

2008-2

Van onzekerheid naar betrouwbaarheid

Handreiking voor geotechnisch ontwerpers

ISBN-978-90-376-0509-9

Auteursrechten

Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen of op enige andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van CURNET.

Het is toegestaan overeenkomstig artikel 15a Auteurswet 1912 gegevens uit deze uitgave te citeren in artikelen, scripties en boeken, mits de bron op duidelijke wijze wordt vermeld, alsmede de aanduiding van de maker, indien deze in de bron voorkomt. "©CUR-rapport 2008-2 'Van Onzekerheid naar Betrouwbaarheid - Handreiking voor geotechnisch ontwerpers', Stichting CURNET, Gouda, 2008."

Aansprakelijkheid

CURNET en degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het samenstellen van deze uitgave. Nochtans moet de mogelijkheid niet worden uitgesloten dat er toch fouten en onvolledigheden in deze uitgave voorkomen. Ieder gebruik van deze uitgave en gegevens daaruit is geheel voor eigen risico van de gebruiker en CURNET sluit, mede ten behoeve van al degenen die aan deze uitgave hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze uitgave en de daarin opgenomen gegevens, tenzij de schade mocht voortvloeien uit opzet of grove schuld tijdens CURNET en/of degenen die aan deze uitgave hebben meegewerkt.

Van onzekerheid naar betrouwbaarheid

Handreiking voor geotechnisch
ontwerpers



	Voorwoord	7
	Samenvatting	11
1	Inleiding	12
1.1	Handreiking voor optimalisatie van het geotechnisch ontwerp	12
1.2	Het normenstelsel in de huidige ontwerppraktijk	12
1.3	Aanleiding voor de handreiking	13
1.4	Doel van de handreiking	14
1.5	Leeswijzer	14
2	Veiligheid en normering	16
2.1	Inleiding	16
2.2	Achtergrond aanpak veiligheid/betrouwbaarheid	17
2.3	Methoden voor toetsing van de betrouwbaarheid	19
2.4	Opzet van het huidige normenstelsel	20
2.5	Overzicht geotechnische normen	22
2.5.1	Normen, handboeken en leidraden in Nederland	23
2.5.2	De Eurocodes	27
2.5.3	NEN-EN 1997-1, Eurocode 7 – Geotechnisch ontwerp – deel 1 Algemene regels	28
2.6	Overeenkomsten en verschillen in regelgeving	30
2.7	Veiligheidsklasse, betrouwbaarheidsindex en referentieperiode	34
2.8	Richtlijnen voor wegen	35
3	Het schematiseringstraject in het ontwerpproces	37
3.1	Inleiding	37
3.2	Het schematiseringstraject	37
3.3	De vier schematiseringsstappen	40
4	Optimaliseren	41
4.1	Waarom optimaliseren?	41
4.2	Ruimte in de normen	41
4.3	Overwegingen en consequenties bij optimalisatie	42
4.4	Stroomschema bij optimalisatie van het geotechnisch ontwerp	43
4.5	Optimalisatiemethoden	44
4.5.1	Optimalisatie bij het schematiseren en modelleren	45
4.5.2	Optimalisatie op basis van benutting van informatie	45
4.5.3	Optimalisatie op basis van de vereiste betrouwbaarheid	46
5	Optimalisatie: schematiseren en modelleren	47
5.1	Inleiding	47
5.2	Het ondergrondmodel	48
5.3	Grondwaterstand en waterspanningen	55
5.3.1	Inleiding	55
5.3.2	Huidige regelgeving	56
5.3.3	Mogelijke situaties	57
5.3.4	Ontwerpberekeningen	59
5.4	Grondeigenschappen	60
5.5	Het rekenmodel	63
6	Optimalisatie: verzamelen, analyseren en combineren van grondinformatie	71
6.1	Inleiding	71
6.2	Statistiek in de geotechniek	73
6.3	Mogelijke winst uit meer grondonderzoek	76
6.4	Ruimtelijke variabiliteit	81
6.5	Optimaliseren van (grond)onderzoek	84
6.6	NEN 6740 tabel 1 en tabel 2: achtergrond en interpretatie	91

6.7	Gebruik van andere informatie bij het ontbreken van lokale grondparameters	95
6.8	Combineren van informatie	99
6.8.1	Inleiding	99
6.8.2	Bayesiaanse procedure	99
6.8.3	Combineren volgens NEN 6740	101
6.8.4	Combineren van regionale proevenverzamelingen met lokale informatie	105
6.9	Pseudo karakteristieke waarden grondparameters	106
6.9.1	Toepassing taludstabiliteit	107
6.10	Observatiemethode (Observational method) in de geotechniek	109
6.10.1	Inleiding	109
6.10.2	Observatiemethode: aanpak in relatie tot veiligheid	110
6.10.3	Mogelijkheden en beperkingen	113
6.10.4	Toepassingen	114
7	Afleiden partiële factoren volgens ISO 2394	115
7.1	Inleiding	115
7.2	Achtergrond partiële factoren	116
7.3	Toepassing gestandaardiseerde invloedsfactoren volgens ISO 2394	117
7.4	Toepassing grondeigenschappen	119
7.5	Toepassing fundering op drukpalen	122
7.6	Toepassing belastingen	126
7.7	Mogelijke andere toepassingen	128
8	Nabeschouwing	130
	Literatuur	132
Bijlagen		
A.	Gebruikte notaties	137
B.	Begrippenlijst	140
C.	Statistiek in relatie tot normering en ontwerpen in de geotechniek	143
D.	Een gedachte-experiment met betrekking tot betrouwbaarheid en veiligheid	150
E.	Praktijkvoorbeeld toepassing EEM-berekening en klassieke berekening voor de verdiepte bak voor de HSL bij Bergschenhoek	152
F.	Rekenvoorbeeld: case ophoging met als doelstellig optimalisatie ontwerp door aanpassing partiële factoren binnen de vereiste betrouwbaarheid	161
G.	Voorbeeld optimalisatie macrostabiliteit dijk	174
H.	Voorbeeld stabiliteit golfbreker	183



Voorwoord

De handreiking die voor u ligt geeft inzicht in de achtergronden van het normenstelsel en in de overeenkomsten en verschillen die in de verschillende voorschriften bestaan. Dit vanuit een geotechnische invalshoek. Het rapport is samengesteld door CUR-commissie C 135 “Van onzekerheid naar betrouwbaarheid”, in samenwerking met Delft Cluster en in het kader van het work package 01.35 “Tussen norm en praktijk”.

Normen zijn formeel vastgelegde afspraken tussen alle vertegenwoordigers vanuit een bepaalde sector, in dit geval dus dat deel van de bouwsector dat zich bezighoudt met grondmechanica en funderingstechniek. Normen vormen de ‘state-of-the-art’ van een vakgebied, en bevatten de algemeen geaccepteerde kennis op een bepaald moment. En omdat die kennis zich verder ontwikkelt, ontwikkelen de normen zich ook. Normen zijn daarbij volgend, zij lopen niet voorop bij de kennisontwikkeling. Dat kan ook niet, want bij normering gaat het om algemeen geaccepteerde kennis.

Normen ontwikkelen zich onder meer als resultaat van het zogenoemde pre-normatieve proces. Veel CUR-publicaties gaan bijvoorbeeld over onderwerpen waar nog niet veel over is vastgelegd en waar een commissie een eerste proeve van consensus in de sector verspreidt. Het doel daarvan is vaak enige tijd daarna een algemeen geaccepteerd document te maken in de vorm van een norm of richtlijn waarop de bouwsector kan terugvallen.

Allerlei nuttige documenten worden dus op verschillende momenten in de sector verspreid en hoewel dat vaak moeilijk is uit te leggen, kunnen daar tegenstrijdigheden in zitten. Het tekent in feite de vernieuwingsdrang in ons vakgebied. We kunnen er beter trots op zijn dan erover mopperen dat in het ene document dit staat en in het andere document dat. Als die tegenstrijdigheden er niet zouden zijn, dan zou ons vakgebied stil staan en zou er nooit iets veranderen.

We komen daarmee wel aan de andere kant van de medaille. Want aan de ene kant gaat het over de state-of-the-art, aan de andere kant hebben we het over de state-of-the-knowledge. Hoe kan een ieder bijhouden wat er allemaal gebeurt op ons vakgebied, laat staan dat allemaal goed toepassen? De hoeveelheid informatie die een ieder van ons dagelijks krijgt te verwerken is zo groot, dat het bijna niet meer bij te houden is. Ook daarom verschijnt dit rapport. Het gaat terug naar de achtergronden van ons vakgebied en stelt ons in staat om vanuit de basis, meestal is dit de vereiste veiligheid, onze technische problemen op te lossen.

Deze handreiking is gemaakt voor de geotechnische ontwerpers. Het is de bedoeling dat de inhoud aanknopingspunten biedt voor de optimalisatie van het ontwerp. Met meer kennis over de veiligheidsbenadering, de achtergronden van de voorschriften en wat meer kennis van de statistiek zijn optimalisaties te bereiken. Daarbij moet de ontwerper reëel zijn. Niet voor elk ontwerp is een grotere optimalisatie mogelijk dan met de huidige voorschriften. Niet-standaard constructies lenen zich beter voor een ontwerpoptimalisatie dan de standaard constructies. Optimalisatie kost tijd en brengt dus investeringskosten met zich mee. En misschien wordt het ontwerp wel beter, maar dat wil op de voorhand niet

zeggen dat het ook goedkoper wordt. Wel wordt de onzekerheid verkleind, en dat is ook optimalisatie.

Deze handreiking is gemaakt voor de geotechnische rekenaars. Hoe kan je met een eindige elementen berekening aantonen dat het doorgerekende ontwerp voldoende veiligheid bezit? De aansluiting met de semi-empirische berekening volgens de norm, of met het analytische rekenmodel volgens een ander voorschrift is er meestal niet, want dan was die minder tijdrovende berekening wel gemaakt en niet die eindige elementen berekening. De gebruikers van de geavanceerde rekenmodellen zullen overigens niet zo veel aanknopingspunten vinden om aan te kunnen aantonen dat het ontwerp voldoende veilig is. De handreiking richt zich vooral op de conceptuele (veiligheids)benadering en veel minder op rekenmodellen. Dat betekent niet dat rekenmodellen geen belangrijke rol spelen bij constructieve veiligheid, alleen wordt er in dit document niet zo veel aandacht aan besteed.

Deze handreiking is gemaakt voor de constructeurs. Van alle materialen waar zij mee te maken hebben, vormt grond toch wel de meest onzekere. Waarom krijg je als constructeur van een geotechnisch ontwerp vele vragen terug terwijl je er zelf maar één stelt? Hoe sluiten grond en constructie op elkaar aan? Hoe reken je het beste aan de interactie?

Dit document is ook bedoeld voor de verleners van bouwvergunningen. Het probeert duidelijk te maken dat aan het gelijkwaardigheidsbeginsel handen en voeten kan worden gegeven en biedt mogelijkheden om vanuit een gemeenschappelijke basis niet-alledaagse ontwerpen te beoordelen. Om als ontwerper een dergelijk ontwerp geaccepteerd te krijgen, zul je veel uit de kast moeten halen. En meestal meer dan je eigen ontwerpbureau te bieden heeft. Een tweede mening van een ander gerenommeerd bureau zal bij een ontwerp met innovatieve onderdelen bijna per definitie nodig zijn en de vergunning-verlener in veel gevallen “over de streep” helpen. Het gaat ook niet om niets: zonder ervaringskennis iets nieuws maken dat voldoende constructieve veiligheid bezit!

En tenslotte is dit document gemaakt voor de geotechnische uitvoerders en toch ook weer niet. Tijdens de uitvoering is veel te winnen, maar de ontwerper moet daar al bij het ontwerp aan denken. Kunnen we de ‘observational method’ niet vaker toepassen? Kijken hoe het tijdens de uitvoering loopt en aan de hand van monitoring de uitvoeringswijze aanpassen, uiteraard wel zodanig dat de veiligheid altijd voldoende groot is. Alleen moet daar wel van tevoren aan worden gedacht door de ontwerpers. In Nederland is er nog niet zo veel ervaring mee en deze publicatie propageert ook deze methode die de mogelijkheid in zich heeft om tot een optimalisatie bij projecten te leiden.

Bij het verschijnen van dit rapport was de samenstelling van commissie C 135 als volgt:

ir. G. Hannink, voorzitter	Gemeentewerken Rotterdam
ir. J. Lindenberg, secretaris, rapporteur	GeoDelft
ir. E.O.F. Calle	GeoDelft
ir. H.R.E. Dekker	Rijkswaterstaat Bouwdienst
prof. ir. A.Q.C. van der Horst	Delta Marine Consultants / KIVI NIRIA Geotechniek
ir. E.A.H. Teunissen	Witteveen+Bos Raadgevende Ingenieurs
ir. J.T. de Vries	Rijkswaterstaat Bouwdienst
dr. ir. P.H. Waarts	TNO Bouw
ir. A.G. Wiggers	Royal Haskoning
ir. L.W.A. Zwang	Fugro Ingenieursbureau
ing. A. Jonker (coördinator)	CUR Bouw & Infra
ir. M.T. van der Meer (corresponderend lid)	Fugro Ingenieursbureau
ir. W.J. van Niekerk (corresponderend lid)	Infra Consult + Engineering
ir. A.J. van Seters (corresponderend lid)	Fugro Ingenieursbureau

Daarnaast is een waardevolle inbreng gegeven door de volgende deskundigen:

ir. H.J. Beukema	Rijkswaterstaat DWW
ir. P.J.L. Blommaart	Rijkswaterstaat DWW
ing. H.E. Brassinga	Gemeentewerken Rotterdam
ir. J.H. van Dalen	T & E Consult B.V.
ir. A.M.W. Duijvestein	Arcadis
ir. H.R. Havinga	GeoDelft
ir. W.J. Heijnen	---
ir. H.L. Jansen	Fugro Ingenieursbureau
ing. E. de Jong	VWS Geotechniek
ir. H.J. Lengkeek	Witteveen+Bos Raadgevende Ingenieurs
ir. M.S.J. Niese	DHV B.V.
ing. C.N. van Schaik	Van Hattum en Blankevoort
ing. E. Smienk	ABT
prof. ir. A.F. van Tol	GeoDelft
ing. L. Verbeek	Grontmij Infrastructuur & Milieu
prof. drs. ir. J.K. Vrijling	TU Delft
ir. J.M.C. Zoun	Mos Grondmechanica B.V.

Voor het onderzoek werden financiële bijdragen ontvangen van:

Rijkswaterstaat Bouwdienst
DMC
FCO GWW
Fugro Ingenieursbureau
Gemeentewerken Rotterdam
KIVI NIRIA Geotechniek
Royal Haskoning
Witteveen+Bos Raadgevende Ingenieurs



Delft Cluster en CUR Bouw & Infra spreken hun dank uit aan deze instanties, alsmede aan de leden van de commissie. Met veel inzet en enthousiasme hebben zij gewerkt aan de realisatie van deze publicatie.

Geerhard Hannink
Voorzitter van CUR-commissie C135

Gouda/Delft,
Juni 2008

Samenvatting

Normen bevatten minimale eisen om tot voldoende veilige ontwerpen te komen. Het huidige normenstelsel bestaat nog maar 15 jaar, en op korte termijn vindt de overgang plaats naar de Europese normen, met name Eurocode 7.

Deze overgang is een goed moment om stil te staan bij de achtergronden, het ontstaan en de gebruiksmogelijkheden van die normen. De huidige normen hebben een hechte wettelijke basis en hebben de vereiste betrouwbaarheid van de constructie als uitgangspunt, door middel van representatieve waarden en partiële factoren. Die basis staat in deze publicatie niet ter discussie. Het stellen van minimale eisen betekent echter dat normen geen ontwerphandleiding zijn, en ook niet afgestemd (kunnen) zijn op elke denkbare constructie.

Voor een goed ontwerp is een gedegen inzicht nodig in de werkelijke risico's, en is alleen het voldoen aan de normen nog geen garantie voor een optimaal ontwerp. Dit kan ook leiden tot een belangrijke mate aan overdimensionering door het opstapelen van veiligheidsfactoren. Met meer kennis over de veiligheidsbenadering, de achtergronden van de voorschriften en van de statistiek is een grotere optimalisatie van het geotechnisch ontwerp mogelijk, en dit kan tot kostenbesparingen leiden. Bij die optimalisatie moet bedacht worden dat normen ruimte laten voor het onderbouwd afwijken van de voorschriften; wel moet altijd voldaan worden aan de onderliggende veiligheidseisen. Optimalisatie van het ontwerp kost op zich ook tijd en geld, en leent zich daarom vooral voor niet-standaardconstructies en innovatieve ontwerpen.

Deze handreiking is bedoeld voor geotechnische ontwerpers en rekenaars, voor constructeur en de verleners van bouwvergunningen. Maar ook de geotechnische praktijk vindt in deze handreiking relevante informatie, bijvoorbeeld over de 'observational method'. Hierbij wordt het ontwerp aangepast aan de hand van de monitoring tijdens de uitvoering.

Voor alle betrokkenen geeft deze publicatie de mogelijkheden aan voor het optimaliseren van het ontwerp, ook al vormt het materiaal 'grond' de meest onzekere basis om mee te bouwen. Aan de hand van praktijkvoorbeelden en rekenvoorbeelden, die in de bijlagen zijn opgenomen, wordt optimalisatie van het ontwerp verder verduidelijkt.

Hoofdstuk 1

Inleiding

1.1 Handreiking voor optimalisatie van het geotechnisch ontwerp

Deze handreiking is bedoeld voor de geotechnisch ontwerper en geotechnisch adviseur. In de handreiking staan de geotechnische normen centraal. Aandacht wordt besteed aan hoe deze normen zijn ontstaan, wat de relatie (overeenkomsten en verschillen) is tussen de verschillende onderdelen van de regelgeving en vooral hoe er mee omgegaan kan worden.

Normen voor het ontwerp van geotechnische en funderingsconstructies bestaan circa 15 jaar. Vergeleken met de normen voor constructies in beton en staal in feite nog maar zeer kort. Met name nu we op de drempel staan van de overgang naar toepassing van de Europese normen is het volgens CUR-commissie C135 een goed moment om aandacht te schenken aan de achtergronden, het ontstaan en de gebruiksmogelijkheden van de normen. Het accent ligt daarbij bij het aanreiken van mogelijkheden van optimalisatie van het geotechnisch ontwerp.

1.2 Het normenstelsel in de huidige ontwerppraktijk

De geotechnische normen NEN 6740 tot en met 6744 zijn ingebed in de TGB-systematiek en qua opzet identiek aan de andere normen in de NEN 6700-serie. Hetzelfde geldt voor de Europese geotechnische norm NEN-EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp - deel 1: Algemene regels ([4]) die qua opzet in hoofdlijnen eveneens aansluit bij de andere Europese normen voor het ontwerp van bouwconstructies.

Natuurlijk zijn er ook duidelijke verschillen. Bijvoorbeeld het feit dat grond behalve dat het de vereiste sterkte moet leveren, ook in een aantal gevallen als een belasting moet worden beschouwd en behandeld. Maar het belangrijkste verschil is wel dat grond een natuurlijk materiaal is en dat de funderingsgrondslag qua laagopbouw, samenstelling en eigenschappen variabel is en bij aanvang onbekend. In tegenstelling tot veel andere “bouwmaterialen” zijn de gewenste eigenschappen niet simpelweg uit een boekje af te lezen of te kiezen. We moeten het meestal doen met het materiaal zoals we dat ter plaatse aantreffen.

Het grote belang van het huidige normenstelsel inclusief aansluitende handboeken, handreikingen en leidraden voor de Nederlandse geotechniek en de geotechnische ontwerppraktijk moet niet worden onderschat. Het heeft geleid tot uniformering in aanpak bij ontwerp en toetsing van constructies en tot consensus in brede kring omtrent datgene dat (minimaal) vereist is om tot veilige constructies te komen. Het huidige normenstelsel heeft een hechte wettelijke basis met de vereiste betrouwbaarheid als uitgangspunt.

De aanpak in het huidige normenstelsel staat niet ter discussie in deze handreiking. De normen voorzien in minimale eisen voor het ontwerp die, indien goed toegepast, helpen om tot voldoende veilige ontwerpen te komen. Minimale eisen betekent echter ook dat de

normen niet in een volledige ontwerphandleiding voorzien en dus dat er meer nodig is dan het toepassen van de normen. De norm is ook niet afgestemd op elke denkbare constructie. Voor een goed ontwerp is een gedegen inzicht in de werkelijke risico's vereist, of die risico's al dan niet zijn "afgedekt" in de normen en zeker in de wijze waarop die kunnen worden voorkomen of beheerst. Kortom: "voor een goed ontwerp is een goed ontwerper onontbeerlijk".

De invoering tussen 1985 en 1995 van het huidige normenstelsel gebaseerd op representatieve waarden en partiële factoren, heeft geleid tot een breed geworteld besef van veiligheid en betrouwbaarheid. Echter op onderdelen ook tot een discussie of de aanpak tot het meest optimale ontwerp leidt en er sprake kan zijn van een belangrijke mate van overdimensionering. Een kenmerk van de discussie is het spanningsveld tussen "wat mogelijk is" en "wat toegestaan is" die in de praktijk nog wel eens aanleiding is tot verschillen van mening tussen opdrachtgever, toezichthouder, ontwerper en aannemer.

De normering sluit een andere, meer gedetailleerde aanpak niet uit. De (enige) voorwaarde daarbij is dat onderbouwd wordt dat de basiseisen (in casu de onderliggende betrouwbaarheidsindex) niet worden onderschreden. Het zal duidelijk zijn dat bij dit afwijken van de "letter" van de regelgeving, discussie kan ontstaan rond de vraag of de onderbouwing voldoende cq. voldoende overtuigend is. CUR-commissie C 135 beoogt met deze handreiking bouwstenen aan te reiken voor zo'n onderbouwing. Tegelijkertijd is de commissie zich er van bewust dat dit onderwerp de komende jaren nog tot menige discussie kan leiden.

Omdat de "eenvoudige" (werk)voorschriften in de normering een generiek karakter hebben en voor alle specifieke gevallen moeten "garanderen" dat aan de minimale eisen voor veiligheid wordt voldaan, kan het niet anders dan dat er ruimte zit tussen die (werk)voorschriften en de minimale eisen. Met name voor de meer complexe en omvangrijke constructies is het benutten van die ruimte van belang. Wat momenteel ontbreekt is een overzicht van mogelijkheden en methodieken waarmee die ruimte kan worden benut en waarmee tevens consensus in het vakgebied kan worden bereikt.

1.3 Aanleiding voor de handreiking

Op basis van signalen vanuit de geotechnische praktijk dat het huidige stelsel van normen, leidraden en handboeken niet altijd voorziet in de behoeften bij ontwerp en toetsing van funderingen en geotechnische constructies, is begin 2003 CUR-commissie C 135 "Van Onzekerheid naar Betrouwbaarheid" ingesteld. In de loop van 2003 heeft deze commissie in de bredere achterban onderzocht of deze signalen werden onderschreven, welke additionele probleempunten er in het werkveld bestaan en welke oplossings-richtingen er in principe beschikbaar zijn. Hiertoe is een enquête opgesteld die op GeoNet is gepubliceerd en ter invulling naar deskundigen bij een 20-tal bedrijven is gezonden. Bij een aantal van deze bedrijven zijn tevens mondelinge interviews afgenomen. De reacties tijdens de interviews en op de enquête zijn gebundeld in [3]. In [2] zijn de bevindingen samengevat

1.4 Doel van de handreiking

Bij de achterban bleek behoefte te bestaan aan beter inzicht in de achtergrond van het normenstelsel en aan verduidelijking van de overeenkomsten en verschillen die in verschillende voorschriften bestaan. Daarnaast werd een toelichting van de mogelijke aanpak voor optimalisatie van het geotechnisch ontwerp zeer nuttig geacht. Daarbij werd aandacht gevraagd voor het elimineren van de drempels die in dit verband in de praktijk regelmatig worden ervaren. In aansluiting heeft CUR-commissie C135 in oktober 2003 een Plan van Aanpak [1] opgesteld waarin het aansluitende traject is beschreven. Hierbij is een handreiking voorzien die tegemoetkomt aan de wensen van de achterban. Begin 2005 is het Plan van aanpak in uitvoering genomen.

De reacties tijdens de interviews en op de enquête bevestigden in hoofdlijnen de mening die in de commissie bestond dat de basisfilosofie en achtergrond van de normering, enz. bij een deel van de achterban zodanig onbekend is dat dit tot ongewenste terughoudendheid leidt bij de optimalisatie van ontwerpen van constructies. De verschillen in bekendheid met de achtergrond en aanpak geven ruimte voor afwijkende interpretatie en geven regelmatig aanleiding voor verschillen van mening over mogelijkheden voor verbetering en optimalisatie tussen opdrachtgever/ toezichthouder/ ontwerper/aannemer. Dit heeft een zekere mate van inefficiëntie tot gevolg. In een aantal gevallen ook verborgen extra veiligheid en overgedimensioneerde constructies.

CUR-project C 135 voorziet tevens in een aansluitend communicatietraject om bekendheid te geven aan de bevindingen en kennis over te dragen. Belangrijk is ook dat een discussie op gang komt over de mogelijkheden en beperkingen in het omgaan met de normen. De CUR-commissie is zich ervan bewust dat deze handreiking hierover zeker niet het laatste woord geeft.

Ten aanzien van de handreiking zijn onder meer nog de volgende ingangen van belang:

- Het huidige normenstelsel fungeert als basis.
- De handreiking dient het karakter te hebben van “zo zou het (ook) kunnen”. Er moet worden voorkomen dat het tot nieuwe norm wordt verheven
- Aansluiten bij recente ontwikkelingen, zoals aanpassingen van NEN-normen (bijv. in relatie tot grondonderzoek), handboeken over kademuren en grondkerende constructies en de ontwikkelingen met betrekking tot de implementatie van de Eurocodes.

1.5 Leeswijzer

In de handreiking is aangesloten bij de doelstelling van de commissie namelijk het toelichten van de achtergronden van de regelgeving en het aangeven van optimalisatiemogelijkheden.

De generieke aspecten zijn beschreven in de hoofdstukken 2 tot en met 4. Hoofdstuk 2 is gewijd aan het begrip veiligheid en de wijze waarop de normering daaraan invulling geeft. Ook is kort aandacht besteed aan de verschillende onderdelen binnen de geotechnische regelgeving en de overeenkomsten en verschillen. Omdat de formele invoering van de Europese normen aanstaande is, nemen de Eurocodes daarbij een speciale plaats in. In hoofdstuk 3 is het ontwerpproces en de plaats van de geotechnische normering daarin

beschreven. In hoofdstuk 4 wordt in het kort ingegaan op de vraag waarom en wanneer optimalisatie dient te worden nagestreefd en wanneer en hoe het lonend kan zijn. Ook worden de mogelijkheden voor optimalisatie van geotechnische ontwerpen in hoofdlijnen beschreven. In de hoofdstukken 5 tot en met 7 wordt dieper op deze mogelijkheden voor optimalisatie ingegaan en met voorbeelden toegelicht. De handreiking wordt afgesloten met een korte nabeschuwing in hoofdstuk 8. In bijlage A en B zijn de gebruikte notaties en een begrippenlijst opgenomen. Bijlage C beschrijft een aantal statistische methoden die in de geotechniek worden toegepast. Een gedachte-experiment met betrekking tot betrouwbaarheid en veiligheid die wordt bereikt bij toepassing van de normering is beschreven in bijlage D. In de bijlagen E tot en met H is een aantal integrale voorbeelden van optimalisatie toegelicht.

Hoofdstuk 2

Veiligheid en normering

2.1 Inleiding

In hoofdlijnen dateert het huidige stelsel van Nederlandse geotechnische normen uit de periode 1985 tot 1995. Daarna zijn enkele meer specifieke normen toegevoegd en zijn bestaande aangepast. Zo is in 2006 de norm NEN 6740 Geotechniek – Basiseisen en belastingen herzien. Tot ca. 1980 werd over het algemeen met overall veiligheidsfactoren gewerkt, zonder dat de basis hiervoor landelijk was vastgelegd. In een aantal gemeenten bestonden gemeentelijke “voorschriften” en waren er regionale afspraken met betrekking tot overall factoren voor stabiliteit van dijken en boezemkaden. Soms was er sprake van een overgangperiode. Bijv. is voor de draagkracht van funderingspalen tot circa 1980 de overallfactor van 2,0 toegepast en is daarna een tiental jaren volgens de RFG (Richtlijnen voor Funderingen van Gebouwen) gewerkt met de deelfactoren 1,4 op de belasting en 1,4 op de sterkte (op basis van de formule van Koppejan).

Hoewel reeds langer (meer sluimerend) aanwezig bij met name opdrachtgevende instanties, is een brede behoefte aan landelijke uniformering voor de geotechniek vanaf circa 1980 ontstaan. De aanleiding was vooral het feit dat landelijke regelgeving voor de bovengrondse constructies (o.a. voor beton- en staalconstructies) al veel langer bestond en de aanstaande invoering van het Bouwbesluit waarmee uniformering noodzaak werd. Hieruit vloeide bovendien voort dat de systematiek met representatieve waarden en partiële factoren (in plaats van een overall factor) vrijwel vast stond. Vanaf 1991 zijn de ingevoerde geotechnische NEN-normen verankerd in het Bouwbesluit. Door het in 2003 ingevoerde gewijzigde Bouwbesluit werd aansluiting aan de Europese normering voorzien. Voor de waterkeringen is de regelgeving vanaf 1985 geleidelijk ingevoerd in de vorm van Leidraden en Technische rapporten die werden uitgebracht door de TAW (Technische Adviescommissie Waterkeringen), momenteel ENW (Expertise Netwerk Waterkeringen). Overigens is de wettelijke inbedding pas in 1996 gerealiseerd met het van kracht worden van de Wet op de waterkering. Bekend is in dit verband ook het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) uit 2004.

Het opstellen van normen, handboeken en leidraden is een ‘levende’ activiteit. Regelmatig dient de regelgeving te worden aangepast en aangesloten aan ermee opgedane ervaringen en aan (breed gedragen) nieuwe ontwikkelingen en inzichten. Ook in Nederland is dit een vrijwel continue activiteit. Zo is in 2005 de update (4^e druk) van het CUR 166 Handboek Damwandconstructies uitgebracht (met o.a. herziening van het onderdeel gebruik van EEM) en is in 2006 de NEN 6740 norm geactualiseerd (2^e druk). In verband met het van kracht worden van de Eurocode 7 heeft de NEN commissie Geotechniek in 2007 de Nederlandse Nationale Bijlage uitgebracht. Daar waar van toepassing zal hierna worden gerefereerd naar en aangesloten op deze nieuwe ontwikkelingen.

De paragrafen 2.2 en 2.3 van dit hoofdstuk bevatten een korte beschrijving van de basisfilosofie voor veiligheid en betrouwbaarheid die onderliggend is aan het huidige normenstelsel. Ondermeer wordt aangegeven in hoeverre er rationele samenhang is tussen deze filosofie en de wijze waarop de partiële veiligheidsfactoren tot stand zijn gekomen.

In paragraaf 2.4 tot en met 2.8 wordt het stelsel geotechnische regelgeving toegelicht. Daarbij komen de status en samenhang aan de orde als ook overeenkomsten en verschillen. Onderscheid is gemaakt tussen het Nederlandse normenstelsel en aan de Eurocodes die sinds 2006 samen met de bestaande Nederlandse normen van kracht zijn. Omdat de huidige NEN normen vanaf 2010 zullen vervallen, wordt momenteel in Nederland veel aandacht besteed aan de consequenties van de Eurocodes voor de Nederlandse ontwerppraktijk. Door middel van de, in relatie tot de Eurocode verplichte, Nationale Bijlage en de Aanvullende Bepalingen blijven deze consequenties (lees verschillen in ontwerpaanpak en -criteria) beperkt en wordt een overgang naar de Eurocode zonder grote veranderingen voorzien.

2.2 Achtergrond aanpak veiligheid/betrouwbaarheid

De sterkte van een constructie is het vermogen om weerstand te bieden aan de erop uitgeoefende belastingen, zodanig dat (juist) geen bezwijken of falen optreedt of, in aansluiting op de huidige filosofie, dat de kans op bezwijken/falen aanvaardbaar klein is. Kennis over de belastingen en de sterkte-eigenschappen is essentieel om de veiligheid van de constructie te kunnen beoordelen. Omdat er in het algemeen sprake is van meerdere belastingen, belastingssituaties en faalmechanismen omvatten belasting en sterkte eveneens meerdere aspecten. In het algemeen zijn de belastingcomponenten en sterkte-eigenschappen stochastische variabelen met een gemiddelde waarde en spreiding die in veel gevallen slechts deels bekend zijn. Bovendien worden belasting (bijv. een kracht of een waterstand) en sterkte-eigenschappen (voor grond bijvoorbeeld wrijvingshoek ϕ en cohesie c) uitgedrukt in verschillende karakteristieken waardoor directe vergelijking in het algemeen niet mogelijk is zonder tussenkomst van een overdrachtsfunctie zoals een rekenmodel waarmee het gedrag van de constructie op meer of minder geschematiseerde wijze kan worden bepaald.

In dit verband wordt in de Eurocodes gesproken van belastingen (actions) en belastingeffecten (effects of actions) en in relatie tot sterkte van materiaaleigenschappen (soil parameters) en weerstand (resistance)

In de thans geldende normering wordt de niveau I aanpak gehanteerd (zie hierna 2.3). Daarbij geldt dat de kans dat de rekenwaarde van de belasting S_d groter is dan de rekenwaarde voor de sterkte R_d , kleiner moet zijn dan de toegestane kans die direct samenhangt met de betrouwbaarheidsindex β die voor de onderscheiden veiligheidsklassen in NEN 6700 is voorgeschreven en in de Nationale bijlage bij NEN-EN 1990 ([54]) is geactualiseerd.

Het betekent dat in het algemeen moet gelden:

$$S_d \leq R_d$$

Waarin:

S_d is de rekenwaarde belasting = $S_k \cdot \gamma_s$

R_d is de rekenwaarde sterkte = R_k / γ_r

S_k is de representatieve (karakteristieke) waarde belasting

γ_s is de partiële factor belasting

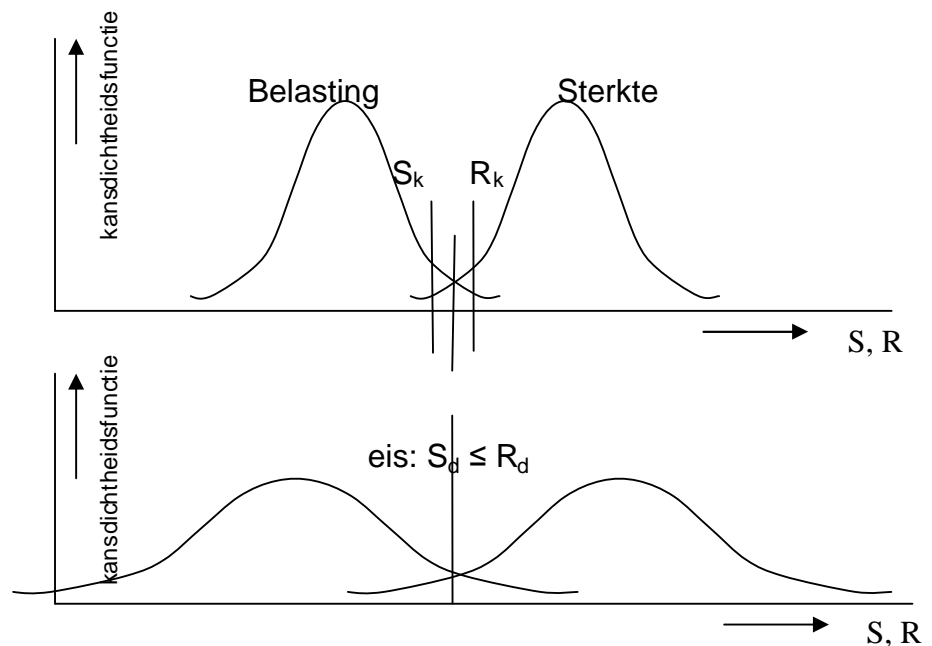
R_k is de representatieve (karakteristieke) waarde sterkte

γ_r is de partiële factor sterkte

In figuur 2.1 zijn belasting S en sterkte R op één-dimensionale wijze geschematiseerd als een normale verdeling.

Het oppervlak waar de verdelingen voor belasting en sterkte elkaar overlappen geeft de kans op falen weer. Figuur 2.1 illustreert duidelijk dat dit overlappende oppervlak groter wordt naarmate de spreiding in belasting en sterkte toeneemt, indien gelijke getalswaarden voor de partiële factoren worden verondersteld. Ofwel de kans op falen is groter. Het betekent tevens dat de in de normering voorgeschreven partiële factoren zeker niet alles zeggen over de werkelijke kans op falen.

Fig. 2.1
Belasting en sterkte
in de één-dimensionale
kansruimte geschematiseerd
met een normale verdeling.



2.3 Methoden voor toetsing van de betrouwbaarheid

In het constructieve vakgebied is het gebruikelijk om onderscheid te maken in vier niveaus waarop de betrouwbaarheidsanalyse van een constructieontwerp kan worden uitgevoerd. Het gaat dan om het bepalen van de kans op overschrijding van de grenstoestand(en), ook wel kans op falen genoemd. Het onderscheid in de vier niveaus heeft een hechte internationale basis (ISO, Joint Committee on Structural Safety). De niveaus zijn:

- **Niveau III:**
een volledig probabilistische beschouwing waarin de kansdichtheidsfuncties van alle stochastische variabelen worden beschreven en in de analyse meegenomen. De relatie tussen deze variabelen kan wiskundig worden geformuleerd en voor de beschouwde grenstoestand kan de kans op overschrijding worden berekend. Voor een constructie met een beduidend aantal variabelen is zo'n (wiskundige) berekening complex. Toepassing vindt wel plaats met de zogenoemde Monte Carlo simulatie.
- **Niveau II:**
een probabilistische benadering waarin bepaalde welomschreven vereenvoudigingen zijn aangebracht, zoals linearisatie rond het ontwerp punt (First Order Reliability Method – FORM). Het wordt ook wel eerste orde – tweede moment methode genoemd. Ook deze berekeningen zijn complex, hoewel er tegenwoordig diverse instrumenten zijn waarmee deze berekeningen voor een aantal constructies relatief snel uitgevoerd kunnen worden. Voor “eenvoudige” constructies zijn niveau II berekeningen echter meestal te omslachtig.
- **Niveau I: de huidige ontwerpmethodiek**
een semi-probabilistische beschouwing waarbij wordt uitgegaan van representatieve (vaak karakteristieke) waarden voor de belasting(en) en de sterkte(n). Aansluiting op de vereiste betrouwbaarheidsindex wordt verkregen door middel van partiële veiligheidsfactoren waarvan de grootte (mede) op uitkomsten van Niveau II analyses is gebaseerd (kalibratie). Voorbeelden zijn de huidige NEN normen, de ENW (voorheen TAW) leidraden en de Europese normering.
- **Niveau 0: de vroegere aanpak**
de deterministische aanpak waarbij werd uitgegaan van bepaalde vaste waarden voor belasting en sterkte en een ‘overall’ veiligheidsfactor. De grootte van deze ‘overall’ factor was in het algemeen per deelsector (bijv. dijken, bouwconstructies, weg- en waterbouw), gebaseerd op ervaring, ‘in de praktijk’ ontstaan en in meer of mindere mate binnen die deelsector overeengekomen en vastgelegd.

Het accent van deze handreiking ligt bij de niveau I aanpak; de aanpak die de basis vormt voor het huidige normenstelsel. De mogelijkheden voor optimalisatie worden toegelicht. Deze handreiking behandelt niet de probabilistische aanpak volgens de niveaus II en III. Wel wordt, waar nodig, bij de beschrijving van de optimalisatiemogelijkheden de relatie aangegeven met aspecten van de probabilistische benadering. Een belangrijk voorbeeld is de procedure voor aanpassing van de partiële factoren door middel van de invloedscoëfficiënten α in hoofdstuk 7.

Deze handreiking behandelt niet de probabilistische aanpak. Dit ondanks dat de mogelijkheden voor probabilistische analyses de komende jaren zullen toenemen. Zo is een probabilistische module binnen het softwarepakket MStab voor stabiliteitsanalyse al enige tijd beschikbaar en is de ontwikkeling van zo'n module in MSheet voor damwandberekening in een vergevorderd stadium. Naar verwachting zullen in de komende 10 jaar ook voor andere constructietypen tools voor probabilistisch ontwerpen worden aangeboden.

CUR-commissie C 135 heeft echter gemeend de nadruk vooral te moeten leggen op de achtergronden van het huidige normenstelsel en de toelichting van de daarop aansluitende mogelijkheden voor optimalisatie. Deze keuze werd mede ingegeven door het karakter van de ontwerpeisen in Eurocode 7, die ook louter op de niveau I aanpak is gebaseerd.

Met nadruk wordt opgemerkt dat de reden van de keuze niet was dat CUR-commissie C 135 het probabilistisch ontwerpen geen goede aanpak vindt voor het realiseren van een optimaal ontwerp. De keuze is vooral gebaseerd op het feit dat in het voortraject gebleken is dat de benodigde inspanning om probabilistisch te rekenen in de meeste gevallen in de praktijk nog te groot wordt geacht.

2.4 Opzet van het huidige normenstelsel

De voor de geotechniek relevante normen zijn onderdeel van het huidige normenstelsel voor ontwerp en uitvoering van bouw- en grondconstructies. Dit stelsel is gebaseerd op de Niveau I aanpak waarbij de te hanteren waarden van de partiële factoren in principe zodanig zijn dat aan de onderliggende eis voor betrouwbaarheid of faalkans wordt voldaan. De aanpak sluit aan bij de Europese regelgeving en is gebaseerd op de toelaatbare faalkans (betrouwbaarheid) van de constructie tijdens de levensduur.

De aanpak met representatieve waarden en partiële factoren sluit goed aan bij de vroegere deterministische aanpak (niveau 0: in gebruik tot ongeveer 1985) met vaste waarden voor belasting en sterkte en overall veiligheidsfactoren. Hieruit mag zeker niet de conclusie worden getrokken dat het denken in kansen en betrouwbaarheid in korte tijd ingang heeft gevonden. Want ook de vroegere aanpak was impliciet gestoeld op inzicht in grootte en invloed van de relevante onzekerheden en hoe een voldoende veilige/betrouwbare constructie ontworpen diende te worden. Hoewel in meer beperkte mate werd toentertijd al onderscheid gemaakt in het type constructie, het belang ervan en de mate van complexiteit bij de vaststelling van de vereiste grootte van de overallfactor (voorbeeld: overallfactor 1,3 en 1,4 voor respectievelijk boezemkaden en rivierdijken). Vaak waren echter de filosofie en werkwijze niet bindend vastgelegd en ontbrak de wettelijke basis. Ook ontbrak een generieke onderbouwing op basis van een (in het vakgebied geaccepteerde) kans op bezwijken/faalkans. Eén van de overwegingen om over te stappen op de niveau I aanpak was de mogelijkheid om differentiatie aan te brengen met partiële factoren. Ondermeer levert dit een belangrijk voordeel in gevallen waar de grond zowel aan de belasting als aan de sterkte bijdraagt. De geleidelijke overgang van de vroegere naar de huidige aanpak heeft dan ook tot gevolg gehad dat de huidige partiële factoren voor een belangrijk (maar moeilijk exact te kwantificeren) deel zijn "gekalibreerd"

aan de vroegere overall factoren. Bewust en onbewust heeft de inzet ‘geen trendbreuk’ tegenover ‘onderbouwing trendbreuk’ een belangrijke en soms dominante rol gespeeld.

Het uitvoeren van Niveau II probabilistische berekeningen is nog complex. Maar tegenwoordig bestaan er voor diverse constructietypen al tools om deze berekeningen snel te kunnen uitvoeren. Maar deze mogelijkheden zijn nog maar recent beschikbaar en slechts bij weinig ontwerpers bekend. Vanzelfsprekend heeft dit een belangrijke rol gespeeld bij de hoofdkeuzes die aan de huidige normering ten grondslag liggen. Omdat de normen voor ‘alle constructies’ van toepassing zijn, waarvan het merendeel uit eenvoudige constructies zonder noemenswaardige omgevingsbeïnvloeding bestaat, lag de keuze voor de huidige niveau I aanpak zeer voor de hand. In relatie tot de bovenliggende probabilistische theorie was men zich daarbij terdege bewust van het generieke element dat werd geïntroduceerd door de ‘vaste’ partiële factoren. Omdat de partiële factoren voor alle constructies (binnen de veiligheidsklassen) van toepassing zijn, bergen ze een zekere mate van conservatisme in zich (of zouden dat moeten doen). Het betekent dat toepassing van de partiële factoren voor een specifiek constructieontwerp in de meeste gevallen niet tot het meest optimale ontwerp leidt.

