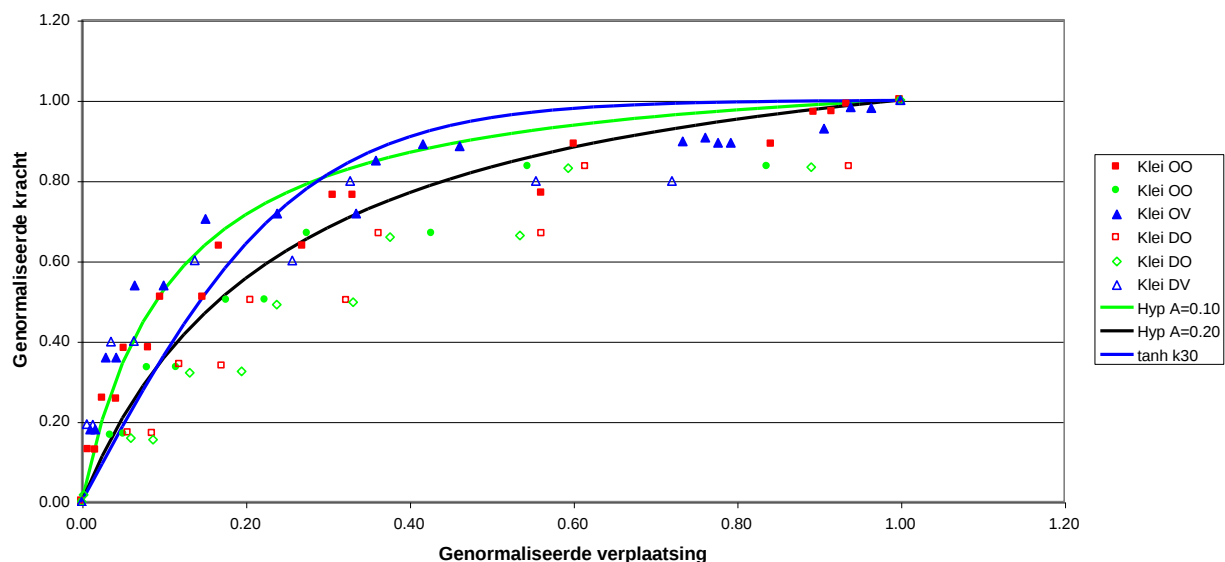
Relatie volgens NEN 3650:1992 (Prandtl)

$$k_v = 14,3 * \frac{p_{we}}{D}$$

De relatie volgens Prandtl correspondeert volledig met de nieuwe relatie voor zand met $E = 28,6$ MPa), voor klei langzaam belast (gedraineerd) met $c' = 14,3$ kPa en voor klei snel belast (ongedraineerd) met $c_u = 57,2$ kPa. Dit zijn redelijke waarden, voor slappere grond wordt nu de k_v kleiner en voor stijvere grond groter m.b.v. de nieuw bepaalde relatie.

In onderstaande figuur zijn de resultaten van een aantal (ongedraineerde) proeven in klei (Kesteren, GeoDelft) uitgezet, samen met de benaderingsformules (hyperbolische relatie met $A=0,10$ en $A=0,20$ en een tangens hyperbolicus functie, gebaseerd op de beddingconstante bepaald bij 30% van het verticaal evenwichtsdraagvermogen). In de legenda staat de eerste O voor ondiepe ligging, de D voor diepe ligging, de tweede O voor onverdicht en de V voor Verdicht. Uit de grafiek blijkt dat de rekenmodellen voor de verticale grondreactie omlaag een redelijke benadering zijn voor de uitgevoerde proeven, alhoewel een grote spreiding is gevonden bij de uitgevoerde proeven.