Partiële factoren

De partiële factoren van de niveau I aanpak in de huidige normen zijn gebaseerd op:

- aansluiting aan vereiste betrouwbaarheid/faalkans voor de onderscheiden veiligheidsklassen voor constructies
- kalibratie met probabilistische niveau II berekeningen (‘code calibration’)
- aansluiting op vroegere aanpak met overallfactor (geen trendbreuk)
- inschatting van verschillende onzekerheden in belasting- en sterkte componenten op basis van inzicht en ervaring (engineering judgement/ educated guesses)

Op grond van de onderliggende probabilistische filosofie zouden de twee eerstgenoemde ingangen de hoofdmoot gevormd moeten hebben voor de kwantitatieve keuze van de partiële factoren. Afgezien dat dit een zeer complexe exercitie zou zijn geweest, moet ook worden onderkend dat dit niet in de breedte het geval is geweest. Daarentegen zijn er in bescheiden mate voor een aantal geotechnische constructietypen kalibratieberekeningen uitgevoerd ter onderbouwing van de gemaakte keuzes. Ook is kennis genomen van de in de literatuur gerapporteerde resultaten van niveau II analyses en niveau II – niveau I confrontaties. In generieke zin wordt in relatie tot onderbouwing van de in de NEN normen opgenomen factoren verwezen naar [7, 8, 9 en 10]. Voor het nog sterk empirische geotechnische vakgebied is het bovendien niet onbelangrijk te vermelden dat de ontwerpaanpak regelmatig is en wordt “getoetst” met resultaten van modelproeven en/of praktijkproeven (bijv. voor paalfunderingen aan de hand van resultaten van proefbelastingen).

Kalibratie aan Niveau II

Dat “code calibration” internationaal het afgelopen decennium veel aandacht heeft gekregen blijkt uit de zeer vele verwijzingen die resulteren uit een Google zoekopdracht. Het merendeel van de publicaties en rapporten gaat over de methodiek in het algemeen en de generieke toepassing en is in meer of mindere mate wetenschappelijk getint. Daarnaast zijn er zeker ook publicaties waarin voor een specifiek constructieontwerp het

resultaat van een niveau II berekening wordt vergeleken met dat van een niveau I analyse met partiële factoren uit normen. Dit betreft dan vooral beton- en staalconstructies (zie bijv. [59]) en slechts in zeer beperkte mate funderingsconstructies [7]. Tegelijkertijd moet worden vastgesteld dat literatuur waarin een meer of minder robuuste probabilistische onderbouwing van de in de normering opgenomen partiële factoren is beschreven, zeer schaars is. Dit geldt zeker ook voor de verantwoording van de in de Nederlandse geotechnische normen gemaakte keuzes.

Opvallend is dat kalibratie voor geotechnische constructies in veel mindere mate heeft plaatsgevonden dan bij “bovengrondse” constructies in beton en staal. Dit is opmerkelijk, omdat alom wordt onderschreven dat de onzekerheden in grond groter zijn dan die in beton en staal en sterk afhankelijk van de locatie. Bovendien is de mate waarin die onzekerheden in de praktijk door grondonderzoek worden vastgesteld vaak beperkt. Uitvoerige kalibratie zou dus bij uitstek voor de geotechniek voor de hand hebben gelegen.

Is robuuste onderbouwing op basis van Niveau II berekeningen mogelijk en hoe zou zo'n verantwoording er uit kunnen/moeten zien? Waar het in principe om gaat is te onderzoeken of met de semi-probabilistische niveau I aanpak de geëiste betrouwbaarheidsindex wordt overschreden (of de faalkans wordt overschreden) maar tegelijkertijd voldoende goed wordt benaderd. Omdat toetsing van de gevolgde ontwerpprocedure aan gefaalde/bezweken constructies slechts in zeer beperkte mate (bijv. proefbelastingen op palen) mogelijk is, blijft alleen een probabilistische onderbouwing over: het fitten van de partiële factoren in de niveau I aanpak aan de uitkomst van een niveau II analyse zodanig dat dezelfde betrouwbaarheidsindex resulteert. Omdat elk geotechnisch ontwerp verschillend is in onder meer type constructie en informatie met betrekking tot belasting, bodemopbouw en grondparameters, zullen probabilistische berekeningen voor verschillende constructies tot een veelheid aan partiële factoren leiden. Een robuuste verantwoording van de generieke partiële factoren in de Niveau I procedure zou vervolgens gebaseerd moeten zijn op een veilige keuze binnen de verzameling partiële factoren voor elke bijdragende variabele.

Het zal duidelijk zijn dat kalibratie Niveau II - Niveau I op de hiervoor geschetste wijze niet heeft plaatsgevonden. Desondanks bestaat er brede consensus over enerzijds de opzet en aanpak van de NEN normen en andere regelgeving en anderzijds over de wijze waarop de (kwantitatieve) invulling is ontstaan. Hierbij speelt het besef dat de normen een generiek element bevatten en dat afwijking van 'het werkvoorschrift' in principe is toegestaan als aan de vereiste veiligheid/betrouwbaarheid wordt voldaan, een belangrijke rol.

2.5 Overzicht geotechnische normen

In deze paragraaf worden de belangrijkste normen, leidraden en handboeken voor de geotechnisch ontwerper genoemd en kort besproken. Onderscheid wordt gemaakt in de normering zoals die voor Nederland van toepassing is (2.5.1) en de Eurocodes (2.5.2). Opgemerkt wordt dat tot 2010 sprake is van een coëxistentieperiode waarin voor het constructief ontwerp zowel de Nederlandse normen als de Eurocodes kunnen worden

gebruikt. Vanaf 2010 zullen alleen de Eurocodes rechtsgeldig zijn samen met de bijbehorende Nationale Bijlage en Aanvullende Bepalingen. Bij de toelichting op de Eurocodes in paragraaf 2.5.2 krijgt de Eurocode 7 voor het Geotechnisch ontwerp vanzelfsprekend de meeste aandacht.

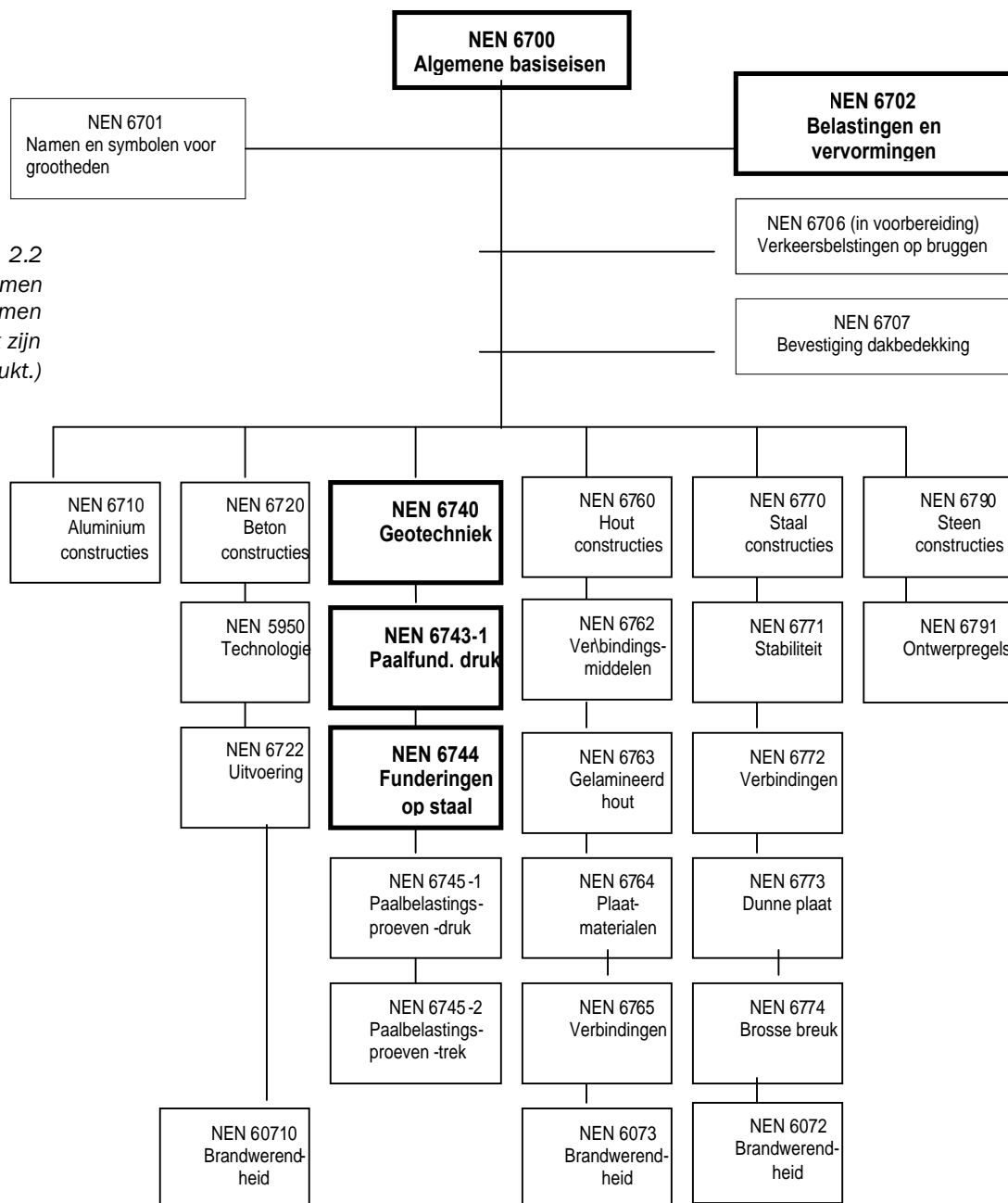
2.5.1 Normen, handboeken en leidraden in Nederland

Voor het geotechnische vakgebied in Nederland zijn de volgende normen, handboeken en leidraden het belangrijkste:

- de Technische Grondslagen voor bouwconstructies (TGB 1990): de NEN normen, omvattende o.a. (zie figuur 2.2):
 - NEN 6700, Algemene basiseisen [12]
 - NEN 6702, Belastingen en vervormingen [13]
 - NEN 6740, Geotechniek, Basiseisen en belastingen [14]
 - NEN 6743-1, Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen – Drukpalen [15]
 - NEN 6744, Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op staal [16]
 - NEN 6745-1 en NEN 6745-2, Geotechniek, Proefbelasting van funderingspalen - Deel 1: statische axiale belasting op druk en Deel 2: statische axiale belasting op trek
- de ENW/TAW publicaties in relatie tot de veiligheid van waterkeringen: leidraden en technische rapporten, zie figuur 2.3 (onder andere [17 tot en met 24]). Hierin neemt het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) van de primaire waterkeringen ([20]) een belangrijke plaats in. In tegenstelling tot de meeste andere ENW/TAW leidraden die het ontwerp ondersteunen, is de VTV bedoeld om bestaande waterkeringen te toetsen. De VTV heeft meer dan de andere leidraden een hechte basis in de Wet op de Waterkering.
- De Europese normen of Structural Eurocodes (zie figuur 2.4) waaronder NEN-EN 1997-1, Eurocode 7 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels ([4]).

Daarenboven bestaan er nog meerdere handboeken, rapporten (o.a. technische rapporten TAW) en publicaties waarin, aansluitend aan de regelgeving, de ontwerpaanpak en -procedure in meer detail worden beschreven. Een aantal CUR rapporten ([26 tot en met 30]) horen in deze categorie thuis. Het CUR 166 Handboek damwandconstructies ([26]) en CUR 162 Bouwen op slappe grond ([27]) zijn daar voorbeelden van. Het zijn geen formele normen, maar bevatten gedetailleerde uitwerkingen en beschrijvingen van de ontwerpaanpak en -procedures, die breed in het vakgebied zijn geaccepteerd en door vakgenoten veelvuldig worden geraadpleegd.

Fig. 2.2
Overzicht NEN normen
(belangrijke ontwerpnormen
voor de geotechniek zijn
vet gedrukt.)



NEN normen

De geotechnische NEN normen stammen uit 1991 en zijn in de meeste gevallen daarna één of enkele malen herzien. Zo is in 2006 de herziene NEN 6740 ([14]) gepubliceerd. De wettelijke basis voor de huidige NEN normen voor bouwconstructies (TGB 1990) is het Bouwbesluit ([11]). In figuur 2.2 is een overzicht gegeven van de NEN normen voor het ontwerp van bouwconstructies.

De algemene normen NEN 6700 ([12]) en 6702 ([13]) en de geotechnische norm NEN 6740 voorzien in algemene eisen en specifiek voor geotechnische constructies te stellen eisen met betrekking tot betrouwbaarheid (belastingen en sterkten), bruikbaarheid,

grenstoestanden. In NEN 6740 wordt daartoe ondermeer onderscheid gemaakt in funderingen op staal en op palen, keerconstructies en hellingen en taluds. Voor het ontwerp van funderingen op staal en op palen zijn meer gedetailleerde voorschriften opgenomen in NEN 6743-1 [15] en 6744 [16]. Hoe een ontwerpprocedure er precies uit moet zien (hoe de betrouwbaarheid van een constructieontwerp precies moet worden getoetst) wordt niet in alle detail voorgeschreven. Zo worden in NEN 6700 en NEN 6740 wel algemene eisen genoemd waaraan rekenmodellen dienen te voldoen maar specifieke eisen met betrekking tot “welke modellen wel en welke niet”, ontbreken. In de meer specifieke NEN 6743 en 6744 is die “vrijheid” aanzienlijk kleiner. In het algemeen kan worden gesteld dat de NEN normen voorzien in “minimale” eisen voor het ontwerp van constructies.

CUR 166 Handboek Damwandconstructies

De grote behoefte aan een ontwerpmethodiek die aansluit op de nieuwe regelgeving in de TGB 1990 (NEN 6700, 6702 en 6740) is in 1989 aanleiding geweest om daarvoor een CUR-commissie in te stellen. Deze commissie met vertegenwoordigers uit de gehele geotechnische vakwereld heeft in 1993 het handboek Damwandconstructies ([26]) gepubliceerd waarin de ontwerpprocedure in detail is beschreven. In 2005 is een herziene 4^e druk verschenen. In het handboek wordt ondermeer ook aandacht besteed aan toepassing van de verschillende beschikbare rekenmodellen waaronder het verenmodel en de eindige elementenmethode.

ENW/TAW publicaties (vanaf ENW- Expertise Netwerk Waterkeren)

Bij de tot stand koming van de ENW/TAW leidraden en technische rapporten is een ander traject doorlopen dan dat geleid heeft tot de TGB 1990 en NEN normen. Bij de oudere leidraden heeft de Deltawet, de wettelijk vastgelegde hoogwateroverschrijdingsfrequenties en de behoefte aan een landelijk uniforme aanpak als aanleiding gediend. De Wet op de Waterkeringen vormt sinds 1996 de wettelijke basis voor de primaire waterkeringen in Nederland en de ENW/TAW publicaties. Specifiek geldt dit voor de per dijkkring geldende maatgevende belasting (ontwerpwaterpeilen MHW, golfkarakteristieken, enz) in Hydraulische randvoorwaarden 2001 (het zogenoemde “randvoorwaardenboek”, [25]) en voor het huidige Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV, [20]). De achterliggende veiligheidsfilosofie in de ENW/TAW Leidraden voor het ontwerp is vrijwel identiek aan die in de NEN normen. In de (detail)uitwerking zijn er wel degelijk verschillen met de NEN normen (o.a. partiële factoren grondparameters) die het gevolg zijn van het gescheiden proces van tot stand koming. Wel wordt bij het opstellen van de nieuwe ENW Leidraad Rivierdijken meer dan vroeger aandacht gegeven aan (waar mogelijk) afstemming en harmonisatie met de NEN en NEN-EN normering.

In figuur 2.3 is schematisch de samenhang tussen de ENW/TAW publicaties weergegeven in de vorm van publicatiecategorieën. Links de meer generieke publicaties die van toepassing zijn op alle typen waterkeringen en alle aspecten. Van links naar rechts neemt het inhoudelijke detailniveau toe maar de toepasbaarheid in de breedte af. Met de pijltjes is de relatie tussen de categorieën aangegeven.

Voorbeelden in de publicatiecategorie zijn:

Leidraden en voorschriften voor alle typen waterkeringen:

- Grondslagen voor Waterkeren
- Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV)

Leidraden per type waterkering:

- Leidraad Zee en Meerdijken
- Leidraad Rivieren (2007)

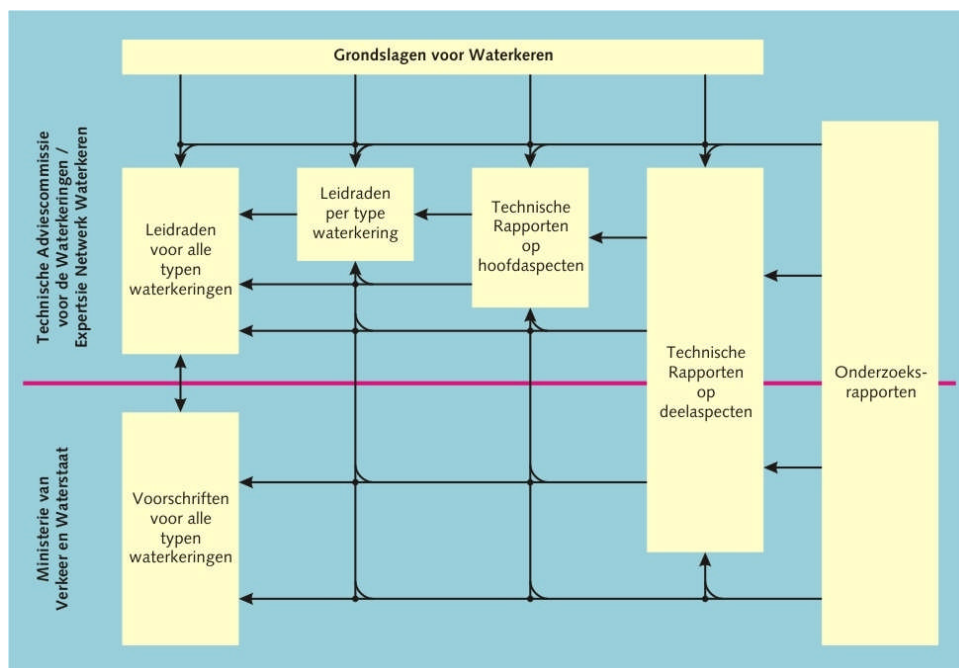
Technische Rapporten over hoofdaspecten:

- Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies

Technische Rapporten over deelaspecten:

- Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen

Fig. 2.3
Onderlinge samenhang
ENW/TAW publicaties.



Voor de hydraulische belastingen van primaire waterkeringen is een van de NEN normen (voor alle andere constructies) afwijkende aanpak gevolgd die zijn basis vindt in de Wet op de Waterkering. In deze wet is de “gemiddelde overschrijdingskans van de hoogste hoogwaterstand per dijkkring waarop de primaire waterkering moet zijn berekend” gegeven. De bij die gemiddelde overschrijdingskansen behorende hoogwaterstanden, meestal maatgevende hoogwaterstanden (MHW's) genoemd zijn, in het zogenoemde randvoorwaardenboek opgenomen (Hydraulische randvoorwaarden 2001, [25]). Dit betreffen de gemiddelde verwachtingswaarden waarin geen statistische en modelonzekerheid is verwerkt. In de verdere uitwerking in de ontwerp-leidraden en in de VTV is bovendien geen belastingfactor voorgeschreven.

Het betekent dat een uitspraak omtrent de betrouwbaarheid of faalkans van een waterkering lastig is ondanks dat bij de uitwerking van de sterkte gestreefd is naar een acceptabel veiligheidsniveau bij de betreffende maatgevende belasting. Overigens zijn binnen het project Veiligheid van Nederland in kaart (VNK, [36]) recent overstromingskansen van een aantal dijkkringen berekend met inachtnahme van de onzekerheidsmarge in de belasting. In de nabije toekomst zullen de overstromingskansen van alle Nederlandse dijkkringen worden berekend en gepubliceerd.

2.5.2 De Eurocodes

Internationale ontwikkeling ontwerpaanpak en normen in Europa en Eurocodes

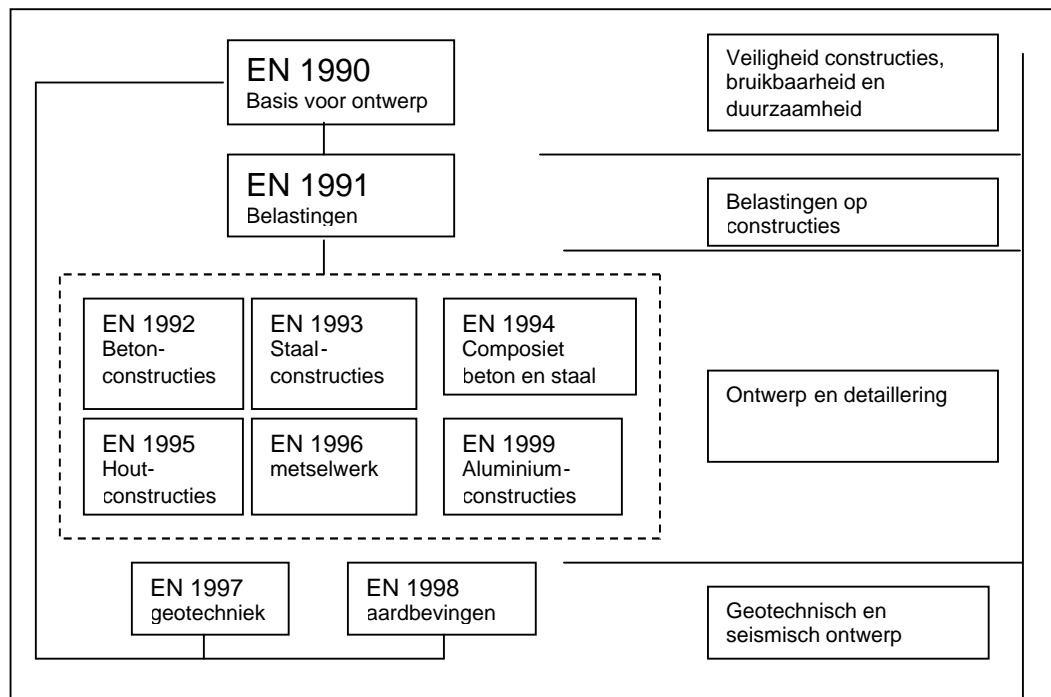
In de meeste Europese landen zijn bouwvoorschriften pas na de Tweede Wereldoorlog ontstaan. De eerste decennia betrof dit vooral de bovengrondse constructie en slechts sporadisch de fundering of de grondconstructie. Tot op heden is daarbij een geleidelijke ontwikkeling doorgemaakt. In Groot Brittannië bijvoorbeeld zijn rond 1955 met betrekking tot veiligheid twee specifieke overall veiligheidsfactoren onderscheiden. De eerste betrof de verhouding tussen de bezwijkbelasting (ultimate load) en een zorgvuldig gekozen waarde voor de aanwezige belasting (working load), de tweede de verhouding tussen de grensbelasting (limiting load) en de aanwezige belasting. Met deze grensbelasting werd de belasting gedefinieerd waarboven zodanige vervormingen zouden optreden dat het gewenste gebruik van de constructie zou worden gehinderd. De grensbelasting is daarmee vergelijkbaar met de belasting in relatie tot de huidige bruikbaarheidsgrenstoestand

In de jaren zestig en zeventig van de vorige eeuw zijn in veel landen normen en/of aanbevelingen ingevoerd voor het ontwerp en de bouw van constructies in verschillende bouwmaterialen. Ook zijn in die periode ontwerpmethoden ontwikkeld met statistiek en probabilistiek als basis. Zo was eind jaren zeventig in een aantal landen de werkwijze met karakteristieke waarden voor de sterkte van met name beton en staal reeds in gebruik. De ontwikkeling van normen op het gebied van de grondmechanica en funderingstechniek verliep aanzienlijk trager. Rond 1980 was het in de meeste landen gebruikelijk om het geotechnisch ontwerp te baseren op het gedrag van de constructie bij de verwachte (ongunstige) maximale belasting, verhoogd met een overall factor. De niveau I aanpak met toepassing van partiële factoren en representatieve waarden voor belasting en sterkte was in het vakgebied nog vrijwel onbekend.

Structural Eurocodes

Met de serie Structural Eurocodes worden de technische grondslagen voor het ontwerp en de berekening van bouwconstructies in Europa geüniformeerd. In figuur 2.4 zijn de Eurocodes met hun onderlinge samenhang weergegeven.

Fig. 2.4
De 10 Eurocodes
voor ontwerp van constructies
en de onderlinge samenhang.



De opzet en aanpak voor de Structural Eurocodes, bestaande uit EN 1990 tot en met EN 1999 is in grote lijnen dezelfde als in de huidige NEN 6700 serie in Nederland. Zo zijn EN 1990 “Basis of structural design” ([54]) en EN 1991 “Actions on structures” vergelijkbaar met de huidige NEN 6700 “Algemene basiseisen” en NEN 6702 “Belastingen en vervormingen”. De Eurocodes EN 1992 tot en met EN 1996 en EN 1999 geven voorwaarden en aanbevelingen voor het ontwerp van constructies in de onderscheiden bouwmaterialen zoals, beton, staal, hout, enz. EN 1997 “Geotechnisch ontwerp” (“Eurocode 7”, [4]) die als evenknie van de NEN 6740 geldt, en EN 1998 “Ontwerp van constructies voor weerstand tegen aardbevingen” zijn in dat opzicht weer generiek.

2.5.3 NEN-EN 1997-1, Eurocode 7 – Geotechnisch ontwerp – deel 1 Algemene regels

Eurocode 7 bestaat uit de volgende twee delen:

- NEN-EN 1997-1 Eurocode 7, Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels [4]
- NEN-EN 1997-2 Eurocode 7, Geotechnisch ontwerp – Deel 2: Grondonderzoek en beproeving [57]

In deze paragraaf staat vooral Deel 1: Algemene regels centraal. Naar deel 2 wordt alleen gerefereerd in relatie tot de behandeling van de grondwaterstand en waterspanningen in paragraaf 5.3.

Het werk aan Eurocode 7 begon reeds in 1981, nadat de Europese Commissie in 1976 had besloten om de ontwikkeling van een serie bouwvoorschriften te ondersteunen. De Europese Commissie verwachtte hiermee de belemmeringen voor grensoverschrijdende bouwactiviteiten tussen de lidstaten te kunnen verminderen.

Een eerste raamwerk voor de Europese normering voor de geotechniek is ontwikkeld door een ad hoc commissie van de ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and

Geotechnical Engineering) in 1987. Op basis hiervan is de Eurocode 7, deel 1 algemene regels opgesteld door subcommissie 7 van CEN/TC 250. Het eerste concept is in 1996 voor commentaar voorgelegd aan de CEN lidstaten. Het definitieve concept is in 2004 verschenen en inmiddels geaccepteerd door alle betrokken lidstaten. Tot 2010 kunnen ook de nationale normen nog worden gebruikt. Daarna vormen de Eurocodes inclusief de vereiste nationale bijlagen en overige aanvullingen de enige rechtsgeldige ontwerpvoorschriften.

Het opstellen van de algemene Eurocodes “Basis voor ontwerp” en “Belastingen” en die voor de verschillende bouwmaterialen, Eurocodes 2 tot en met 6, liep voor op die van Eurocode 7 voor het geotechnisch ontwerp. Het betekende dat de algemene methodiek en aanpak al min of meer vast lag en dat de meeste specialisten, belast met het opstellen van Eurocode 7, werden geconfronteerd met een nieuwe ontwerpmethodiek gebaseerd op limit state en partiële factoren. Omdat er in een aantal landen nauwelijks ervaring was met deze aanpak, was snelle invoering niet mogelijk. Een snelle acceptatie werd tevens belemmerd door de grote geologische verschillen in Europa en de verschillen in onderzoeksmethoden in de betrokken landen. Geotechnische ervaring was daardoor vooral regionaal en nationaal van betekenis. Ook was er in de beginjaren veel onduidelijkheid rond de “vaste” partiële waarden (bijv. 1,35 voor de permanente belasting, inclusief het eigen gewicht van de constructie) die reeds eerder waren gekozen in de Eurocodes voor belastingen en de andere bouwmaterialen. De discussie spitste zich onder meer toe op de vraag of het gewicht van de grond (en welk deel) gunstig of ongunstig werkt en hoe dit aspect in Eurocode 7 diende te worden beschreven. De discussies binnen subcommissie CEN/TC 250 SC 7 hebben geleid tot een Eurocode 7 waarmee nog niet volledige harmonisatie van de aanpak binnen Europa wordt bereikt. Voor een aantal aspecten is sprake van een compromis in die zin dat verschillende wijzen van aanpak toegestaan zijn. Een belangrijk voorbeeld is de introductie van 3 mogelijke ontwerpbenaderingen met elk een afzonderlijke set van partiële factoren.

Omdat Eurocode 7 in principe bedoeld is om het geotechnisch ontwerp in Europa te harmoniseren en uniformeren, wijkt de aanpak en regelgeving in meer of mindere mate af van de vroegere aanpak in de diverse lidstaten. Dit is deels ondervangen door een aantal onderdelen niet dwingend voor te schrijven. Voor deze onderdelen moeten nationaal eigen keuzes worden gemaakt (o.a. keuze voor ontwerpbenadering per constructietype) en vastgelegd in de nationale bijlagen.

Ongeveer tegelijkertijd met de Eurocode 7, Deel 1 is in 2004 de “Designers’ guide to EN 1997-1” verschenen [31]. In deze “ontwerpersgids” wordt achtergrondinformatie gegeven en wordt de voor Eurocode 7 gekozen aanpak toegelicht. Onder andere wordt aandacht besteed aan de statistische achtergrond van de aanpak voor het bepalen van de karakteristieke waarden van de grondeigenschappen. Ook getuigt de ontwerpersgids in diverse hoofdstukken van de zeer intensieve discussies die in subcommittee 7 van CEN/TC 250 hebben plaatsgevonden. De CUR C135 commissie beveelt gebruikers van de Eurocode 7 aan om kennis te nemen van de achtergrondinformatie in deze ontwerpersgids.

Eurocode 7 “Geotechnisch ontwerp – deel 1: Algemene regels”, ([4]) is in 2007 als de Nederlandse norm NEN-EN 1997-1 van kracht geworden naast de bestaande NEN

normen. In 2007 is de formeel vereiste Nederlandse Nationale Bijlage ([58]) afgerond waarin de, op vele plaatsen in Eurocode 7 aangegeven, nationale keuzes zijn vastgelegd. Onder andere betreft dit de getalwaarden voor de partiële factoren die in Eurocode 7 “slechts” worden aanbevolen. Momenteel zijn de zogenoemde Aanvullende Bepalingen bij NEN-EN 1997-1 ([61]) in voorbereiding, waarin een aantal aanvullingen op NEN-EN 1997-1 zullen worden vastgelegd. Dit betreft aspecten die nu wel in NEN 6740 zijn beschreven, maar niet in de Eurocode 7. Natuurlijk mogen deze aanvullingen niet strijdig zijn met de Eurocodes. Vervolgens zal tot 2010 sprake zijn van een overgangperiode (de coëxistentieperiode). Vanaf 2010 zullen alleen de NEN-EN normen (de Eurocodes) inclusief Nationale Bijlagen en Aanvullende Bepalingen in Nederland van kracht zijn.

In de, bij NEN-EN 1997-1 behorende Aanvullende Bepalingen (ook wel “restnorm” genoemd) zijn aspecten opgenomen die nu niet in de Eurocode 7 maar wel voor de Nederlandse praktijk van belang zijn. Bijvoorbeeld zal Tabel 1 van NEN 6740 worden opgenomen. Deze of een vergelijkbare tabel ontbreekt nu in Eurocode 7. Wel is in Eurocode 7 aangegeven dat gebruik van ervaringstabellen toegestaan is. Tot op zekere hoogte lijkt dit zelfs te worden aanbevolen (onder meer in Bijlage D van de algemene EN 1990 en in onderdelen (1), (10) en (12) van 2.4.5.2 van NEN-EN 1997-1, Eurocode 7).

Vergeleken met NEN 6740 is de Eurocode 7 beschrijvender van aard en daarmee omvangrijker. Echter ook voor veel onderdelen minder concreet en minder kwantitatief. Zo riep de woordkeus “may” en “should” in veel artikelen in de Engelstalige versie enige onduidelijkheid op omtrent de “hardheid” van de teksten. In Eurocode 7 wordt, evenals in de andere Eurocodes, onderscheid gemaakt in principes (voorafgegaan door een hoofdletter P) die verplichtend en normatief zijn en in toepassingsregels (zonder hoofdletter). De toepassingsregels zijn algemeen erkende uitgangspunten, regels, enz. waarmee voldaan wordt aan de principes, doch die als aanbevelingen mogen worden opgevat. Aan Eurocode 7 zijn 9 Annexes toegevoegd waarvan één normatieve (Annex A) en 8 informatieve. Zie ook hierna het onderdeel “Nederlandse normering en Eurocode 7” in paragraaf 2.6 Overeenkomsten en verschillen in regelgeving.

2.6 Overeenkomsten en verschillen in regelgeving

Alle normen, handboeken en leidraden hebben de niveau I semi-probabilistische aanpak als basis. In die zin sluiten alle onderdelen van de regelgeving op elkaar aan. Maar toch zijn er zeker ook verschillen. Bijv. verschillen de getalwaarden voor de partiële factoren voor de grondparameters in NEN 6740 en in de TAW Leidraden Boven- en Benedenrivieren enigszins en zijn die in de TAW leidraden meer gedifferentieerd (bijv. afzonderlijke partiële factoren voor hoek van inwendige wrijving uit triaxiaalproeven bij 5% rek en bij bezwijken). Een verschil van meer fundamentele aard betreffen de afwijkingen in de onderliggende betrouwbaarheidsindices β in de verschillende normen. Zo wijken de β waarden voor de onderscheiden veiligheidsklassen in NEN 6700 af van die in de overeenkomstige betrouwbaarheidsklassen in Annex B van NEN-EN 1990, de Europese “algemene” norm ([54]). Overigens is Annex B van NEN-EN 1990 slechts informatief en gelden de genoemde β 's als aanbeveling. Maar ook in CUR 166 ([26]) worden van NEN 6700 afwijkende β 's gegeven. Hoewel niet formeel vastgelegd, wordt voor het ontwerp en

toetsing van primaire waterkeringen in Nederland in het algemeen een betrouwbaarheidsindex van $\beta = 3,7$ à $4,8$ aangenomen, welke afhankelijk van de overschrijdingskans van het MHW (Maatgevend HoogWater), een faalkans van ongeveer 10^{-4} tot 10^{-6} per jaar vertegenwoordigt.

In dit verband is het van belang dat de veiligheid/betrouwbaarheid in NEN 6700 en EN 1990 gerelateerd is aan de levensduur van de constructie (referentieperiode) en de belastingen die tijdens de levensduur kunnen voorkomen. Voor een constructie in dezelfde veiligheidsklasse maar met een kortere levensduur zal dan een hogere β waarde moeten gelden om dezelfde veiligheid per jaar te bewerkstelligen. In Annex B van NEN-EN 1990 ([54]) zijn deze β waarden gegeven voor een levensduur van 50 en 1 jaar. Voor de niveau I aanpak betekent de hogere β waarde voor de kortere levensduur in principe grotere partiële factoren voor belasting en sterkte. De procedure bij primaire waterkeringen wijkt daar duidelijk van af omdat de MHW waterstanden bij de maatgevende overschrijdingsfrequentie als gemiddelde verwachtingswaarden voor de belasting dienen te worden opgevat en omdat geen belastingsfactor wordt toegepast. Het is dan ook niet geheel duidelijk in welke mate door toepassing van de ENW/TAW leidraden voor ontwerp en van de VTV voor toetsing, de eerder genoemde, beoogde β waarden tussen 3,7 en 4,8 worden benaderd.

De betrouwbaarheidsindices β voor de drie veiligheidsklassen in NEN 6700 (voor overige belastingen resp. 3,2, 3,4 en 3,6) zijn veel minder onderscheidend dan die in CUR 162 en 166 en in Annex B van NEN-EN 1990 (voor de drie reliability classes resp 3,3, 3,8 en 4,3 voor referentieperiode 50 jaar). Overigens is dit verschil bij de introductie van de Eurocodes in de Nederlandse Nationale Bijlage grotendeels geharmoniseerd.

Met betrekking tot de verschillen in achtergrond van de partiële factoren in NEN 6740, CUR 166 en de TAW leidraden wordt het volgende opgemerkt:

NEN 6702/6740

In de compatibiliteitsstudie in relatie tot de partiële factoren voor NEN 6740 ([10]) wordt aangegeven dat de partiële materiaalfactor γ_m in principe van vier zaken afhankelijk is:

- het vereiste veiligheidsniveau van de te beschouwen constructie. Hierbij wordt opgemerkt dat een differentiatie in veiligheidsniveau in principe plaats vindt via de belastingsfactor zoals voorgeschreven in NEN 6702. De materiaalfactoren zijn voor alle veiligheidsklassen 1 t/m 3 gelijk;
- de manier waarop de parameter doorwerkt in het rekenmodel. Zo werkt bijvoorbeeld cohesie anders door in de sterkte van een fundering op staal dan in de berekening van een damwand;
- de mate waarin een onzekerheid ten aanzien van een parameter doorwerkt in de onzekerheid van de einduitkomst;
- de onzekerheden in het gehanteerde rekenmodel. Dit geldt bijvoorbeeld voor het ontwerpen van paalfunderingen, waarbij een factor γ_{b4} wordt gehanteerd waarin de onzekerheid ten aanzien van de methode Koppejan is verdisconteerd. Strikt genomen is dit geen materiaalfactor maar een modelfactor.

Ten aanzien van de onzekerheden in het materiaalgedrag en beproevingsmethoden wordt in NEN 6740 verondersteld dat deze zijn verwerkt in de representatieve of karakteristieke waarde. Ook dient de uit metingen afgeleide parameter qua invloed en effect overeen te komen met datgene dat in het beschouwde faalmechanisme is verondersteld en aan te sluiten met de wijze waarop dat mechanisme in de rekenmethode is gemodelleerd/geschematiseerd. Dit betekent dus dat de ontwerper zich hiervan goed bewust moet zijn bij de opzet, uitvoering en de interpretatie van het grondonderzoek. In tabel 1 van de NEN 6740 is aangegeven welke variatiecoëfficiënten V voor de verschillende grondparameters als *default waarde* kan worden beschouwd. Uiteraard is de werkelijke variatiecoëfficiënt van de te beschouwen parameter van grote invloed op de rekenwaarde. Indien voor een specifiek ontwerp aangetoond kan worden dat de variatiecoëfficiënt kleiner is dan de *default waarde* dan is toepassing van deze gunstiger waarde toegestaan en kan optimalisatie op basis van voor dat ontwerp afgeleide partiële factoren de moeite waard zijn (zie hoofdstuk 7).

CUR 166

Ten aanzien van materiaalfactoren wijkt de CUR 166 ([26]) in zoverre af van de NEN 6702/6470 dat er voor de verschillende veiligheidsklassen verschillende partiële materiaalfactoren worden gehanteerd. In de NEN-normen loopt deze differentiatie geheel via de belastingsfactor en in CUR 166 hoofdzakelijk via de materiaalfactor voor de sterkte.

TAW ontwerpleidraden rivierdijken

In de leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 ([18]), wordt een beschrijving gegeven van de materiaalfactor. De materiaalfactor is hier samengesteld uit twee componenten:

- γ_{m1} : materiaalfactor waarmee verschillen tussen beproevingsmethoden worden verdisconteerd;
- γ_{m2} : materiaalfactor voor onzekerheden die voortvloeien uit onder andere de beschrijving van het materiaalgedrag, aan de hand van parameters in een geschematiseerd model.

De onzekerheden in uitvoering van de proef en in proefinterpretatie worden hierbij dus apart in rekening gebracht, terwijl dit bij de NEN 6740 en CUR 166 is ondergebracht bij de bepaling van de representatieve/karakteristieke waarde.

Verder wordt er in de TAW leidraad rivierdijken, deel 2, een schadefactor γ_n voorgeschreven. Deze γ_n omvat drie deelfactoren voor een aantal aspecten. Zo is er een deelfactor waarmee de invloed van de lengte van de dijkkring in de analyse wordt betrokken en een deelfactor in relatie tot oorzakelijk verband van falen (in casu instabiliteit) met hoog buitenwater. De derde deelfactor is gekoppeld aan de dijkkringfrequentie (overschrijdingsfrequentie van het maatgevend hoogwater). Deze deelfactor kan ook worden opgevat als een additionele component voor de andere partiële factoren, bijv. de materiaalfactoren voor de grondparameters.

Nederlandse normering en Eurocode 7

Indien de Eurocode 7 en de Nederlandse NEN-normen meer in detail inhoudelijk worden vergeleken komen er een aantal verschillen naar voren. In het licht van deze handreiking worden genoemd:

- Eurocode 7 onderscheidt 3 design approaches of ontwerpbenaderingen met elk een verschillende combinatie van getalwaarden voor partiële factoren voor belastingen en/of belastingeffecten en voor materiaaleigenschappen en/of weerstand. Eurocode 7 vormt hiermee een uitzondering binnen de Eurocodes. De belangrijkste reden is dat geen overeenstemming bereikt kon worden tussen de betrokken Europese landen over één algemeen geldende combinatie van partiële factoren. In het licht van deze handreiking overigens niet echt verrassend (zie hiervoor ook hoofdstuk 4 en bijlag 4 van deze handreiking).
- Met betrekking tot de bepaling van de representatieve grondparameters bevat Eurocode 7 veel algemene informatie. Echter ook hiervoor is de Eurocode minder concreet dan NEN 6740. Zo ontbreekt een tabel met aanbevolen waarden als tabel 1 van NEN 6740 evenals de methode voor het schatten van de karakteristieke waarde uit een beperkt aantal steekproeven (NEN 6740: 8.7.1 en tabel 2).
- Voor dit laatste worden informatief in Annex D van de algemene NEN-EN 1990 ([54]) methoden aangereikt waarmee op basis van een beperkt aantal proeven een schatting van de karakteristieke waarde kan worden verkregen (alleen voor de schatting van de lokale ondergrenswaarde, d.w.z. niet voor de karakteristieke schatting van het gemiddelde)
- Beschouwen we als voorbeeld de fundering op staal, waarvoor in Nederland NEN 6744 geldt aansluitend op NEN 6700, 6702 en 6740. Hoofdstuk 6 “Funderingen op staal” in Eurocode 7 beschrijft hetzelfde constructietype iets uitgebreider dan in NEN 6740 met enkele elementaire formules. Verwezen wordt naar de informatieve (!) Bijlagen D, E en F voor aanvullende informatie en formules. In totaal omvat Eurocode 7 echter minder concrete en zeker minder normatieve aanwijzingen dan NEN 6740 plus NEN 6744.
- Ongeveer hetzelfde geldt voor de fundering op palen. De diepgang en concreetheid van de specifieke NEN 6743 is in hoofdstuk 7 van Eurocode 7 niet aanwezig ondanks dat de omvang (20 blz) aanzienlijk is. Wel is soms het toepassingsgebied in Eurocode 7 breder. Zo is een paalfunderingsontwerp op basis van zowel statische als dynamische proefbelastingen toegestaan. In NEN 6743-1 en de Nationale Bijlage bij NEN-EN 1997-1 is in dit verband alleen beschreven hoe moet worden ontworpen met behulp van lokale statische proefbelastingen.

NEN-EN 1990 en NEN-EN 1997-1 geven hier en daar aanwijzingen die van belang zijn indien een andere aanpak wordt overwogen dan strikt naar de letter van de norm. Zo wordt, overigens alleen informatief, in Bijlage C van EN 1990 de procedure toegelicht voor afleiding van afwijkende partiële factoren aan de hand van de in ISO 2394 gegeven standaard invloedscoëfficiënten α . In 2.4.7.3 van NEN-EN 1997-1 is aangegeven dat onredelijke of zelfs fysisch onmogelijke rekenwaarden van belastingen mogen worden vermeden door de partiële factor toe te passen op het belastingeffect afgeleid uit de representatieve waarde van de belasting.

Verwezen wordt ook naar de ontwerpersgids ([31]) waarin de aanpak en achtergronden van Eurocode 7, Deel 1 op overzichtelijke wijze worden toegelicht

2.7 Veiligheidsklasse, betrouwbaarheidsindex en referentieperiode

In tabel 2.1 wordt een overzicht gegeven van de indeling in veiligheidsklassen op basis van de gevolgen van bezwijken, en de te hanteren waarden voor de betrouwbaarheidsindex β volgens de verschillende NEN-normen en het Bouwbesluit ([11]) voor:

- de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand (UGT en BGT);
- nieuwbouw en bestaande bouw.

Opgemerkt wordt dat de betrouwbaarheidsindices uit de Eurocode niet in dit overzicht zijn opgenomen (zie hiervoor de Nationale Bijlage bij NEN-EN 1990).

Tabel 2.1 Veiligheidsklassen en betrouwbaarheidsindices voor nieuwbouw en bestaande bouw volgens Nederlandse regelgeving.

	veiligheidsklasse 1	veiligheidsklasse 2	veiligheidsklasse 3
gevolgen van bezwijken			
kans op levensgevaar	verwaarloosbaar	klein	groot
kans op economische schade	klein	groot	groot
betrouwbaarheidsindex β in uiterste grenstoestand			
nieuwbouw: (NEN 6700 art 5.3.4) - wind maatgevend, $T < 15$ jaar - wind maatgevend $T > 15$ jaar - overige belastingen maatgevend	$\beta = 2,3$ $\beta = 2,3$ $\beta = 3,2$	$\beta = 3,1-0,60 \log T$ $\beta = 2,4$ $\beta = 3,4$	$\beta = 3,6-0,85 \log T$ $\beta = 2,6$ $\beta = 3,6$
bestaande bouw: (Regeling Bouwbesluit, art. 4.24) - wind maatgevend - overige belastingen maatgevend	$\beta = 1,3$ $\beta = 1,7$	$\beta = 2,2$ $\beta = 2,2$	$\beta = 2,9$ $\beta = 2,9$
betrouwbaarheidsindex β in bruikbaarheidsgrenstoestand			
nieuwbouw (NEN 6700 art 5.3.4)	$\beta = 1,8$	$\beta = 1,8$	$\beta = 1,8$
bestaande bouw	niet bekend	niet bekend	niet bekend

Over de keuze van de toe te passen veiligheidsklasse wordt het volgende opgemerkt:

- permanente constructies worden aan de hand van NEN 6702 Tabel 1 ingedeeld in veiligheidsklassen. Algemeen kan de volgende indeling aangehouden worden op basis van de gevolgen van bezwijken:
 - veiligheidsklasse 1: relatief eenvoudige constructies, geen persoonlijke veiligheidsrisico's bij falen, relatief geringe schade bij falen, bijvoorbeeld een beschoeiing;
 - veiligheidsklasse 2: aanzienlijke schade bij falen, geringe persoonlijke veiligheidsrisico's, bijvoorbeeld een bouwput (de meeste geotechnische constructies worden in veiligheidsklasse 2 ingedeeld);
 - veiligheidsklasse 3: grote schade bij falen en/of aanzienlijke persoonlijke veiligheidsrisico's, bijvoorbeeld bebouwing met een publieke functie, constructies in de primaire waterkering;
- voor constructies in de bouwfase en tijdelijke constructies geven de NEN-normen het volgende aan:
 - NEN 6700 artikel 11.1 geeft de richtlijn om per bouwfase / per constructie de veiligheidsklasse te bepalen;
 - NEN 6702 artikel 11.1 geeft de richtlijn dat constructies in de bouwfase en tijdelijke constructies in veiligheidsklasse 1 mogen worden ingedeeld.

Geadviseerd wordt om hierbij te handelen conform NEN 6700 en per constructie / per bouwfase de veiligheidsklasse te kiezen op basis van de gevolgen van bezwijken.

In tabel 2.2 wordt een overzicht gegeven van de minimaal aan te houden referentieperioden voor nieuwbouw en bestaande constructies en met onderscheid in bouwfase en gebruiksfase.

Tabel 2.2 Referentieperiode.

norm	veiligheidsklasse 1	veiligheidsklasse 2	veiligheidsklasse 3
nieuwbouw (NEN 6702 art. 5.5.1)	15 jaar	(afh. van constructie-type) 15 – 50 jaar	50 jaar
bouwfase en tijdelijke constructies (NEN 6702 art. 11.2)	1 jaar	1 jaar	1 jaar
- bouwfase \leq 1 jaar	duur van de bouwfase	duur van de bouwfase	duur van de bouwfase
- bouwfase $>$ 1 jaar			
bestaande bouw (Regeling Bouwbesluit art. 4.24)	1 jaar	15 jaar	15 jaar

2.8 Richtlijnen voor wegen

Voor wegen bestaan geen specifieke richtlijnen met betrekking tot geotechnische constructies. Verkeersbelastingen spelen in zettingsberekeningen geen rol. Echter wel in stabiliteitsberekeningen. In NEN 6740 ([14], art. 7.4.1) en het CUR-handboek damwandconstructies [26] staan waarden vermeld. Ook wordt vaak uitgegaan van de VOSB, waarbij de aslasten worden omgerekend naar een verdeelde belasting. In feite geeft de VOSB een belasting van een denkbeeldige vrachtwagen die een ongunstige belasting geeft op de liggers van een brug. Voor stabiliteitsberekeningen wordt meestal 10 of 20 kN/m² aangehouden. Voor sommige niet-traditionele constructies, zoals bijvoorbeeld voor het

ontwerp van een paalmatrassysteem, dient echter de wielconfiguratie te worden beschouwd en moeten lokaal hogere belastingen te worden beschouwd.

Stabiliteitsanalyses

In de huidige praktijk wordt de stabiliteit van een aardebaan nog regelmatig berekend met representatieve waarden van de parameters en een overall stabiliteitsfactor SF van 1,3 voor de eindsituatie. Vanzelfsprekend dient het streven te zijn om dit te doorbreken en de controle van het ontwerp conform NEN 6740 op rekenwaarden te baseren.

Zettingsanalyses (aardebanen)

Aardebanen worden meestal ontworpen op (rest)zettingen. Met zettingsberekeningen wordt aangetoond dat de (rest)zetting binnen een bepaalde marge blijft. Dit vormt een discussiepunt met wegbeheerders, omdat zij denken in termen van zettingsverschillen over een kleine afstand. Wegbeheerders werken met IRI-waarden (International Roughness Index). Dit is (kort gezegd) een verticale versnelling die een voertuig krijgt als deze over een onvlakheid rijdt. In de praktijk wordt gesteld, dat indien de restzetting voldoende klein is het zettingsverschil ook wel zal voldoen.

Voor zettingsverschillen zijn richtlijnen, bijvoorbeeld de toegestane dwars- en langshelling van het wegdek. In CROW rapport 204 ([62]) is in hoofdstuk 3 een samenvatting opgenomen van deze zettingseisen. Deze berekeningen worden veelal gemaakt in de bruikbaarheidsgrenstoestand. In de meeste gevallen is de zettingseis gebaseerd op ervaring van de betreffende instantie. Aan de vlakheid van de verharding worden soms strenge eisen gesteld. Voor de omrekening van deze vlakheidseisen naar een eis aan de restzetting zijn geen berekeningsmodellen in gebruik.

Hoofdstuk 3

Het schematiseringstraject in het ontwerpproces

3.1 Inleiding

Het constructieontwerp vindt plaats binnen een proces dat gericht is op realisatie van een (weg- en water) bouwkundig object. In dit proces zijn meerdere fasen te onderscheiden zoals de initiatiefase, definitiefase, (voor)ontwerpfase, voorbereidingsfase, uitvoeringsfase en de gebruiksfase.

Beperken we ons tot het geotechnische ontwerp dan kan het doel van het ontwerp worden omschreven als het op efficiënte wijze definiëren van een constructieve oplossing die voldoet aan de functionele eisen inclusief de normatief gestelde (veiligheids)eisen en die technisch uitvoerbaar en economisch haalbaar is. Hierbij kan het zijn dat de geotechnische constructie in feite het te realiseren object is (een dijk) maar in de meeste gevallen zal het een onderdeel van het object vormen (de fundering). In het algemeen zal aan het (detail)ontwerp een afweging van de verschillende mogelijke oplossingen en alternatieven voorafgegaan zijn (voorontwerpfase).

De ontwerper (of het ontwerpersteam) dient voldoende deskundig te zijn. Dit is een zeer voor de hand liggende voorwaarde in het nog sterk empirische geotechnische vakgebied. Het is ook een vooronderstelling geweest bij het opstellen van de geotechnische normen. De ontwerper dient in staat te zijn de relevante risico's en onzekerheden in te schatten en op de hoogte te zijn van de stand van de techniek (ondermeer vastgelegd in richtlijnen, handboeken en in rapportages van prenormatief onderzoek).

Om een zo goed mogelijk ontwerp te realiseren en de kwaliteit te waarborgen zijn, met name voor de meer complexe constructies, een project start-up met alle betrokkenen (inclusief andere disciplines) en projectreviews aan het eind van iedere projectfase zoals het voorontwerpfase en detailontwerp, belangrijke stappen in het ontwerpproces.

3.2 Het schematiseringstraject

Een belangrijke stap in het ontwerpproces is de analyse van het grondmechanisch of funderingsprobleem. Belangrijk is daarbij om te onderkennen welke de relevante bezwijkmechanismen en de belangrijke variabelen zijn. Om dit te kunnen doen dienen het constructietype en globaal de belastingen bekend te zijn. Maar ook inzicht in de bodemopbouw is onontbeerlijk. Voor dit inzicht kan in een pril stadium (bijv. het voorontwerp) worden geput uit geologische en/of bodemkundige kaarten en uit eerder in de omgeving uitgevoerd grondonderzoek. Op basis van de probleemanalyse wordt de behoefte aan nader grondonderzoek vastgesteld. In de eerste plaats om het inzicht in de laagopbouw te verfijnen. In de tweede plaats om de vereiste parameters te kunnen kwantificeren. In een aantal gevallen beperkt het grondonderzoek zich tot terreinmetingen (bijv. sonderingen t.b.v. een paalfundering), in veel gevallen zal ook ander onderzoek in

het terrein en in het laboratorium noodzakelijk zijn. Het betekent dat er al bij de probleemanalyse aandacht moet zijn voor de latere schematisering en modellering. Dit is heel plausibel en betrekkelijk eenvoudig voor het overgrote deel van de (standaard) geotechnische constructies. Voor meer complexe constructies is die eerste uitwerking van schematisering en modellering ingewikkelder met vaak aanpassingen tijdens het verdere verloop van het ontwerp.

In hoofdstuk 1 is aangegeven dat de opzet van de geotechnische normen in hoofdlijnen identiek is aan die voor de andere bouwmaterialen als beton en staal. Maar ook dat door het natuurlijke karakter van het medium grond er belangrijke verschillen zijn met de andere materialen. Het betekent onder meer dat de kwaliteit van het ontwerp en de mate waarin de beoogde betrouwbaarheid/veiligheid wordt bereikt, staat of valt met de omvang en kwaliteit van het grondonderzoek. En ook met de wijze waarop het terrein- en laboratoriumonderzoek wordt geanalyseerd en geïnterpreteerd. In Eurocode 7 is in dit verband opgemerkt dat kennis van de bodem doorgaans belangrijker is voor het voldoen aan de fundamentele ontwerpeisen dan de nauwkeurigheid van het rekenmodel en de nauwkeurigheid van de partiële factoren.

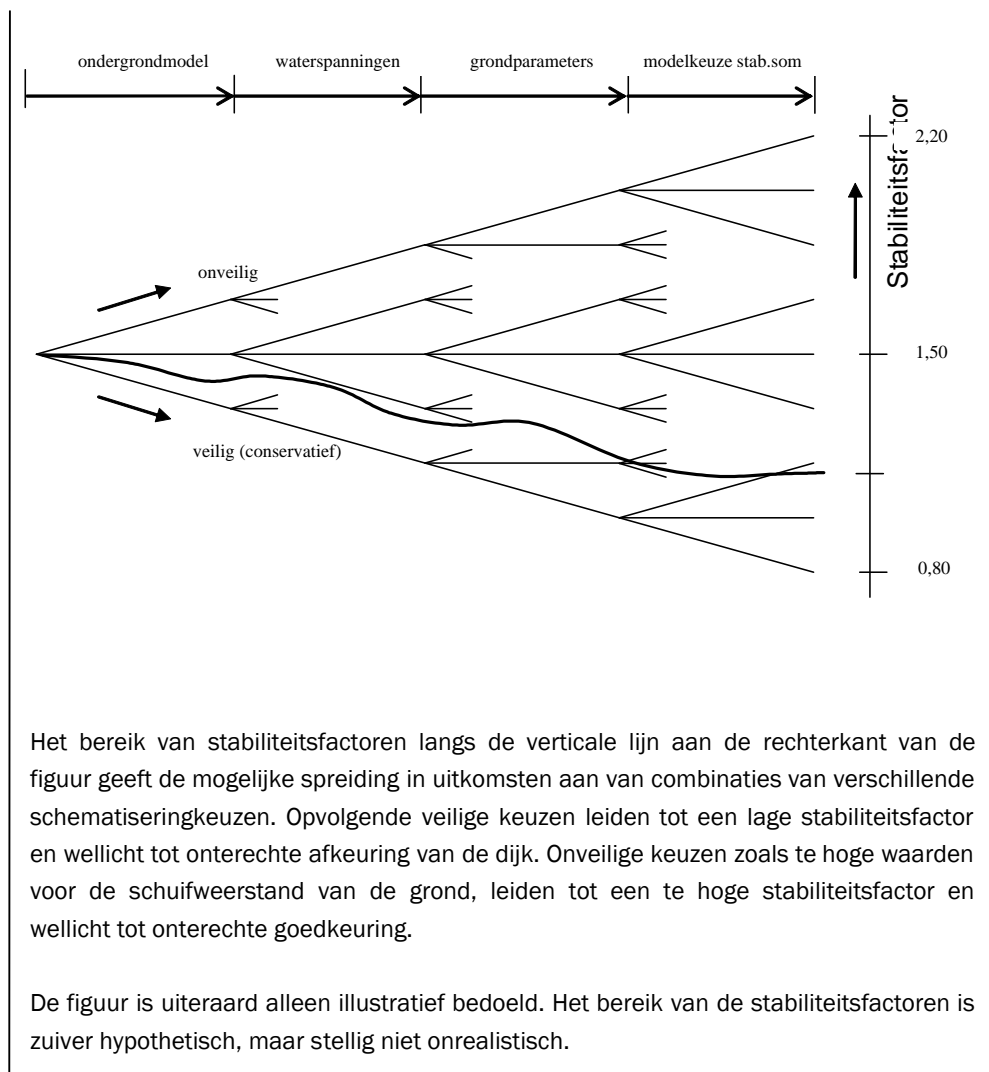
([4.] Eurocode 7, paragraaf 2.4.1. (2): “Bedacht moet worden dat de kennis van de grondeigenschappen afhangt van de omvang en de kwaliteit van het geotechnisch onderzoek. Dergelijke kennis en het toezicht op de vakbekwaamheid spelen in het algemeen een grotere rol bij het voldoen aan de fundamentele eisen dan de nauwkeurigheid van de berekeningsmodellen en de partiële factoren.”

Effect van keuzes bij de schematisering

In onderstaande figuur worden de verschillende schematiseringstappen bij de (rekenkundige) analyse van een dijk weergegeven. Hoewel de figuur in relatie tot de beoordeling van de stabiliteit van dijken is opgesteld, kan het ter illustratie voor alle constructietypen en alle beschouwde faalmechanismen dienen.

De figuur geeft aan dat bij elke stap in deze zogenoemde “schematiseringstrein” keuzen (moeten) worden gemaakt, omdat de beschikbare informatie en de ‘state of the art’ kennis doorgaans ruimte laten voor verschillen in interpretatie. Bij elke schematiseringstap kunnen we dus kiezen voor een interpretatie van de beschikbare gegevens die conservatief kan zijn (vertakking naar beneden in de figuur), “best guess” (vertakking horizontaal) of optimistisch (vertakking naar boven). Een mogelijke sequentie van de verschillende gemaakte keuzen wordt aangegeven door de dikke lijn. Naar goed ingenieursgebruik zal zo’n lijn voor een toets- of ontwerpanalyse in de meeste gevallen naar beneden lopen, om onzekerheden in voldoende mate af te dekken.

Fig. 3.1
Schematiseringstrein
voor de stabiliteitsanalyse
van dijken.
(bron: J. Stoop, Fugro)



De voorgaande tekstbox suggereert dat de ruimte bij het maken van keuzes in het ontwerpproces tot grote verschillen in eindresultaat kan leiden. Benadrukt wordt dat het hier om ruimte en vrijheid bij het ontwerp gaat die door de normen niet of weinig concreet wordt ingevuld. Dat wil zeggen dat in het voorbeeld is verondersteld dat onderdelen welke in de norm wel zijn geconcretiseerd, bijv. de partiële factoren, goed zijn toegepast.

Zoals aangegeven zal in de meeste gevallen, "naar goed ingenieursgebruik", een meer of minder conservatieve aanpak worden gevolgd. In welke mate de ontwerpruimte tot grote verschillen in de praktijk leidt, is erg onduidelijk, omdat elk ontwerp tot een op zich staand resultaat leidt dat als veilig wordt gepresenteerd en niet aan een meer generiek beoordelingskader (als de figuur in de tekstbox) wordt getoetst. Maar ook omdat falen van constructies onder gebruiksomstandigheden hiervoor te weinig voorkomt. Dat het wel degelijk tot grote variatie in uitkomsten kan leiden komt feitelijk alleen naar voren uit diverse ringonderzoeken die in de afgelopen jaren voor verschillende aspecten en/of constructietypen zijn uitgevoerd. Daarbij komen in bijna alle gevallen grote verschillen naar voren. Als duidelijk indicatief voorbeeld geldt de uitkomst van het beperkte ringonderzoek als onderdeel van de in 2001 uitgevoerde praktijkproef Bergambacht (zie

ook hoofdstuk 5 [44, 45, 46]). Maar ook soortgelijke onderzoeken geven opmerkelijke verschillen te zien ([6]).

3.3 De vier schematiseringsstappen

Hiervoor zijn in de tekstbox de volgende schematisatiestappen voor het geotechnische ontwerptraject onderscheiden:

1. Het grondonderzoek en de schematisering van de bodemopbouw
2. de schematisering van de waterspanningen
3. de schematisering van de grondeigenschappen
4. De keuze van het rekenmodel en de daarin besloten schematisering

De keuzes die in de schematiseringstappen 1 tot en met 3 moeten worden gemaakt worden in belangrijke mate beïnvloed door het lokale grondonderzoek, maar ook door het mechanisme dat wordt beschouwd en de wijze waarop zwakke en sterkere grondlagen dat mechanisme kunnen beïnvloeden. De keuze van het rekenmodel, stap 4, zelf zal doorgaans minder worden beïnvloed door lokaal grondonderzoek, het uiteindelijke berekeningsresultaat daarentegen wel. Daarenboven is ook de schematisering van belastingen voor zover die door de grond worden veroorzaakt of beïnvloed (bijv. water-(over)spanningen) een factor van belang.

De vier genoemde schematiseringstappen worden in hoofdstuk 5 besproken, bediscussieerd en aan de hand van voorbeelden toegelicht.

Hoofdstuk 4

Optimaliseren

4.1 Waarom optimaliseren?

Optimaliseren betekent “in de meest gunstige omstandigheden of tot de gunstigste oplossing brengen”. In relatie tot het ontwerp van constructies heeft het een procesmatige en een technisch/financiële kant. Procesmatig betekent bijvoorbeeld dat het ontwerpproces efficiënt wordt doorlopen door van grof naar fijn te werken of door de activiteiten probleemanalyse, het grondonderzoek, de schematisatie en de ontwerp-berekeningen op elkaar af te stemmen.

Met betrekking tot het feitelijke ontwerp ligt de aanleiding om te willen optimaliseren bij:

- Dezelfde veiligheid en gebruikswaarde realiseren met minder geld
- Meer veiligheid en gebruikswaarde realiseren voor hetzelfde geld.

Bij het laatste kan het zijn dat meer veiligheid en gebruikswaarde wordt nagestreefd dan feitelijk geëist, zoals bijvoorbeeld bij het principe van robuust ontwerpen. Ook kan het in sommige gevallen nodig zijn om meer zekerheid te hebben over de werkelijke veiligheid die met het ontwerp wordt gerealiseerd.

Optimaliseren is niets nieuws. Bij het tegemoetkomen aan de constructie-eisen zal iedere ontwerper vrijwel altijd aandacht besteden aan kostenoptimalisatie. Daarbij wordt echter meestal de normering als randvoorwaarde gehanteerd en “naar de letter” toegepast.

De in deze handreiking beschreven mogelijkheden voor optimalisatie zijn gericht op (en beperkt tot) het aanscherpen van het ontwerp in relatie tot de vereiste veiligheid/betrouwbaarheid. Het betreffen daarmee mogelijkheden waarmee aspecten uit de normen beter kunnen worden benut of waarmee alternatieven worden geboden voor onderdelen daaruit.

4.2 Ruimte in de normen

Optimaliseren vereist ook dat er concrete mogelijkheden worden herkend. Om bijvoorbeeld de veiligheid/betrouwbaarheid van de constructie dicht(er) bij het gewenste niveau te brengen zullen we die veiligheid goed en betrouwbaar moeten kunnen kwantificeren. In de normering worden daar weinig mogelijkheden voor aangeboden. De voorschriften en procedures leiden “per definitie” immers tot een ontwerp dat aan gestelde veiligheidseis voldoet.

In dit verband zijn de volgende twee aspecten van belang:

- De normen bieden de ruimte om het anders te doen. Ze staan een andere ontwerpaanpak niet in de weg. Ofwel: afwijken van de “letter van de norm” mag. De enige voorwaarde is dat aan de vereiste (onderliggende) veiligheid/betrouwbaarheid wordt voldaan (de “geest” van de normering) en dat dat wordt onderbouwd.
- Er zijn mogelijkheden en tools beschikbaar om dat concreet in te vullen. Deze zullen in deze handreiking worden toegelicht en geïllustreerd.

Omdat de normen generiek van karakter zijn, bergen ze een zekere mate van conservatisme in zich. Dit conservatisme is noodzakelijk omdat toepassing ervan in principe in alle gevallen tot het vereiste veiligheidsniveau dient te leiden. Het betekent evenwel tegelijkertijd dat er een (technische) ontwerpruimte aanwezig is.

4.3 Overwegingen en consequenties bij optimalisatie

Voor al voor complexe en/of grotere projecten zullen de in deze handreiking beschreven optimalisatiemogelijkheden lonend zijn. Ook omdat bij het ontwerp voor deze projecten meestal toch al veel energie aan analyse en onderzoek wordt besteed. De beschreven optimalisatiemogelijkheden zullen in veel gevallen naadloos op deze inspanningen aansluiten.

Maar ook voor veel kleinere en standaardconstructies levert het al vlug winst op om te streven naar optimalisatie door meer informatie te vergaren bijv. door meer grondonderzoek uit te voeren.

Tot nu toe klinkt het louter positief. Maar een waarschuwing is zeker ook op zijn plaats. Het is zeker niet zo dat optimaliseren voor alle aspecten in het ontwerpproces op eenvoudige wijze mogelijk is. Bovendien: daar waar het in principe kan, kan het ook niet altijd. Het vereist bijna altijd meer analyse, inspanning en meer (grond)onderzoek dan veelal wordt ingezet bij ontwerpen volgens de minimale eisen van de norm.

De procedure voor het benutten van meer informatie is impliciet ook ingebakken in de normering zelf. Bijvoorbeeld in paragraaf 8.7.1 van NEN 6740 ([14]) waarin aangegeven is hoe de representatieve waarde van de geotechnische grondeigenschappen wordt bepaald (formules en tabel 2). Vanwege grotere zekerheid neemt, bij gelijkblijvende variatiecoëfficiënt, de vermenigvuldigingsfactor $R_{n,v}$ en daarmee de representatieve waarde toe bij meer proefresultaten. In NEN 6740 ontbreekt echter een directe aanwijzing en concrete aanbeveling voor het mogelijk te behalen voordeel.

Behalve dat deze handreiking een ondersteuning bij het ontwerp kan zijn, streeft de commissie C 135 er vooral naar om een discussie en een bewustwordingsproces op gang te brengen. Zo'n discussie is voor het vakgebied van belang om de toepassingsmogelijkheden toe te lichten en vooral ook om de toepassingsgrenzen te bepalen. Deze handreiking geeft daar zeker nog niet het laatste woord over.

Als één van de behoeften is hiervoor genoemd: "om de veiligheid en betrouwbaarheid van de constructie beter te kwantificeren". CUR-commissie C 135 erkent dat dit zeker niet iets is dat momenteel sterk en breed in de ontwerppraktijk leeft. Immers de meeste constructies die volgens de state of the art en de vigerende regelgeving worden ontworpen, leveren feitelijk geen problemen op. Indien er al een besef van "betrouwbaarheid" is bij de ontwerpers van die constructies, ligt het voor de hand om ervan uit te gaan dat de onderliggende eis voor de betrouwbaarheidsindex β uit NEN 6700 wordt verkregen door de procedures en factoren in de normen toe te passen. Dat dit zeker niet altijd zo is en bovendien dat toepassen van de procedures ook kan leiden tot

overdimensionering zal in deze handreiking met voorbeelden worden geïllustreerd. Meer in het algemeen wordt dit toegelicht in het gedachte-experiment in bijlage D.

Zoals eerder in hoofdstuk 2 is opgemerkt gaat deze handreiking niet over probabilistisch ontwerpen. Niet dat de CUR-commissie dit geen goede inhoudelijke aanpak vindt om een optimaal ontwerp te realiseren. De reden is vooral dat in het voortraject gebleken is dat de benodigde inspanning en met name de “drempel” om probabilistisch te rekenen in de meeste gevallen in de praktijk nog te groot wordt geacht. Overigens is probabilisme ook niet het absolute antwoord op de discussie rond onzekerheden. Want de mogelijkheden voor “volledig” probabilistisch ontwerpen in de geotechniek zijn nog beperkt en vereisen eveneens heel wat zogenoemde engineering judgement.

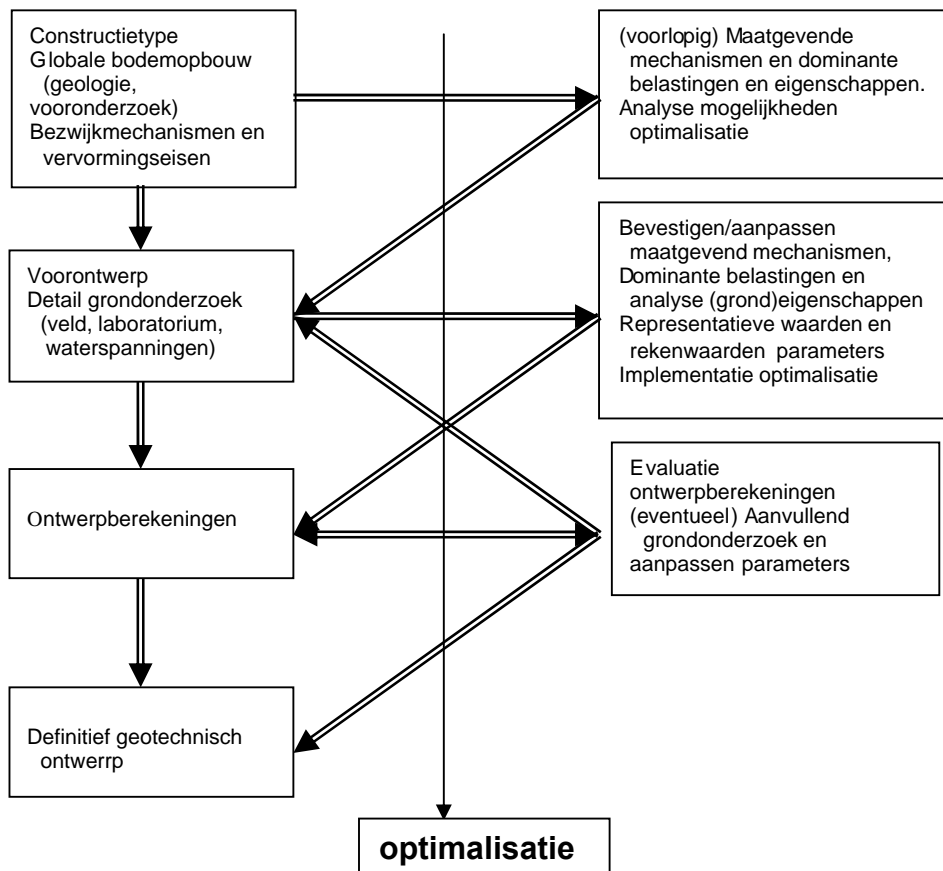
De commissie heeft gemeend zich vooral te moeten richten op mogelijkheden en gereedschappen die tussen de huidige (semi-probabilistische, niveau I) aanpak en het probabilistisch rekenen inzitten. Dit heeft de volgende consequenties:

- bij de toelichting van de optimalisatiemogelijkheden wordt wel ingehaakt op de te bereiken/waarborgen veiligheid en betrouwbaarheid. Hierbij wordt regelmatig de probabilistische terminologie gebezigd;
- de beschreven mogelijkheden betreffen onderdelen in het ontwerpproces. Dit in tegenstelling tot volledig probabilistisch rekenen waarbij een meer integrale aanpak wordt gevolgd. Het betekent dat het ontwerp op deze onderdelen separaat kan worden aangescherpt;
- een belangrijke consequentie van het op onderdelen aanscherpen kan zijn dat de balans in het totaal met betrekking tot de veiligheid kan worden verstoord. Een balans die wel wordt verondersteld aanwezig te zijn in de huidige normprocedures. Met andere woorden het is niet toegestaan om op enkele onderdelen alles uit de kast te halen en andere onderdelen volledig te negeren. Het betekent dat de veiligheid van het ontwerp in die gevallen ook integraal dient te worden beschouwd.

4.4 Stroomschema bij optimalisatie van het geotechnisch ontwerp

In figuur 4.1 is een stroomschema weergegeven dat als richtsnoer kan dienen bij optimalisatie van het geotechnisch ontwerp. Het betreft een eerste, generieke aanzet voor de meer concrete stappenplannen die per specifiek project kunnen worden opgesteld. Kenmerkende aspecten zijn dat het ontwerpersteam vanaf de eerste projectfase de mogelijkheden voor de gewenste optimalisatie in het ontwerp implementeert en dat men zich bewust is van het feit dat het ontwerp in het algemeen meer inspanning zal vergen.

Fig. 4.1
Aanzet van een
stroomschema voor de
optimalisatie bij het
geotechnisch ontwerp.



4.5 Optimalisatiemethoden

Bij optimaliseren gaat het met nadruk niet om het “omzeilen” van de regelgeving. De regelgeving laat immers ruimte voor het onderbouwd afwijken van uitgewerkte werkvoorschriften, waarbij wel voldaan moet worden aan de onderliggende eisen. Zo worden in NEN 6700 de basiseisen geformuleerd in termen van vereiste betrouwbaarheidsindices (of acceptabele faalkansen).

De volgende mogelijkheden voor optimalisatie worden onderscheiden:

- Optimalisatie door het op evenwichtige wijze doorlopen van het ontwerp- en schematiseringstraject.
- Optimalisatie door betere benutting van de informatie en door het verzamelen van meer informatie.
- Optimalisatie op basis van de vereiste betrouwbaarheid. De inzet hierbij is om de vereiste betrouwbaarheid te waarborgen door gebruik te maken van andere partiële factoren dan die in de normen zijn voorgeschreven.

Deze mogelijkheden worden hierna kort toegelicht. Vooraf echter enige opmerkingen.

1. Met optimaliseren wordt in de eerste plaats beoogd om de zekerheid met betrekking tot de veiligheid/betrouwbaarheid te vergroten. Optimaliseren betekent dus zeker niet per definitie dat het ontwerp en de constructie goedkoper worden.
2. De kostenreductie die gerealiseerd kan worden door besparing op bouwmaterialen is doorgaans slechts een fractie van de totale kosten van het realiseren van een ontwerp. Hoewel deze kostenreductie in een aantal gevallen zeker interessant is, moet bij het “aanscherpen” van een ontwerp wel in de gaten worden gehouden dat dit niet ten koste gaat van de robuustheid van de constructie.
3. Het voordeel is doorgaans groter wanneer op basis van een grondiger beoordeling van de veiligheid van een ontwerp (of de veiligheid van een bestaande constructie) voorkomen kan worden dat een andere werkwijze moet worden gekozen of dat specifieke maatregelen moeten worden genomen etc.
4. Grondiger beoordeling is vooral interessant indien tijdens het ontwerp twijfel is ontstaan over de veiligheid en/of als daarmee voorkomen kan worden dat een bestaande constructie (bijv. een waterkering) onterecht “als onveilig” wordt gekwalificeerd.

4.5.1 Optimalisatie bij het schematiseren en modelleren

De noodzaak om grond goed te onderzoeken en het grondgedrag te begrijpen, is van groot belang voor elk bouwproject. Te vaak wordt dit niet gedaan en de gevolgen van een te beperkt grondonderzoek zijn vaak erg kostbaar. Goed grondonderzoek en een goede grondbeschrijving vereisen de bemoeienis van ervaren geotechnische ingenieurs. Hun kennis is ook van belang om het grondgedrag in de uitvoeringsfase te interpreteren, om gepast te kunnen reageren op waarnemingen tijdens de bouw, alsook op ongewenste veranderingen in de omgeving. Een risicoanalyse gerelateerd aan grondgedrag (ook na voltooiing van het bouwwerk) behoort eveneens tot de verantwoordelijkheid van de geotechnische ingenieur.

In hoofdstuk 3 zijn de volgende vier belangrijke schematiseringsstappen gedefinieerd:

- het grondonderzoek en de schematisering van de bodemopbouw
- de schematisering van de waterspanningen
- de schematisering van de grondeigenschappen
- de keuze van het rekenmodel en de daarin besloten schematisering

Deze stappen worden in hoofdstuk 5 beschreven en toegelicht met illustratie van de mogelijkheden voor optimalisatie.

4.5.2 Optimalisatie op basis van benutting van informatie

Informatie-inwinning is gericht op het reduceren van onzekerheden van de probleemparameters. In het bijzonder bij grondparameters zijn de karakteristieke parameterschattingen die in het ontwerp moeten worden gebruikt meestal de laaggemiddelden voor de locatie waarvoor de ontwerpcontrole wordt uitgevoerd. De onzekerheid over het laaggemiddelde op een bepaalde locatie wordt kleiner naarmate de steekproef van waarnemingen groter is.

In een aantal gevallen leeft bij ontwerpers de wens om verschillende gegevensbronnen te combineren om meer veiligheid/betrouwbaarheid aan het ontwerp te kunnen toekennen of om scherper te kunnen dimensioneren. Bijvoorbeeld: indien men beschikt over resultaten van beperkt lokaal grondonderzoek waaraan, vanwege de beperkte steekproef, een relatief grote onzekerheid moet worden toegekend. Overwogen kan worden deze beperkte informatie te combineren met gegevens die voor een groter gebied van toepassing zijn. Regionale proevenverzamelingen of informatie uit Tabel 1 van NEN 6740 (op te vatten als “landelijk proevenbestand”) leveren daarvoor in principe mogelijkheden. Echter hoe men dit combineren kan, is zeker niet altijd duidelijk. In hoofdstuk 6 wordt dieper op de mogelijkheden ingegaan. Daarbij wordt tevens de methode met pseudo karakteristieke waarden toegelicht.

4.5.3 Optimalisatie op basis van de vereiste betrouwbaarheid

Bij niveau II probabilistische analyses (FORM-benaderingen) is een van de resultaten van de analyse het ontwerppunt: de scheiding tussen falen en niet falen met de grootste kansdichtheid. De verhouding tussen de waarde van de parameters in het ontwerppunt en de verwachtingswaarden (of de karakteristieke waarden) is de (aanwezige) partiële veiligheidsfactor voor die parameter. De ontwerppuntwaarde van elk van de parameters kan worden uitgedrukt in termen van de statistische kenmerken van die parameter, de betrouwbaarheidsindex β en de invloedscoëfficiënt α die bij die parameter hoort. Op basis van deze invloedscoëfficiënten kan worden vastgesteld bij welke parameters reductie van onzekerheid het meeste effect zal hebben op de faalkans.

Vanuit de probabilistische achtergrond is de partiële factor γ een functie van de gewenste/geëiste betrouwbaarheidsindex β , van de mate waarin de betreffende parameter van belang is voor het beschouwde mechanisme (weergegeven met de invloedscoëfficiënt α) en van de spreiding in die parameter (via de variatiecoëfficiënt V). Het betekent dat de partiële factor groter is bij grotere spreiding. En omdat die (statistische) spreiding mede wordt bepaald door de omvang van de informatie over die parameter zal normaliter ook de partiële factor groter dienen te zijn bij een steekproef van beperkte omvang.

Dit aspect is in de normering niet verdisconteerd. Partiële factoren zijn “vaste” waarden en betekenen dus een generalisatie. In het algemeen is daarbij een zekere mate van conservatisme geïntroduceerd. Maar hier zit wel een belangrijke mogelijkheid voor optimalisatie in het ontwerp.

De invloedscoëfficiënten α vormen de sleutel voor de bepaling van de partiële veiligheidsfactoren. In theorie is hiervoor een probabilistische ontwerpberekening vereist. Voor eenvoudige berekening van partiële belasting- en materiaalfactoren is door de ISO echter een methode gegeven, waarbij uitgegaan mag worden van gestandariseerde invloedscoëfficiënten α . Deze methode is vastgelegd in de ISO-aanbeveling 2394. In hoofdstuk 7 is de methode in detail beschreven en met voorbeelden toegelicht.

Hoofdstuk 5

Optimalisatie: schematiseren en modelleren

5.1 Inleiding

De geotechnisch ingenieur moet bij zijn ontwerpwerkzaamheden rekening houden met veel onzekerheden. Toch moet dit uiteindelijk tot een betrouwbaar en economisch verantwoord ontwerp leiden. In het proces van de totstandkoming van het ontwerp zijn diverse fasen te onderscheiden waarin de geotechnisch ingenieur beslissingen moet nemen. Hij of zij wordt daarbij slechts in beperkte mate geholpen door de bestaande normen en richtlijnen.

Voor de bepaling van de grondopbouw is de geotechnisch ingenieur afhankelijk van steekproefsgewijs uitgevoerde terreinproeven. De interpretatie van deze gegevens moet hij/zij doen op basis van ervaring en op basis van geologische kennis. In Nederland bestaat zoveel ervaring met sonderingen dat je zou kunnen denken dat alle onzekerheden rond de interpretatie van deze terreinproef nu wel zijn weggenomen. Recent onderzoek laat echter zien dat er wel degelijk nog onzekerheden zijn waarmee bij de interpretatie rekening moet worden gehouden. Voorbeelden daarvan zijn kort in de volgende tekstkaders beschreven.

Sonderen ([53])

Bij een ringonderzoek waaraan 11 bedrijven deelnamen, is een aanzienlijke spreiding geconstateerd bij de gemeten plaatselijke wrijving en daarmee in het gepresenteerde wrijvingsgetal. Voor de onderzoekslocatie bleek het erg lastig te zijn om op basis van het wrijvingsgetal onderscheid te maken tussen klei en humeuze klei. Ook bleek het erg lastig om op basis van het wrijvingsgetal een inschatting te maken van de korrelgrootte van het pleistocene zand.

Damwandveldproef ([52])

Nabij Pernis, gemeente Rotterdam, is onderzoek uitgevoerd naar het gedrag van stalen damwanden in slappe grond met een hoge grondwaterstand. In deze veldproef richtte het onderzoek zich op de ontwikkeling van een plastisch scharnier en op scheve buiging. Tijdens de proef bleek dat de verplaatsingen en momenten in de testwanden achterbleven bij de voorspellingen.

In hoofdstuk 3 zijn de vier belangrijkste schematiseringstappen bij de analyse van een geotechnisch constructieontwerp gedefinieerd. Aangegeven is dat bij elke stap in deze zogenoemde “schematiseringstrein” keuzen mogelijk zijn, omdat de beschikbare informatie en de ‘state of the art’ kennis doorgaans ruimte laten voor verschillen in interpretatie. In de volgende vier paragrafen worden deze vier stappen behandeld.

Ondanks dat in kwalitatieve zin en in generieke termen nadrukkelijk gewezen wordt op het belang van een adequate en veilige schematisatie en ondanks dat de herziene NEN 6740 er meer aandacht aan besteedt, geven de NEN-normen in het algemeen relatief weinig concrete aanwijzingen met betrekking tot schematisatie. De vraag is echter ook of dat in de normen in generieke zin mogelijk is en of de normering daarvoor de aangewezen plaats is. In NEN 6740 wordt nu in feite volstaan met de opmerking dat het geotechnisch onderzoek “adequate en betrouwbare” gegevens van de grond en grondwatercondities moet opleveren en dat bij de keuze en het gebruik van het rekenmodel rekening gehouden moet zijn met eventuele systematische fouten en de grootte van de onzekerheidsmarge. Met betrekking tot funderingen op palen en op staal worden in NEN 6740, 6743-1 en 6744 gedetailleerder aanwijzingen gegeven.

5.2 Het ondergrondmodel

Het doel van geotechnische advisering is om uitspraken te doen ten aanzien van het gedrag van de ondergrond. De samenstelling van de ondergrond en de van belang zijnde fysisch/mechanische eigenschappen worden gekarakteriseerd aan de hand van grondonderzoek. In beginsel bestaat dit onderzoek uit punt- of lijnopnamen, waarbinnen zo goed en zo kwaad als mogelijk geïnterpoleerd moet worden, om een continu model van de ondergrond te verkrijgen. Normaliter kan het grondonderzoek nooit een exacte kopie van de ondergrond leveren, daartoe zouden de onderlinge afstanden tussen de onderzoekspunten klein moeten zijn ten opzichte van de kleinste processchaal. In de praktijk is een dergelijk dicht meetschema vrijwel nooit mogelijk. Dit betekent dat altijd onzekerheden kleven aan de schematisering van de opbouw van de ondergrond.

De noodzaak om grond goed te onderzoeken en het grondgedrag te begrijpen, is van groot belang voor elk bouwproject. Te vaak wordt dit niet gedaan en de gevolgen van een te beperkt grondonderzoek zijn vaak erg kostbaar. Goed grondonderzoek en een goede grondbeschrijving vereisen de bemoeienis van ervaren ingenieurs. Hun kennis is ook van belang om het grondgedrag in de uitvoeringsfase te interpreteren, om gepast te kunnen reageren op waarnemingen tijdens de bouw, alsook op ongewenste veranderingen in de omgeving. Een risicoanalyse gerelateerd aan grondgedrag (ook na voltooiing van het bouwwerk) behoort eveneens tot de verantwoordelijkheid van de ingenieur.

Over de wijze waarop deze stap op toelaatbare wijze gerealiseerd dient te worden, of het beste gerealiseerd kan worden (bijv. door onzekerheidsafdekkingen) zijn de voorschriften en richtlijnen in het algemeen zeker niet altijd duidelijk. Dit geldt in het bijzonder voor de eerste schematiseringstap, het ondergrondmodel op basis van grondonderzoek in het terrein en laboratorium. Met name in de vorige versie van NEN 6740 werd, behalve concrete aanwijzingen voor aantal en afstand van sonderingen ten behoeve van paalfunderingen, de afstand tussen en de diepte van terreinonderzoek voornamelijk in algemene termen beschreven. Zo wordt in paragraaf 8.2 voorgeschreven dat het

geotechnisch onderzoek “adequaat” en “betrouwbaar” moet zijn en moet “voorzien in de benodigde gegevens voor de bepaling van de parameters die nodig zijn voor de toetsing aan de eisen”. Recent zijn daaraan in 8.3 en 8.4 van de aangepaste versie van NEN 6740 ([14]) enkele concrete en bruikbare voorwaarden toegevoegd.

Ondanks dat de TAW-leidraden (Ontwerpen van Rivierdijken en Zee- en Meerdijken) meer informatie geven dan NEN 6740 ten aanzien van grondonderzoek en het vaststellen van grondparameters, bestaat ook voor dijken de indruk dat het resulterende ondergrondmodel en de daarmee samenhangende parameters, niet eenduidig vastliggen. Dat daar zeker aanleiding voor is, wordt met de volgende tekstbox duidelijk geïllustreerd. Als consequentie heeft men in het kader van de nieuwe ENW Leidraad Rivieren overwogen om in relatie tot het mechanisme macro-instabiliteit een additionele (partiële) schematiseringsfactor in te voeren [48]. Invoering van deze factor is evenwel deels verbonden aan het voorstel om aanwijzingen voor grondonderzoek en de interpretatie daarvan (o.a. voor schematisatie ondergrondmodel) te formuleren. Door opvolging van deze aanwijzingen zou dan in de toekomst een lagere waarde voor de schematiseringsfactor kunnen worden toegepast.

Ringonderzoek praktijkproef Bergambacht: grondlagenprofiel en stabiliteitstoetsing
([44,45,46])

Als onderdeel van de praktijkproef Bergambacht is een aantal niet-betrokken adviseurs gevraagd om onafhankelijk van elkaar een grondlagenprofiel op te stellen. Zij kregen daarvoor de resultaten van een beperkt lokaal grondonderzoek in drie fasen aangereikt. De totale omvang van het grondonderzoek is globaal vergelijkbaar met datgene wat gebruikelijk is voor een echte toetsing van een dijkdoorsnede op stabiliteit. Er bleken grote verschillen in de bodemopbouw die deze adviseurs uit dezelfde basisinformatie opleverden.