**Genormaliseerd kracht-verplaatsing diagram
verplaatsing verticaal omlaag (Klei)**



Verplaatsing in axiale richting

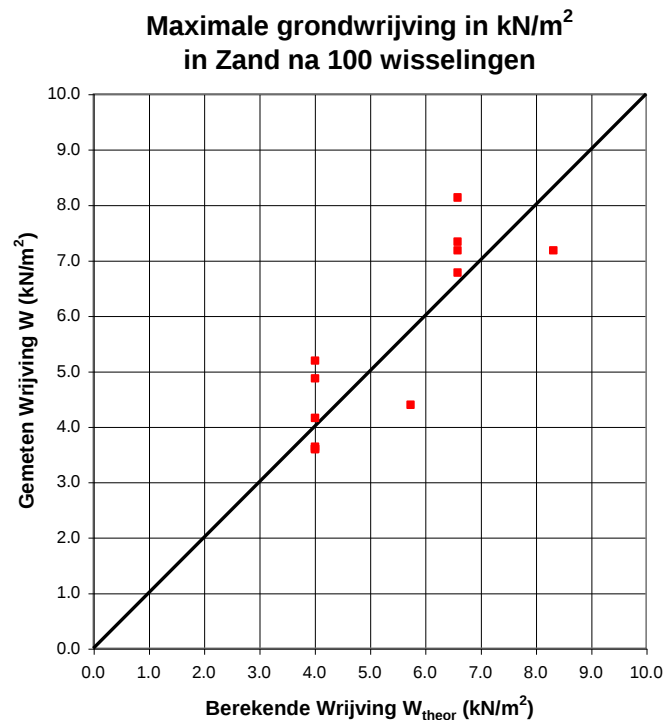
Wrijving

$$w = \frac{1+K}{2} \sigma_k \tan \delta + a$$

met $K=1-\sin\phi$, σ_k de verticale korrelspanning op buisasniveau, $\delta=2/3\phi$ voor zand en $\delta=3/4\phi$ voor klei boven de grondwaterstand (met verwaarlozing van a , de adhesie) en a de adhesie (gelijk aan de gedraineerde cohesie voor klei met een hoog watergehalte).

De **wrijvingsverplaatsing** (de verplaatsing benodigd om de maximale grondwrijving te mobiliseren) varieert van 1 tot 8 mm voor zand, van 2 tot 10 mm voor klei en van 6 tot 15 mm voor veen.

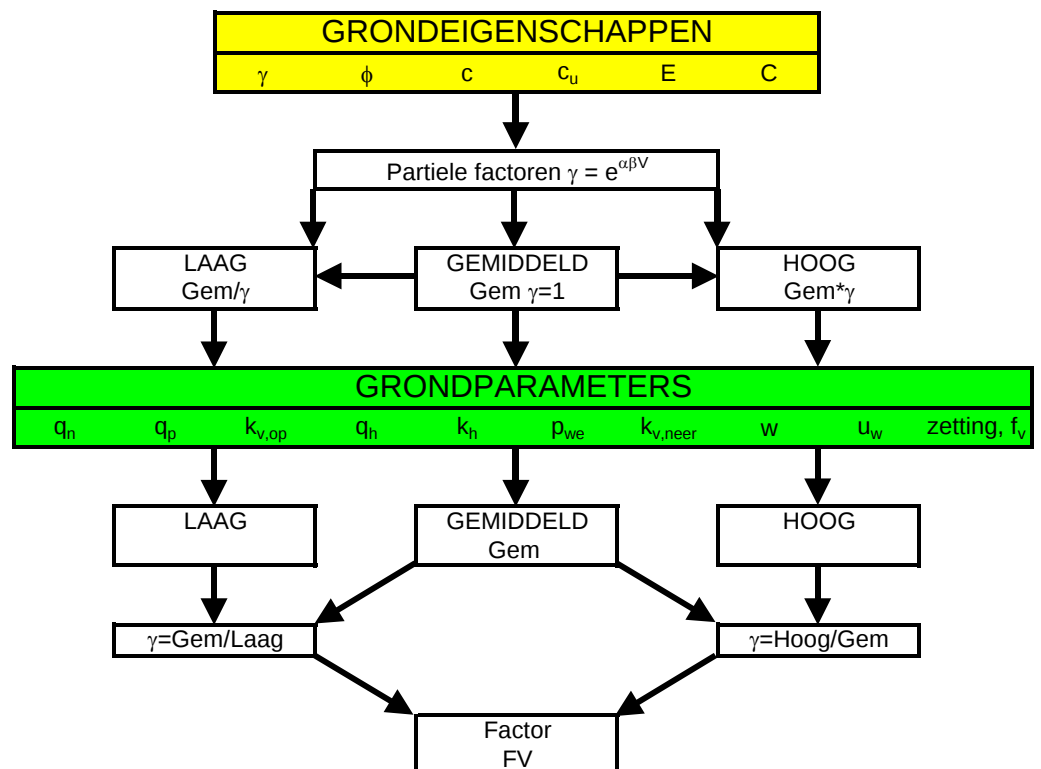
In onderstaande grafiek is voor Zand de gemeten maximale grondwrijving na 100 wisselingen uitgezet tegen de berekende grondwrijving volgens bovenstaande formule. In deze grafiek zijn de proefresultaten van een Duits onderzoek voor Stadsverwarmingsleidingen (Ermittlung der Reibungskräfte and erdverlegten wärmeführenden Leitungen zur Sicherstellung wirtschaftlicher Konstruktionen, Fernwarme-Forschungsinstitut in Hannover e.V., November 1991) verwerkt en geanalyseerd. Uit de grafiek blijkt dat de afwijking van het gemiddelde voor de gemeten maximale wrijving zeer beperkt is in vergelijking met de berekende maximale grondwrijving (gemeten wrijving slechts 2% hoger dan berekende wrijving). Ook de variatie is beperkt (Variatiecoëfficiënt van 16%).