Enkele van deze adviseurs is tevens gevraagd de proefdijk te toetsen volgens de procedure van de Leidraad Toetsen op Veiligheid. Het ging hierbij om het mechanisme “opdrijven”. In enkele stappen komen de adviseurs tot grote verschillen in eindresultaten (stabiliteitsfactor van de dijk varieert tussen ongeveer 0,4 en 0,8). Deze verschillen zijn toe te schrijven aan verschillen in interpretatie van het verstrekte grondonderzoek, aan afwijkingen in de getalsmatige beoordeling van het opdrijfmechanisme zelf, maar ook aan verschillen in schematisatie van de waterspanningen. De verschillen in stabiliteitsfactor zijn vooral groot omdat enkele belangrijke bronnen voor afwijkingen hierbij geen rol hebben gespeeld. Zo was de keuze van de representatieve dijkdoorsnede geen taak van de adviseurs, beschikte elke adviseur over hetzelfde terreinonderzoek en werden identieke sets grondparameters verstrekt.

Overigens tonen alle eindresultaten nog een aanzienlijke reserve ten opzichte van het werkelijke bezwijkpunt dat in de praktijkproef zelf is gemeten. Hoewel deze proef slechts één steekproef betreft, illustreert dit dat de procedure uit de LTV conservatief is.

Constructies worden vaak met een minimum aan grondonderzoek ontworpen. Het ontwerp is daardoor niet optimaal en leidt soms tot problemen die aan “onvoorziene bodemcondities” te wijten zijn. Dit komt overduidelijk naar voren uit de door Chapman en Marcetteau ([37]) uitgevoerde analyse van op palen gefundeerde kantoorgebouwen in Londen. Zie daarvoor het volgende tekstkader. Hun belangrijkste conclusie komt er op neer dat meer energie en geld voor bodemonderzoek, de interpretatie ervan en het funderingsadvies lonend zal zijn. Deze conclusie heeft betrekking op de Engelse praktijk. In hoeverre ze ook voor Nederland geldt is niet bekend.

Plaats en belang funderingsadvies bij realisatie kantoorgebouwen

([37])

Tijdens de DFI-conferentie in 2006 in Amsterdam ging Tim Chapman van Arup, UK in op de plaats en het belang van het geotechnisch onderzoek en funderingsontwerp bij de tot stand koming van een gebouw. Hij deed dit aan de hand van een getallenvoorbeeld dat representatief is voor het realiseren van kantoorgebouwen met kelders op palen in Londen en omgeving.

In het praktijkvoorbeeld zijn de kosten van het funderingsontwerp inclusief grondonderzoek (in dit voorbeeld totale kosten £ 40.000) ongeveer 10% van de totale ontwerpkosten. De kosten van grondonderzoek bedragen minder dan 2% van de ondergrondse bouwkosten van de fundering en minder dan 0,15% van de totale bouwkosten. Aan de hand van deze getallen illustreert Chapman dat 30% verhoging van de (totale) ontwerpkosten al lonend is als daarmee minder dan 1% van de bouwkosten kan worden bespaard. Hij geeft ook aan dat dit nog veel extremer ligt indien alleen meerkosten voor het grondonderzoek en funderingsontwerp als ingang voor bouwkostenreductie worden beschouwd.

Chapman meldt dat de funderingsconstructie vrijwel altijd op het kritieke pad van het bouwproject ligt en dat kostenoverschrijding en vertraging veelvuldig te wijten is aan onverwachte bodemcondities en/of onvolkomenheden in de funderingsconstructie welke zich vaak pas in een laat stadium manifesteren. Regelmatig zijn de extra kosten voor herstel of aanpassing aanzienlijk hoger dan de oorspronkelijk geraamde funderingskosten. Een in Engeland uitgevoerd onderzoek voor 5000 gebouwen toonde dat bij circa 50% uitstel van oplevering optrad waarvan 37% te wijten was aan “onvoorziene bodemcondities”. De gemiddelde (over alle 5000 gebouwen) daaraan verbonden kosten zijn circa 50% hoger dan gemiddeld wordt besteed aan het grondonderzoek en funderingsontwerp. Bovendien kunnen de kosten verbonden aan gederfde inkomsten van de eigenaar/huurder dit bedrag nog aanzienlijk overstijgen indien de vertraging tot uitstel van oplevering van het gebouw leidt. Ook geschillen over oorzaak en aansprakelijkheid komen veelvuldig voor met eveneens vaak hoge kosten.

Chapman concludeert dat er geen goede balans bestaat tussen de energie en het geld dat wordt gestoken in het grondonderzoek en funderingsadvies en het mogelijke nadelige effect van “onvoorziene bodemcondities”. Extra inspanning is volgens hem altijd lonend mits die gericht is op vaststelling, beheersing en reductie van de projectrisico's. Hij presenteert hiervoor enkele interessante ingangen.

In dit verband merkt hij op dat het zeer opmerkelijk is dat er nog projectmanagers zijn die toestaan dat een project doorgang vindt zonder te (laten) garanderen dat het funderingsontwerp economisch en technisch voldoende zekerheid biedt.

Chapman geeft aan dat er bij elk ontwerp een zekere mate van “conflict” bestaat tussen de economie en de betrouwbaarheid van het ontwerp. Zeker niet altijd wordt de goede balans hiertussen gevonden. Aan de ene kant staat het conservatieve ontwerp dat een dure constructie oplevert maar in het algemeen geen problemen bij uitvoering en gebruik oplevert. Een relatief kleine investering in ontwerpoptimalisatie kan dan een significante overall kostenbesparing opleveren. Aan de andere kant is er het te economische ontwerp waarbij later problemen kunnen optreden die regelmatig tot zodanige meerkosten leiden dan aanvankelijk als besparing bij het ontwerp beoogd. Meer specifiek voor het grondonderzoek poneert hij de stelling “in many cases poor site investigations are no cheaper than good ones”

Ook in Nederland wordt relatief weinig geld uitgetrokken voor uitvoering van het grondonderzoek in relatie tot de kosten van de fundering en de totale bouwkosten. Maar of “weinig” ook “te weinig” is, is moeilijk te zeggen. In de meeste gevallen zeker niet vooraf. Bedoeld wordt in feite of de omvang van het grondonderzoek optimaal is in relatie tot kosten en risico's. Ondanks dat het niet concreet aangetoond is of in generieke zin aangetoond kan worden, bestaat zeker bij geotechnisch adviseurs niet de indruk dat we met de omvang van het grondonderzoek in de huidige praktijk te veel doen. Met andere woorden dat er nu zeker niet meer grondonderzoek wordt uitgevoerd dan strikt nodig is vanuit het oogpunt van optimalisatie van risico's en kosten. Hierbij moet wel onderscheid worden gemaakt in het type constructie. Zo leeft de indruk dat voor het ontwerp en de toetsing van dijken in het algemeen weinig grondonderzoek wordt uitgevoerd en relatief weinig aandacht wordt besteed aan de schematisatie van de bodemopbouw.

De normering is duidelijk (kwalitatief en deels kwantitatief) als het gaat om het voorzien en voorkomen van ongewenste gebeurtenissen (risico's) en als het gaat om het realiseren van de vereiste veiligheid en betrouwbaarheid. Echter in het licht van minimale eisen en zonder het oogmerk van optimalisatie van kosten en veiligheid.

In hoofdstuk 6 wordt dieper ingegaan op de mogelijkheden om de analyse van de grondeigenschappen te optimaliseren.

NEN 6740 en Grondlaagindeling

In hoofdstuk 9 van NEN 6740 ([14]) is aangegeven dat de schematisering van de grond een betrouwbaar beeld moet geven van de laagopbouw en van de dominante grondeigenschappen t.p.v. de geotechnische constructie. Voor constructies ingedeeld in geotechnische categorieën GC2 en GC3 moet de laagopbouw zijn vastgesteld aan de hand van de resultaten van terreinproeven en/of boringen. Hierbij dient voor de ligging en dikte van de grondlagen inclusief de variaties daarin, rekening te zijn gehouden met de invloed op de stabiliteit van de geotechnische constructie. Speciale aandacht is vereist voor het aantal lagen waarmee de bodem wordt geschematiseerd en de soort grond van de verschillende lagen.

Voor geotechnische categorie GC 1 kan grondonderzoek achterwege blijven (NEN 6740, paragraaf 8.1) indien de geologische kaart een homogene grondopbouw toont en de fundering van het bouwwerk vergelijkbaar is met die van aangrenzende percelen. Dit geldt bijvoorbeeld voor eenvoudige bouwwerken op geheide palen.

De eigenschappen van grond kunnen sterk verschillen. In de grondmechanica is het daarom gebruikelijk om grondsoorten te onderscheiden en de bodem in te delen in grondlagen. Door grondkarakterisatie zijn de verschillende grondsoorten te herkennen. Vaak worden aan de verschillende grondsoorten globale waarden voor de grondeigenschappen toegevoegd, meestal in de vorm van ranges waarbinnen de waarde van die eigenschappen kan fluctueren. Deze waarden zijn gebaseerd op ervaring of afkomstig uit databases. Zo zijn in tabel 1 van NEN 6740 veilige representatieve waarden voor het gemiddelde van een aantal fysische eigenschappen van een groot aantal grondsoorten opgenomen. Tabel 1 bevat zowel de (veilige) onder- als bovengrenswaarden voor het gemiddelde. Ondanks de vrij nauwe inkadering in grondsoorten tonen deze getalwaarden bij sommige eigenschappen een brede band. Enerzijds wordt hiermee ons (betrekkelijke) onvermogen om “exacte” waarden aan specifieke grondsoorten te koppelen, geïllustreerd, anderzijds bevestigt het het complexe karakter en gedrag van het natuurlijke materiaal grond. Het onderstreept tevens het grote belang dat verbonden is aan het goed schematiseren van de bodemopbouw.

Voor de geotechnische categorie GC 1 mogen de representatieve grondeigenschappen van tabel 1 worden toegepast. Als ingang hiervoor geldt de grondsoort. Opvallend is dan wel dat de indeling in grondsoorten en bijmengsels in tabel 1 gedetailleerd is en vrij nauw is ingekaderd. De reden is dat de waarde van veel grondeigenschappen erg gevoelig is voor onder meer de consistentie en het volumiek gewicht. Impliciet betekent dit dat de grondsoort inclusief bijmengsel bekend dient te zijn om een representatieve grondeigenschap uit tabel 1 af te kunnen leiden. Tabel 1 suggereert daarmee dat een gedetailleerde grondlaagindeling noodzakelijk is voor de vaststelling van representatieve grondeigenschappen. Het betekent ook dat lokaal grondonderzoek ter bepaling van een “betrouwbare” laagopbouw vaak onvermijdelijk is.

Zoals hiervoor aangegeven moeten terreinproeven en/of boringen worden uitgevoerd voor constructies ingedeeld in geotechnische categorieën GC 2 en GC 3. Omdat ook voor de toetsing van het ontwerp van deze constructies regelmatig de representatieve grondeigenschappen uit tabel 1 worden gebruikt, is het van belang dat de uit het terreinonderzoek afgeleid laagindeling daarop aansluit.

Ruimtelijke variabiliteit

Grondopbouw en grondeigenschappen zijn geen constante grootheden. De aard en omvang van ruimtelijke variaties zijn sterk afhankelijk van de geologische processen die hebben plaatsgevonden. Beschouwen we de variatie van een grondeigenschap in een goed gedefinieerde grondsoort dan onderscheiden we in het algemeen twee typen spreiding: de (min of meer random) spreiding rond het gemiddelde in een locatie en de variatie van de gemiddelde waarde in een groter gebied of over grotere afstanden. De eerste wordt lokale spreiding genoemd, de tweede ruimtelijke of geometrische variabiliteit. De scheiding tussen beide typen spreiding is niet fundamenteel gedefinieerd. In de praktijk is het meestal zo dat het type constructie en de afmetingen ervan bepalend zijn.

Ofwel we beschouwen de uitkomsten van het grondonderzoek in de bouwlocatie als zijnde één populatie met gemiddelde en spreiding. Bij het analyseren van grondeigenschappen in een groter gebied of regio dient ruimtelijke variatie mede te worden beschouwd. In geval van lijnobjecten als dijken of wegfunderingen wordt uitgegaan van lokaal grondonderzoek rond gekozen dwarsdoorsneden en/of dienen de lokale eigenschappen gebaseerd te worden op informatie uit regionale databases met in acht name van ruimtelijke variabiliteit.

Uitgangspunt is de onmogelijkheid om op basis van grondonderzoek het ruimtelijke verloop van grondlagen en grondeigenschappen exact te kennen. Praktisch gesproken is grondonderzoek daarvoor altijd te beperkt van opzet. De mate van onzekerheid over de grondopbouw en grondeigenschappen hangt sterk af van de aard en intensiteit van het grondonderzoek.

In hoofdstuk 6.4 wordt het verschijnsel ruimtelijke variabiliteit en de wijze waarop het in de ontwerpanalyse kan worden meegenomen, nader toegelicht.

Nader onderzoek

Een globale indruk is meestal voldoende in een vooronderzoek. Alleen als men het idee heeft op de grens van de mogelijkheden voor een bepaalde oplossing te zitten zal men al direct uitgebreider onderzoek doen. In latere stadia van het ontwerp kan het echter wel degelijk nuttig zijn om nader onderzoek te doen. Nader onderzoek maakt het mogelijk om lagere marges te gebruiken en heeft daarmee tot doel het ontwerp te optimaliseren. De verkleining van de marge is redelijk voorspelbaar, de mate waarin hangt af van de aard en omvang van het nader onderzoek. We weten echter niet waar we met het nadere onderzoek in gemiddeld opzicht zullen belanden. Dat kan net zo goed boven als onder in de range van mogelijkheden zijn. De ene keer zal nader onderzoek dus leiden tot forse besparingen, de andere keer minder of juist niet. Vooraf kan men niet anders doen dan afgaan op "verwachtingen". Verder moet men het effect op de constructie en de kosten nagaan. Hiervoor zijn formele rekenmethoden beschikbaar (Preposterior Bayesian Analysis, zie bijv. [41]).

Voorbeeld proefbelastingen voor controle paal draagvermogen

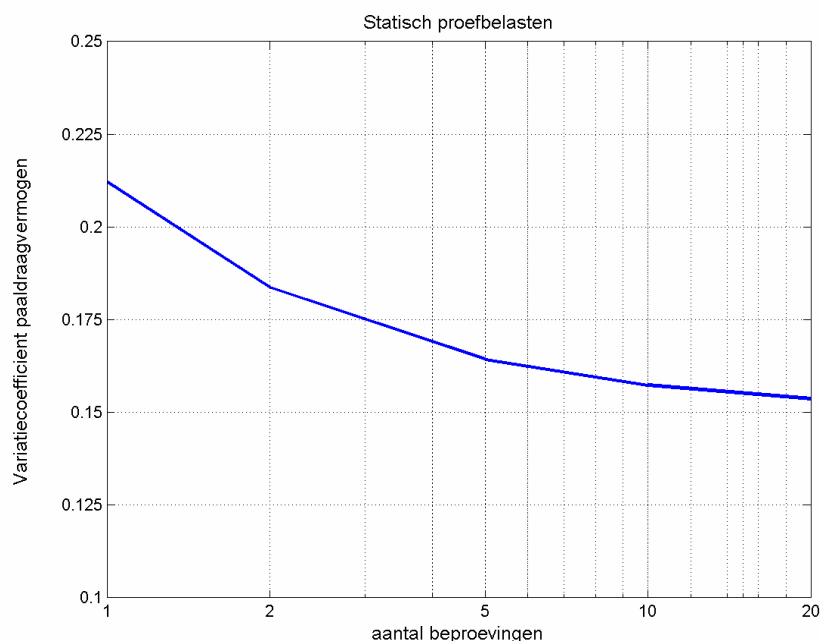
In dit voorbeeld worden twee methoden vergeleken voor het controleren van het draagvermogen van individuele palen:

- statische proefbelasting
- dynamische proefbelasting

Statische proefbelastingen zijn relatief duur, maar geven, althans voor de beproefde palen, een nauwkeurig beeld. Dynamisch proefbelasten is beduidend goedkoper. De resultaten moeten echter via een model worden omgerekend naar het draagvermogen, een stap die onzekerheid introduceert. De methode is dus niet zo nauwkeurig als de statische proefbelasting, maar wel goedkoper. Kan het tekort aan nauwkeurigheid mogelijk worden gecompenseerd met een groter aantal metingen?

Bij beide methoden gaan we uit van dezelfde informatie die beschikbaar is uit sonderingen en de daarop gebaseerde ontwerpberekeningen.

Fig. 5.1
Afname van de
a-posteriori variatiecoëfficiënt
in het paal draagvermogen
als functie van het aantal
statische proefbelastingen.



Met deze en nog enkele aanvullende gegevens kunnen via een Bayesiaanse analyse voor beide beproevingsmethoden de a-posteriori onzekerheden voor het paal draagvermogen worden bepaald (voor details, zie [38]).

We gaan bij de verdere uitwerking uit van een palenveld van 50 palen. Figuur 5.1 geeft de resulterende variatiecoëfficiënt van het paal draagvermogen als functie van het aantal palen dat statisch wordt proefbelast. Deze onzekerheid betreft het draagvermogen van de palen die niet beproefd zijn. Van de beproefde palen is het draagvermogen immers vrijwel exact bekend na beproefing. De figuur maakt duidelijk dat boven 5 statische proefbelastingen de meerwaarde van extra proeven snel terugloopt.

Ter vergelijking is ook de resulterende variatiecoëfficiënt bepaald indien alle 50 palen in het veld zouden worden gecontroleerd via een dynamische proefbelasting. Deze zou in het voorbeeld op $V = 0,19$ uitkomen. Figuur 5.1 geeft aan, dat dezelfde variatiecoëfficiënt wordt bereikt met een statische proefbelasting van twee palen. Deze informatie kan als input dienen voor een kostenafweging om de meest kosteneffectieve beproevingsmethode te bepalen.

Op dit moment vraagt een analyse als bovenstaande de inzet van iemand die goed thuis is in de statistiek. Overwogen zou kunnen worden hiervoor gebruiksvriendelijke software te maken. Hetzelfde geldt voor de verwerking van de verschillende daadwerkelijke gegevens. Vaak kan men echter ook met eenvoudige schattingen al een beeld opbouwen. Schat in wat de maximale verbetering is die men kan bereiken. Bekijk de winst die dat oplevert in het ontwerp en vergelijk dat met de kosten van het nadere onderzoek. Heel vaak levert dat voldoende informatie op.

5.3 Grondwaterstand en waterspanningen

5.3.1 Inleiding

Uit de enquête die enige jaren geleden door de CUR-commissie C135 'Van onzekerheid naar betrouwbaarheid' is gehouden, blijkt dat de wijze waarop de bepaling van waterstanden, stijghoogten, enz. in de huidige normen en richtlijnen beschreven staat, onvoldoende wordt gevonden. In dit hoofdstuk wordt een aanzet gegeven om een en ander te verduidelijken.

In de praktijk blijkt het moeilijk om de representatieve waarde en rekenwaarde van het freatisch grondwaterniveau en/of de stijghoogte van het grondwater in dieper gelegen watervoerende pakketten vast te stellen, ondanks de verduidelijkingen die ook in de Nederlandse voorschriften zijn te vinden.

In veel documenten wordt iets over het grondwater gezegd. In veel gevallen vormt grondwater een belasting op een geotechnische constructie, zoals op een dijk, op een bouwputbodembodem, of op een grondkerende constructie. Constructies die op palen zijn gefundeerd die zich gedeeltelijk in het grondwater bevinden, kunnen bij een grondwaterstandverlaging te maken krijgen met een verminderde opwaartse druk en dus een hogere paalbelasting. Bij diepe kelders en tunnels wordt bij een toename van de stijghoogte van de grondwaterstand een grotere trekbelasting op de palen uitgeoefend. In de volgende documenten is informatie opgenomen over de in rekening te brengen belasting door grondwater:

- NEN 6702: Technische grondslagen voor bouwconstructies (2007, [13])
- CUR-publicatie 162: Construeren met grond, 2^e druk (1993, [27])
- CUR 2001-4, Ontwerpregels voor trekpalen, 2001 [30]
- NEN-EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels (2006, [4]) en Deel 2: Grondonderzoek en beproeving [2007, 57]
- CUR-publicatie 166: Damwandconstructies, 4^e druk (2005, [26])
- NEN 6740: Geotechniek – TGB 1990 – Basiseisen en belastingen (2006, [14])
- Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken (ENW/TAW, 2004 [24])

Hierna wordt NEN-EN 1997, Eurocode 7, deel 1 en 2 als startpunt genomen.

5.3.2 Huidige regelgeving

Eurocode 7 – Deel 1 [4] vermeldt in 2.2 (1) dat zowel de korte termijn als de lange termijn ontwerptoestanden moeten worden beschouwd. Er moet rekening worden gehouden met variaties in grondwaterniveaus, waaronder bijvoorbeeld de effecten van bemalingen, mogelijke overstrooming, falen van drainagesystemen, waterwinning. Eurocode 7 beschouwt waterniveaus als een geometrisch gegeven (2.4.4).

Karakteristieke waarden van het niveau van het grondwater moeten gemeten waarden, nominale waarden, of geschatte boven- of ondergrenswaarden zijn (2.4.5.3). In 2.4.6.1 wordt vrij uitgebreid ingegaan op de bepaling van de rekenwaarden in het geval van grondwaterdrukken. Onder meer vermeldt deze paragraaf van Eurocode 7:

- (6) Wanneer grondwaterdrukken een rol spelen in grenstoestanden met ernstige gevolgen (gewoonlijk zijn dit uiterste grenstoestanden), moeten de rekenwaarden de meest ongunstige waarden zijn die gedurende de referentieperiode van de constructie kunnen optreden. Voor grenstoestanden met minder ernstige gevolgen (gewoonlijk zijn dit bruikbaarheidsgrenstoestanden) moeten de rekenwaarden de meest ongunstige waarden zijn die onder normale omstandigheden kunnen voorkomen
- (8) Rekenwaarden van grondwaterdrukken mogen ofwel worden afgeleid door partiële factoren toe te passen op karakteristieke waterdrukken, ofwel door een veiligheids toeslag op de karakteristieke waterstand te zetten overeenkomstig 2.4.4 (1) en 2.4.5.3 (1)
- (9) De volgende aspecten, die van invloed kunnen zijn op de waterdrukken, behoren te worden beschouwd:
 - het niveau van het vrije wateroppervlak (in de omgeving) of de grondwaterstand ;
 - de gunstige of ongunstige invloed van drainage, zowel natuurlijke als kunstmatige, rekening houdend met toekomstig onderhoud;
 - de toestroom van water door neerslag, overstrooming, gesprongen waterleidingen of door andere oorzaken;
 - veranderingen van waterdrukken door de groei of verwijdering van vegetatie
- (11) Tenzij kan worden aangetoond dat het drainagesysteem naar behoren functioneert en wordt onderhouden, behoort de rekenwaarde van de grondwaterstand gelijk gesteld te worden aan het hoogst mogelijke niveau, dat gelijk kan zijn aan het maaiveld.

Bij kleine variaties behoeft voor het bepalen van de ontwerpwaarden geen extra veiligheidsmarge te worden ingebouwd, omdat die kleine variatie wordt afgedekt door de partiële belasting- en materiaalfactoren (2.4.6.3 (1)).

In het geval dat afwijkingen van de grondwaterstand een significant effect hebben op de betrouwbaarheid van de constructie, moeten ontwerpwaarden worden vastgesteld of worden afgeleid uit nominale waarden door een mogelijke afwijking in rekening te brengen (2.4.6.3 (2)) volgens $a_d = a_{nom} \pm \Delta a$. Eurocode 7 geeft voor Δa echter geen concrete getallen.

Voor het bepalen van de rekenwaarden van de grondwaterbelasting wordt een partiële belastingfactor toegepast. In 2.4.7.3.2 staat vermeld dat in sommige ontwerptoestanden

het in rekening brengen van de partiële factoren op belastingen (zoals waterdrukken) kan leiden tot rekenwaarden die onredelijk of zelfs fysisch onmogelijk zijn. In deze toestanden mogen de factoren rechtstreeks op het effect van de belastingen, afgeleid uit representatieve waarden van de belastingen, aangebracht worden. Volgens de Nationale Bijlage bij Eurocode 7 ([58]) bedraagt de belastingfactor voor de belasting door grondwater 1,2.

In Eurocode 7 – Deel 2 ([57]) wordt dieper ingegaan op de metingen zelf, met o.a. onderscheid in open en gesloten meetsystemen en de voorwaarden voor toepassing ervan. Ook zijn een aantal opmerkingen gewijd aan de evaluatie van grondwatermetingen. In de informatieve Annex C van Eurocode 7 – Deel 2 is een voorbeeld opgenomen van de interpretatie van gedurende enkele maanden, op de bouwplaats, uitgevoerde metingen (zie tekstkader in paragraaf 5.3.3).

5.3.3 Mogelijke situaties

Bij het geotechnisch ontwerp van een constructie in een stedelijke omgeving kunnen zich bijvoorbeeld de volgende situaties voordoen:

- op de bouwlocatie zijn alleen grondwaterstanden in sondeer- en boorgaten gemeten; er zijn geen historische gegevens van peilbuizen in de omgeving bekend
- op de bouwlocatie zijn peilbuizen geplaatst en gedurende een half jaar afgelezen; er zijn geen historische gegevens van peilbuizen in de omgeving bekend
- op de bouwlocatie zijn peilbuizen geplaatst en gedurende een half jaar afgelezen; er zijn tevens van de laatste 10 jaar gegevens van peilbuizen in de omgeving bekend. Deze zijn 6 keer per jaar afgelezen
- op de bouwlocatie zijn peilbuizen geplaatst en gedurende een half jaar afgelezen; er zijn tevens van de laatste 50 jaar gegevens van peilbuizen in de omgeving bekend. Deze zijn 24 keer per jaar afgelezen

Grondwaterstanden in sondeer- en boorgaten

Het meten van grondwaterstanden in sondeer- en boorgaten levert over het algemeen onbetrouwbare resultaten op die niet geschikt zijn voor het vaststellen van karakteristieke en ontwerpwaarden voor het geotechnisch ontwerp.

Peilbuizen op de bouwplaats

In het geval dat alleen peilbuizen op de bouwplaats aanwezig zijn die gedurende een beperkte tijd (ten opzichte van de ontwerplevensduur en in het licht van de te verwachten seizoenmatige schommelingen in de grondwaterstand) zijn waargenomen, kan het beste worden uitgegaan van voorzichtige schattingen. Voor de freatische grondwaterstand wordt de bovengrens bepaald door het maaiveldniveau. Als ondergrens kan (in stedelijke omgeving) in principe het peil van het oppervlaktewater in de directe omgeving worden aangehouden.

Peilbuizen op de bouwplaats en beperkte historische gegevens

In dit geval kan de hiervoor geschetste aanpak eveneens worden gevolgd, zij het dat de mogelijkheden om betere schattingen te maken, kan worden benut. De hoogste en laagste waarden uit de historische meetreeks worden gebruikt om de amplitude van de variërende grondwaterstand te bepalen. Deze amplitude wordt vervolgens toegepast voor

de interpretatie van de meetgegevens op de bouwplaats. Omdat de historische meetreeks en wellicht ook de frequentie van de historische metingen beperkt is, worden de hoogste en laagste afgeleide waarden beschouwd als representatieve waarden.

Peilbuizen op de bouwplaats en veel historische gegevens

Met behulp van de historische gegevens kunnen karakteristieke onder- en bovengrenswaarden worden bepaald, d.w.z. de waarde die in 95% van de gevallen worden over- en onderschreden (zie het voorgaande voorbeeld in de tekstbox uit Eurocode 7 – Deel 2). Eén van de problemen bij het bepalen van deze waarden is dat de beschouwde gegevens in een stedelijke omgeving kunnen zijn beïnvloed door bijvoorbeeld bemalingen. Voor de bepaling van de karakteristieke waarden moet worden uitgegaan van de geschoonde dataset, dus moeten de meetgegevens tijdens bemalingen buiten beschouwing worden gelaten.

In het geval dat een lange periode (bijvoorbeeld 50 jaar) moet worden beschouwd dient rekening gehouden te worden met een eventuele trendmatige verandering van de grondwaterstanden, bijvoorbeeld als gevolg van klimaatverandering. Voorts kan in stedelijk gebied de toestand van het riool een rol spelen bij de hoogte van de (freatische) grondwaterstand.

Interpretatie peilbuiswaarnemingen

In het algemeen leveren peilbuiswaarnemingen in de bouwlocatie gedurende een korte periode (enkele maanden tot 1 jaar) onvoldoende informatie om met voldoende zekerheid een representatieve waarde in relatie tot de levensduur van de constructie vast te stellen. De reden is dat de oorzaak voor de schommelingen in grondwaterstand deels een relatief lange periode kent (bijv. seizoenschommelingen). In een aantal gevallen is het dan mogelijk om de relatie tussen de gemeten variaties en de feitelijke oorzaak tijdens de meetperiode vast te stellen op basis van langduriger metingen in de omgeving.

In Annex C van Eurocode 7 – deel 2 ([57]) is een voorbeeld opgenomen van de interpretatie van gedurende 4 maanden, op de bouwplaats, uitgevoerde metingen (“metingen in de voorspellingslocatie”). Deze interpretatie is gebaseerd op de meting van het grondwaterniveau in de omgeving gedurende 15 jaar (“metingen in de referentielocatie”). De grondwaterstand is onderhevig aan seizoensinvloeden. Van de referentiemetingen wordt het maandelijks maximum (gedurende de meetperiode van 15 jaar) bepaald en gerefereerd aan het verloop in grondwaterstand gedurende de 4 meetmaanden in zowel de voorspellingslocatie als de referentielocatie. Op basis van de waargenomen trends wordt een voorspelling gemaakt van de te verwachten maxima en minima in de bouwlocatie met in acht name van de maatgevende referentieperiode (zie figuur hieronder).

De lijnen in de figuur geven weer:

A: maximale maandelijkse grondwatervniveau (referentiemeting, 15 jaar)

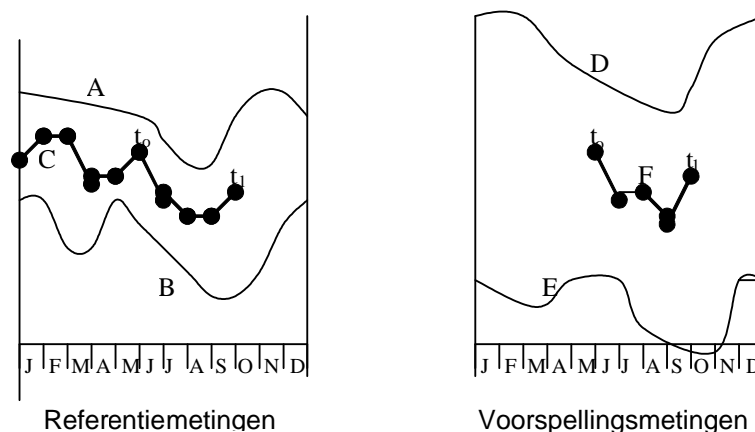
B: minimale maandelijkse grondwatervniveau (referentiemeting, 15 jaar)

C: gemeten grondwatervniveau (referentiemeting) gedurende meetperiode

D: voorspelde maximale maandelijkse grondwatervniveau in de voorspellingslocatie

E: voorspelde minimale maandelijkse grondwatervniveau in de voorspellingslocatie

F: gemeten grondwatervniveau in de voorspellingslocatie van t_0 tot t_1



5.3.4 Ontwerpberekeningen

Voor het bepalen van de draagkracht van trekpalen, bijvoorbeeld van een ondergrondse constructie, dient te worden uitgegaan van de (hoge) representatieve waarde van de waterdrukken, waarop vervolgens een belastingfactor ter grootte van 1,2 wordt toegepast.

Bij extreme waterdrukken, bijvoorbeeld als gevolg van een kortstondig hoge rivierwaterstand in de nabijheid van de bouwplaats die één keer in de 3.000 jaar voorkomt, mag voor het funderingsontwerp worden uitgegaan van de (extreme) grondwaterdrukken die bij die rivierstand behoren alsmede een belastingfactor ter grootte van 1,0. Ook bij andere extreme grondwaterdrukken, zoals tijdens heftige neerslag in korte tijd, mag worden uitgegaan van de bijbehorende extreme grondwaterstand en een belastingfactor van 1,0.

In de bouwfase moet voor het verzekeren van de stabiliteit van de bouwputbodem (indien van toepassing) wel degelijk rekening worden gehouden met extreem hoge rivierstanden in de nabijheid. Dit betekent dat in het geval van een tijdelijke bemaling er extra pompcapaciteit op de bouwplaats aanwezig moet zijn.

Indien palen op druk worden belast moet voor het bepalen van de draagkracht van de palen worden uitgegaan van de (lage) representatieve waarde van de waterdrukken, waarop vervolgens een belastingfactor ter grootte van 0,9 wordt toegepast. De waterdrukken leveren in dit geval immers opdrijvend vermogen, hetgeen gunstig is voor de draagkracht op druk.

5.4 Grondeigenschappen

In NEN 6740 wordt niet aangegeven hoeveel proeven op monsters uitgevoerd moeten worden om de grondeigenschappen te kunnen vaststellen. Wel wordt in NEN 6740 veel aandacht besteed aan de evaluatie van grondmechanische parameters om te komen tot de representatieve en rekenwaarden

De eigenschappen van de grond zijn bepalend voor de respons van de geotechnische constructie op de erop uitgeoefende belasting. Ze zijn onontbeerlijk voor beantwoording van de vraag of de constructie voldoende sterk is en of de vervormingen binnen de gestelde eisen blijven. Om aan de vereiste veiligheid te voldoen worden in NEN 6740 normatieve aanwijzingen gegeven hoe de representatieve waarde van elke grondparameter moet worden vastgesteld en aansluitend daarop de rekenwaarde. De basis hiervoor vormt in veel gevallen een aantal getalwaarden verkregen uit metingen. Deze metingen kunnen lokaal verkregen zijn of afkomstig uit metingen in de omgeving. Ook kunnen de getalwaarden (of direct de representatieve waarden) uit een database of uit tabel 1 van NEN 6740 zijn verkregen.

Als we naar de sterkte- en deformatie-eigenschappen van grond kijken zien we dat er, binnen de randvoorwaarden van de richtlijnen en normen, verschillende keuzen kunnen worden gemaakt bij het vaststellen van het grondonderzoeksprogramma en de interpretatie van proefresultaten. Deze “vrijheid” in keuzen kan leiden tot belangrijke verschillen in de waarden van de geotechnische parameters die in verschillende ontwerpen worden toegepast. In tabel 5.1 is aangegeven welke verschillende stappen worden doorlopen om uiteindelijk te komen tot de rekenwaarden van de parameters.

Tabel 5.1 Vaststellen geotechnische parameters.

stap		houvast, randvoorwaarden
1	onderkenning van bezwijkmechanisme(n) en vaststellen relevante parameters	grondmechanica kennis, normen en richtlijnen
2	opzet en omvang grondonderzoek	ervaring, budget, normen en richtlijnen
3	uitvoering grondonderzoek	(uitvoerings)normen
4	interpretatie grondonderzoek	grondmechanica kennis, normen en richtlijnen
5	vaststellen van rekenwaarde (al dan niet via de karakteristieke waarde)	geostatistische kennis, normen en richtlijnen

In stap 5 wordt de onzekerheid in het grondgedrag en ruimtelijke spreiding gekwantificeerd zodat de toetsing kan plaatsvinden op de vereiste veiligheid (en daarmee indirect op de betrouwbaarheidsindex).

Het is hierbij van belang dat de ontwerper zich ervan bewust is dat deze onzekerheid niet alleen bestaat uit de gevonden spreiding in proefresultaten maar ook wordt bepaald door:

- De keuzen die zijn gemaakt bij de opzet en interpretatie van het grondonderzoek (stap 1,2 en 4). In stap 1 en 2 gaat het daarbij om de vertaling van het beoogde faalmechanisme naar een grondonderzoek en in stap 4 is het van belang dat de interpretatie van het grondonderzoek aansluit bij het faalmechanisme en het toe te passen rekenmodel;
- De onnauwkeurigheid van het volgens de norm uitgevoerde grondonderzoek (stap 3).

Ter illustratie van het laatstgenoemde wordt verwezen naar een recent uitgevoerd ringonderzoek voor samendrukkingsproeven op een organische Nederlandse klei. Tussen de verschillende betrokken geotechnische laboratoria bleken daarbij aanzienlijke verschillen in procedures en interpretatiemethoden te bestaan (zie volgende tekstbox).

Samendrukkingsproef [63]

Uit een ringonderzoek bij 7 geotechnische laboratoria zijn significante verschillen naar voren gekomen bij de uitwerking van samendrukkingsproeven op een organische Nederlandse klei. Er bleken verschillen in interpretatiemethoden te bestaan alsook verschillen in procedures. Bij de interpretatie van gelijke proefdata resulteerde dit in een spreiding in de grootte van de verschillende samendrukkingsparameters en van de grensspanning. In een aantal gevallen bleken de verschillen tussen de laboratoria onacceptabel groot. De in Nederland veel gebruikte methode Koppejan bleek niet eenduidig omschreven te zijn.

In relatie tot de uitvoering en interpretatie van de triaxiaalproef bestaan er in de Nederlandse praktijk aanzienlijke verschillen. Hetzelfde geldt voor de aansluiting van triaxiaalproefresultaten aan de ontwerpberekeningen. Met name bij cohesieve grond kan dit resulteren in belangrijke verschillen in het eindresultaat. Genoemd wordt hier slechts de vervormingssnelheid tijdens de proeven (in relatie tot het beschouwde faalmechanisme), het percentage rek waarbij de schuifsterkte wordt bepaald en de wijze waarop met waterspanningsopbouw tijdens de CU proef wordt omgegaan in relatie tot het faalmechanisme. Bijvoorbeeld is de discussie rond gedraineerde of ongedraineerde stabiliteitsanalyse nog zeker niet geluwd. In dit verband wordt verwezen naar de publicatie *Ongedraineerde Stabiliteitsanalyse in Geotechniek* ([47]).

Het karakter van deze handreiking biedt geen ruimte om dieper op deze onderwerpen en discussie in te gaan. Volstaan wordt hier met het benadrukken van het belang van een gedegen analyse van het geotechnische probleem volgens de hiervoor genoemde 5 stappen inclusief de relatie tussen de afzonderlijke stappen. Geotechnische ervaring is daarbij onontbeerlijk.

In de context van deze handreiking is wel de vraag van belang of (eventuele) onzekerheid in de proefuitvoering en proefinterpretatie is verdisconteerd in de huidige ontwerp-procedure. Zoals in hoofdstuk 2.5 is beschreven lijken NEN 6740 en de Europese normering er (impliciet) van uit te gaan dat eventuele onzekerheid rond de uitvoering en interpretatie van proeven in de representatieve waarden dient te worden verdisconteerd.

De TAW Leidraad ontwerpen rivierdijken daarentegen wekt sterk de indruk dat deze aspecten in de partiële factoren zijn opgenomen.

Regionale of nationale databases met grondeigenschappen voor lokaal gebruik

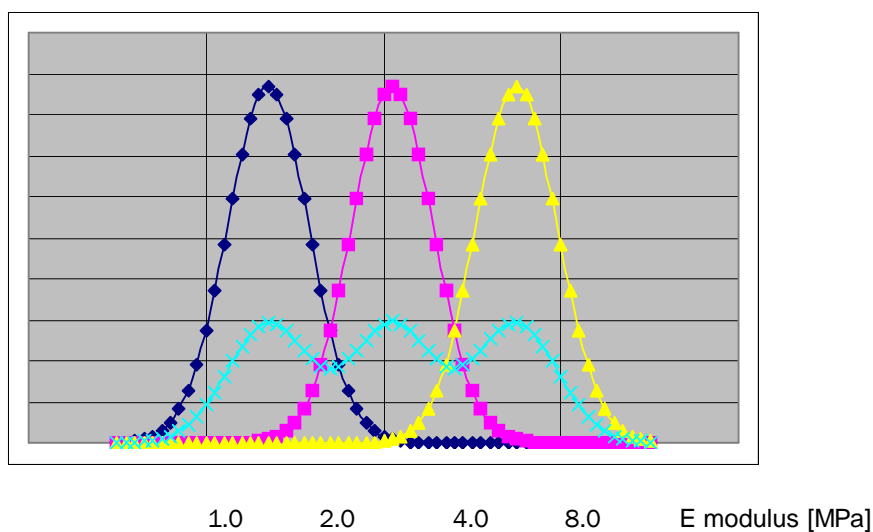
Het gebruik van een gebiedsonafhankelijke database voor toepassing in de beschouwde bouwlocatie is in veel gevallen interessant. Bijvoorbeeld kan tabel 1 van NEN 6740 als een kenmerk (de 5% ondergrenswaarden voor de gemiddelde grondparameters in een locatie) van een nationale en gebiedsonafhankelijke database worden opgevat. Vaak worden, gebaseerd op kwantitatieve informatie zoals de wrijvingsindex uit een sondering, *grondtype* (hoofdgrondsoort en eventuele bijmengingen) en een *consistentieklasse* (bijvoorbeeld los-matig-vast) afgeleid. Deze stap is deels kwalitatief van aard. Aan een dergelijke kwalificatie kan men dan blijkens de ervaring een numerieke waarde voor een aantal parameters ontleen, maar kennelijk met vrij grote spreiding. Als voorbeeld wordt de elasticiteitsmodulus E_{100} van schone klei in de consistentieklassen “slap”, “matig” en “vast” beschouwd, zie tabel 5.2.

Tabel 5.2 Elasticiteitsmoduli klei op basis van tabel 1 van NEN 6740.

Grondsoort Hoofdnaam	Grondsoort Bijmengsel	consistentie	γ_g kN/m ³	E_{100} MPa
Klei	Schoon	Slap	14	1
		Matig	17	2
		vast	19 20	4 10

Het betekent dat de gemiddelde waarde voor de E-modulus van schone klei met consistentie "slap" voor 90% binnen de range ligt tussen 1 en 2 MPa wordt geclassificeerd, met gemiddelde van 1,5 MPa en een spreiding van 25%. De waarden van tabel 5.2 corresponderen globaal met een log-normale verdeling (zie figuur 5.2).

Fig. 5.2
Verloop van een
grondeigenschap E voor
schone klei (log-schaal).



De veilige lage waarde voor het gemiddelde is dus 1,0 MPa en de veilige hoge waarde 2,0 MPa. Voor de andere twee klassen (matig en vast consistente schone klei) gelden soortgelijke getallen. Het systeem van Tabel 1 uit NEN 6740 is vrij grof. Het staat uiteraard

iedereen vrij om dit systeem te verfijnen. Kern van de zaak is dat men moeilijk te bepalen parameters vervangt door gemakkelijker te bepalen parameters. Tussen beide groepen moet uiteraard een zekere mate van correlatie bestaan. Hoe hoger de correlatie hoe beter. In het ander geval "betaalt men met grotere veiligheidsmarges".

5.5 Het rekenmodel

Geotechnische berekeningen zijn in de meeste gevallen een onderdeel van het ontwerp-proces. Hoewel het er tegenwoordig vaak op lijkt dat dit het belangrijkste onderdeel van het proces is, mede door de toegepaste visualisaties van de uitkomsten, zal een goede berekening toch vaak de basis vormen van de afweging van diverse ontwerpalternatieven. Een goede berekening vereist een geschikt rekenmodel, d.w.z. een model dat de werkelijkheid zo goed mogelijk simuleert. Een ideaal rekenmodel bestaat nu eenmaal niet, en dus wordt het algemeen geaccepteerd dat een rekenmodel onzekerheden kent en worden deze onzekerheden met veiligheidsfactoren verdisconteerd in de ontwerpregels. Rekenmodellen vereisen de correcte invoer van de diverse gegevens. De normering verschaft op dit punt slechts een beperkt houvast. In de praktijk blijken er grote verschillen te bestaan tussen de wijze waarop geo-ingenieurs grondlagen en water-spanningen invoeren in het rekenmodel.

Rekenmodellen hebben tot doel het essentiële gedrag van een constructie onder bepaalde omstandigheden te beschrijven, waardoor gecontroleerd kan worden of aan de ontwerp-eisen is voldaan. In beginsel bestaat een model uit een set formules en vergelijkingen, maar ook logische systemen als bijvoorbeeld gebeurtenissenbomen kunnen eronder worden geschaard.

De modellen kunnen variëren van eenvoudige empirische relaties tot zeer geavanceerde mathematische bouwwerken die bij voorkeur uitgaan van "first principles" uit de natuurkunde. Zo kan men bijvoorbeeld bij damwanden gebruik maken van (1) de Methode Blum, (2) een liggermodel met grondveren en (3) de Eindige Elementenmethode (EEM). Materiaalgedrag kan gemodelleerd worden als zuiver elastisch, zuiver plastisch of elasto-plastisch. In nagenoeg alle gevallen is er sprake van schematiseringen en benaderingen (zoals linearisering of veronderstelde stationaire situaties) die de modellen bij voorbaat al enigszins onnauwkeurig maken en grenzen stellen aan het toepassingsgebied. In de verschillende modellen kunnen dus ook geheel verschillende parameters voorkomen. In een zuiver bezwijkmodel komen bijvoorbeeld geen elastische constanten voor.

Het betekent dat het beste theoretische rekenmodel zeker niet in alle gevallen de beste keuze is voor het geotechnische ontwerp-proces. Zie in dit verband ook het voorbeeld in het volgende tekstkader.

Met betrekking tot de keuze van het rekenmodel vermeldt 6.4 van NEN 6740 dat rekening gehouden moet worden met de grootte van de onzekerheidsmarge in de resultaten van de analyse waarop het rekenmodel is gebaseerd en met eventuele aan de analyse verbonden systematische fouten. NEN 6700 eist dat het rekenmodel een realistische schematisering van de werkelijke bouwconstructie moet zijn en dat de belastingen en respons van de constructie er voor iedere te beschouwen grenstoestand in opgenomen moeten zijn. In de hoofdstukken van NEN 6740 die gewijd zijn aan de onderscheiden constructietypen en in

de afzonderlijke normen NEN 6743-1 en 6744 worden meer (inhoudelijke) aanwijzingen gegeven die verband houden met het rekenmodel of de berekeningsprocedure.

Al met al betekent het toch dat er ook in de keuze van het rekenmodel en bij de interpretatie van de berekeningsresultaten (o.a. aansluitend bij de opmerkingen over onzekerheidsmarge en systematische fouten in NEN 6740) veel vrijheid bestaat.

Omgaan met verschillende rekenmodellen

Voorbeeld stabiliteit talud: Bishop versus EEM

Van een geotechnische constructie kan men langs verschillende wegen de mate van veiligheid willen vaststellen. Neem als eenvoudig voorbeeld dat men de stabiliteit van een talud wil beoordelen met:

- a) een Bishop-som
- b) een EEM-som.

In de Bishop-som hebben we een aantal parameters nodig: volumegewichten, waterspanningen en de schuifweerstandsparementers c en ϕ . In de EEM-som komt daar nog een aantal parameters zoals de E , n , K_0 , OCR en mogelijk nog enkele andere bij. Sommige van die extra parameters zijn goed bekend, andere minder goed. Verder hebben beide modellen hun modelonzekerheid. Laten we aannemen dat EEM een nauwkeuriger model is en dus een modelonzekerheid kent met een lagere variatiecoëfficiënt.

In een volledig probabilistische wereld krijgen we volgens beide modellen een faalkans of betrouwbaarheidsindex. Deze twee zullen meestal niet aan elkaar gelijk zijn. In beginsel levert het model met de kleinste modelonzekerheid de hoogste beta. Dat kan echter doorkruist worden doordat dat model parameters bevat die een grote spreiding of onzekerheid kennen, bijvoorbeeld omdat het betreffende grondonderzoek erg lastig is. De mate waarin dit gebrek aan informatie doorwerkt in het eindresultaat hangt af van de gevoeligheid die het bezwijkmechanisme heeft voor de betreffende grootheid. Bijvoorbeeld, voor een ideaalplastisch materiaal is de bezwijkbelasting onafhankelijk van de elastische eigenschappen. Als we de elastische eigenschappen dus met een grote spreiding in de EEM-som invoeren heeft dit geen effect op de nauwkeurigheid van het resultaat voor de bezwijkbelasting.

De vraag is vervolgens hoe om te gaan met de gevonden verschillende faalkansen of betrouwbaarheidsindices. Het is in principe mogelijk om hier een formele Bayesiaanse combinatieregels voor te bedenken. Pragmatisch kan men echter redelijkerwijs er van uitgaan dat de kleinste faalkans (hoogste betrouwbaarheidsindex) mag worden aangehouden. Wie met een goed rekenmodel een faalkans van 10^{-4} uitrekent moet zich niet van de wijs laten brengen als een beter model, maar met slechter bekende parameters, een faalkans van 10^{-2} oplevert.

Alleen als een goed gevalideerd rekenmodel met goed bekende parameters een lage betrouwbaarheid aangeeft, mag men niet op basis van een minder betrouwbaar model een hogere betrouwbaarheid claimen. Dit zal echter niet vaak voorkomen.

Wat geldt voor de volledige probabilistische analyses geldt mutatis mutandis natuurlijk ook voor de semi-probabilistische sommen. Als het ene model de constructie voldoende veilig acht en het andere niet, mogen we er meestal van uitgaan dat de constructie in orde is. Uitzondering is weer de situatie als de constructie wordt afgekeurd door een beproefd model met goed geschatte parameters en wordt goedgekeurd door een matig model met slecht bekende parameters.

Het rekenmodel is van groot belang bij het oplossen van het geïdentificeerde funderingsprobleem. Dit betekent dat de keuze daarbij moet aansluiten. Indien bijvoorbeeld vervormingen (of vervormingsverschillen) onderdeel zijn van het funderingsprobleem dan zal in veel gevallen een ander rekenmodel toegepast worden dan wanneer alleen (plastisch) bezwijken aan de orde is.

Maar ook het constructietype, het belang en de complexiteit van de constructie, de geometrie en de grondgesteldheid kunnen van belang zijn. Tenslotte wordt nog genoemd dat het gekozen rekenmodel passend moet zijn binnen het gehele schematiseringstraject. D.w.z. het model moet qua toepasbaarheid in balans zijn met de andere componenten zoals, schematisatie grondlagenopbouw (op basis van het grondonderzoek) en parameterbepaling. Ofwel het heeft weinig zin een zeer geavanceerd rekenmodel toe te passen als de bodemopbouw zeer globaal is geschematiseerd en de grondeigenschappen onzeker zijn of niet geheel aansluiten bij het rekenmodel. Tenslotte dient het volledige ontwerpproces zodanig te zijn dat de vereiste betrouwbaarheid gewaarborgd kan worden.

Rekenmodellen en normering

Het toetsen van een geotechnisch ontwerp volgens de normering houdt in feite een zodanige confrontatie van belasting en sterkte in dat beoordeeld wordt of het ontwerp aan de betrouwbaarheidseisen voor de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand voldoet. Deze confrontatie geschiedt met behulp van een zogenoemde bepalingmethode waarbinnen berekeningsmodellen en experimentele modellen worden onderscheiden.

Bij gebruik van berekeningsmodellen worden in de NEN normen geen rekenmodellen dwingend voorgeschreven. Wel is het zo dat in NEN 6743-1 en NEN 6744 specifieke berekeningsmethoden voor funderingen op palen respectievelijk op staal worden beschreven. In NEN 6740 is daaromtrent aangegeven dat toepassing van een andere methode toegestaan is indien dit gepaard gaat met een “onderbouwing”. De in NEN 6743-1 en NEN 6744 beschreven berekeningsmethoden voor de uiterste grenstoestand betreffen limit state bezwijkmethoden. Vervormingen spelen hierbij geen rol. In NEN 6740 worden, op basis van het karakter van het constructietype, feitelijk alleen ingangen en richtingen gegeven voor de toe te passen berekeningsmethoden. Zo is in hoofdstuk 12 (Keerconstructies) benadrukt dat vervormingen aanleiding kunnen geven tot ernstige schade en in hoofdstuk 13 (Grondophogingen en ontgravingen) dat de “gesimplificeerde lamellenmethode” mag worden toegepast.

Met betrekking tot de keuze van het model is in NEN 6700 aangegeven dat het rekenmodel een realistische schematisering van de werkelijke bouwconstructie moet zijn. In relatie tot de meestal met “schematisering” samenhangende afwijkingen en onzekerheden staat in NEN 6740 vermeld dat bij de keuze van het rekenmodel rekening

gehouden moet worden met “de grootte van de onzekerheidsmarge in de resultaten van de analyse waarop het rekenmodel is gebaseerd” en met de “eventuele aan de analyse verbonden systematische fouten”. Hoe dit moet worden gedaan is echter niet beschreven. Zo wordt in NEN 6740 bijvoorbeeld niet gesproken over een modelfactor maar dit wordt zeker ook niet “verboden”. De eis om rekening te houden met onzekerheden en fouten in de modellering kan dus betekenen dat zo’n factor zou moeten worden ingevoerd. Dat het in de geotechnische praktijk ongebruikelijk is, is het gevolg van de heersende (doch slechts beperkt te onderbouwen) mening dat de gebruikelijke ontwerpmethoden en – modellen een conservatieve schematisatie van de werkelijkheid omvatten.

De gangbare normen in Nederland op het gebied van de geotechniek (NEN 6700-serie) zijn tot stand gekomen in een periode, dat het gebruik van EEM-modellen, waarmee ook vervormingen van grondconstructies berekend kunnen worden, nog niet zo gebruikelijk is als in de hedendaagse praktijk. Dit betekent, dat de normenreeks niet direct een handvat geeft voor het gebruik van dit type modellen.

In NEN 6740 is niet een toe te passen (partiële) rekenmodelfactor opgenomen. Maar sluit het ook niet uit. Immers NEN 6740 eist dat de onzekerheidsmarge en de eventueel aanwezige systematische fouten in het rekenmodel in de resultaten van de analyse moeten zijn verwerkt. Wellicht is dan een partiële factor een probaat middel om aan deze eis te voldoen.

Modelonzekerheid

Vanuit een betrouwbaarheidsanalytisch oogpunt bestaat er geen voorkeur voor het type model. Waar het wel om gaat is of men inzicht heeft in de kwaliteit van het model en of men voldoende informatie heeft over de in het model voorkomende parameters. De kwaliteit of nauwkeurigheid van een model wordt vastgelegd via het begrip modelfout of modelonzekerheid. Deze kan worden vastgesteld door voor een aantal willekeurige situaties uit het toepassingsgebied de theoretische uitkomsten te vergelijken met de waarnemingen in de werkelijkheid of uitkomsten van een experiment. Een voorbeeld is weergegeven in figuur 1 waar voor een aantal experimenten de verhouding m van test en berekening is uitgezet:

$$m(i) = X_{\text{test}(i)} / X_{\text{berekening}(i)} \quad (1)$$

waarin:

$X_{\text{test}(i)}$ = waarde stochast uit één proef i

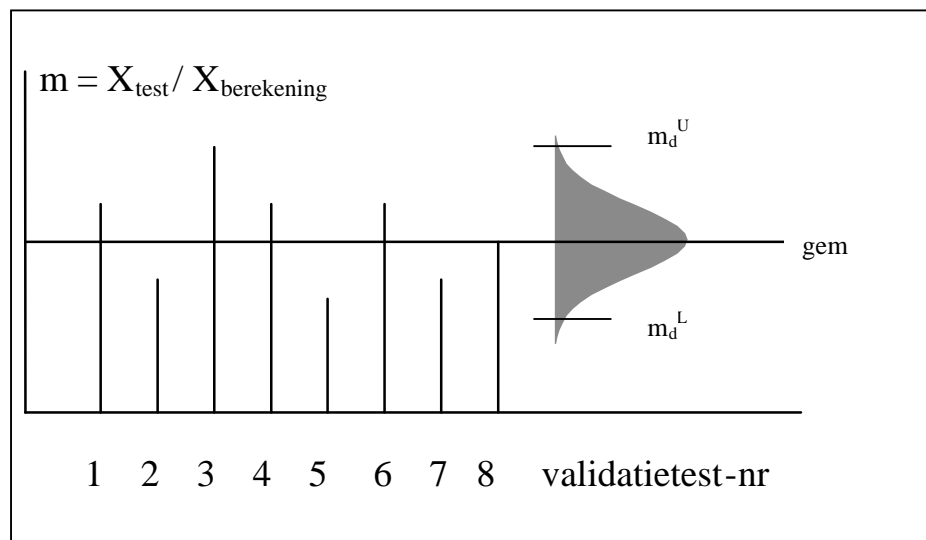
$X_{\text{berekening}(i)}$ = waarde stochast uit één berekening i

In een specifieke toepassing is meestal niet bekend welke modelfout aanwezig is. De modelonzekerheid wordt dan opgevat als een stochastische grootheid, waarbij het gemiddelde en de standaardafwijking worden bepaald aan de hand van een set experimenten of metingen als aangegeven in figuur 5.3. Bij een model met veel schematiseringen heeft men over het algemeen een grote modelonzekerheid terwijl aan modellen van een type als EEM meestal een kleinere onzekerheid wordt toegeschreven. Naast modellen met grote en kleine spreiding kunnen we onderscheid maken tussen modellen die gemiddeld $m=1$ opleveren (unbiased models) en modellen die dat niet doen (biased models).

De modelonzekerheid of (reken)modelfactor $\gamma_{\text{model}} = m_d$ hoort in de analyse te worden meegenomen als een stochastische variabele vergelijkbaar met materiaalparameters, geometrische grootheden en belastingen. In een semi-probabilistische niveau 1 berekening wordt de rekenwaarde van deze stochast (zie ook hoofdstuk 7) zoals gebruikelijk gegeven door:

$$\gamma_{\text{model}} = m_d = \mu(m) (1 - \alpha \beta V) \quad (2)$$

Fig. 5.3
Illustratie van
een validatiestudie ter
bepaling van de
modelonzekerheid m .



Men kan dan de (reken)modelfactor γ_{model} invoeren. Bij een conservatief model is de waarde van een modelonzekerheid meestal 1.0.

De gewenste betrouwbaarheid kan dus zowel met een eenvoudig als met een geavanceerd model worden bereikt. In het algemeen zal een eenvoudig model een iets minder economisch ontwerp opleveren. Dit hoeft overigens niet eens altijd op te gaan. Vaak bevatten dergelijke modellen veel parameters die slecht bekend zijn. Het voordeel van de lage modelonzekerheid wordt dan weer tenietgedaan door de grote mate van onzekerheid in die parameters.

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. 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.

Sommige modellen gaan expliciet uit van een boven- of ondergrensbenadering. In die gevallen is $X_{\text{test}(i)}/X_{\text{berekening}(i)}$ dus altijd groter of kleiner dan 1.0. In de meeste gevallen zijn dat benaderingen aan de veilige kant. Betrouwbaarheidstechnisch heeft men twee opties voor dergelijke modellen:

- (1) Men accepteert het boven-of ondergrenskarakter en accepteert ook dat men overdimensioneert.
- (2) Men probeert inzicht te krijgen in de mate van over- of onderschatting en men werkt als hierboven aangegeven.

Wat men doet is, zoals gebruikelijk, een afweging van kosten en mogelijkheden.

In veel berekeningen komen verschillende modellen naast elkaar voor. Zo heeft men bijvoorbeeld bij de berekening van een pijpleiding of tunnel een grondverenmodel, een grondbelastingmodel, een liggermodel, een ringmodel en een lokaal sterktemodel. In enkele gevallen integreert men deze modellen, in andere gevallen gebruikt men de modellen sequentieel. Door inconsistenties in de verschillende modellen kunnen weer verdere fouten worden geïntroduceerd. Voor elk van die modellen wordt een afzonderlijke modelonzekerheid gedefinieerd. In tabel 5.3 wordt een korte impressie gegeven van een aantal rekenmodellen voor de berekening van pijpleidingen als gebruikt bij de ontwikkeling van NEN 3650.

Tabel 5.3 Modelonzekerheden.

	omschrijving	V	$X_{\text{gem}}/X_{\text{nom}}$
q_n	neutrale grondbelasting	0,05	1,00
q_p	passieve grondbelasting	0,20	1,00
	zettingen	1,00	1,00
k	beddingsconstante	0,50	1,00
R_{vs}	evenwichtsdraagkracht	0,10	var

De verificatieberekening

In de semi-probabilistische niveau 1 betrouwbaarheidsanalyse voert men voor de parameters in het rekenmodel (materiaaleigenschappen, geometrie, belastingen) de zogenoemde rekenwaarden in. Men controleert vervolgens of de beschouwde grenstoestanden van bruikbaarheid en/of sterkte niet worden overschreden. Als dit inderdaad het geval is voldoet de constructie voor het beschouwde aspect. Of men het ontwerp dan wel of niet wil aanpassen om besparingen te bereiken, is keus van de ontwerper. Als de beschouwde grenstoestand wel wordt overschreden, is in ieder geval verdere actie geboden. Een van de opties is om de constructie zodanig aan te passen dat wel wordt voldaan. Andere mogelijkheden zijn om na te denken over gemotiveerd scherpere rekenwaarden van de belasting of grondeigenschappen en/of een beter rekenmodel.

In een rekenmodel voert men zelden slechts één enkel stel rekenwaarden in. Vaak moet men verschillende berekeningen op basis van verschillende sets rekenwaarden uitvoeren en wel om de volgende redenen:

- (1) Men moet onderscheid maken tussen de verschillende betrouwbaarheidsniveaus die verlangd kunnen worden. Bij het controleren van bijvoorbeeld de bruikbaarheid (vervormingen, verplaatsingen) hanteert men de representatieve waarden. Dit zijn redelijk vaak voorkomende en herkenbare waarden. Het betrouwbaarheidsniveau laat zich karakteriseren door $0 < \beta < 2$. Bij de controle van de uiterste grenstoestanden gaat men uit van een hoger gewenst betrouwbaarheidsniveau en (orde $2 < \beta < 4$) en daarmee corresponderende minder frequent voorkomende rekenwaarden.
- (2) Er moeten verschillende belastingcombinaties getoetst worden of zelfs verschillende combinaties van materiaalparameters. Ook is zelfs niet altijd van tevoren bekend welke grootheden zich binnen een rekenmodel als belasting zullen gedragen en welke als sterkte. Men moet dat dan al rekenend uitvinden.
- (3) Verder is er, indien gewenst, voor elke parameter nog het onderscheid tussen de dominante waarden en de (niet-dominante) combinatiewaarden (zie hoofdstuk 7).

Dit kan het aantal berekeningen sterk doen oplopen. Vaak kan men op basis van ervaring weliswaar veel verstandige keuzen doen en bepaalde situaties a-priori als niet maatgevend terzijde schuiven, maar dat helpt meestal maar ten dele. Een mogelijke strategie is dan om met eenvoudige rekenmodellen te beginnen en de zwaardere methoden alleen te bewaren voor een beperkte set van de echt kritische gevallen. In sommige gevallen is het ook mogelijk verschillende combinaties in een rekeninggang te combineren.

Rekenwaarden voor de verificatie van uiterste grenstoestanden kunnen nogal eens extreem en onrealistisch overkomen, en in enkele gevallen zelfs fysisch onmogelijk zijn. Bij het onrealistisch karakter moet men echter bedenken dat het bewust gaat om waarden met over- of onderschrijdingskansen van eens in de duizend of tienduizend jaar. Dat zijn inderdaad geen alledaagse observaties. Bezien vanuit het doel om voldoende veiligheid ten opzichte van de uiterste grenstoestand te creëren moeten deze zeldzame waarden als "voorwaardelijk realistisch" worden bestempeld. Iets anders ligt de zaak bij fysisch onmogelijke waarden of situaties. In beginsel is het niet de bedoeling van een betrouwbaarheidsanalyse daarin verzeild te raken. Meestal is het een gevolg van een of meerdere vereenvoudigingen. Men doet er meestal goed aan dit te corrigeren door terug te gaan naar de basis van de theorie. Ook kan het bijvoorbeeld nodig zijn de volgorde van het aanbrengen van belastingen of veranderingen in de constructie zoveel mogelijk aan te passen aan de werkelijkheid.

Een voorbeeld is de partiële belastingsfactor $\gamma=1,2$ vereist voor de grondwaterstand bij een kelder met trekpalen. Regelmatig leidt dit tot een "onrealistische" waterstand boven NAP. Negeren van $\gamma=1,2$ is echter niet toegestaan zonder nadere analyse van de veiligheid van de volledige constructie. Begrenzen van de waterstand tot maximaal NAP is daarbij alleen veroorloofd als aangetoond is dat de betrouwbaarheid van de constructie aan de gestelde eis voldoet. Dit kan in principe met een probabilistische analyse of door beschouwing van alle variabelen en aanpassing van de partiële factoren volgens de in hoofdstuk 7 beschreven procedure volgens ISO 2394.



Noot: in het bovenstaande is de verificatie- of toetsingsprocedure beschreven. Het punt daarbij is dat men de constructie eerst ontworpen heeft en nagaat of deze voldoet aan alle gestelde eisen van bruikbaarheid en draagkracht. In de praktijk worden ontwerpen en verifiëren nogal eens met elkaar vervlochten, bijvoorbeeld als men de breedte van een fundering of de inheidiepte van een damwand wil bepalen aan de hand van een (omgekeerde) verificatieprocedure.

Hoofdstuk 6

Optimalisatie: verzamelen, analyseren en combineren van grondinformatie

6.1 Inleiding

“De opdrachtgever wil vaak zo min mogelijk geld uitgeven aan grondonderzoek, maar wil wel een goed advies. De adviseur wil altijd meer grondonderzoek ter beschikking hebben, en heeft daarvoor geld nodig. Bij het optimaliseren gaat het om de vraag of het rendement van grondonderzoek in getallen kan worden uitgedrukt”. (Citaat uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TAW, 2001)).

Voor geotechnici wordt hiermee een herkenbaar en steeds terugkerend dilemma geschetst. Want de toegevoegde waarde van wat meer, of de gemiste kans door wat minder grondonderzoek is sterk situatieafhankelijk en bijna nooit vooraf te kwantificeren. Beantwoording van de vraag of meer onderzoek in een specifieke situatie lonend is, is altijd met onzekerheid omgeven.

In de geotechniek is het traditioneel gebruikelijk om proeven uit te voeren om een materiaalgrootheid te bepalen. De marge tussen het steekproefgemiddelde en de voor het ontwerp in te voeren 5% ondergrenswaarde voor het gemiddelde hangt dan af van de (gemeten) steekproefvariantie (of standaardafwijking) en de onzekerheid betreffende de werkelijke grootte van de variantie. Hoe minder proeven des te meer onzekerheid en des te groter de marge tussen steekproefgemiddelde en de karakteristieke ondergrens. Het is van belang te beseffen dat deze marge een verborgen extra veiligheid in het ontwerp vertegenwoordigt.

De uitdrukking “verborgen extra veiligheid” is eigenlijk niet terecht. Want met de relatief grote marge tussen steekproefgemiddelde en de karakteristieke ondergrens bij weinig proeven dient vooral om de (relatief grote) kans af te dekken dat een hoge waarde uit de beperkte steekproef resulteert.

In relatie tot de normering zijn statistische methoden sinds ongeveer 1990 van belang voor de interpretatie van geotechnische proeven. Rond de wijze van toepassing vindt echter nog vaak discussie plaats. In paragraaf 6.2 wordt in het algemeen bij toepassing van de statistiek stilgestaan en wordt de achtergrond van deze discussie toegelicht.

Voor het geotechnisch ontwerp beschikken we in de praktijk meestal over weinig lokale gegevens betreffende de maatgevende parameters per grondlaag. Vaak niet meer dan 3 tot 5 waarnemingen of proefresultaten. En soms maar één of twee. Met als gevolg dat de hiervoor genoemde marge groot is en de karakteristieke ondergrens relatief laag. In

paragraaf 6.3 wordt verduidelijkt en met voorbeelden geïllustreerd dat toevoegen van meer proefresultaten in het algemeen een gunstig effect zal hebben.

Meer (grond)onderzoek en diepgaander analyse levert ontegenzeggelijk een beter inzicht op in het mogelijke gedrag van de constructie en vergroot daarmee het inzicht in de betrouwbaarheid van het constructieontwerp. Maar of daarmee tevens een (in totaliteit) goedkopere constructie kan worden gebouwd, is een vraag die veel moeilijker te beantwoorden is. Vooral als deze vraag wordt toegespitst op “welke omvang van het grondonderzoek daarvoor optimaal is”. In paragraaf 6.5 wordt ingegaan op dit optimalisatieprobleem. Voorafgaand daaraan wordt in 6.4 het verschijnsel ruimtelijke variatie van grondeigenschappen beschreven en wordt ingegaan op de wijze waarop ermee kan worden omgegaan.

In de geotechniek is het traditioneel gebruikelijk om proeven uit te voeren. Maar de geotechnische norm NEN 6740 geeft aan dat ook tabel 1 kan worden gebruikt voor veilige ondergrenswaarden van het parametergemiddelde. In paragraaf 6.5 wordt daarom ook ingegaan op de vraag wanneer grondonderzoek lonend is, d.w.z. waaraan het lokale grondonderzoek moet voldoen zodat verwacht mag worden dat dit onderzoek een hogere ondergrenswaarde zal opleveren dan die in tabel 1 van NEN 6740. Daarbij wordt ook ingegaan op de betekenis van de variatiecoëfficiënten die onderaan tabel 1 staan vermeld.

Paragraaf 6.7 is gewijd aan de mogelijkheden om andere informatie toe te passen indien geen grondeigenschappen zijn gemeten in de beschouwde locatie. Voorafgaand daaraan wordt in 6.6 ingegaan op de achtergronden en interpretatie van de tabellen 1 en 2 van NEN 6740.

In 6.8 wordt de regelmatig terugkerende vraag behandeld of de concrete, maar in omvang beperkte, lokale informatie te combineren is met andere informatie. Bijvoorbeeld met geologische kennis van het gebied of met gegevens omtrent grondparameters uit een eerder naburig project. In de praktijk doen we dat, bewust of onbewust en in meer of mindere mate eigenlijk altijd al. Want in het geotechnische vakgebied hebben we bijna altijd en overal wel een toetsingskader. Vaak vergelijken we de resultaten van veldproeven en laboratoriumproeven op lokale monsters met concrete informatie uit de directe omgeving of, meer in het algemeen, we toetsen de uitkomsten in meer kwalitatieve zin aan onze ervaring met dezelfde grondsoort. In de meeste gevallen leidt dit tot aanvaarden of verwerpen van de lokale meetwaarden, zonder dat de andere informatie concreet wordt benut. Met de methode van Bayes is een krachtig statistisch hulpmiddel voorhanden om (a-priori) voorinformatie kwantitatief te gebruiken. In 6.8.2 wordt deze Bayesiaanse schattingsprocedure kort samengevat.

Het is gebruikelijk om in een ontwerpberekening de 5% ondergrenswaarden voor alle relevante grondparameters van alle grondlagen in te voeren. Dit betekent dat de feitelijke veiligheid groter is naarmate er meer grondlagen zijn onderscheiden. Immers de kans dat alle parameters tegelijkertijd de 5% overschrijdingswaarde aannemen is veel kleiner dan 5%. Omdat de ontwerpprocedure er in principe toe leidt dat voldoende veiligheid wordt bereikt voor een constructie op of in een uit één grondsoort bestaande bodem, kunnen in principe parameterwaarden met een hoger overschrijdingspercentage worden toegepast

bij meerdere voor het beschouwde faalmechanisme maatgevende grondlagen. Deze parameterwaarden worden pseudo karakteristieke waarden genoemd. De methode waarin dit is uitgewerkt wordt in paragraaf 6.9 samengevat en toegelicht aan de hand van een voorbeeld voor dijkstabiliteit.

In paragraaf 6.10 worden een aantal opmerkingen gemaakt met betrekking tot het gebruik van door middel van monitoring verkregen informatie.

De behandeling van de genoemde onderwerpen wordt met voorbeelden verduidelijkt. In deze voorbeelden staan grondparameters centraal. De methoden zijn evenwel in principe ook toepasbaar voor andere soorten van waarnemingen en informatie zoals voor waterstanden en waterspanningen en voor belastingen. Daarbij vormt de onzekerheid van deze grootheden in de tijd (toekomst) wel een bijkomend probleem. Daar waar ontbrekende informatie met betrekking tot grondparameters als het ware “vandaag ter plaatse” kan worden ingewonnen is dat met extreme waterstanden veel minder eenvoudig.

In [65] worden achtergronden van een aantal aspecten met betrekking tot de bepaling van representatieve waarden voor grondparameters die in dit rapport zijn beschreven, nader toegelicht. Onderdelen van de in dit hoofdstuk beschreven onderwerpen zijn ook verwerkt in de integrale voorbeelden in de bijlagen E tot en met H.

6.2 Statistiek in de geotechniek

De toepassing van statistische methoden in de geotechniek en in de geotechnische normering dateert van de periode 1985 -1995. Maar rond de wijze van toepassing vindt ook nu nog veel discussie plaats. Dit komt duidelijk naar voren uit de toelichting op de Eurocode 7 in de ontwerpersgids [31]. Maar ook in CUR-commissie C 135 is er veel discussie geweest over dit onderwerp en met name over de betekenis van de variatiecoëfficiënten die onderaan tabel 1 van NEN 6740 zijn aangegeven.

De oorzaak voor die discussie is voornamelijk gelegen in het feit dat de geotechniek vooral ook een ervaringsdiscipline is en dat toepassing van alleen statistiek eigenlijk nooit volstaat. In Eurocode 7 ([4], paragraaf 2.4.5.2) en de ontwerpersgids wordt dat verwoord met “de keuze van de karakteristieke waarde moet zijn gebaseerd op resultaten van laboratorium- en veldproeven, aangevuld met algemeen aanvaarde ervaringsgegevens”. Ondermeer is aangegeven is dat rekening moet worden gehouden met geologische informatie en informatie van voorgaande projecten. Ook dat voorkennis over vergelijkbare grondeigenschappen moet worden meegenomen bij toepassing van statistische methoden voor de bepaling van de karakteristieke waarden.

Op zijn minst zal de uitkomst van een statistische bewerking getoetst moeten zijn aan alle andere beschikbare (voor)informatie. In een aantal gevallen kan de voorkennis ook expliciet in de statistische bewerking worden opgenomen. Dit vereist dan wel dat deze kennis concreet en kwantitatief is of gemaakt is op basis van veilige aannamen.

Eurocode 7 geeft aan dat de karakteristieke waarden voorzichtige schattingen (Engels: cautious estimates) moeten zijn van de waarden die bepalend zijn voor het optreden van

de grenstoestand. Voor de afleiding ervan is het toepassen van statistische methoden zeker niet verplicht. Het kunnen ook onder- of bovengrenswaarden zijn die lager of hoger zijn dan de meest waarschijnlijke waarden. Maar als statistiek als basis dient dan zijn de karakteristieke waarden in Eurocode 7 gedefinieerd als die waarden die (in relatie tot de beschouwde grenstoestand) met een kans van 5% of minder worden onder- of overschreden

In [4 en 31] wordt benadrukt dat voor elke beschouwde parameter nagegaan moet worden of de invloed op het optreden van de grenstoestand wordt bepaald door de lokaal laagste (of hoogste) waarde of dat de gemiddelde waarde in een gebied van bepaalde grootte maatgevend is. In het eerste geval dient de karakteristieke waarde voor de 5% fractie uit de proefresultaten te worden afgeleid, in het tweede geval is de karakteristieke waarde de 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde van belang (zie ook bijlage C). Het kan ook zijn dat de fundering in meerdere, niet of weinig samenwerkende, elementen moet worden verdeeld, waarbij de karakteristieke waarde voor elk element moet worden bepaald. In het geval dat de gemiddelde waarde maatgevend is, dient de karakteristieke waarde van toepassing te zijn voor het grondgebied dat bepalend is voor het gedrag van de geotechnische constructie in de beschouwde grenstoestand.

Vooraf in de ontwerpersgids bij Eurocode 7 [31] worden de achtergronden bij deze aspecten op heldere wijze toegelicht. Ook wordt in [31] uitgebreid stilgestaan bij de achtergronden en mogelijkheden van de statistische methoden. Een overzichtelijk samenvatting van de beschikbare statistische methoden inclusief de bijbehorende condities is ook beschreven in [5].

Rond de wijze van toepassing van de statistiek vindt veel discussie plaats. Deze discussie concentreert zich vooral op het introduceren van de aanvullende a priori kennis en ervaringsgegevens. Door louter statistische bewerking van de, in het kader van het onderhanden project, verkregen resultaten van lokaal grondonderzoek, resulteren vaak onrealistisch veilige karakteristieke waarden. Dit komt omdat we in de meeste gevallen over slechts weinig proefresultaten beschikken en omdat die resultaten een grote spreiding vertonen. Met als gevolg relatief grote onzekerheid. De statistiek kan dan voldoende veilige waarden alleen “garanderen” door een grote veiligheidsmarge tussen het uit de proeven gevonden parametergemiddelde en de 5% karakteristieke waarden daarvoor (zie ook bijlage C).

Introduktie van andere informatie kan dan uitkomst bieden. Omdat deze informatie vaak niet specifiek voor de bouwlocatie geldt is bijna altijd sprake van min of meer subjectieve informatie. De moeilijkheid ligt dan bij de afweging van de mate van toepasbaarheid en van de waarde van die informatie in relatie tot die van de informatie uit lokaal grondonderzoek.

Bekende of onbekende variatiecoëfficiënt?

Een belangrijk onderwerp van discussie is de mate waarin de spreiding van een parameter in een homogene grondlaag bekend kan worden verondersteld. In [31] wordt daar uitgebreid bij stilgestaan. Ook hierna in deze handreiking komt dit aspect regelmatig naar voren. Deze spreiding wordt uitgedrukt in de variatiecoëfficiënt V , die in de statistische formule voor de karakteristieke waarde van groot belang is.

Bepaling van de variatiecoëfficiënt kan met de beschikbare resultaten van de lokale proeven. We maken dan geen gebruik van voorkennis en gaan uit van (vooraf) onbekende waarden voor zowel het gemiddelde μ als de variatiecoëfficiënt V . Statistisch dient dan de toets volgens de t-verdeling (zie hierna en bijlage C) te worden toegepast met als gevolg een grote veiligheidsmarge en een relatief lage karakteristieke waarde voor het gemiddelde. Natuurlijk kan dit in principe worden voorkomen door uitvoering van meer veld- en laboratoriumproeven. Echter vaak vereist dit dan aanzienlijk meer proeven (zie ook hierna paragraaf 6.5).

Indien de variatiecoëfficiënt wel bekend is of bekend wordt verondersteld, is een minder conservatieve statistische formule (volgens de normale of u-verdeling, zie bijlage C) beschikbaar die met name bij weinig proeven tot een aanzienlijk hogere karakteristieke waarde leidt.

In het algemeen hebben we wel een idee over de mogelijke grootte van V voor een parameter in een specifieke grondlaag. We hebben de bodemopbouw immers zodanig ingedeeld dat de onderscheiden grondlagen zo veel mogelijk homogeen van samenstelling zijn. Met het oog op het ontwerp is dit mede gedaan om de spreiding in grondeigenschappen te beperken. Homogene informatie is ook een vereiste bij toepassing van de gangbare statistische methoden. Homogeen betekent in dit verband dat de parameters in een grondlaag alleen stochastische variaties vertonen, d.w.z. random variaties rond een gemiddelde. Overigens hoeft dit gemiddelde niet constant te zijn. Indien sprake is van een trend, bijv. lineaire toename met de diepte, is nog steeds sprake van een homogene laag. Een voorbeeld van een trend zijn ook de ruimtelijke variaties, ter onderscheiding van de lokale variatie, zoals hierna in paragraaf 6.3 worden beschreven.

In de ontwerpersgids [31] wordt gemeld dat de variatiecoëfficiënt meestal globaal bekend is of een veilige bovengrens ervoor. Mede onder verwijzing naar [42] worden daarvoor de volgende argumenten aangedragen:

- de gemiddelde waarde van een grondeigenschap kan van plaats tot plaats aanzienlijk variëren;
- wereldwijd hebben veel onderzoekers geconstateerd dat de variatiecoëfficiënten van grondparameters binnen vrij nauwe grenzen fluctueren (bijv. [42]). Het betekent dat de waarden van de variatiecoëfficiënten kunnen worden afgeleid (of geschat) op basis van gepubliceerde tabellen, databases, enz. en dat deze als kenmerk kunnen worden toegevoegd aan de lokaal gevonden parameterwaarden;
- het betekent dat de karakteristieke waarde in een locatie vooral beheerst wordt door de schatting van het lokale gemiddelde uit de proefresultaten en minder door de “bekende” (of bekend veronderstelde) variatiecoëfficiënt;
- Omdat de standaardafwijking σ gelijk is aan het product van het gemiddelde μ (onderhevig aan relatief grote variatie) en de variatiecoëfficiënt V (met kleine fluctuatie), is ook de waarde van de lokale standaardafwijking onzeker.

In [31] wordt in feite gepleit om uit gaan van een bekende variatiecoëfficiënt en de daarvoor geldende statistische formules. Dit ondanks dat ook wordt gemeld dat deze werkwijze nog nieuw is en in het vakgebied zeker nog niet gemeengoed en daardoor nog niet algemeen geaccepteerd. Het betekent dat discussie omtrent wat wel en niet is

toegestaan bij gebruik van statistische methoden, waarschijnlijk nog wel even zal voortduren. Ook in Nederland is zo'n discussie zeker nog in breed verband nodig. In [31] wordt verder kort ingegaan op het gebruik van regionale databases voor één locatie en op de mogelijkheid van het combineren van informatie van regionale informatie met resultaten van een beperkt aantal lokale proeven. Ook aan deze onderwerpen wordt hierna aandacht besteed en met voorbeelden geïllustreerd.

Ook in NEN 6740 wordt er al sinds de introductie in 1991 van uitgegaan dat de variatiecoëfficiënt per parametertype bekend is en lokaal kan worden toegepast. De waarden die onderin tabel 1 van NEN 6740 staan vermeld, worden in hoofdstuk 8.7 van NEN 6740 geïntroduceerd als "bekende" variatiecoëfficiënten bij de evaluatie van de geotechnische parameters. Of dit in alle gevallen is toegestaan vormde een belangrijk onderwerp van discussie binnen CUR-commissie C135.

6.3 Mogelijke winst uit meer grondonderzoek

Extra onderzoek voegt altijd meer informatie toe en levert daarmee (bijna) altijd meer zekerheid voor het constructieontwerp. De kans dat de op basis van de meetresultaten berekende 5% ondergrenswaarde voor het gemiddelde ook daadwerkelijk aanwezig is in het terrein, neemt toe met de omvang en dichtheid van het onderzoek. Het betekent namelijk dat de vereiste veiligheidsmarge tussen het gemiddelde van de waarnemingen en de 5% ondergrensschatting die in de ontwerpberekening vereist is, kan worden gereduceerd.

Uitgegaan wordt van de Student-t verdeling. Op basis hiervan kan de 5 % ondergrensschatting voor het gemiddelde worden bepaald uit een steekproef bestaande uit n waarnemingen of proeven. Kenmerk van de t-toets is dat verondersteld wordt dat het een steekproef betreft van een populatie waarvan het gemiddelde en de spreiding bij aanvang onbekend zijn. De formule luidt:

$$X_{\text{gem};5\%} = X_{\text{gem}} - t_{0,05,s} \cdot \sqrt{1/n} \quad (6.1)$$

waarin:

n	is aantal waarnemingen/proeven
$X_{\text{gem};5\%}$	is de 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde
X_{gem}	is het gemiddelde van de n waarnemingen
$t_{0,05}$	is de factor volgens de Student-t-verdeling met 5% onderschrijdingskans als functie van n (of aantal vrijheidsgraden $v = n-1$)
s	is de standaardafwijking van de n proefuitkomsten
$V_X = s / X_{\text{gem}}$	= variatiecoëfficiënt van de n waarnemingen

De tweede term in het rechter lid geeft de eerder genoemde marge tussen het gemeten steekproefgemiddelde X_{gem} en de 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde $X_{\text{gem};5\%}$. Hoe meer waarnemingen hoe kleiner de marge. De grootte van de factor $t_{0,05}$ weerspiegelt het feit dat het gemiddelde en de spreiding van de populatie onbekend is. Omdat de onzekerheid rond de spreiding afneemt bij toenemende steekproefgrootte, neemt ook $t_{0,05}$ af bij grotere n. Voor n zeer groot nadert $t_{0,05}$ naar 1,65. In dat geval bestaat er geen

onzekerheid meer over de spreiding van de populatie. De mate waarin $t_{0,05}$ bij weinig waarnemingen groter is dan 1,65 weerspiegelt de onzekerheid rond de uit de steekproef verkregen standaardafwijking s . Als voorbeeld $t_{0,05} = 2,35$ voor $n=4$ en $t_{0,05} = 2,92$ voor $n=3$. Bij $n=2$ is $t_{0,05}$ zelfs 6,3 hetgeen in de praktijk bijna altijd een onrealistische schatting voor de ondergrenswaarde oplevert. Anders gezegd: bij gebruik van de Student-t-verdeling is twee waarnemingen of proeven gewoon te weinig. Zie ook bijlage C “Statistiek in relatie tot ontwerpen en normering”.

In veel gevallen bestaat er vooraf geen (volledige) onzekerheid omtrent de spreiding van de lokale populatie. Bijvoorbeeld wordt in 8.7.1 van NEN 6740 vermeld dat de variatiecoëfficiënten onderaan tabel 1 als maxima voor de lokale spreiding van grondparameters kunnen worden beschouwd. Hiermee wordt in feite verondersteld dat de spreiding bekend is en kan, ook bij weinig waarnemingen, voor $t_{0,05}$ de waarde 1,65 worden ingevuld. Indien de spreiding bekend is of bekend wordt verondersteld, spreken we van de u-verdeling.

Meer (grond)onderzoek levert meer informatie en daarmee meer zekerheid voor het ontwerp. In het voorbeeld in de volgende tekstbox wordt dit geïllustreerd met steekproeven van verschillende aantallen meetwaarden voor de cohesie c . De 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde, gebaseerd op de steekproeven met 3 meetwaarden bedraagt gemiddeld 4,0 kPa. Voor de steekproeven met 6 meetwaarden resulteert gemiddeld 7,0 kPa. Dit betekent een toename van 75% ! En dit ondanks dat het gemeten gemiddelde en de spreiding van de steekproeven met 3 meetwaarden nauwelijks afwijkt van die met 6 meetwaarden (en ook met 9 en 15 meetwaarden).

Het betekent dat de lagere 5% ondergrenswaarde bij 3 meetwaarden grotendeels het gevolg is van de statistische procedure die eraan ten grondslag ligt en die gebaseerd is op de Student t- verdeling. Daar waar in het voorbeeld de waarden voor X_{gem} en s vrijwel onafhankelijk zijn van het aantal waarnemingen, is de factor $t \cdot \sqrt{1/n}$ in formule 6.1 dus verantwoordelijk voor de verschillen. Het quotiënt van deze factor voor $n=3$ en $n=6$ bedraagt ongeveer 2, waarmee de toename in het voorbeeld van 75% van de 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde bij verdubbeling van het aantal waarnemingen van 3 naar 6 grotendeels is verklaard.

Voorbeeld: Winst uit meer proeven

Een verzameling van 15 waarden voor de cohesie c heeft een gemiddelde waarde van 10 kPa, een vrij hoge standaardafwijking $s = 3,1$ kPa en variatiecoëfficiënt $V_x = 0,31$. Met deze V_x volgt met 8.7.1 van NEN 6740 (herziening 2006) $X_{\text{gem};5\%} = 8,2$ kPa als schatting voor de 5% ondergrens van het gemiddelde (groep H onderin onderstaande tabel).

Uit de verzameling van 15 cohesie waarden trekken we random 3 groepen van 3 proeven.

De 3 trekkingen A, B en C zijn gegeven in de onderstaande tabel. Hieruit blijkt dat de waarden $m_{5\%}$ aanzienlijk lager zijn dan die op de 15 waarden. Dit betekent dat alle drie waarden op basis van 3 proeven veilig zijn.

Overigens is dat geen garantie. Een random trekking zal in circa 5% van de gevallen een 5% schatting voor het gemiddelde opleveren die hoger is dan het werkelijk gemiddelde. Het gemiddelde van de drie waarden voor $X_{\text{gem};5\%}$ is 4,0 kPa. De 3 afzonderlijke waarden tonen grote verschillen. *Met slechts drie proeven kan je dus simpelweg pech hebben.*

Groep proeven	Waarden cohesie c	Gemiddelde X_{gem}	S (V_x)	$X_{\text{gem};5\%}$
A: 3 proeven	4, 12 en 14 kPa	10,0 kPa	5,3 kPa (0,53)	1,1 kPa
B: 3 proeven	6, 9 en 10 kPa	8,3 kPa	2,1 kPa (0,25)	4,8 kPa
C: 3 proeven	9,11 en 16 kPa	12,0 kPa	3,5 kPa (0,29)	6,1 kPa
D: 6 proeven	groepen A en B	9,1 kPa	3,7 kPa (0,41)	6,1 kPa
E: 6 proeven	groepen A en C	11,0 kPa	4,2 kPa (0,38)	7,5 kPa
F: 6 proeven	groepen B en C	10,1 kPa	3,3 kPa (0,33)	7,4 kPa
G: 9 proeven	groepen A,B,C	10,1	3,7 kPa (0,37)	7,8 kPa
H: 15 proeven		10,0 kPa	3,1 kPa (0,31)	8,2 kPa

Door 2 groepen van 3 monster te combineren krijgen we 3 verschillende groepen van 6 monsters. In de tabel is ook voor die groepen D, E en F de 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde gegeven. Het gemiddelde hiervan is 7,0 kPa.

Voegen we alle 9 monsters tezamen dan volgt 7,8 kPa als ondergrensschatting voor het gemiddelde (G in de tabel).