Bijlage C: Afleiding van factor voor ruimtelijke variatie

Met behulp van de formules uit Bijlage B is een parameterstudie verricht om na te gaan of een eenduidige factor voor ruimtelijke variatie (FV) afgeleid kan worden. Deze factor FV kan dan direct op de waarde van de Gemiddelde grondparameters gehanteerd worden ter bepaling van de Hoge en Lage grondparameters. Dit heeft als grote voordeel dat er niet 3 sets grondparameters bepaald hoeven te worden, rekening houdend met de variatie in grondeigenschappen (Gemiddeld, Hoog, Laag), maar volstaan kan worden met 1 set (gemiddelde) grondparameters. Door de gemiddelde grondparameters te vermenigvuldigen dan wel te delen met de factor voor ruimtelijke variatie FV kunnen de hoge en lage grondparameters eenvoudig worden afgeleid. Hiermee is de probabilistische benadering voor grond op praktische wijze in de NEN 3650-1:2003 geïmplementeerd. Dit heeft verder als voordeel dat deze opzet goed aansluit op de werkwijze van NEN 3650:1992, en op een eenduidige wijze de verantwoordelijkheden tussen grondmechanisch adviseur en constructief ontwerper zijn vastgelegd (zie ook schema in hoofdstuk 6 van het hoofdrapport).

Door de uitkomsten voor de grondmechanische parameters (gemiddeld, hoog en laag) volgens de probabilistische systematiek onderling te vergelijken is de factor voor ruimtelijke variatie FV afgeleid die op de gemiddelde grondparameters gehanteerd dient te worden (zie onderstaand schema).



In de uitgevoerde parameterstudie zijn de gemiddelde, hoge en lage grondparameters bepaald voor 7 verschillende leidingdiameters (variërend van 8" tot 48") en een tweetal gronddekkingen (1 meter, 3 meter), rekening houdend met de variatie in grondeigenschappen. De grondwaterstand is aangehouden op 2 meter onder maaiveld. Deze analyse is uitgevoerd voor zand en klei, beide met een matige consistentie.

De uitkomsten voor de factor FV zijn zeer consistent: de waarde voor FV varieert nauwelijks voor de verschillende leidingdiameters en gronddekking, en is daarnaast voor situatie hoog (goede, hoge waarden voor de grondeigenschappen) en laag (lagere waarden voor de grondeigenschappen) nagenoeg gelijk (zie onderstaande tabellen).

ZAND	LAAG		HOOG	
	1m	3m	1m	3m
k_h	1.34	1.40	1.36	1.43
$k_{v,neer}$	1.78	1.82	1.84	1.87
$k_{v,op}$	1.23	1.26	1.23	1.25
w	1.11	1.12	1.11	1.12
u_w	1.25	1.25	1.33	1.33
p_{we}	1.45	1.48	1.50	1.52
q_p	1.11	1.14	1.11	1.13
q_h	1.32	1.40	1.36	1.43
q_n	1.11	1.14	1.11	1.13

KLEI	LAAG		HOOG	
	1m	3m	1m	3m
k_h	1.38	1.39	1.40	1.40
$k_{v,neer}$	1.94	1.93	1.97	1.95
$k_{v,op}$	1.51	1.55	1.51	1.55
w	1.51	1.47	1.53	1.49
u_w	1.20	1.20	1.25	1.25
p_{we}	1.39	1.38	1.42	1.40
q_p	1.11	1.14	1.11	1.13
q_h	1.37	1.38	1.38	1.40
q_n	1.11	1.14	1.11	1.14

ZAND	LAAG	HOOG	FV
k_h	1.37	1.40	1.40
$k_{v,neer}$	1.80	1.86	1.80
$k_{v,op}$	1.24	1.24	1.20
w	1.11	1.11	1.10
u_w	1.25	1.33	1.30
p_{we}	1.47	1.51	1.50
q_p	1.12	1.12	1.10
q_h	1.36	1.40	1.40
q_n	1.12	1.12	1.10

KLEI	LAAG	HOOG	FV
k_h	1.38	1.40	1.40
$k_{v,neer}$	1.93	1.96	1.90
$k_{v,op}$	1.53	1.53	1.50
w	1.49	1.51	1.50
u_w	1.20	1.25	1.20
p_{we}	1.38	1.41	1.40
q_p	1.12	1.12	1.10
q_h	1.37	1.39	1.40
q_n	1.12	1.12	1.10

Hiermee is aangetoond dat de afgeleide factor FV gehanteerd kan worden op de gemiddelde grondparameters, om hiermee de variatie in grondeigenschappen in rekening te brengen. Wel dient er onderscheid gemaakt te worden tussen de grondsoorten zand en klei/veen.