Het illustreert dat toevoegen van meer informatie meestal in een hogere ondergrensschatting resulteert. De grotere onzekerheid bij slechts drie waarnemingen vereist een grotere reserve en een extra veiligheid. Het kan aanleiding zijn voor een overgedimensioneerde constructie. *Anders gezegd: "je betaalt voor gebrek aan informatie".*

In het voorbeeld is de variatiecoëfficiënt van de proefresultaten V_x zelf gebruikt. In 8.7.1 van NEN 6740 is aangegeven dat de laagste waarde van deze V_x of de waarde onderin tabel 1 kan worden toegepast. Voor het voorbeeld betekent het dat $V = 0,2$ uit tabel 1 mag worden gebruikt omdat die lager is dan de variatiecoëfficiënt van de meetwaarden V_x in het voorbeeld. De genoemde trend dat meer informatie tot hogere ondergrensschattingen leidt blijft echter bestaan, hoewel minder geprononceerd.

Met $V = 0,2$ nemen de ondergrensschattingen gemiddeld aanmerkelijk toe. Het is dan ook de vraag of toepassing van de waarde $V = 0,2$ uit tabel 1 in alle gevallen verantwoord is. In het voorbeeld is de variatiecoëfficiënt van 15 waarnemingen gelijk aan 0,31 en aanzienlijk groter dan 0,2. In zo'n geval doet men er goed aan zich af te vragen of er lokaal sprake kan zijn van een hogere waarde dan 0,2. Bijvoorbeeld omdat de keuze van de grondsoort toch wat grover is geweest de grondlaagindeling van tabel 1 vereist en/of omdat de beschouwde grondlaag niet homogeen is. Bij een klein aantal waarnemingen, bijvoorbeeld $n=3$, is de keuze van $V = 0,2$ als maatgevende waarde in plaats van de (hogere)

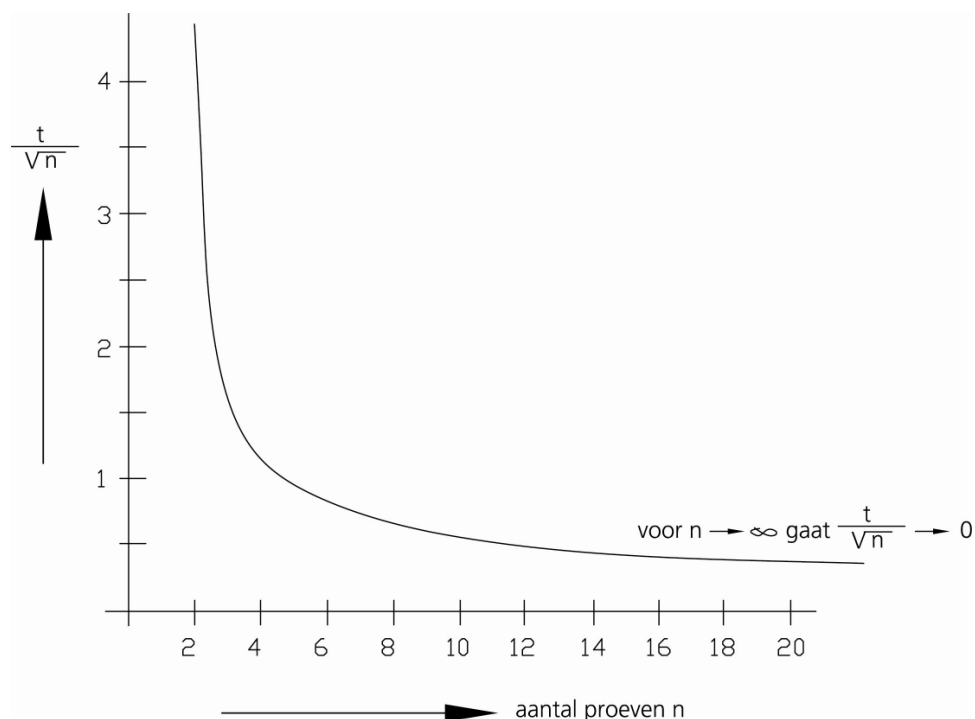
“gemeten” waarde meestal wel toegestaan omdat de hogere variatiecoëfficiënt mede veroorzaakt kan zijn door het kleine aantal waarnemingen.

In tabel 2 van NEN 6740 komt de winst door meer proeven/waarnemingen tot uiting in de toenemende $R_{n,v}$ waarden bij toenemend aantal proeven. Deze $R_{n,v}$ is de factor waarmee het gemeten gemiddelde X_{gem} moet worden vermenigvuldigd om $X_{\text{gem};5\%}$ te krijgen. Ofwel in aansluiting op formule 6.1: $R_{n,v} = (1 - t_{0,05} \cdot V_X \cdot \sqrt{1/n})$. Voor $n \geq 3$ is dit eveneens op de statistische Student t-verdeling gebaseerd. Hoewel niet gebaseerd op de t-verdeling wordt meer grondonderzoek (meer sonderingen) voor het ontwerp van een paalfundering in NEN 6743-1 “gehonoreerd” door een grotere ξ -factor. Zonder dat de te behalen winst (in bijv. overall kosten) expliciet wordt vermeld, is de normering daarmee duidelijk dat meer grondonderzoek in het algemeen een scherper funderingsontwerp zal kunnen opleveren.

In relatie tot de tekstbox “Voorbeeld: Winst uit meer proeven” is hiervoor aangegeven dat de factor $t \cdot \sqrt{1/n}$ (formule 6.1) voor $n=3$ ongeveer twee keer zo groot is dan voor $n=6$. Hiermee is een belangrijk deel van het verschil in 5% ondergrensschatting voor de cohesie bij $n=3$ (4,0 kPa) en bij $n=6$ (7,0 kPa) verklaard.

In figuur 6.1 is de relatie tussen n en $t \cdot \sqrt{1/n}$ uitgezet. Daaruit blijkt dat de “winst”, uitgedrukt in de afname van $t \cdot \sqrt{1/n}$ van n naar $n+1$ groot is bij kleine waarde van n en afneemt bij grotere n . Toevoeging van enkele proeven aan $n=10$ heeft dus veel minder effect (en veel minder zin) dan toevoegen van meer proeven aan $n=3$.

Fig. 6.1
 $t_{0,05} \cdot \sqrt{1/n}$ als functie
van n (zie formule 6.1).
De invloed van het aantal
waarnemingen of proeven
op de marge tussen het
gemeten gemiddelde en
de schatting voor de 5%
ondergrenswaarde voor
het gemiddelde.



De uitkomst van een steekproef is aan toeval onderhevig. Je kan dus simpelweg pech of geluk hebben. Het mogelijke effect daarvan tot en met $n = 10$ is weergegeven in tabel 6.1 en in figuur 6.2. Als uitgangspunt daarvoor is voor een lokale grondeigenschap een normaal verdeelde populatie met $\mu = 10$ en $\sigma = 2$ ($V = 0,2$) gekozen. Ofwel: de

verwachtingswaarde voor het gemiddelde uit de steekproef is steeds gelijk aan 10. Voor de berekening van de 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde uit de steekproef is gebruik gemaakt van de u-verdeling en de t-verdeling. In de tabel is de standaardafwijking voor het gemiddelde uit de steekproef ($s_{gem} = s \cdot \sqrt{1/n}$) en de verwachtingswaarde voor deze 5% schatting van het gemiddelde ($X_{gem;5\%} : u_{50\%}$ en $t_{50\%}$) opgenomen alsook de range waarbinnen de 5% schatting voor het gemiddelde uit de steekproef met 90% kans ($X_{gem;5\%} : u_{5\%-95\%}$ en $t_{5\%-95\%}$) kan worden gevonden. In de figuur is de lokale populatie (rechts in de figuur) en de range $u_{5\%-95\%}$ respectievelijk $t_{5\%-95\%}$ gearceerd weergegeven als functie van n tot $n = 7$.

Toelichting op tabel 6.1 en op figuur 6.2:

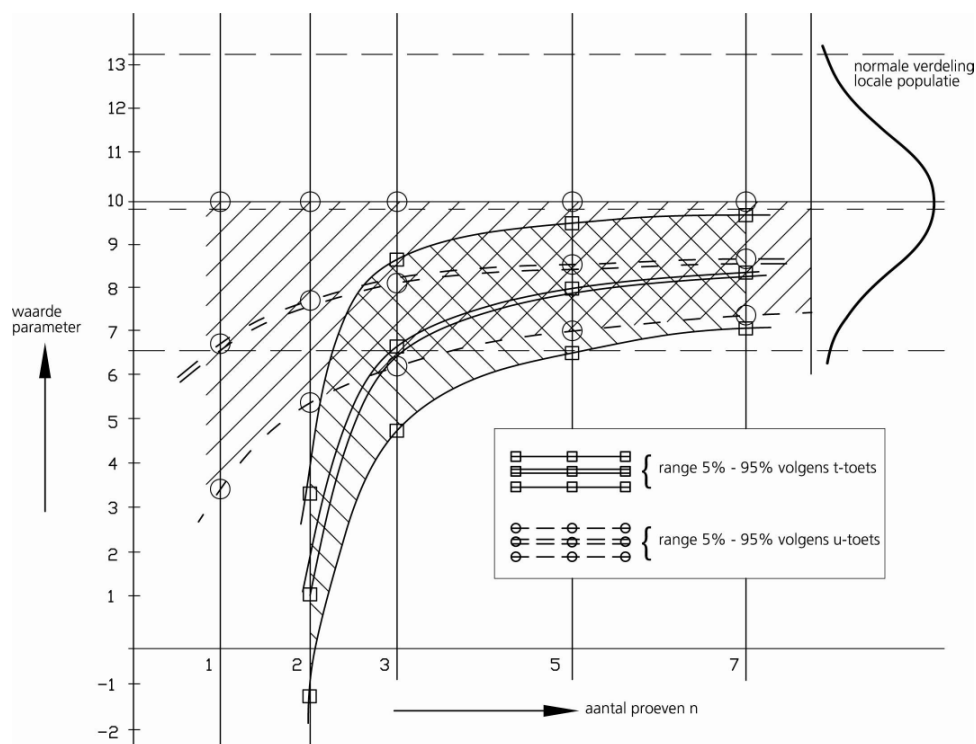
De tabel en figuur dient om te illustreren dat een lokale steekproef met relatief kleine n , een brede band van uitkomsten kan opleveren. Dat doen we aan de hand van een bekend veronderstelde lokale verdeling. Hiermee is het mogelijk om de kans op een bepaalde schatting voor het gemiddelde te bepalen. Merk op dat die verdeling in werkelijkheid natuurlijk nooit vooraf bekend is en dus dat ook de eventuele afwijking tussen het steekproefresultaat en het werkelijke aanwezige gemiddelde altijd onbekend is.

Bijvoorbeeld voor $n=3$ in tabel 6.1: voor bekende waarde van v (u-verdeling) is de standaardafwijking voor het gemiddelde s_{gem} gelijk aan $s_{gem} = \sigma \sqrt{1/n}$. De waarde $s_{gem} = 1,15$ is gegeven in de 3^e kolom van links. Hiermee wordt dan de 50% schatting voor ondergrenswaarde voor het gemiddelde $X_{gem;5\%}$ bepaald met $X_{gem;5\%} : u_{50\%} = \mu - 1,65$. $s_{gem} = 8,1$ (2^e kolom van links). Op vergelijkbare wijze volgt dan de bandbreedte 5% - 95% voor het steekproefresultaat. Bijvoorbeeld $X_{gem;95\%} : u_{5\%} = \mu + 1,65$. $s_{gem} - 1,65$. $s_{gem} = 10$ (4^e kolom van links). In de kolommen 5 tot en met 7 is hetzelfde gedaan voor onbekende variatiecoëfficiënt met gebruikmaking van de t-waarde als functie van n in plaats van de vaste waarde 1,65. In figuur 6.2 zijn de waarden van tabel 6.1 in een grafiek uitgezet.

Tabel 6.1 5% ondergrenswaarden uit steekproeven met n waarnemingen volgens de u- en de t-toets. Uitgangspunt lokale populatie met gemiddelde $\mu = 10$ en variatiecoëfficiënt $V = 0,2$.

n	$X_{gem;5\%} : u_{50\%}$ [kPa]	s_{gem} steekproef [kPa]	$X_{gem;5\%} : u_{5\%-95\%}$ [kPa]	$X_{gem;5\%} : t_{50\%}$ [kPa]	s_{gem} steekproef [kPa]	$X_{gem;5\%} : t_{5\%-95\%}$ [kPa]
1	6,7	--	3,4 - 10	--	--	--
2	7,7	1,41	5,4 - 10	1,1	1,41	minus 1,2 - 3,4
3	8,1	1,15	6,2 - 10	6,6	1,15	4,8 - 8,5
5	8,53	0,89	7,1 - 10	8,1	0,89	6,6 - 9,6
7	8,75	0,76	7,5 - 10	8,5	0,76	7,3 - 9,8
10	8,95	0,63	8,0 - 10	8,8	0,63	7,8 - 9,9

Fig. 6.2
5% ondergrensschatting-
voor de gemiddelde
waarde van een grond-
parameter volgens de
t-verdeling en de u-verdeling.



Ook hier blijkt weer dat het effect van de onbekende spreiding in de t-verdeling groot is bij lage n . Vooral voor $n < 5$ resulteert de t-verdeling in aanzienlijke lagere ondergrenswaarden dan de u-verdeling. Voor $n \geq 5$ is dit verschil klein. In het voorbeeld levert een steekproef met $n = 3$ met de u-verdeling gemiddeld een ondergrenswaarde van 8,1 en de t-verdeling een waarde van 6,6. Maar we hebben ook 5% kans dat de steekproef leidt tot een ondergrenswaarde van slechts 6,2 met de u-verdeling en zelfs 4,8 met de t-verdeling. De breedte van de in figuur 6.2 gearceerde band is ongeveer even groot voor beide soorten toetsen en neemt bovendien maar weinig af bij toenemende n . Het betekent dat bij een steekproef, die in de geotechniek maar zelden uit meer dan 10 waarden zal bestaan, toeval altijd een rol zal spelen. Deze toevalsfactor is statistisch in een kans uit te drukken, in relatie tot dit voorbeeld onder meer in een kans van 75 % dat het lokale onderzoek een ondergrenswaarde groter 8,5 oplevert. In paragraaf 6.5 wordt dit toegelicht met een uitbreiding van het voorbeeld.

6.4 Ruimtelijke variabiliteit

De geologische ontstaansgeschiedenis van de grondopbouw en grondlagen is vaak zeer complex en grillig geweest. Als gevolg hiervan is een grondeigenschap geen constante grootheid en vertonen de eigenschappen in het algemeen een aanzienlijke variatie. Bij het maken van sonderingen en ander lokaal grondonderzoek komt deze variatie duidelijk naar voren. Ook regelmatig als de beschouwde grondlaag relatief homogeen is en de onderzochte locatie betrekkelijk kleine afmetingen heeft.

De variaties in grondeigenschappen kunnen zeer groot zijn. Daarom onderscheiden we in de geotechniek grondsoorten en delen we die grondsoorten vervolgens nog in op mengsels en fysische karakteristieken. Zo worden de in tabel 1 van NEN 6740 onderscheiden grondsoorten grind, zand, leem, klei en veen onderverdeeld in bijmengsels en in

consistentie en volumiek gewicht. Echter, ondanks dat de grondtypering daarmee vrij nauw is ingekaderd, tonen de getalwaarden in tabel 1 dat er bij veel grondeigenschappen nog sprake kan zijn van een vrij brede range in lokaal mogelijke gemiddelde eigenschappen. Enerzijds wordt hiermee ons (betrekkelijke) onvermogen om exacte veilige waarden aan specifieke grondsoorten te koppelen, geïllustreerd, anderzijds bevestigt het het complexe karakter en gedrag van het natuurlijke materiaal grond. Het onderstreept tevens het grote belang dat verbonden is aan het goed schematiseren van de bodemopbouw.

Als we de variaties in eigenschappen in eenzelfde grondlaag met een grote uitgestrektheid beschouwen dan worden twee soorten variaties onderscheiden:

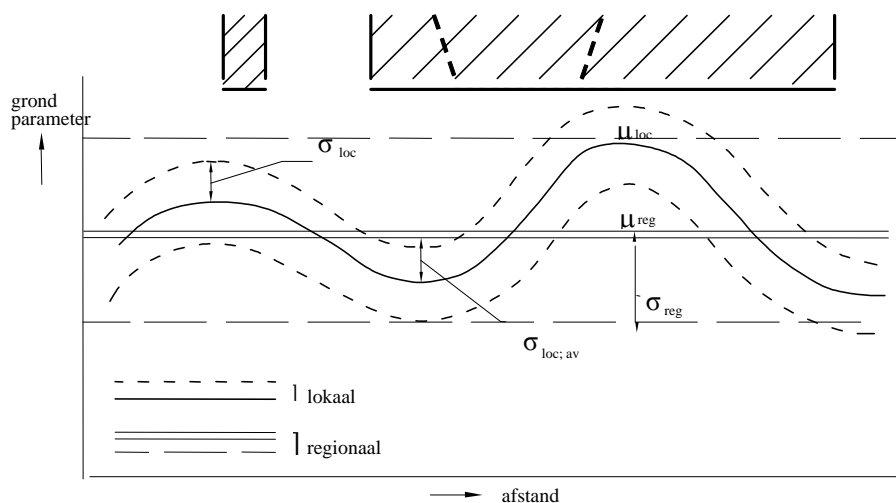
- a) Lokale variaties. In de geotechniek wordt met lokaal bedoeld “op de bouwplaats” of “in de orde van de afmetingen van het beschouwde mechanisme”. Deze afmetingen zijn gerelateerd aan het type en de grootte van de constructie of een constructiedeel. Aan elke eigenschap kent men een lokaal gemiddelde (μ_{loc}) en een lokale spreiding (standaardafwijking σ_{loc}) toe.
- b) Ruimtelijke of geometrische variaties. Het betreft fluctuaties in het lokaal gemiddelde en spreiding. Het betekent dat het gemiddelde van een grondeigenschap in één locatie in het algemeen afwijkt van dat in locatie zeg 100 m verderop. In sommige gevallen definieert men het regionaal gemiddelde (μ_{reg}) en de regionale spreiding (standaardafwijking σ_{reg}) (zie ook [39] en hierna paragraaf 6.6). Maar het mogelijke effect van ruimtelijke variabiliteit komt ook naar voren (lees: dient ook te worden beschouwd) indien men informatie uit een lokale database van een nabijgelegen project wil betrekken in een ontwerp.

In figuur 6.3 is dit verduidelijkt. In de figuur is de fluctuatie in het lokale gemiddelde (μ_{loc}) van een grondeigenschap met de getrokken gebogen lijn schematisch als functie van de afstand getekend. Rond deze lijn is met twee gebogen streeplijnen de lokale spreiding (σ_{loc}) weergegeven. Met dunnere rechte lijnen is het gemiddelde en de spreiding van het gehele beschouwde gebied aangegeven (met μ_{reg} resp. σ_{reg}). De ruimtelijke variatie komt het best tot uiting in de spreiding van het lokale gemiddelde rond het gebiedsgemiddelde μ_{reg} . Deze spreiding is gedefinieerd met $\sigma_{loc:av}$. Uit figuur 6.3 komt naar voren dat $\sigma_{reg} > \sigma_{loc:av}$ en tevens $> \sigma_{loc}$.

Feitelijk geldt $\sigma_{reg}^2 = \sigma_{loc:av}^2 + \sigma_{loc}^2$. In paragraaf 6.7 wordt hier nog verder op ingegaan.

Het verschijnsel ruimtelijke variabiliteit speelt een belangrijke rol bij het toepassen van geotechnische informatie uit een regionale proevenverzameling voor een specifiek locatie. Aan de hand van een voorbeeld wordt de een daarvoor afgeleide statistische methodiek in detail toegelicht in [39 en 64].

Fig. 6.3
Schematische weergave
van ruimtelijke variatie
in een grondeigenschap met
illustratie van de grootheden
 μ_{loc} , σ_{loc} , μ_{reg} , σ_{reg} en $\sigma_{loc:av}$.



In tabel 1 van NEN 6740 worden karakteristieke waarden gegeven van laaggemiddelden voor grondeigenschappen. Zonder dat NEN 6740 er expliciet melding van maakt, dringt hierin door dat de opstellers van NEN 6740 een goed besef hadden van het fenomeen ruimtelijke variatie. Onderin tabel 1 zijn tevens variatiecoëfficiënten V gegeven voor de benoemde grondeigenschappen. In 8.7.1 van NEN 6740 wordt duidelijk dat deze V -waarden betrekking hebben op de (maximale) lokale spreiding. Of in aansluiting op figuur 6.3, op de standaardafwijking σ_{loc} . Zonder dat NEN 6740 er melding van maakt kunnen de variatiecoëfficiënten van tabel 1 ook worden opgevat als maat voor de spreiding in de lokale gemiddelden binnen een regio of voor geheel Nederland. Ofwel de spreiding die in figuur 6.3 met $\sigma_{loc:av}$ is aangeduid. De getalwaarden voor V in tabel 1 moeten in dit verband vooralsnog echter als een eerste ruwe benadering worden opgevat.

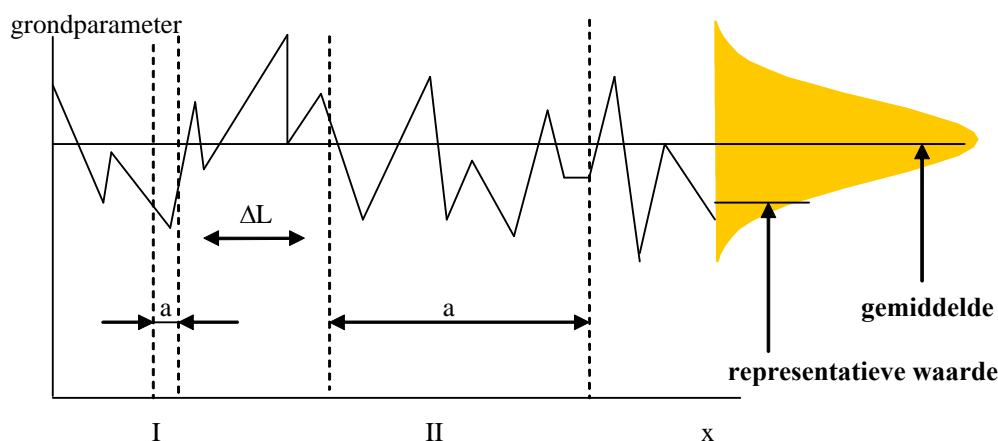
Bovenin figuur 6.3 zijn schematisch twee constructies met verschillende afmetingen weergegeven. Duidelijk is dat voor de linker constructie het lokale grondgedrag van belang is. De rechter constructie heeft veel grotere afmetingen. Ook groot ten opzichte van het beschouwde bezwijkmechanisme (met onderbroken lijnen aangegeven in de rechter constructie in figuur 6.3). Denk bijvoorbeeld aan een tunnel of een dijk. In dat geval kan de ruimtelijke spreiding in het gemiddelde over een grotere afstand weer van belang zijn. Men noemt dit het lengte-effect. Om te kunnen differentiëren in de representatieve grondparameters zal dan op meerdere plaatsen lokaal grondonderzoek uitgevoerd moeten worden. Indien men de beschikking heeft over een regionale database zonder lokale informatie in het beschouwde traject, dient rekening gehouden te worden met de ruimtelijke variaties. Het kan ook aanleiding zijn om parameters aan de sterktekant te verlagen en aan de belastingkant te verhogen (zie bijvoorbeeld COB-studies voor tunnels, TAW-studies voor dijken, Achtergrond NEN 3650 en NEN 3651 voor pijpleidingen [60]).

Of deze variaties in de grond van belang zijn voor de constructie hangt af van de onderlinge verhouding van de fluctuatieschaal in de ondergrond en de afmetingen van de grondmoot die een rol speelt in het beschouwde mechanisme. Grondvariaties in de orde van een halve meter hebben bijvoorbeeld weinig invloed op een glijvlak dat de betreffende grondlaag over enkele meters doorsnijdt. Bij glijvlakken, drukken op damwanden, draagkracht van funderingen geldt heel vaak dat we alleen geïnteresseerd zijn in de

gemiddelde waarde van een grondeigenschap over de grootte van de constructie of de uitgestrektheid van een mechanisme (zie figuur 6.4).

Omgekeerd is er natuurlijk de situatie dat het mechanisme klein is ten opzichte van de spreidingsschaal in de grond. Bij het puntdraagvermogen van een funderingspaal kunnen de lokale eigenschappen direct onder de paalpunt van belang zijn. Men zal dus terughoudend moeten omgaan met uitmiddelen van de grondeigenschappen over de omvang van bijvoorbeeld het gehele bouwwerk. Indien de funderingsconstructie onvoldoende stijf is om belasting over te dragen van zwakke naar sterkere palen. Bij een slappe constructie rekent men dus niet met het gemiddelde maar met een karakteristieke of representatieve lokale waarde. Een belangrijk voorbeeld is ook de invloed van bijvoorbeeld de doorlatendheid voor het optreden van het pipingmechanisme bij dijken. Uiteraard zijn er ook situaties met een meer geleidelijke overgang, zoals bijvoorbeeld de invloed van het aantal (samenwerkende) funderingspalen (zie bijvoorbeeld NEN 6743-1, [15]).

Fig. 6.4
Mechanisme I heeft een kleine afmeting en is dus gevoelig voor lokale afwijkingen in de grond, men rekent met de lokale representatieve waarde (onder of bovengrens).
Mechanisme II heeft dit in veel mindere mate, hier is de gemiddelde waarde van de grondeigenschap van belang.



6.5 Optimaliseren van (grond)onderzoek

Hiervoor is aannemelijk gemaakt dat meer grondonderzoek in het algemeen meer zekerheid oplevert voor het funderingsontwerp en dat op basis daarvan de marge tussen het gemeten gemiddelde en de 5% ondergrenswaarde voor dat gemiddelde kan worden verlaagd. Hiermee wordt het inzicht in de feitelijke veiligheid en betrouwbaarheid van het ontwerp vergroot. Maar of meer grondonderzoek of meer sonderingen tot een zodanig goedkopere fundering zal leiden dat de totaalkosten lager zijn, is meestal niet duidelijk. En zeker niet voorafgaand aan het grondonderzoek. Evenmin is in de meeste gevallen duidelijk welk aantal sonderingen tot het optimale (voordeligst in financiële zin) ontwerp leidt. Er bestaan geen regels, laat staan eenduidige concepten voor de meest wenselijke (lees: optimale) omvang van grondonderzoek. In die zin is ontwerpoptimalisatie zeker ook geen doelstelling van normering.

Toch kunnen natuurlijk wel een aantal aanwijzingen worden gegeven. Zo is hiervoor duidelijk gemaakt dat meer lokale metingen en proeven de onzekerheid verkleinen hetgeen op basis van de statistische analyse leidt tot reductie van de marge tussen het (echte) gemiddelde en de 5% schatting daarvoor (zie ook hiervoor paragraaf 6.2). Het betekent dat in algemene zin aangegeven kan worden wat de kans is op grotere waarden van de representatieve grondeigenschappen, evenals de kans op een hogere

representatieve paalpuntweerstand, enz. Wat de kosten van het uitgebreidere grondonderzoek zullen zijn, is ook in te schatten. Blijft over de (kans op) mogelijke kostenreductie in de constructie zelf door grotere schuifweerstand, lagere grondbelasting en hogere paalpuntweerstand. Dit laatste zal zeer sterk afhangen van het soort constructie, de specifieke omstandigheden, de beschikbare ruimte, enz. Ook kan het zijn dat omgevingsbeïnvloeding een belangrijke factor is waardoor meer zekerheid prevaleert boven concrete ontwerpaanscherping en kostenreductie.

Een voorbeeld van kostenoptimalisatie in relatie tot de omvang van het grondonderzoek is in het volgende kader beschreven. Het betreft een fictief voorbeeld. De aannamen zijn echter zodanig realistisch dat het als illustratief voor de praktijk kan worden beschouwd. Het betreft het ontwerp van een bouwput voor drie sterk verschillende constructies en 3 mogelijke opties voor de omvang van het grondonderzoek. In de tabel zijn de kosten van de damwanden per constructie en per optie vermeld. Tezamen met de kosten voor grondonderzoek en advies levert dat totaal kosten die onderling vergelijkbaar zijn in relatie tot geotechnische optimalisatie.

Kostenvergelijking parameters volgens tabel 1 van NEN 6740 en uit lokaal grondonderzoek

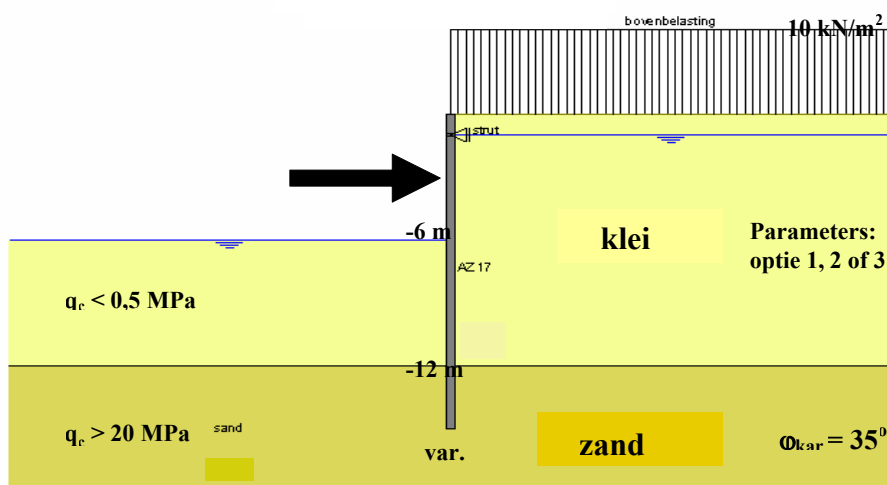
Voor drie constructies waarvoor een bouwput vereist is, is een kostenvergelijking gemaakt tussen een damwandontwerp met grondparameters gebaseerd op tabel 1 van NEN 6740 en een ontwerp met parameters uit grondonderzoek. Het betreft:

- een kelder onder een woonhuis, afmetingen 8 x 5 meter
- een parkeergarage met afmetingen 40 x 80 meter
- een metro sleuf met afmetingen 15 x 600 meter.

Voor alle drie constructies is onderstaande bouwputdoorsnede aangehouden. Het betreft een ontgraving tot 6 m – maaiveld en een stempel op 1 m - maaiveld. De bodemopbouw is afgeleid uit sonderingen (zie tabel grondonderzoek) en bestaat tot 12 m – maaiveld uit klei met $q_c < 0,5 \text{ MPa}$ en daaronder uit zand met $q_c > 20 \text{ MPa}$.

Constructie	Optie	Aantal sonderingen	Aantal boringen	Triaxiaal-proeven	Kosten grond-onderzoek + advies in €	ϕ'_{kar} en c'_{kar}
Kelder	1	2	0	0	2.000	17,5° en 0 kPa
	2	2	1	5	15.000	20,4° en 3,6 kPa
Parkeergarage	1	8	0	0	5.000	17,5° en 0 kPa
	2	8	1	5	20.000	20,4° en 3,6 kPa
Metrosleuf	1	30	0	0	15.000	17,5° en 0 kPa
	2	30	1	5	25.000	20,4° en 3,6 kPa
	3	30	4	12	60.000	21,4° en 4,9 kPa

Doorsnede bouwput



Het ontwerp betreft het damwandprofiel en de inheidiepte. Voor het zand is $\phi_{kar} = 35^\circ$ aangehouden (tabel 1 van NEN 6740: vastgepakt zand). Als basis voor de grondparameters ϕ' en c' van de kleilaag zijn drie opties onderscheiden:

- optie 1: karakteristieke parameters uit tabel 1 van NEN 6740: $\phi'_{kar} = 17,5^\circ$ en $c'_{kar} = 0$
- optie 2: karakteristieke waarden afgeleid uit 5 triaxiaalproeven (1 boring): $\phi'_{kar} = 20,4^\circ$ en $c'_{kar} = 3,6$ kPa
- optie 3 (alleen voor metrosleuf): karakteristieke waarden afgeleid uit 12 triaxiaalproeven (4 boringen): $\phi'_{kar} = 21,4^\circ$ en $c'_{kar} = 4,9$ kPa.

De karakteristieke waarden bij opties 2 en 3 zijn gebaseerd op lokale “echte” gemiddelde waarden voor ϕ' en c' van respectievelijk $22,5^\circ$ en $5,5$ kPa en van bekende variatiecoëfficiënten $0,1$ en $0,4$ (toepassing van de u-verdeling met factor $1,65$).

Met deze parameters is de damwand doorgerekend met als resultaat:

Constructie	optie	Damwandprofiel (gewicht kg/m ²) en lengte L	Kosten damwand k€	Kosten grond-onderzoek + advies in k€	Totale kosten k€	%
Kelder	1	AZ 25 (145 kg/m ²) L = 17 m	64	2	66	100
	2	AZ 19 (129 kg/m ²) L = 15 m	50	15	65	100
Parkeergarage	1	AZ 25, L = 17 m	592	5	597	100
	2	AZ 19, L = 15 m	464	20	484	82
Metrosleuf	1	AZ 25, L = 17 m	2958	15	2973	100
	2	AZ 19, L = 15 m	2322	25	2347	80
	3	AZ 17 (109 kg/m ²) L = 15 m	1962	60	2022	66

Het blijkt dan dat (extra) grondonderzoek voor het ontwerp van de kleinere woonhuiskelder geen voordeel oplevert ten opzichte van een ontwerp met grondparameters volgens tabel 1 van NEN 6740. Voor de beide grotere constructies is dat zeker wel het geval. Bij het uitgebreide grondonderzoek voor de metrosleuf (optie 3) is de financiële winst zelfs 34%.

In “Optimaliseren van grondonderzoek vraagt heldere kansenanalyse” ([40]) wordt de problematiek geanalyseerd en beschreven. Centraal daarbij is dat de opbouw en eigenschappen van de ondergrond van plaats tot plaats kunnen variëren en dat de mate waarin dat het geval is, vooraf meestal niet bekend is. Ofwel ruimtelijke variatie van grondeigenschappen wordt als een gegeven beschouwd. Aansluitend is belangrijk welke consequenties deze onzekerheid heeft voor het ontwerp of de veiligheidstoets van het ontwerp of de constructie. Probleem is dat aan het grondonderzoek zelf niet of nauwelijks te zien is of het verkregen beeld compleet is. Anders gezegd of met de in de geotechniek gebruikelijke puntmetingen de ruimtelijke variatie in de ondergrond voldoende in kaart is gebracht.

Aan de hand van twee voorbeelden wordt het optimalisatievraagstuk in [40] behandeld. De voorbeelden hebben betrekking op de toetsing voor de mechanismen piping en binnenwaartse stabiliteit bij dijken. In het piping voorbeeld (zie ook tekstbox “Bayesiaanse schatting van de kans op één of meer zandbanen” in paragraaf 6.8.2) staat de bepaling van de kans dat een zandbaan aanwezig is in de uit klei en veen bestaande ondergrond, centraal. Uitgangspunt daarbij is dat geen zandbaan is gedetecteerd met sonderingen op gelijke afstand. Deze kans op een zandbaan wordt gerelateerd aan de veiligheidseis voor piping. Het tweede voorbeeld betreft de toetsing van een dijk en start vanuit het uitgangspunt dat de stabiliteitsanalyse gebaseerd is op sterkteparameters uit een regionale proevenverzameling (dus geen lokaal onderzoek) en dat die analyse onvoldoende stabiliteit oplevert. Het optimalisatieprobleem spitst zich toe op de kans dat additionele proeven op lokale monsters de vereiste stabiliteitstoename oplevert. Hierbij zijn het aantal proeven en de statistische onzekerheid belangrijke ingangen.

Beide voorbeelden worden afgesloten met een berekening van de kans dat het extra grondonderzoek in financiële zin winst oplevert. De kosten van de constructieve verbeteringsmaatregelen (of het achterwege laten ervan) zijn hierin verdisconteerd.

Gebruik van tabel 1 van NEN 6740 of lokaal grondonderzoek ?

In NEN 6740 is aangegeven dat de waarden van tabel 1 kunnen worden gebruikt als veilige ondergrenswaarden voor de gemiddelde grondparameters in een locatie. We staan dus voor de keus om of de waarden van tabel 1 toe te passen of proeven op lokale monsters uit te voeren. Want het is in de praktijk zeker niet gebruikelijk om beide te doen. Gebruik van tabel 1 spaart geld en tijd, maar de waarden zijn veilig in die zin dat er in de meeste locaties, zeg ongeveer 95%, een hogere gemiddelde waarde aanwezig zal zijn. Met lokaal grondonderzoek kan die hogere waarde worden gevonden. Echter zekerheid hieromtrent hebben we vooraf niet. Het blijft immers een steekproef en daarbij loop je de kans dat de uitkomst laag uitvalt. Bovendien dient een veilige waarde uit de proefresultaten te worden afgeleid waarbij we een marge in acht moeten nemen. Deze marge is afhankelijk van het aantal proeven en van de (vooraf vaak onbekende) spreiding in de proefresultaten. Het voorbeeld in de volgende tekstbox gaat in op dit optimalisatie-

probleem. Het gaat in op de vraag hoeveel proeven nodig zijn om minimaal 50% resp. 75% kans te hebben dat de resulterende 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde minimaal 10% hoger is dan de in tabel 1 gegeven waarde.

Dit voorbeeld maakt duidelijk dat bij een variatiecoëfficiënt voor de lokale gemiddelden V_{gem} van 0,1 (bijv. NEN 6740, tabel 1 voor de hoek van inwendige wrijving ϕ) een zeer groot aantal proeven nodig is om 75% kans te hebben op een ondergrenswaarde die minimaal 10% hoger is dan die in tabel 1 van NEN 6740. Dit komt doordat met de in tabel 1 gegeven ondergrenswaarde en met $V_{\text{gem}} = 0,1$ een zodanig smalle verdeling van de lokale gemiddelden in Nederland wordt verondersteld, dat deze waarde met lokaal grondonderzoek eigenlijk nauwelijks te verbeteren is. Het aantal proeven benodigd om met 50% kans een 10% hogere waarde dan die van tabel 1 te vinden is aanzienlijk lager. Overigens zal de resulterende waarde dan niet 10% maar gemiddeld circa 20% hoger zijn. Echter 50% kans betekent dat de uitkomst van de lokale steekproef “voor hetzelfde geld” (eveneens 50% kans) lager kan zijn dan de streefwaarde. Zelfs lager dan de in tabel 1 gegeven waarde (ongeveer 20% kans op een lagere waarde dan 8,3). Het bevestigt daarmee dat men met lokaal grondonderzoek “simpelweg pech” kan hebben.

“Welk aantal proeven n als functie van de spreiding uit de steekproef is minimaal nodig om 50% resp. 75% kans te hebben dat de 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde minimaal 10% hoger is dan de in tabel 1 gegeven waarde?”

Tabel 1 van NEN 6740 geeft de 5% ondergrenswaarden voor het gemiddelde van een grondeigenschap. Met de onderaan de tabel gegeven variatiecoëfficiënt V is de verdeling voor de verzameling gemiddelde waarden in Nederland bekend (aanname normale verdeling). Voor het gemak wordt in het voorbeeld uitgegaan van een “gemiddeld gemiddelde” waarde μ_{gem} van 10 en van variatiecoëfficiënten $V_{\text{gem;loc}} = 0,1$ en $0,2$ (standaardafwijking σ_{gem} van $1,0$ resp. $2,0$). In dit geval zou hiervoor dan in tabel 1 (met $\mu_{\text{gem}} - 1,65 \cdot \sigma_{\text{gem}}$) de 5% ondergrenswaarden $6,7$ en $8,3$ zijn opgegeven. Met het lokale grondonderzoek streven we naar een minimaal 10% hogere waarde, dus naar $7,4$ ($V_{\text{gem;loc}} = 0,2$) resp. $9,1$ ($V_{\text{gem;loc}} = 0,1$).

Het betekent dat de verwachtingswaarde voor het gemiddelde van de lokale steekproef altijd 10 zal zijn, dus onafhankelijk van het aantal proeven n . Omdat in het ontwerp een 5% ondergrensschatting vereist is, zal de daarvoor vereiste marge tot gevolg hebben dat gemiddeld een waarde lager dan 10 resulteert voor toepassing in het funderingsontwerp.

In principe is de t -verdeling als uitgangspunt gekozen omdat de lokale spreiding in het algemeen vooraf niet bekend is. Het betekent dat de met de n proeven gevonden variatiecoëfficiënt V_x in de formule voor de t -verdeling moet worden ingevuld. In de verdere uitwerking zijn hiervoor de waarden $V_x = 0,05$ resp. $0,1$, $0,15$, $0,2$, $0,25$ en $0,3$ verondersteld.

Zeker bij een klein aantal proeven kan de spreiding van de steekproef relatief groot en zelfs onrealistisch zijn. In het tabel hieronder zal dat bijvoorbeeld het geval zijn bij de combinatie $V_{\text{gem;loc}} = 0,1$ en $V_x = 0,3$.

Ofwel voor een grondeigenschap waarvoor tabel 1 van NEN 6740 een kleine waarde $V_{\text{gem};\text{loc}}$ van 0,1 voor de gemiddelde waarde geeft, zal de lokale spreiding meestal ook relatief begrensd zijn. In feite is het zelfs zo dat de huidige NEN 6740 de onderaan tabel 1 genoemde variatiecoëfficiënten ook van toepassing acht voor de spreiding van de afzonderlijke metingen in een locatie. Soms is uit eerder onderzoek in de omgeving een indicatie van de spreiding bekend. Het betekent dat vaak een maximale waarde voor de spreiding bekend is waarmee dan de u-verdeling kan worden toegepast. In de tabel met het minimaal benodigde aantal proeven voor 50% resp. 75% kans op een minimaal 10% hogere ondergrenswaarde dan tabel 1 is zowel de t-verdeling als de u-verdeling gebruikt. Maatgevend is de uitkomst van de t-verdeling voor $V_X \leq V_{\text{gem};\text{loc}}$ en de uitkomst van de u-verdeling voor $V_X > V_{\text{gem};\text{loc}}$. In de tabel is dit dikgedrukt aangegeven.

V_X	Minimaal benodigd aantal proeven n							
	$V_{\text{gem}} = 0,1$				$V_{\text{gem}} = 0,2$			
	50% kans		75% kans		50% kans		75% kans	
	u-verdeling	t-verdeling	u-verdeling	t-verdeling	u-verdeling	t-verdeling	u-verdeling	t-verdeling
0,05	1	3	26	30	1	2	1	3
0,10	4	7	100	100	1	3	2	3
0,15	9	11	>>	>>	1	3	3	5
0,20	16	18	nvt	nvt	2	4	5	7
0,25	nvt	28	nvt	nvt	3	5	8	10
0,30	nvt	38	nvt	nvt	4	6	11	13

In de praktijk zal dit al snel tot de conclusie leiden dat lokaal grondonderzoek geen zin heeft. Toch is dit zeker niet altijd waar. Want als een hogere parameterwaarde een veel hogere kostenreductie voor de constructie oplevert dan de extra kosten van het grondonderzoek, is het vaak de moeite waard om lokaal onderzoek te doen. En daarmee de kans te lopen dat het resultaat “tegenvalt”. Als kenmerkend voorbeeld uit de praktijk wordt de toetsing van een waterkering genoemd. Wanneer de eerste toetsing op basis van parameters uit een regionale database niet tot goedkeuring leidt, kan dijkversterking in een aantal gevallen worden voorkomen door lokale grondeigenschappen vast te stellen met additioneel grondonderzoek. In “Optimaliseren van grondonderzoek vraagt heldere kansenanalyse” ([40]) wordt hierop dieper ingegaan inclusief beschrijving van de methodiek in relatie tot de kostenoptimalisatie.

Met een V_{gem} van 0,2 (bijv. tabel 1 voor de cohesie c) is het aantal benodigde proeven aanzienlijk kleiner, zowel volgens de u-toets als de t-toets. Hierbij is lokaal grondonderzoek dus een zeer goed alternatief indien een hogere ondergrenswaarde dan die in tabel 1 vereist of gewenst is. Ook nu speelt toeval natuurlijk een rol. Voorbeeld: 75% kans op een minimaal 10% hogere waarde dan tabel 1 vereist minimaal 7 proeven. Overigens betekent “minimaal 10% hogere” dan wel dat gemiddeld een circa 40% hogere waarde wordt gevonden. Ook nu is er echter 25% kans dat een lagere dan “10% hogere waarde” uit het lokale onderzoek komt, er is zelfs 10 à 15% kans op een waarde lager dan die in tabel 1 van NEN 6740.

Overigens levert de uitvoering van lokaal grondonderzoek nog een extra ingang tot optimalisatie, namelijk de mogelijkheid tot nadere vaststelling van de partiële factor voor de beschouwde grondeigenschap door invoering van een gestandaardiseerde invloedscoëfficiënt α . In paragraaf 7.4 wordt hierop ingegaan, onder meer met een aan de vorige tekstbox aansluitend voorbeeld.

Soms beschikt men over concrete grondeigenschappen in de projectomgeving en staat men voor de keus om deze informatie toe te passen of om lokaal grondonderzoek uit te voeren. Ook dit is een optimalisatieprobleem. In de volgende box wordt dit probleem aan de hand van een voorbeeld toegelicht.

Voorbeeld: Lokaal grondonderzoek of een database gebruiken?

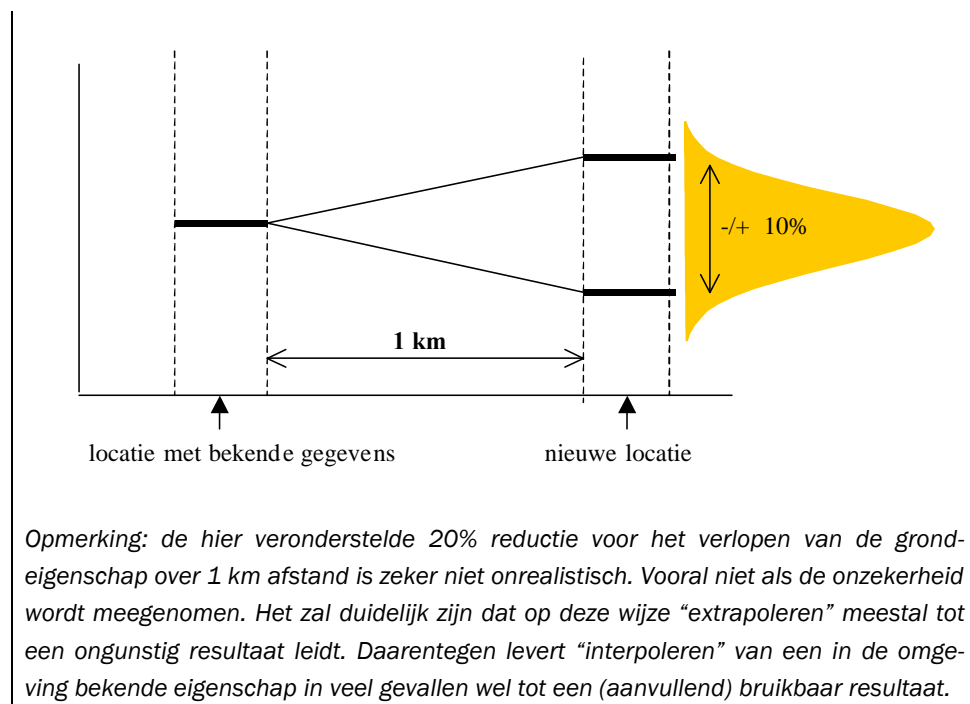
Neem aan dat er in een stad een bouwwerk wordt neergezet en dat er in een database gegevens beschikbaar zijn van een locatie 1 km verderop. In dat geval heeft men dus de keus:

- (a) nieuwe grondgegevens verzamelen
- (b) gebruik maken van de gegevens van de locatie 1 km verder op

In geval (a) bewandelt men de standaardweg met standaardkosten. Eventueel kan men de gegevens van het lokale grondonderzoek combineren met de gegevens uit de database, maar dat beschouwen we even als een detail. In geval (b) bespaart men op de kosten van onderzoek, maar men moet een prijs betalen voor de extra onzekerheid die op die manier wordt geïntroduceerd. Neem aan dat uit een eerder uitgevoerd landelijk onderzoek bekend is dat de relevante grondparameter (het ruimtelijk gemiddelde daarvan) langzaam kan verlopen als functie van de afstand. Voor het gemak nemen we aan dat dit maximaal 20 % is over een afstand van 1 km (zie figuur 6.5).

Men zal dan een reductie in de grondeigenschap moeten aanbrengen in de orde van 20% hetgeen consequenties zal hebben voor bijvoorbeeld de breedte van de fundering. Ook hiervan kan men de kosten berekenen. Door grondonderzoek te doen kan men een hogere waarde vinden voor de grondparameter, te weten maximaal 40%, minimaal 0% en gemiddeld 20%. Indien globaal gesproken de besparing in de funderingsconstructie bij de gemiddelde winst in de grondeigenschap opweegt tegen de kosten van het grondonderzoek is het verantwoord dit grondonderzoek te laten uitvoeren, anders niet. In nette statistische termen ziet het verhaal er iets anders uit, maar in hoofdlijnen blijft het hierop neerkomen. Een praktisch probleem is of Bouw- en Woningtoezicht een dergelijke redenering zal accepteren. Formeel blijf je binnen het raamwerk van de NEN 6700-serie, maar er zijn natuurlijk wat subjectieve aannamen. Het is in dit opzicht van belang dat men de statistiek van het verloop van de grondeigenschap als ruimtelijk variabele grootheid goed kan documenteren, bij voorkeur op het niveau van een NEN-norm of een Nationale Praktijkrichtlijn (NPR).

Fig. 6.5
Verloop van een grondeigenschap (homogene grondslag en stationair proces)



6.6 NEN 6740 tabel 1 en tabel 2: achtergrond en interpretatie

In Tabel 1 van NEN 6740 worden representatieve waarden voor grondeigenschappen van een groot aantal grondsoorten gegeven. Het betreffen de lage representatieve waarden (5% onderschrijding) voor de gemiddelden van die eigenschappen. Met de eveneens gegeven waarden voor de variatiecoëfficiënt kunnen ook de hoge representatieve waarden worden bepaald. De bruikbaarheid van de getalwaarden als “veilige ondergrenswaarden” wordt in geotechnisch Nederland in het algemeen onderschreven. Dit ondanks dat er bij enkele parameters af en toe ook twijfel bestaat. Of twijfel bestond voorafgaand aan de herziene NEN 6740: 2006. Want in de nieuwe NEN 6740 zijn de waarden voor de cohesie c' van leem, klei en veen gehalveerd.

Hoe dienen de waarden in tabel 1 te worden opgevat?

Veronderstel dat tabel 1 een uitvloeisel is van een landelijk databestand. Omdat de tabel de ondergrenswaarden voor de gemiddelden weergeeft zou dat dan betekenen dat een verzameling van lokale/regionale gemiddelden als basis heeft gediend. We weten immers dat er in het algemeen ruimtelijke variabiliteit optreedt binnen een identieke grondsoort, ofwel dat het lokale gemiddelde zal afwijken naarmate de afstand tot de basis locatie toeneemt. Vrijwel zeker moet hierbij niet aan een omvangrijke en concrete database worden gedacht. Met andere woorden bij het invullen van de tabel heeft (gedeelte) ervaring, naast feitelijke kennis, zeker een belangrijke rol gespeeld.

Volgens NEN 6740 mag tabel 1 worden gebruikt voor constructies in geotechnische categorie 1 (GC1). Voor geotechnische categorieën 2 en 3 is volgens 8.4 van NEN 6740 grondonderzoek in het terrein en laboratorium vereist. In 8.7.1 van NEN 6740 is echter ook aangegeven dat voor de representatieve waarde van een grondparameter $X_{\text{gem;rep}}$ de waarde uit tabel 1 kan worden gekozen als men niet de beschikking heeft over lokale proefresultaten. Daarmee kunnen de waarden in tabel 1 worden opgevat als veilige

minima voor de representatieve waarden voor het gemiddelde van de grondparameters met een onderschrijdingskans van 5% in Nederland.

Volgens paragraaf 8.7.1 van NEN 6740 geven de variatiecoëfficiënten die onderin tabel 1 zijn gegeven, een veilige maat weer voor de spreiding van een populatie in één locatie. Hoewel NEN 6740 het niet expliciet meldt, worden deze variatiecoëfficiënten soms ook toegepast als maat voor de spreiding van de populatie gemiddelde waarden. Discussies in de CUR-commissie C135 hebben ertoe geleid dat de commissie voorstander is van deze interpretatie omdat daarmee de mogelijkheid wordt geopend om lokaal grondonderzoek op rationele wijze te combineren met informatie uit tabel 1 (later in dit hoofdstuk wordt duidelijk dat die mogelijkheden in feite maar zeer beperkt zijn). Het betekent dat hiermee twee verschillende betekenissen aan de variatiecoëfficiënten worden toegekend, die in de schematische figuur 6.3 samenhangen met de standaardafwijking σ_{loc} (spreiding in een locatie rond het lokale gemiddelde) en $\sigma_{loc:av}$ (spreiding van het lokale gemiddelde in een groot gebied/regio of landelijk). De twee interpretaties van de variatiecoëfficiënten in tabel 1 leiden dan tot de veronderstelling dat $\alpha_{loc} = \sigma_{loc:av}$. Zoals eerder in paragraaf 6.4 is opgemerkt dient dit nog als een eerste benadering te worden opgevat.

In paragraaf 8.7.1 van NEN 6740 (herziene versie 2006) is beschreven hoe de representatieve waarden van een geotechnische parameter $X_{gem;rep}$ dienen te worden bepaald. Aangegeven wordt hoe te werk gegaan kan worden indien de ontwerper beschikt over geen of één of meerdere proefresultaten. Voor $n = 0$ (geen lokale proefresultaten beschikbaar) is aangegeven dat met de waarden van tabel 1 wordt voldaan aan de eis van “voldoend veilige schatting”. Voor $n \geq 1$ dient het proefresultaat (bij $n = 1$) of het gemiddelde van de proefresultaten ($n \geq 2$) te worden gereduceerd door te vermenigvuldigen met $R_{n,v}$ volgens tabel 2 van NEN 6740. Voor $n = 2$ is tevens aangegeven dat de variatiecoëfficiënt V ten minste de waarde uit tabel 1 moet hebben. Dit wordt nog “bevestigd” door de opmerking dat voor $n \geq 3$ voor V ook de uitkomst van een statistische bewerking van de feitelijke proefresultaten (V_x) mag worden gekozen. Met nadruk mag en niet moet! Dit betekent in feite dat de laagste van de twee waarden kan worden gekozen. Het betekent dat de variatiecoëfficiënten uit tabel 1 worden beschouwd als veilige representatieve waarden voor de spreiding van de (afzonderlijke) parameterwaarden in een locatie.

Voor $n \geq 1$ staat niet expliciet aangegeven dat ook de representatieve waarde uit tabel 1 kan worden gebruikt. Dit is bijvoorbeeld aantrekkelijk als $X_{gem;rep}$ uit de proefresultaten lager uitvalt dan de waarde uit tabel 1. Toch lijkt introductie van de waarde uit tabel 1 ook in deze gevallen toegestaan. Want waarom wel bij $n = 0$ en niet als we over enkele proefresultaten beschikken?

Dat deze mogelijkheid niet onder alle omstandigheden toelaatbaar is, zal later in dit hoofdstuk worden toegelicht (zie paragraaf 6.8.3).

Tabel 2 van NEN 6740 geeft de vereiste reductie van het gemiddelde van de waarnemingen X_{gem} in de vorm van $R_{n,v}$ factoren als functie van het aantal proeven n en de variatiecoëfficiënt V , volgens (zie paragraaf 6.3, formule 6.1):

$$X_{gem;rep} = R_{n,v} \cdot X_{gem} = (1 - t_{0,05} \cdot V_x \cdot \sqrt{1/n}) \cdot X_{gem} \quad (6.2)$$

De $R_{n,v}$ factoren van tabel 2 zijn gebaseerd op statistische formules. De onzekerheid die gepaard gaat met het maken van een 5% ondergrensschatting is hierin verdisconteerd. Deze onzekerheid is vooral groot bij een klein aantal waarnemingen en een grote variatiecoëfficiënt wat tot uiting komt in relatief lage $R_{n,v}$ factoren in tabel 2. Het gevolg is dat de karakteristieke waarde in sommige gevallen lager uitvalt dan de in tabel 1 van NEN 6740 voor de onderscheiden grondlaagtypen gegeven veilige ondergrenswaarden. Dit ondanks dat het gemiddelde van de proeven (de verwachtingswaarde) meestal hoger ligt dan de waarde in tabel 1. Grondonderzoek in het terrein en laboratorium wordt dan als niet lonend ervaren.

In de herziene versie van NEN 6740 (uit 2006) zijn in tabel 2 waarden van $R_{n,v}$ voor $n=1$ en $n=2$ toegevoegd. In de eerdere versie ontbraken deze nog. De reden was dat de Student t-verdeling waarop de $R_{n,v}$ factoren voor $n \geq 3$ waren gebaseerd voor $n=1$ niet toepasbaar is en voor $n=2$ tot onrealistisch grote reductie van het steekproefgemiddelde leidt. Een belangrijke overweging voor toevoeging van $R_{n,v}$ factoren voor $n = 1$ en 2 in de nieuwe NEN 6740 was om ontwerpers te stimuleren om lokaal grondonderzoek uit te voeren. Maar zoals aangegeven moest dan wel een andere statistische basis voor $R_{n,v}$ worden gekozen.

Het uitgangspunt bij de Student t-verdeling is dat de lokale proefresultaten trekkingen zijn uit een populatie met een onbekend gemiddelde en een onbekende variatiecoëfficiënt. NEN 6740 is echter duidelijk in de stelling dat de variatiecoëfficiënten van tabel 1 als “veilig waarden” kunnen worden opgevat. Dit betekent dat de variatiecoëfficiënt van de populatie als bekend verondersteld mag worden. Voor de afleiding van de $R_{n,v}$ factoren bij $n=1$ en $n=2$ is daarom de u-verdeling als basis gebruikt met toevoeging van een extra veiligheidsmarge.

In de herziene NEN 6740 zijn de $R_{n,v}$ factoren voor $n \geq 3$ ongewijzigd gebleven en dus gebaseerd op de Student t-verdeling. Het betekent dat de getalwaarden in tabel 2 gebaseerd zijn op verschillende uitgangspunten. Dit is vreemd en in feite ongewenst. CUR-commissie C 135 beveelt daarom aan om de invulling van tabel 2 van NEN 6740 in de nabije toekomst te harmoniseren.

Hiervoor is aangegeven dat de 5% ondergrenswaarde voor het gemiddelde zeer laag kan uitvallen als die gebaseerd is op weinig proefresultaten, grote spreiding in de afzonderlijke resultaten en de normale verdeling. In zo'n geval kan overwogen worden om de lognormale verdeling als basis te kiezen. Hiermee resulteren hogere ondergrensschattingen. Zie uitwerking en voorbeeld in volgende tekstbox. Zoals hierin aangegeven kan de keuze van een lognormale verdeling boven de normale verdeling voortkomen uit het feit dat met de normale verdeling een onrealistische ondergrensschatting voor het gemiddelde wordt gevonden. De oorzaak is dan meestal de relatief grote spreiding van de steekproef. Soms wordt deze spreiding veroorzaakt door één of enkele zeer hoge waarden, duidelijk afwijkend van de andere steekproefwaarden. In de praktijk worden die hoge waarden in sommige gevallen dan genegeerd en wordt de bepaling van de ondergrensschatting voor het gemiddelde op de normale verdeling gebaseerd. Echter als er geen overtuigend fysisch motief kan worden aangevoerd om de hoge waarden uit te sluiten, kan de keuze van de lognormale verdeling een (beter) alternatief zijn. De keuze van een normale of lognormale verdeling kan in principe ook op statistische wijze worden

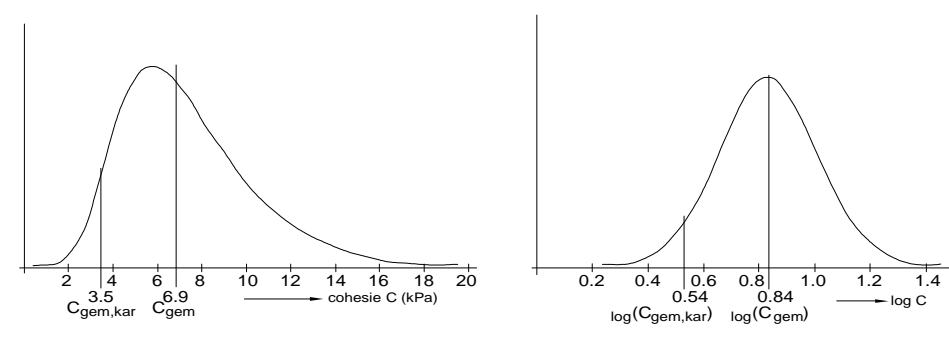
onderbouwd. Daarbij wordt dan nagegaan bij welke verdeling de steekproefwaarnemingen het beste passen. Mede vanwege de vaak beperkte omvang van een geotechnische steekproef zal uit zo'n analyse in veel gevallen echter geen overduidelijke uitspraak volgen. De aanpak voor zo'n toets voor het passende verdelingstype staat beschreven in [39].

Voorbeeld normale en lognormale verdeling

Voor een grondlaag beschikken we over drie cohesiewaarden c : 5, 6 en 11 kPa. Het gemiddelde is 7,3 kPa en de standaardafwijking 3,2 kPa. Uitgaande van de normale verdeling vinden we dan 1,9 kPa als 5% karakteristieke ondergrens voor het gemiddelde (op basis van de Student-t verdeling). We vinden deze 1,9 kPa erg laag en niet overeenstemmen met onze ervaring. De afzonderlijke meetwaarden 5, 6 en 11 kPa vallen wel binnen de ervaringsrange. De lage karakteristieke waarde wordt natuurlijk veroorzaakt door het kleine aantal waarnemingen en de grote spreiding in de meetwaarden. Vooral de uitschieter 11 kPa is oorzaak voor de grote spreiding. Maar de lage karakteristieke waarde is ook het gevolg van de aanname van de normale verdeling voor de populatie. Een kenmerk van deze verdeling is dat er geen begrenzing ligt bij de waarde nul. Met andere woorden ook negatieve waarden voor de cohesie worden bij de normale verdeling niet uitgesloten. Omdat een negatieve cohesiewaarde fysisch niet mogelijk wordt geacht lijkt de normale verdeling in dit geval minder geschikt.

Een alternatief is dan uit te gaan van de lognormale verdeling voor de cohesie c . Dit betekent dan dat de logaritme van c een normale verdeling heeft. Omdat negatieve waarden niet mogelijk zijn en uitschieters naar boven beter "passen", sluit de lognormale verdeling beter aan bij de waarnemingen en de specifieke ervaring. Als we deze verdeling toepassen op de meetwaarden dan vinden we 6,9 kPa voor het gemiddelde en 1,5 kPa als standaardafwijking. Deze standaardafwijking is nu aanzienlijk lager dan volgens de normale verdeling waarmee 3,5 kPa als 5% karakteristieke ondergrens voor het gemiddelde wordt gevonden (eveneens op basis van de Student-t verdeling). Ofwel bijna een verdubbeling ten opzichte van die volgens de normale verdeling.

Hieronder is de lognormale verdeling voor de drie cohesiewaarden weergegeven in een figuur met $\log c$ op de horizontale as. Deze figuur toont de Gausse (normale) verdeling. Rechts daarvan is de daaruit afgeleide scheve verdeling getekend met de cohesie c op de abscis.



6.7 Gebruik van andere informatie bij het ontbreken van lokale grondparameters

NEN 6740 geeft aan dat de ondergrenswaarden uit tabel 1 kunnen worden gebruikt als informatie met betrekking tot grondparameters uit lokaal grondonderzoek ontbreekt. Omdat de lokale gemiddelden in circa 95% van de gevallen groter zullen zijn, is duidelijk dat gebruik van tabel 1 op deze manier niet in een scherp constructie-ontwerp zal resulteren.

Ontbreken van grondparameters vereist dat inzicht beschikbaar is van de lokale laagopbouw en de diktes van de onderscheiden lagen. Dit kan gebaseerd zijn op informatie uit een naburige locatie, uit meer globale geologische kennis en/of uit boringen en sonderingen van de locatie zelf. Het kan niet genoeg worden benadrukt dat voldoende aandacht voor vaststelling van de lokale bodemopbouw zeer belangrijk is. Met name ook indien men het voornemen heeft om het geotechnisch ontwerp te baseren op parameters uit tabel 1 van NEN 6740 en niet op lokaal grondonderzoek. Het betekent zeker niet dat dan geen lokaal grondonderzoek nodig zou zijn. De al eerder (paragrafen 6,3 en 6.4) gememoreerde nauw ingekaderde grondtypering in tabel 1 vereist immers een daarbij aansluitende grondlagenopbouw. Omdat de normering nauwelijks concrete ingangen biedt en op dit punt niet in een concrete veiligheidsmarge voorziet, spreekt het voor zich dat een veilige (pessimistische) schematisatie van de grondlaagopbouw hierbij altijd uitgangspunt dient te zijn.

In een aantal gevallen beschikt men over resultaten van proeven in de omgeving van de onderhanden projectlocatie. Dit kunnen een beperkte hoeveelheid gegevens uit de directe omgeving zijn maar ook proevenverzamelingen van een groter gebied waarvan de projectlocatie deel uit maakt (regionale proevenverzamelingen). Introductie van deze gegevens vereist in alle gevallen dat men zich bewust is van het feit dat de (directe) toepasbaarheid wordt beperkt door het verschijnsel van ruimtelijke variatie van grondlagen en grondgegevens.

Hiervoor is bij de beschrijving van ruimtelijke variatie aangegeven in dat er twee methoden zijn om omgevingsinformatie op veilige wijze toe te passen:

- de omgevingsinformatie wordt als bulk informatie beschouwd zonder dat de ruimtelijke fluctuaties worden gespecificeerd tot in of dichtbij de projectlocatie waarbij rekening wordt gehouden met de ruimtelijke variatie.
- de fluctuaties en fluctuatief afstand in de ruimtelijke spreiding worden bepaald in de directe omgeving van de locatie, op basis van meetgegevens op diverse afstanden van de beschouwde locatie tot vrij dicht bij de constructie. De lokaal maatgevende parameter wordt door extrapolatie verkregen.

Een voorbeeld van de eerste methode is in de volgende tekstbox beschreven met de aanpak zoals die in de TAW leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken (deel 2, benedenrivierengebied) is opgenomen in relatie tot de bepaling van de stabiliteit van een dijk gebaseerd op informatie uit een regionale proevenverzameling. Het resultaat, de lokale 5% ondergrenswaarde voor het gemiddelde uit de regionale proevenverzameling, is in principe identiek aan de ondergrenswaarden in tabel 1 van NEN 6740. Het effect van de ruimtelijke variatie en in feite de kans dat lokaal een relatief lagere gemiddelde waarde geldt, komt tot uiting in de factor Γ^2 onder het wortelteken in formule C. Voor deze factor Γ^2 wordt op basis van uitgevoerde probabilistische berekeningen 0,25 aanbevolen.

Hiervoor is in figuur 6.3 het verschijnsel ruimtelijke variabiliteit schematisch toegelicht aan de hand van de parameters μ_{loc} , σ_{loc} , μ_{reg} , σ_{reg} en $\sigma_{loc:av}$. De grootte van deze parameters en met name de waarden voor de standaardafwijkingen σ zijn bepalend voor de grootte van Γ in formule C.

In [39 en 64] wordt de lokale toepassing van regionale proevenverzamelingen toegelicht en geïllustreerd met een voorbeeld voor de samendrukkingsparameter uit boringen langs de Diefdijk. Omdat de in dit artikel gegeven afleiding van het stochastisch model complex is, is de methodiek in een Excel- applicatie toegankelijk gemaakt (en op aanvraag verkrijgbaar bij de auteur E.O.F. Calle)).

Lokale karakteristieke grondparameter op basis van een regionale proevenverzameling

Voor veel geotechnische faalmechanismen is de representatieve waarde van het gemiddelde $X_{gem;rep}$ van de grondmechanische parameters van belang (de 5% ondergrenswaarde). Volgens NEN 6740 hoofdstuk 8.7.1 geldt dan de formule:

$$X_{gem;rep} = R_{n,v} \times X_{gem} \quad (A)$$

waarin:

X_{gem} is het rekenkundig gemiddelde van de individuele proefuitkomsten

$R_{n,v}$ is de vermenigvuldigingsfactor als functie van de variatiecoëfficiënt v en het aantal proefnemingen n volgens tabel 2 van NEN 6740

In de TAW leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken bovenrivierengebied is de volgende, iets andere formule gegeven die voor $n \geq 3$ overigens tot hetzelfde resultaat leidt:

$$X_{gem;rep} = X_{gem} - t_{0,05} \cdot s \cdot \sqrt{1/n} \quad (B)$$

waarin:

t is factor volgens de Student-verdeling als functie van n

s is de standaardafwijking van de n proefuitkomsten

Een voorwaarde voor toepassing van beide formules is dat de proefuitkomsten representatief zijn voor de beschouwde grondlaag in de projectlocatie. Dit is het geval als de metingen in de projectlocatie zijn uitgevoerd c.q. de beproefde grondmonsters in de projectlocatie zijn gestoken. Vaak is het echter zo dat de proefuitkomsten behoren bij een nabijgelegen of zelfs verder weg gelegen locatie. Omdat ruimtelijke variabiliteit bij grond van belang is zal de toepasbaarheid van een waarde uit een andere locatie afnemen naarmate de afstand tussen die twee locaties toeneemt.

In de TAW leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken (deel 2, benedenrivierengebied) ([18]) is een formule gegeven voor het bepalen van de lokale waarde uit de karakteristieken van een regionale proevenverzameling.

Die regionale verzameling wordt geacht te bestaan uit een aantal lokale deelverzamelingen waarvan de beschouwde locatie er één is. De schatting voor de 5% ondergrenswaarde in de beschouwde locatie luidt:

$$X_{\text{gem};\text{rep}} = X_{\text{gem};\text{reg}} - t_{0,05} \cdot S_{\text{reg}} \quad (\text{C})$$

Waarin:

$X_{\text{gem};\text{reg}}$ en S_{reg} de schattingen zijn voor het regionale gemiddelde en de standaardafwijking uit de proevenverzameling

Γ de spreidingsreductiefactor is: algemeen tussen 0 en 1, Op basis van probabilistische analyses is gebleken dat 0,5 hiervoor een geschikte waarde is.

Voorbeeld: uit proeven op lokale monsters volgen 4 waarden voor de cohesie c . Het gemiddelde c_{gem} bedraagt 6 kPa, de standaardafwijking $s_c = 1,4$ kPa (variatiecoëfficiënt 0,23). Toepassing van tabel 2 uit NEN 6740 (of formule B uit de TAW leidraad) levert 4,3 kPa als 5% ondergrenswaarde voor het gemiddelde.

Een regionale proevenverzameling bestaande uit 50 proeven en dezelfde karakteristieken ($c_{\text{gem}} = 6$ kPa, $s_c = 1,4$ kPa) levert volgens formule C 4,8 kPa als karakteristieke ondergrens voor de gemiddelde cohesie.

Indien de regionale verzameling uit 7 proeven zou hebben bestaan (met $c_{\text{gem}} = 6$ kPa, $s_c = 1,4$ kPa) dan zou 4,3 kPa zijn gevonden voor de karakteristieke ondergrens voor de gemiddelde cohesie. Dit wil zeggen gelijk aan de eerder gevonden 4,3 kPa voor 4 lokale proeven.

In de volgende tekstbox is de tweede methode toegelicht. Bij deze methode wordt de parameterwaarde in de bouwlocatie bepaald uit de berekende correlatieafstand op basis van meetwaarden op diverse afstanden van de bouwlocatie. Het zal duidelijk zijn dat daarbij ook een meetwaarde dicht bij de bouwlocatie vereist is om te kunnen garanderen dat de analyse geldig is binnen “een golflengte” (als aangegeven in figuur 6.3).

Lokale representatieve schuifsterkte gebaseerd op informatie uit de directe omgeving

Ten behoeve van een stabiliteitsanalyse voor een bouwwerk moet de 5% ondergrenswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte van klei worden bepaald. Geconstateerd wordt dat de formatie een klei van Gorkum is. Daarmee is de klei als matig en organisch geïdentificeerd. In deze klei is grondonderzoek uitgevoerd voor een nabijgelegen (circa 500 m afstand) recent voltooid project en beschikken we over de volgende waarden voor de ongedraineerde schuifsterkte f op afstanden x van de projectlocatie.

x [m]	f [kPa]
100	50
400	46
600	36
2000	38
3000	25

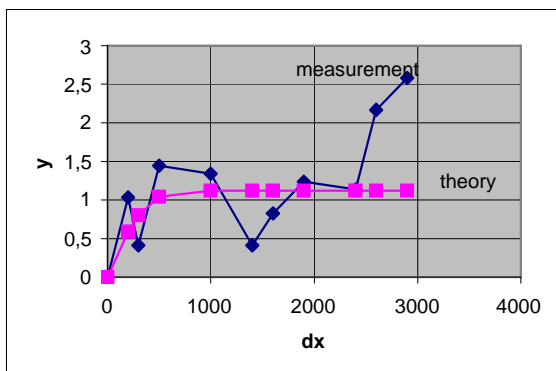
De vraag is hoe representatief deze gegevens zijn voor de bouwlocatie. Om daar een indruk van te krijgen zijn uit deze 5 waarnemingen 10 verschilcombinaties " Δx , Δf " gedestilleerd. Vervolgens is van Δf het gemiddelde ($\mu=39\text{kPa}$) afgetrokken, gedeeld door de standaardafwijking ($\sigma=9.6\text{kPa}$) en de absolute waarde genomen:

$$y = \frac{|f - \mu|}{\sigma}$$

De waarden van y zijn uitgezet tegen Δx in onderstaande figuur. Neem vervolgens aan dat de correlatie verloopt volgens:

$$\rho_{ff} = \exp(-(\Delta x / d)^2)$$

Met Δx de afstand tussen twee punten en d de nog onbekende correlatieafstand. Bij een gegeven correlatie kan de verwachting worden uitgerekend van het absolute verschil tussen twee realisaties y op een afstand Δx . Voor grote Δx loopt die voor de normale verdeling altijd naar 1,12. Voor kleine Δx gaat de waarde uiteraard naar nul. Voor $d = 500\text{ m}$ is de lijn uitgezet in figuur X. Er lijkt enige overeenstemming met de meetwaarden. Deze methode is vrij ruw en kan verbeterd worden. Zo lijkt er eigenlijk in de gegevens een trend te zitten die met deze methode wordt genegeerd.



Als wordt aangenomen dat $d = 500\text{ m}$, dan geldt op 500 m afstand een correlatie van 0,3. Daarmee kan voor het gemiddelde en standaardafwijking van de f_{BL} op de bouwlocatie bij een gegeven waarneming f_{NP} van bijvoorbeeld $f=50$ op het nabijgelegen project:

$$E(f_{BL} | f_{NP}) = f_{NP} + \rho (f_{NP} - \mu) = 35 + 0.3 (50 - 35) = 40$$

$$\sigma(f_{BL} | f_{NP}) = \sigma \sqrt{1-\rho^2} = 9.6 \sqrt{1-0.3^2} = 8.6\text{ kPa}$$

$$F_{rep}: 40 - 1.64 * 8.6 = 26\text{ kPa}$$

Hierin zijn de waarden van tabel 1 voor gemiddelde en standaardafwijking als uitgangspunt gekozen. Een grote waarde op korte afstand kan dus helpen.

6.8 Combineren van informatie

6.8.1 Inleiding

Regelmatig komt de vraag op of de concrete, maar in omvang beperkte, lokale informatie te combineren is met andere informatie. Hierdoor wordt meer informatie toegevoegd waardoor de onzekerheid afneemt. Combineren kan bijvoorbeeld met informatie uit de directe omgeving van de bouwplaats en/of met gebieds- of regionale informatie zoals een regionale proevenverzameling. In principe kan het ook met de getalwaarden uit tabel 1 van NEN 6740 welke per grondtype en parameter als representatief voor geheel Nederland kunnen worden beschouwd. Ook is het mogelijk om gegevens voor éénzelfde parameter te combineren uit verschillende soorten metingen in de beschouwde locatie (bijv. ongedraineerde schuifsterkte uit sonderingen en uit triaxiaalproeven).

De methodiek voor dit combineren wordt de Bayesiaanse methode genoemd. Begonnen wordt met een korte toelichting op deze methode en illustratie met een voorbeeld. Daarna zullen enkele mogelijkheden voor combinatie worden toegelicht.

6.8.2 Bayesiaanse procedure

Bij het analyseren van lokale proefresultaten is de marge tussen steekproefgemiddelde en de karakteristieke ondergrens groter naarmate het aantal proefresultaten kleiner is en omgekeerd.

Vaak beschikken we echter over meer informatie die eveneens gebruikt kan worden voor de beschouwde locatie. Soms zijn dat concrete proefresultaten uit de directe omgeving. Vaak ook meer vage informatie uit geologische profielen. Ten aanzien van de toepasbaarheid van deze voorkennis (a priori) dienen we een aanname te doen die altijd in meer of mindere mate subjectief is.

De methode waarmee dit probleem wordt aangepakt wordt de Bayesiaanse methode genoemd. Vergeleken met de traditionele aanpak is de procedure dan eigenlijk omgekeerd: de proeven worden uitgevoerd om de voorkennis te toetsen. De resulterende marge hangt hierbij af van het soort voorkennis (omtrekt spreiding, gemiddelde en/of beide) en van de veronderstelde zekerheid rond de voorkennis. Het aantal proeven heeft hier een averechts effect. Hoe kleiner de proevenserie des te minder reden om de voorkennis te verwerpen en omgekeerd. De uitkomst wordt bepaald door de zekerheid omtrent de voorkennis. In het limietgeval, bij absolute zekerheid omtrent de voorkennis, zijn de materiaalparameters bekend en hebben de proefresultaten geen invloed op de karakteristieke waarde.

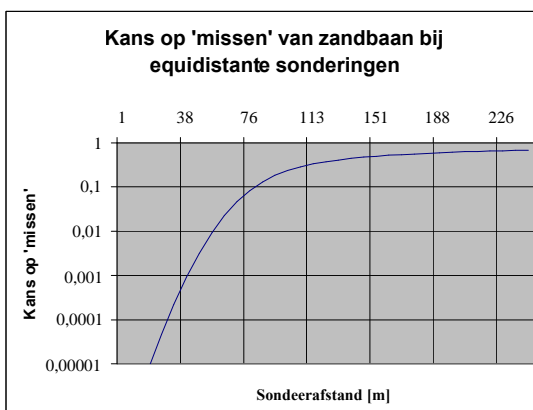
In de volgende tekstbox wordt de Bayesiaanse methode aan de hand van een voorbeeld geïllustreerd [40]).

In [41] is de methode in het algemeen uitgewerkt voor het geval dat a priori kennis beschikbaar is omtrent de variatiecoëfficiënt en het gemiddelde van de populatie inclusief de onzekerheid voor deze informatie. De uitwerking betreft de combinatie van deze voorkennis met resultaten van lokaal onderzoek bestaande uit een aantal proeven, het gemiddelde proefresultaat en de variatiecoëfficiënt van de proefresultaten.

Bayesiaanse schatting van de kans op een of meer zandbanen

(uit artikel "Optimaliseren van grondonderzoek vraagt heldere kansanalyse", E.O.F. Calle, Land + Water, november 2002, blz 36-38, [40])

De ondergrond van een dijkvak van één km lengte bestaat uit ongeveer 10 m klei en veen. Het mechanisme piping kan hierbij geen rol spelen, ware het niet dat de aanwezigheid van ondiepe zandbanen niet is uit te sluiten. Vanuit de geologie is bekend dat gemiddeld eens per 5 km zo'n zandbaan aanwezig. De kans op voorkomen is dus 0,20. De verwachte breedte van zandbanen is 75 meter met een standaardafwijking van 15 meter. Uitgangspunt is dat bij het grondonderzoek (sonderingen om de 100 m) geen zandbaan is gedetecteerd. Dat impliceert niet dat er ook geen zandbaan aanwezig is. Immers de kans op treffen van een zandbaan is in de orde van 0,8 en er is dus een kans dat een of meer zandbanen precies tussen de sondeerpunten liggen. Naarmate de afstand tussen de sondeerpunten kleiner is, is ook de kans op het 'missen' van zandbanen kleiner. Gebaseerd op de geologische karakteristieken van zandbanen is in onderstaande figuur de 'miskans' als functie van de sondeerafstand uitgezet. Voor de kansverdeling is een normale (Gausse) verdeling aangenomen.



De kans dat bij de meting geen zandbaan gevonden wordt ($P_{\text{geen zand gevonden}}$) is gelijk aan de kans dat überhaupt geen zandbaan aanwezig is ($1 - P_{\text{zand}}$) (in ons voorbeeld 0,80), vermeerderd met het product van de kans dat wel een of meer zandbanen aanwezig zijn ($P_{\text{zand}} = 0,20$) en de kans dat die niet gedetecteerd zijn door de sonderingen ($P_{\text{missen} | \text{zand}}$, zie bovenstaande figuur).

$$P_{\text{geen zand gevonden}} = P_{\text{missen} | \text{zand}} P_{\text{zand}} + (1 - P_{\text{zand}})$$

De kans dat een of meer zandbanen aanwezig zijn, gegeven de uitkomst van de meting dat geen zandbanen zijn gedetecteerd wordt berekend met de volgende Bayesiaanse kansschatting:

$$P_{\text{zand} | \text{geen zand gevonden}}'' = \frac{P_{\text{missen} | \text{zand}} P_{\text{zand}}}{P_{\text{geen zand gevonden}}}$$

Hierin is P^{zand} | geen zand gevonden de (à posteriori) kans dat wel een of meer zandbanen aanwezig zijn ondanks het feit dat die niet gevonden zijn bij de meting. De kans op piping is een functie van de kans op aanwezigheid van een zandbaan en de breedte van de binnendijkse pipingberm. Uitgaande van een toelaatbare kans op piping en een bermbreedte kan met behulp van bovenstaande formule en grafiek de benodigde sondeerafstand berekend worden.

Het voorbeeld is uitgewerkt in [40]. Daarbij zijn voor verschillende opties (combinaties bermbreedte en sondeerafstand) de totale kosten toegevoegd waarmee een ontwerpkeuze op basis van veiligheid en kosten mogelijk is.

6.8.3 Combineren volgens NEN 6740

Combineren van lokale grondgegevens met informatie uit tabel 1 is niet nieuw. Hiervoor is beschreven dat dit ook nu al een onderdeel vormt van de procedure in 8.7.1 van NEN 6740. Namelijk door het gemiddelde van lokale proefresultaten te combineren met de variatiecoëfficiënt uit tabel 1 voor de betreffende parameter. Vooral bij een klein aantal lokale proefnemingen wordt hiermee in de meeste gevallen een hogere representatieve waarde bereikt dan wanneer uitgegaan wordt van de variatiecoëfficiënt uit de lokale proeven.

Getallenvoorbeeld combinatie tabel 1 en proefresultaten

Als voorbeeld een bodemlaag die gekarakteriseerd is als zwak zandige klei met matige consistentie. Stel dat hiervoor 4 triaxiaalproeven zijn uitgevoerd ter bepaling van ϕ en c . De 4 gemeten ϕ waarden zijn 22, 26, 29 en 31°. De verwachting voor het gemiddelde X_{gem} en de standaardafwijking s is respectievelijk 27° en 3,9° ($V_x = 0,145$). De 5% karakteristieke ondergrensschatting $X_{\text{gem};5\%}$ voor het gemiddelde bedraagt 22,4° op basis van de spreiding in de proefresultaten. Omdat deze spreiding slechts een schatting is voor de werkelijke spreiding, is hierbij de Student t-waarde toegepast. Tabel 1 geeft een variatiecoëfficiënt $V = 0,1$ voor de ϕ . Wordt deze $V = 0,1$ ingevoerd (NEN 6740, 8.7.1, tabel 2) samen met de factor 1,65 dan resulteert een karakteristieke ondergrens van 24,8° voor het gemiddelde.

Voor de cohesie hebben de proeven de waarden 8, 12, 15 en 17 kPa opgeleverd met gemiddelde $X_{\text{gem}} = 13$ kPa, standaardafwijking $s = 3,9$ en een variatiecoëfficiënt $V_x = 0,3$. Hiermee volgt 8,4 kPa als een ondergrensschatting voor het gemiddelde. Volgens 8.7 van NEN 6740 mag echter $V = 0,2$ van tabel 1 worden toegepast waarmee 10,8 kPa als karakteristieke ondergrens resulteert.

Op de mogelijkheid om de lokale proefresultaten te combineren met de grondparameters uit tabel 1 wordt in NEN 6740 niet ingegaan. Hiervoor zullen we dan ook een aanvullende aanname moeten doen rond de toepasbaarheid van tabel 1.

Stel het volgende probleem:

We beschikken voor een grondparameter over twee of drie lokale proefresultaten. Het gemiddelde X_{gem} hiervan is hoger dan de in tabel 1 gegeven representatieve waarde. De

volgens paragraaf 8.7.1 van NEN 6740 verkregen waarde voor $X_{\text{gem};\text{rep}}$ is echter lager dan die uit tabel 1. Hierbij is al de laagste van de twee mogelijke variatiecoëfficiënten (die uit tabel 1 en die behorend bij de proeven) toegepast.

Kunnen we in dit geval de gevonden $X_{\text{gem};\text{rep}}$ overrulen met de overeenkomstige waarde uit tabel 1? Het antwoord is ja. Want het verschil tussen de berekende waarde uit de proefresultaten $X_{\text{gem};\text{rep}}$ en de gemiddelde waarde uit de proeven X_{gem} wordt bij een beperkt aantal proeven vooral statistisch bepaald. Het echt aanwezige gemiddelde zal dus in verreweg de meeste gevallen hoger zijn dan $X_{\text{gem};\text{rep}}$ volgens de procedure van 8.7.1 van NEN 6740. In dit geval hechten we dus meer waarde aan tabel 1 dan aan de bepaling van de ondergrensschatting die uit de lokale proeven is afgeleid (let wel: we wijzen de proefresultaten zelf niet af!)

Kan het ook als het aantal lokale proefnemingen veel groter is? Het antwoord hierop is lastiger. Immers de lage $X_{\text{gem};\text{rep}}$ uit de proefresultaten is nu niet meer of nog maar voor een klein deel te wijten aan de statistiek. Als er ook geen aanwijsbare oorzaak ligt bij de uitvoering van de proeven, moeten we toch concluderen dat er blijkbaar lokaal minder goede eigenschappen zijn. Iets wat tabel 1 niet uitsluit want de daarin gegeven ondergrenswaarden hebben een kans van 5% op overschrijding. Het is in dit geval daarmee niet te verantwoorden om de uit het lokale grondonderzoek afgeleide ondergrenswaarde te vervangen door die uit tabel 1.

Een alternatief is om tabel 1 als een populatie op te vatten en die te combineren met de lokale verzameling. Met een voorbeeld wordt dit in de volgende tekstbox toegelicht. Als resultaat wordt een hogere karakteristieke waarde gevonden dan uit louter de proefresultaten. De waarde van tabel 1 wordt echter niet bereikt.

Lokaal onderzoek op grondmonsters combineren met tabel 1

Stel er zijn lokaal monsters genomen en beproefd en het gemiddelde voor de ongedraineerde schuifsterkte f komt op 26 kPa. Er zijn 8 waarnemingen en de variatiecoëfficiënt $V_x = 0,34$. Via $R = 1 - t_{0,05} \cdot V / \sqrt{n} = 0,77$ volgt voor de karakteristieke ondergrens $f_{\text{gem};5\%} = 20$ kPa. We kunnen de karakteristieke ondergrens ook met de $V = 0,20$ uit tabel 1 bepalen. Dan resulteert $f_{\text{gem};5\%} = 22,5$ kPa.

We constateren dat de waarde lager is dan de 25 kPa van NEN 6740, tabel 1. Dat kan natuurlijk en het laboratoriumonderzoek levert in dit geval dus geen "voordeel" op. In de meeste gevallen (namelijk 95 %) zal dat echter wel zo zijn. Of het zinvol is extra onderzoek te doen kan men overigens bepalen door de kosten af te wegen tegen de verwachting van de mogelijke besparingen.

We kunnen, afgezien van het toepassen van de variatiecoëfficiënt uit tabel 1 van NEN 6740 op de lokale proefresultaten, het resultaat uit de waarnemingen nog combineren met tabel 1 door de waarden van tabel 1 als voorinformatie op te vatten. We hebben dan:

$f_{\text{gem};1} = 37,2$ kPa en $s_1 = 7,4$ kPa (op basis van $f_{\text{gem};5\%}=25$ en $V=0,20$, tabel 1)

$f_{\text{gem};2} = 26$ kPa en $s_2 = \mu_2 \cdot V_x = 8,8$ kPa (lokale waarnemingen, $V_x = 0,34$)

Omdat de V_x gebaseerd is op een beperkt aantal metingen is in bovenstaande afleiding met de student t verdeling gewerkt. De volgende formules ([ref. 66]) gelden nu voor de schattingen van het gecombineerde gemiddelde $f_{\text{gem};1+2}$ en de gecombineerde standaardafwijking voor het gemiddelde $s_{\text{gem};1+2}$:

$$f_{\text{gem};1+2} = \frac{f_{\text{gem};1} \cdot \frac{s_2^2}{n} + f_{\text{gem};2} \cdot \frac{s_1^2}{n}}{\frac{s_1^2}{n} + \frac{s_2^2}{n}} \quad \text{en} \quad s_{\text{gem};1+2}^2 = \frac{s_1^2 \cdot \frac{s_2^2}{n} + s_2^2 \cdot \frac{s_1^2}{n}}{\frac{s_1^2}{n} + \frac{s_2^2}{n}}$$

Hieruit volgt $f_{\text{gem};1+2} = 27,7$ kPa, $s_{\text{gem};1+2} = 2,9$ kPa en $V_{1+2} = 2,9 / 27,7 = 0,10$. De representatieve waarde uit de gecombineerde datasets wordt gevonden met:

$$f_{\text{gem};1+2;5\%} = f_{\text{gem};1+2} \cdot (1 - 1,65 \cdot V_{1+2}) = 23,1 \text{ kPa}$$

Dit levert een hogere representatieve waarde op dan de 20 kPa uit alleen de onderzoeksresultaten. Maar de 25 kPa van tabel 1 wordt niet bereikt !

Om de beschreven methode toe te kunnen passen is het nodig om met behulp van de representatieve waarde en de variatiecoëfficiënt uit Tabel 1 het bijbehorende gemiddelde en de standaarddeviatie te bepalen. Hier wordt de volgende formule voor gebruikt:

$$X_{\text{gem}} = X_{\text{gem};\text{rep}} / (1 - 1,65 \cdot V) \quad (6.3)$$

Het combineren van een dataset met Tabel 1 heeft dan ook vooral zin bij een hoge spreiding in de proefresultaten en bij een klein aantal waarnemingen in de steekproef (zie ook [65]). Combinatie met Tabel 1 leidt dan tot een lagere gecombineerde variatiecoëfficiënt, waardoor een hogere gecombineerde karakteristieke waarde gevonden wordt dan volgt uit alleen de proefresultaten. Dit wordt met een voorbeeld geïllustreerd in de volgende tekstbox.

Lokaal onderzoek op grondmonsters combineren met tabel 1 (2)

Stel er zijn lokaal 6 monsters genomen en beproefd en het gemiddelde voor de ongedraineerde schuifsterkte f_{gem} bedraagt 37 kPa. De standaardafwijking is 10 kPa en de variatiecoëfficiënt V is 0,27. Met $R = 1 - t_{0,05} \cdot V / \sqrt{n} = 0,78$ volgt voor de karakteristieke ondergrens $f_{\text{gem};5\%} = 28,8$ kPa.

Omdat, ondanks het hoge steekproefgemiddelde van 37 kPa, deze karakteristieke waarde niet eens zo veel hoger is dan de 5% ondergrens waarde 25 kPa uit tabel 1 van NEN 6740, combineren we de steekproef met de à priori informatie uit tabel 1.

We hebben dan:

$$f_{\text{gem};1} = 37,2 \text{ kPa en } s_1 = 7,4 \text{ kPa (op basis van } f_{\text{gem};5\%}=25 \text{ en } V= 0,20, \text{ tabel 1)}$$

$$f_{\text{gem};2} = 37 \text{ kPa en } s_2 = 12,25 \mu_2$$

Merk op dat, omdat de steekproef een beperkt aantal metingen omvat, de standaardafwijking uit de steekproef verhoogd is met een factor $t_{0,05}/1,65$ ($2,015/1,65 \times 10 = 12,25$ kPa).

We passen weer de volgende formules toe voor de schattingen van het gecombineerde gemiddelde $f_{gem;1+2}$ en de gecombineerde standaardafwijking voor het gemiddelde $s_{gem;1+2}$:

$$f_{gem;1+2} = \frac{f_{gem;1} \cdot \frac{s_2^2}{n} + f_{gem;2} \cdot \frac{s_1^2}{n}}{s_1^2 + \frac{s_2^2}{n}} \quad \text{en} \quad s_{gem;1+2}^2 = \frac{s_1^2 \cdot \frac{s_2^2}{n}}{s_1^2 + \frac{s_2^2}{n}}$$

Hieruit volgt $f_{gem;1+2} = 37,15$ kPa, $s_{gem;1+2} = 4,2$ kPa en $V_{1+2} = 4,2 / 37,1 = 0,11$.

De representatieve waarde uit de gecombineerde datasets wordt gevonden met:

$$f_{gem;1+2; 5\%} = f_{gem;1+2} \cdot (1 - 1,65 \cdot V_{1+2}) = 30,3 \text{ kPa}$$

Dit levert hiermee een hogere karakteristieke waarde op dan de 28,8 kPa uit alleen de onderzoeksresultaten.

In [42] presenteert Schneider identieke formules voor het combineren van lokale meetwaarden met a-priori informatie voor de beschouwde grondeigenschap.

In dezelfde publicatie beschrijft Schneider tevens dat karakteristieke waarden voor grondparameters vaak onrealistisch laag zijn als deze zijn gebaseerd op weinig proeven en een statistische toets als de Student t-verdeling. Hij beweert dat dit mede wordt veroorzaakt door de “uncertain statistical basis”. Hij stelt voor om voor de term $t_{0,05} \cdot \sqrt{1/n}$ in de formule voor de t-toets maximaal de waarde 0,5 te kiezen. Met deze waarde 0,5 wordt het verschil tussen het gemeten gemiddelde en de 5% ondergrenswaarde (de “veiligheidsmarge”) gelijk aan het verschil dat wordt verkregen bij ongeveer 13 proeven/mmeetwaarden. CUR-commissie C135 is geen voorstander van deze aanpak omdat het voorstel van Schneider tot een grote reductie van de “veiligheidsmarge” leidt bij een steekproef met minder dan 6 meetwaarden en omdat aan het voorstel geen acceptabele onderbouwing is verbonden. Het negeert daarmee de relatief grote onzekerheid die verbonden is aan een steekproef van kleine omvang. De CUR-commissie geeft in dit verband de voorkeur aan toepassing van de u-verdeling op basis van een veilige schatting van de variatiecoëfficiënt (bijv. introductie van regionale informatie) of, nog beter, uitbreiding van het aantal meetwaarden en daarbij te streven naar optimalisatie.

Ook in de ontwerpversies bij EN 1997-1 Eurocode 7 ([31]) wordt melding gemaakt van het voorstel van Schneider om voor de term $t_{0,05} \cdot \sqrt{1/n}$ de vaste waarde 0,5 te kiezen. Opvallend is dat deze aanpak in [31] niet wordt afgewezen voor het geval dat men over weinig proefresultaten beschikt.

Combineren van lokaal grondonderzoek met tabel 1 is in principe ook op indirecte wijze mogelijk. In de volgende tekstbox wordt dit geïllustreerd met een voorbeeld waarbij men over lokale sonderingen beschikt en voor de ontwerpanalyse de ongedraineerde schuifsterkte vereist is.

Indirect gebruik van tabel 1, NEN 6740 voor lokale toepassing

Ten behoeve van een stabiliteitsanalyse voor een bepaald bouwwerk moet de representatieve waarde voor de gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte f worden bepaald.

Stel we beschikken over 20 sonderingen en een gemiddelde conusweerstand van 500 kPa. De effectieve drukspanning in de grond is 100 kPa. Op basis van de gevonden conusweerstand zijn er dan volgens tabel 1 van NEN 6740 twee mogelijke grondsoorten met de volgende representatieve (uitgemiddelde) waarden:

	γ_g [kN/m ³]			f [kPa]		
	range	gem	V_x	range	f_{gem}	V_x
klei schoon slap	14-17	15,3	0,05	25-50	37,2	0.20
klei matig organisch	15...	15,3	0,05	25...	37,2	0.20

De range voor matige organische klei wordt in tabel 1 niet expliciet gegeven, maar aangenomen wordt dat deze hetzelfde is als voor de slappe schone klei.

Beschouwd als een arbitraire trekking uit de populatie over heel Nederland heeft de schuifsterkte voor een bepaalde locatie dus een gemiddelde van $f_{gem} = 37,2$ kPa en een variatiecoëfficiënt $V_x = 0,2$. Als 5% representatieve waarde moet dus de veilige ondergrens worden aangehouden (dat is dus $f_{gem;5\%} = 37,2 \cdot (1 - 1,65 \times 0,2) = 25$ kPa) en deze waarde heeft dus over heel Nederland gezien een kans van overschrijding van 5 %.

Bij de in deze paragraaf beschreven methoden geldt de waarschuwing, dat het niet in alle gevallen gewenst is om te combineren met de data uit Tabel 1. De methoden kunnen gebruikt worden om in uitzonderingsgevallen, wanneer men er niet uitkomt met een dataset uit proefresultaten (bijvoorbeeld als de gevonden variatiecoëfficiënt uit de proefresultaten erg hoog uitvalt) toch te komen tot een realistische schatting van de representatieve parameterwaarde. Echter, in overweging moet worden genomen dat wanneer lokale proefresultaten lager uitvallen dan Tabel 1 de combinatie met Tabel 1 niet zondermeer moet worden toegepast, aangezien de waarden uit Tabel 1 in 5% van de gevallen kunnen worden overschreden. In zo'n geval kan combinatie met Tabel 1 tot een te hoge representatieve waarde leiden die niet representatief is voor de lokale grondgesteldheid.

6.8.4 Combineren van regionale proevenverzamelingen met lokale informatie

In [41] is de methode in het algemeen uitgewerkt voor het geval dat à priori kennis beschikbaar is omtrent de variatiecoëfficiënt en het gemiddelde van de populatie inclusief de onzekerheid voor deze informatie. Aangenomen is dat de populatie normaal verdeeld

is. De uitwerking betreft de combinatie van deze voorkennis met resultaten van (lokale) proeven bestaande uit het aantal proeven, het gemiddelde proefresultaat en de variatiecoëfficiënt van de proefresultaten. Hierbij zijn enkele speciale gevallen onderscheiden.

- a priori voorkennis omtrent alleen de variatiecoëfficiënt. Hieronder valt het limietgeval dat er geen onzekerheid bestaat over de variatiecoëfficiënt. De gemeten variatiecoëfficiënt heeft dan geen invloed en het resultaat komt dan overeen met dat van de statistische u-toets (zie ook hierna);
- a priori voorkennis omtrent de variatiecoëfficiënt en het gemiddelde van de populatie inclusief onzekerheid.

Het mogelijke effect van de methodiek is in [41] geïllustreerd met voorbeelden waarbij de proevenverzameling van de Alblasserwaard als a priori kennis is gebruikt. De methode is zeer bijzonder in die zin dat onzekerheid in de toepasbaarheid van de voorkennis expliciet wordt meegenomen. Hiermee kan een bepaalde waarde worden toegekend aan het subjectieve element dat onvermijdelijk is aan de Bayesiaanse procedure. Overigens is in de keuze van de karakteristieken van de, op deze proevenverzameling gebaseerde, a priori informatie het aspect ruimtelijke variatie niet expliciet meegenomen. Het lijkt echter mogelijk om het effect daarvan te introduceren in een aangepaste (en onderbouwde) keuze van de variatiecoëfficiënt voor de regionale proevenverzameling.

6.9 Pseudo karakteristieke waarden grondparameters

Bij grondmechanische veiligheidscontroles is de sterkte doorgaans een gesommeerde grootheid. Bijvoorbeeld: de schuifsterkte van een glijcirkel is de som van de schuifsterktes in de afzonderlijke lamelonderkanten in de Bishopanalyse. Wanneer de glijcirkel door meerdere lagen snijdt wordt voor de schuifsterkte in beginsel voor elke laag (conform het normvoorschrift) de karakteristieke 5% ondergrenswaarde in rekening gebracht. Dus onafhankelijk van het aantal grondlagen. Dit leidt ertoe dat naarmate het aantal grondlagen groter is deze aanpak conservatiever is. Ervan uitgaande dat de traditionele methode voldoende veiligheid biedt wanneer slechts één grondlaag in het geding is, en dus gewerkt mag worden met de 5% ondergrensschatting van het laaggemiddelde van die ene laag, is het aannemelijk dat voor een ondergrondopbouw die uit meerdere “onafhankelijke” grondlagen bestaat ook de 5% ondergrensschatting van de gezamenlijke sterkte van die grondlagen voldoende veiligheid biedt.

Wanneer gerekend wordt met 5% ondergrensschattingen van alle afzonderlijke grondlagen, dan reflecteert de bijbehorende ondergrensschatting voor de gezamenlijke grondlagen een veel kleiner percentage dan 5%. Omgekeerd kunnen we dus volstaan met hogere onderschrijdingskansen voor de afzonderlijke grondlagen, die gezamenlijk een 5% onderschrijding voor het totale lagenpakket leveren. De hogere percentages worden pseudo karakteristieke waarden genoemd. De uitwerking ([67]) is overigens niet eenvoudig omdat vele combinaties van (hogere) pseudo karakteristieke waarden tot de 5% onderschrijdingskans voor het totale pakket leiden en alle afzonderlijke lagen en parameters een andere bijdrage aan het optreden van het beschouwde mechanisme leden. Uitgangspunt is dat de ongunstigste combinatie van pseudo karakteristieke waarden maatgevend is. Voor de controle van stabiliteit van taluds bij dijken is dit uitgewerkt en de theorie is geïmplementeerd in MStab. Het blijkt dat hiermee een

voordeel van 5 à 15 % haalbaar is, in termen van de stabiliteitsfactor. De methode wordt overigens vooral toegepast bij het toetsen op veiligheid van bestaande waterkeringen. Bij het ontwerpen van dijkversterkingen is, vanwege de huidige voorkeur om robuust te ontwerpen, deze aanpak minder gebruikelijk. Overigens geen sterk voorbeeld van optimalisatie omdat hiermee de mate van robuustheid van het ontwerp absoluut duister blijft.

De hiervoor beschreven aanleiding voor het ontwikkelen van de methode met pseudo karakteristieke waarden voor de grondparameters is niet alleen van toepassing op stabiliteit van taluds. In feite geldt het voor alle constructietypes waar de bodemschematisatie uit meerdere “onafhankelijke” lagen bestaat en het beschouwde mechanisme meerdere lagen tegelijkertijd aanspreekt. Bijvoorbeeld de actieve druk achter een damwand of keermuur. In relatie tot ontwerpmethoden is het echter tot op heden alleen voor stabiliteit van taluds uitgewerkt.

De module pseudo-karakteristieken in MStab is sinds 2005 ietwat achterhaald vanwege het beschikbaar komen vanaf 2005 van de reliability module in MStab waarmee probabilistische glijvlakberekeningen kunnen worden gemaakt. In deze probabilistische berekeningen zit de “winst” met pseudo karakteristieken impliciet verwerkt. De probabilistische module wordt echter tot op heden veel minder frequent gebruikt dan de module pseudo karakteristieken. De reden is dat de probabilistische berekeningen de betrouwbaarheidsindex β als resultaat kennen en dit (nog) niet aansluit bij de normatief gestelde eisen bij ontwerp en toetsen voor macrostabiliteit waarbij de stabiliteitsfactor maatgevend is. Omdat de MStab probabilistische berekening ook de ontwerpwaarden (en invloedscoëfficiënten) voor de diverse grondparameters levert, kunnen één of enkele extra berekeningen met de traditionele MStab versie in deze discrepantie voorzien. In bijlage D (stappen 5 en 6) wordt dit geïllustreerd met de deterministische controleberekening met als invoer de ontwerpwaarden voor de grondparameters uit de probabilistische berekening. Deze controleberekening geeft dan inderdaad een stabiliteitsfactor 1,0 als uitkomst.

6.9.1 Toepassing taludstabiliteit

Behalve in de stabiliteitsfactor resulteert een glijvlakberekening met de module pseudo karakteristieken in de “pseudo karakteristieke verhoudingsfactoren ξ ” van de grondlagen die door het glijvlak worden doorsneden. Hiermee worden de pseudo karakteristieke waarden voor de schuifsterkte in de verschillende grondlagen verkregen. Voor laag i met:

$$T_{p;kar,i} = \mu_i - 1,65 \cdot \xi_{p,i} \cdot s(\tau_i) \quad (6.4)$$

waarin:

$T_{p;kar,i}$ is de pseudo karakteristieke waarde voor het gemiddelde van de schuifsterkte in laag i

μ_i is de gemiddelde schuifsterkte laag i

$\xi_{p,i}$ is de pseudo karakteristieke verhoudingsfactor laag i

$s(\tau_i)$ is de standaardafwijking in relatie tot het geschatte gemiddelde van de schuifsterkte τ_i in laag i .

In $s(\tau_i)$ is het aantal waarnemingen verdisconteerd. In het geval van gebruik van een regionale proevenverzameling dient hierbij tevens de spreidingsreductiefactor Γ in acht genomen te worden.

De factor 1,65 in formule 6.4 geldt in het geval de spreiding op veel waarnemingen gebaseerd is (of als de spreiding bekend is of bekend verondersteld is). Dit is vaak het geval wanneer een proevenverzameling als basis heeft gediend. Voor weinig waarnemingen uit lokaal onderzoek dient feitelijk de 5% waarde van de Student verdeling te worden ingevoerd.

$\xi_{p,i.}$ is kleiner dan 1 waarmee de pseudo karakteristieke waarden een hoger overschrijdingspercentage vertegenwoordigen dan de 5% die hoort bij karakteristieke waarden.

In het voorbeeld in bijlage G is voor een primaire dijk als constructietype het effect van mogelijke optimalisatiestappen geïllustreerd. De resulterende stabiliteitsfactoren zijn in tabel 2 van bijlage G gegeven. Eén van deze stappen betreft de berekening met pseudo karakteristieke waarden. Als voorbeeld zijn voor enkele berekeningen tevens de $\xi_{p,i.}$ waarden voor de schuifsterkte in de door het glijvlak doorsneden grondlagen gegeven. In het 1^e blok van tabel 2 als uitkomst van de berekeningen met parameters uit lokaal onderzoek (1h) en met parameters uit regionale proevenverzamelingen (1i). De hoogste $\xi_{p,i.}$ waarde in de berekeningen 1h en 1i zijn 0,88 en 0,76, in beide gevallen in de laag "Gorkum licht". Beide waarden zijn kleiner dan 1,0 en leiden met formule 6.4 tot een aanzienlijke hogere (pseudo) karakteristieke waarde voor de schuifsterkte in deze grondlaag, dan die overeenkomt met 5% overschrijding. De combinatie van de twee (1h) respectievelijk drie $\xi_{p,i.}$ waarden (1i) voor alle in het glijvlak betrokken lagen resulteert evenwel in een kans van 5% dat een lagere sterkte in het gehele glijvlak aanwezig is.

Een andere consequentie van de $\xi_{p,i.}$ waarden uit een berekening met pseudo karakteristieke waarden is dat de parameter met de hoogste $\xi_{p,i.}$ waarden tevens de parameter met de grootste invloed op de stabiliteitsfactor is. Optimalisatie, bijvoorbeeld door extra grondonderzoek uit te voeren, zal bij deze parameter, waarschijnlijk het meeste effect sorteren. Inzicht in de parameter met de grootste invloed (de dominante parameter) is tevens van belang indien wordt overwogen om de waarde van de bijbehorende partiële factor te analyseren (zie hoofdstuk 7).

Indien we de resulterende stabiliteitsfactoren van de berekeningen met pseudo karakteristieke waarden 1h en 1i (bijlage D, tabel 2) vergelijken met die van de traditionele Bishop berekeningen 1j en 1g, dan volgt dat de methode pseudo karakteristieke waarden tot circa 5% lagere stabiliteitsfactoren leidt. Het betekent dat optimalisatie door toepassing van pseudo karakteristieke waarden in dit geval 5% winst oplevert.

6.10 Observatiemethode (Observational method) in de geotechniek

6.10.1 Inleiding

De observatiemethode is reeds in 1969 door Peck [32] geïntroduceerd. Met name vanaf ongeveer 1990 heeft de methode veel aandacht gekregen in de geotechniek. Vooral in het CIRIA rapport 185 [35] wordt ingegaan op alle aspecten van de observatiemethode. Dit rapport is als de meest relevante en complete beschrijving te beschouwen. Ook binnen het work package 3 van het Europese project GeoTechNet [33] wordt uitgebreid ingegaan op de methodiek onder andere op de wijze waarop kan worden aangesloten op de bestaande normering, onder andere op Eurocode 7. Een samenvatting hiervan is opgenomen in [34]. In [33, 35] wordt uitgebreid ingegaan op de organisatorische, logistieke en procedurele implicaties van de observatiemethode, onder meer in relatie tot mogelijkheden bij verschillende contractvormen. In deze paragraaf wordt vooral ingegaan op de inhoudelijke achtergrond en mogelijke aanpak. Voor inzicht in en ervaring met toepassing van de observatiemethode in Nederland wordt verwezen naar [49, 50, 51].

In het CIRIA-rapport 185 [35] wordt de observatiemethode als volgt gedefinieerd:

“De observatiemethode in de geotechniek is een continu aangestuurd, geprogrammeerd, en geïntegreerd proces van ontwerp, uitvoeringscontrole, monitoring en herziening aan de hand waarvan men in staat is om voorafgaand gedefinieerde aanpassingen aan te brengen tijdens of na de bouw indien dit gewenst of noodzakelijk is. Al deze aspecten dienen aantoonbaar en robuust onderbouwd te zijn. Het doel is om een economischer constructie te realiseren zonder de veiligheid geweld aan te doen.”

In het CIRIA-rapport 185 wordt hieraan het volgende toegevoegd:

- Monitoring met meetinstrumenten speelt bij de observatiemethode een **actieve** rol, zowel in de ontwerp- als in de bouwphase, zodanig dat geplande aanpassingen binnen een contractueel vastgelegd kader dat door alle betrokken partijen is onderschreven, kunnen worden doorgevoerd.
- Deze methode onderscheidt zich daarmee volledig van de traditionele ontwerpaanpak dat gebaseerd is op een in het algemeen conservatief ontwerp waarbij monitoring, indien uitgevoerd, een **passieve** rol vervuld om te ontwerpuitgangspunten te verifiëren.
- De observatiemethode beoogt een economischer constructie te realiseren. Dit wordt bereikt door het elimineren van onzekerheden op basis van monitoring van het gedrag van de constructie, niet door toe te geven aan de vereiste veiligheid.
- De observatiemethode kan toegepast worden vanaf het begin van het ontwerptraject of later nadat mogelijke voordelen zijn geïdentificeerd. De methode moet echter niet worden gebruikt indien er onvoldoende tijd is om de geplande aanpassingen of terugvalopties volledig en veilig te kunnen implementeren en uitvoeren.

Een belangrijk kenmerk van de observatiemethode is dus dat er tijdens of na de bouw veranderingen en aanpassingen kunnen plaatsvinden in de constructie ten opzichte van een uitgangsontwerp. Deze aanpassingen en het moment (op basis van analyse van metingen) waarop die worden aangebracht, dienen van te voren te zijn verantwoord en beschreven in een overkoepelend plan, waarin interventiewaarden en mitigerende maatregelen belangrijke onderdelen vormen.

De huidige regelgeving is in beginsel gebaseerd op de traditionele ontwerpaanpak waarbij de constructie volledig van te voren wordt ontworpen op basis van vooraf ingewonnen informatie en waarbij dat ontwerp door de aannemer in principe ongewijzigd wordt uitgevoerd. Maar in diverse normen wordt de observatiemethode onder bepaalde omstandigheden wel als mogelijkheid genoemd. Zo wordt in paragraaf 2.7(1) van Eurocode 7 [4] aangegeven dat de methode kan worden gebruikt als het geotechnisch gedrag moeilijk vooraf kan worden voorspeld. Wat “moeilijk” in dit verband precies is en hoe bij toepassing van de observatiemethode te werk dient te worden gegaan, wordt in Eurocode 7 niet beschreven. Wel worden in 2.7 van Eurocode 7 een aantal eisen genoemd waaraan voldaan moet zijn voordat met de bouw wordt gestart. In de ontwerpersgids [31] wordt nog een korte aanvulling gegeven op paragraaf 2.7 van Eurocode 7. Onder meer wordt aangegeven dat het uitgangsontwerp gebaseerd kan zijn op optimistische of pessimistische aannamen die door analyse van monitoring kunnen worden getoetst aan het werkelijke gedrag van de constructie tijdens de bouw. Voor de optimistische aannamen kunnen gereduceerde partiële factoren en/of minder voorzichtige representatieve waarden (onderschrijdingskans voor sterkteparameters groter dan 5%) worden gebruikt. Opgemerkt wordt dat de wijze waarop veiligheid dient te worden gegarandeerd en in de berekeningen ingevoerd, afhankelijk is van de achtergrond van de partiële factoren (bijvoorbeeld onzekerheid of beheersing van verplaatsingen) en daarmee afhankelijk van de specifieke kenmerken van de geotechnische constructie.

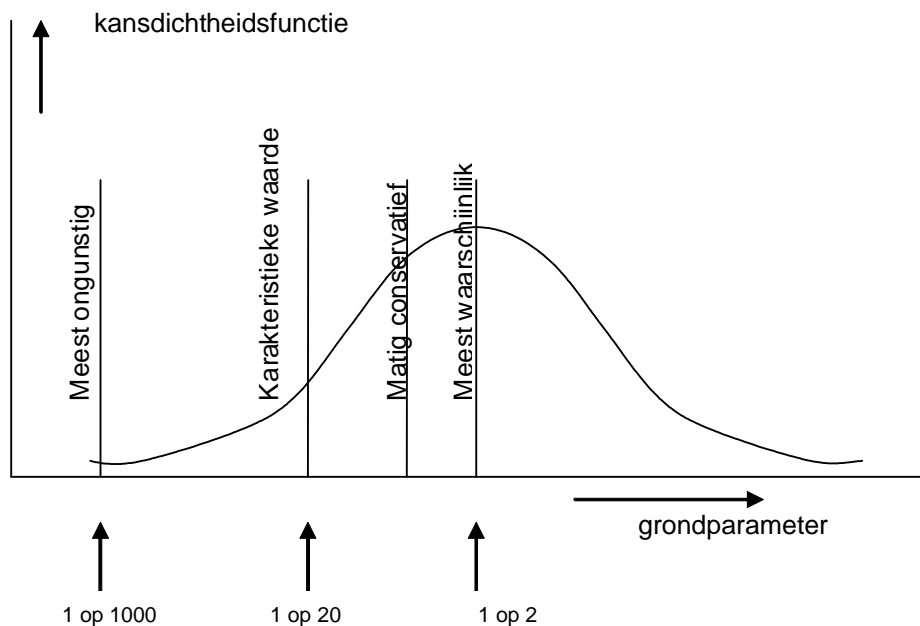
In het algemeen kent de observatiemethode de volgende twee benaderingswijzen [32, 35]:

- De “Ab Initio” aanpak, waarbij de observatiemethode vanaf het begin in het ontwerp- en bouwproces is geïntegreerd. Als basis fungeert een zogenaamd uitgangsontwerp. Behalve op alle beschikbare voorinformatie is dit ontwerp gebaseerd op een “verwacht” acceptabel gedrag van (onderdelen van) de constructie. In het algemeen zal het uitgangsontwerp minder conservatief zijn dan een op traditionele wijze verkregen ontwerp. Aan de hand van metingen wordt het gedrag bewaakt en wordt op voorgeschreven wijze ingegrepen zodra vooraf vastgestelde grenzen in maatgevende grootheden (dreigen te) worden over- of onderschreden.
- De “Best way Out” aanpak waarbij wordt ingegrepen nadat een onverwacht en ongunstig gedrag zich tijdens de bouw heeft gemanifesteerd. Uitgangspunt is hierbij een, bij aanvang, vaststaand ontwerp (predefined design). De observatiemethode levert in dit geval een gestructureerde procedure waarmee op basis van gemeten informatie en nadere analyse, het ontwerp en het verdere bouwproces zodanig kan worden aangepast dat voldaan wordt aan de vereiste veiligheid.

6.10.2 Observatiemethode: aanpak in relatie tot veiligheid

Als doel van de observatiemethode is hiervoor het realiseren van een goedkopere constructie genoemd. En wel zonder concessies te doen aan de gewenste betrouwbaarheid. In [33] wordt voor beide aspecten een traditioneel, volgens Eurocode 7 verkregen ontwerp als uitgangspunt gekozen. Hoewel de hiervoor benodigde aanpak in [33] niet in detail wordt beschreven, worden zeker aanknopingspunten gegeven.

Fig. 6.6
Kansdichtheidsfunctie
van een grondparameter op
basis een aantal beproevingen
en enkele mogelijke ingangen
voor representatieve waarde
in het ontwerp.



In figuur 6.6 is dit op schematische wijze weergegeven voor een grondparameter. De normale verdeling geeft de resultaten van proefnemingen weer. Onderscheiden worden de meest waarschijnlijke waarde (het rekenkundig gemiddelde, kans 1 op 2), de karakteristieke waarde voor het gemiddelde (kans 1 op 20) en een meest ongunstige waarde (kans 1 op 1000, [33]).

Voor het uitgangsontwerp wordt een matig conservatieve parameterwaarde gekozen tussen de meest waarschijnlijke waarde en karakteristieke waarde. Dit kan worden gedaan voor meerdere (dominante) parameters. Vervolgens wordt voor meerdere parametercombinaties een constructieontwerp gemaakt, het gedrag van de constructie voorspeld en uitgedrukt in meetbare, maatgevende gedragsgrootheden, zoals verplaatsingen, waterspanningen, hellingen. Voor deze grootheden wordt hiermee een begrensd traject verkregen waarbinnen, rekening houdend met de onzekerheden en risico's, veilige interventiewaarden kunnen gedefinieerd. Tenslotte wordt op basis van deze analyses een uitgangsontwerp gekozen waarmee de bouwphase wordt gestart. Dit uitgangsontwerp kan pessimistisch zijn (bijvoorbeeld conform de normering met karakteristieke waarden en partiële factoren) of meer optimistisch gebaseerd op matig conservatieve waarden, zie figuur 6.6. In het laatste geval wordt in feite geanticipeerd op een positieve uitkomst van de metingen in de bouwphase. Tijdens de bouw moet dan rekening gehouden worden met een negatieve uitkomst van de monitoring en dient men in staat te zijn om tijdig en adequaat corrigerende maatregelen te nemen. Dit komt in het algemeen neer op het bouwen van een 'zwaardere' constructie.

In het andere geval, als het ontwerp gebaseerd is op pessimistische aannamen en een relatief 'zwaar' constructieontwerp, moet er rekening mee worden gehouden dat tijdens de bouw, op basis van gunstige monitoringsresultaten, deze constructie kan worden vervangen door een lichtere.

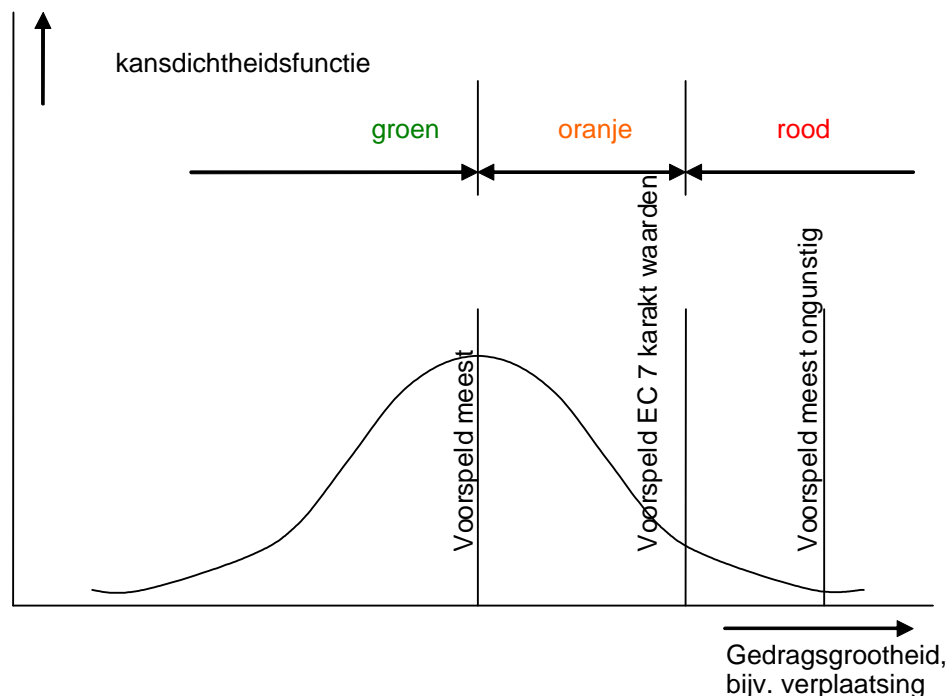
Een ontwerp volgens de norm levert een voldoende veilige constructie op. Dat is immers het uitgangspunt. Maar hoe veilig weten we niet. Wanneer we één afzonderlijke constructie beschouwen, is veiligheid of betrouwbaarheid in relatie tot de normprocedure een betrekkelijk begrip. In de voorgaande hoofdstukken is aangegeven dat zo'n ontwerp wel eens erg veilig kan zijn. Dat geldt zeker voor de geotechniek. Omdat we vaak over weinig informatie van de lokale sterkteparameters beschikken en die informatie relatief veel spreiding vertoont, zijn de in het ontwerp toe te passen karakteristieke waarden voor de sterkteparameters soms erg conservatief (lees: aanzienlijk lager dan het gemeten gemiddelde). Bovendien kan de met de karakteristieke waarden samenhangende 5% onderschrijdingskans nog aanzienlijk kleiner door toepassing van partiële materiaalfactoren. We moeten beseffen dat dit de prijs is die we betalen voor onzekerheid. Maar de kans dat de betreffende parameter, of combinatie van parameters, in werkelijkheid groter is, is aanzienlijk.

De observatiemethode biedt in principe de mogelijkheid om andere dan de karakteristieke waarden als uitgangspunt te nemen en/of lagere partiële factoren (lagere rekenwaarden) in rekening te brengen. Het effect van de hogere parameters moet dan wel vertaald kunnen worden naar een meetbare en voor het ontwerp maatgevende grootte, zoals een verplaatsing van een grondkerende wand of een water(over)spanning in een ophoging op slappe grond. De voor het ontwerp maatgevende grootte dient gerelateerd te zijn aan de relevante grenstoestanden ULS en SLS. Vaak is dat tijdens de bouw niet op directe wijze mogelijk omdat de optredende belasting lager is dan de ontwerpbelasting. De bewaking van het gedrag van de constructie zal dan via het verplaatsingsverloop kunnen plaatsvinden indien dit karakteristiek is voor bezwijken of voor het verplaatsingscriterium dat van toepassing is. Het zal duidelijk zijn dat dit een additionele ontwerpinspanning en een gerichte meetcampagne tijdens de uitvoering vereist.

Een gunstig aspect van een aantal geotechnische constructies is dat de grond zelf als dominante belasting fungeert in relatie tot de beschouwde grenstoestanden. Omdat deze grondbelasting reeds tijdens de bouw plaatsvindt is bewaking van het gedrag van de constructie in principe mogelijk. In de praktijk zal dit vooral bij zogenoemde grondconstructies zoals een ophoging voor en weg- of dijklichaam effectief kunnen zijn.

Een belangrijk en essentieel element bij toepassing van de observatiemethode is het gebruik van interventiewaarden voor onderscheidende en meetbare grootheden zoals verplaatsingen, zettingen, hellingen en waterspanningen. In [33] is beschreven dat deze interventiewaarden de scheiding vormen tussen de zogenoemde groene, oranje en rode zones (zie schematisch figuur 6.7). Zolang een grootte zich in de groene zone bevindt kan de bouw doorgang vinden. Bevindt de grootte zich in de oranje zone of is sprake van verschuiving naar de oranje zone, dan is voorzichtigheid geboden. Ondermeer dient men voorbereid te zijn op het nemen van afdoende maatregelen conform het vooraf opgestelde plan. De maatregelen worden genomen zodra de monitoring aangeeft dat het gedrag de rode zone heeft bereikt of die zone snel nadert. Nadat de maatregelen zijn getroffen wordt het bouwproces vervolgd, vaak met intensivering van de monitoring.

Fig. 6.7
Voorspelde kansverdeling
verplaatsing (schematisch)
en onderscheid in groene,
oranje en rode zones voor
bewaking van het gedrag.



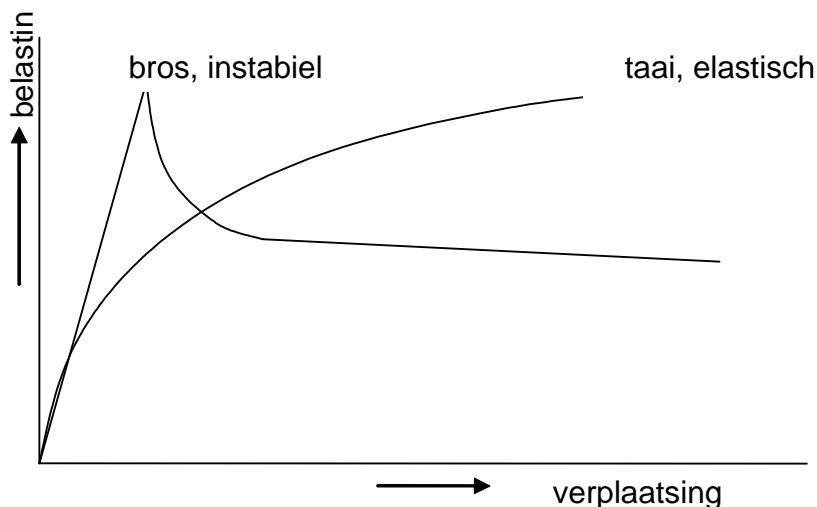
6.10.3 Mogelijkheden en beperkingen

In het algemeen geldt dat de observatiemethode toegepast kan worden wanneer er voldoende tijd is om de geplande aanpassingen of terugvalopties volledig en veilig te kunnen implementeren en uitvoeren. Meer in detail betekent het dat de volgende aspecten voorafgaand aan de uitvoering dienen te zijn vastgelegd in een vastomlijnd plan dat door alle betrokkenen is aanvaard [33, 35]:

- de mogelijke range van het gedrag van de constructie is bepaald en vastgelegd waaruit blijkt dat er een acceptabele kans is dat het werkelijke gedrag binnen aanvaardbare grenzen ligt;
- acceptabele interventiewaarden zijn vastgesteld waarmee gedurende de bouw en de operationele fase een voldoende betrouwbare constructie wordt gegarandeerd;
- een plan van mitigerende maatregelen is vastgesteld dat kan worden uitgevoerd indien de monitoring een gedrag signaleert dat acceptabele grenzen overschrijdt;
- een monitoringsplan is opgesteld aan de hand waarvan kan worden vastgesteld of het werkelijke gedrag binnen acceptabele grenzen (interventiewaarden) ligt. Analyse en evaluatie van de monitoringsresultaten dient de toestand en gedrag van de constructie tijdig en met voldoende korte intervallen te beschrijven zodat het (eventueel) mogelijk is om de vooraf vastgestelde maatregelen succesvol te kunnen uitvoeren;
- de monitoringsapparatuur dient robuust te zijn. Bij falen van de apparatuur dient vervanging voldoende snel mogelijk te zijn. Indien gewenst dient de apparatuur tijdig te kunnen worden uitgebreid.

De observatiemethode kan niet worden toegepast indien een plotseling bezwijken zonder voorafgaande waarschuwing mogelijk is. Ter illustratie wordt hiertoe in [31, 33 en 35] onderscheid gemaakt in bros (engels: brittle) en taai (engels: ductile) gedrag, zie figuur 6.8.

Fig. 6.8
Bros en taai gedrag.
De observatiemethode is
ongeschikt indien bezwijken
plotseling kan optreden
(bros gedrag).



6.10.4 Toepassingen

In [33] worden een aantal voorbeelden toegelicht van toepassing van de observatiemethode in de praktijk. In het kort hebben deze voorbeelden de volgende kenmerken:

- Twee projecten in Engeland betreffen de bouw van een diepe kelder. De aannemer stelde een alternatieve, goedkopere bouwfasering voor. Na analyse op basis van “matig conservatieve” parameters bleken de gestelde criteria overschreden te worden. Door toepassing van de observatiemethode inclusief plannen voor maatregelen bij overschrijding van interventiewaarden voor verplaatsingen kon de voorgestelde bouwfasering succesvol worden toegepast.
- Betuweroute, sectie Sliedrecht – Gorinchem, Nederland. Een conventioneel ontwerp voor de 9 km ophoging voor de Betuweroute vereiste een damwand ter beperking van hinder bij de dichtbij gelegen bestaande spoorlijn. Met de observatiemethode bleek het mogelijk om de ophoging aan te leggen zonder aanbrengen van de damwanden.
- Het ontgraven van een bouwkuip in Engeland. Op basis van gemeten deflecties en van zettingen in de omgeving kon een goedkopere stempelconfiguratie worden toegepast.
- De Tramtunnel in Den Haag waarbij de observatiemethode in een laat stadium succesvol werd geïmplementeerd ter geleiding van herstel- en aansluitende werkzaamheden nadat het werk lange tijd had stilgelegen door een calamiteit.
- Toepassing van de observatiemethode voor hergebruik van bestaande palen onder een nieuw kantoorgebouw in Engeland.

Een bekend voorbeeld van toepassing van de observatiemethode in Nederland is het monitoren van waterspanningen ter sturing van de fasering bij de aanleg van een ophoging op een slappe ondergrond. In de praktijk wordt hiermee in de meeste gevallen optimalisatie van de totale uitvoeringsduur nagestreefd en dus niet aanscherping van het eerdere ontwerp van de ophoging.

Hoofdstuk 7

Afleiden partiële factoren volgens ISO 2394

7.1 Inleiding

Een constructie dient aan een zekere veiligheid te voldoen. In de normen voor het ontwerp van constructies is deze veiligheid vastgelegd door middel van de betrouwbaarheidsindex β , waarmee een zekere maximale faalkans wordt gedefinieerd. Zo betekent een betrouwbaarheidsindex β van 3,6 dat de constructie een faalkans van ongeveer 0,0001 of 0,01% tijdens de levensduur heeft.

De huidige ontwerpmethodiek en de vigerende normering is gebaseerd op de Niveau I semi-probabilistische aanpak, waarbij wordt uitgegaan van representatieve waarden voor de belasting(en) en de sterkte(n). Aansluiting op de vereiste betrouwbaarheidsindex wordt verkregen door middel van partiële veiligheidsfactoren. Hoewel in beperkte mate gekalibreerd aan uitkomsten van Niveau II probabilistische analyses, zijn de in de normen opgenomen partiële factoren (met name die in NEN 6740) toch vooral als generiek te kenmerken. Omdat dit betekent dat deze partiële factoren voor alle denkbare situaties voldoende veilig moeten zijn, zullen ze in het algemeen conservatief zijn. Ofwel ze leiden in een aantal gevallen tot constructies die veiliger zijn dan strikt noodzakelijk.

Bijvoorbeeld: een constructie kan gefundeerd zijn op een ondergrond die geschematiseerd is tot één of tot meerdere (niet-gecorrleerde) lagen. Deze laag of lagen bezitten eigenschappen die in meer of mindere mate van belang zijn voor het optreden van de beschouwde faalmechanismen.

NEN 6740 maakt bij het specificeren van de materiaalfactoren geen onderscheid in één of meerdere lagen. Ofwel deze factoren zijn voor beide genoemde situaties van toepassing. Dit resulteert in het algemeen in een veiliger ontwerp voor een bodem die uit meerdere grondlagen bestaat.

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de mogelijkheden om deze “ontwerpruimte” te kwantificeren en indien van toepassing te benutten.

Aanpassing partiële factoren niet in huidige geotechnische regelgeving

De mogelijkheid om partiële factoren aan te passen op basis van gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten α wordt in de geotechnische regelgeving niet genoemd en niet beschreven. Ook in Eurocode 7 ([4]) en in de Ontwerpersgids bij Eurocode 7 ([31]) wordt er geen aandacht aan besteed, terwijl er in de informatieve bijlage C van de algemene Eurocode NEN-EN 1990 ([54]) wel duidelijke ingangen voor deze aanpak worden aangereikt.

De achtergrond voor het niet beschouwen van deze methode in Eurocode 7 is vooral gelegen in de grote verschillen in ontwerpaanpak in de diverse Europese landen. Het betekende dat het opnemen van een mogelijke alternatieve aanpak die dicht tegen de probabilistische methodiek aan lag, “simpelweg een brug te ver was”. De huidige versie van Eurocode 7 is pas mogelijk gebleken na vergaande compromissen. Het opnemen van drie ontwerpbenaderingen waarvan één (ontwerpmethode 2) tegemoet komt aan de wensen van de landen die tot op heden nog voornamelijk op basis van een overall veiligheidsfactor ontwerpen, is daar een voorbeeld van.

7.2 Achtergrond partiële factoren

Een Niveau II probabilistische analyse levert naast een schatting van de betrouwbaarheidsindex β en daarmee de faal- of bezwijkkans, de zogenoemde invloedscoëfficiënten α . Deze α 's reflecteren de relatieve bijdrage van elk van de stochastische variabelen in de probabilistische analyse aan de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie en daarmee impliciet aan de faalkans. Op basis van deze invloedscoëfficiënten kan worden vastgesteld bij welke van de parameters die in het beschouwde faalmechanisme een rol spelen reductie van onzekerheid het meeste effect zal hebben op de faalkans.

De invloedscoëfficiënten α spelen een sleutelrol bij de bepaling van partiële veiligheidsfactoren volgens het probabilistische concept. Bij Niveau II analyses (FORM-benaderingen) is een van de resultaten van de analyse het ontwerp punt. Dit is het punt met de grootste kansdichtheid die de scheiding tussen falen en niet falen markeert. De verhouding tussen de waarde van de stochastische probleemparameters in het ontwerp punt en de verwachtingswaarde (of de karakteristieke waarde) is de (aanwezige) partiële veiligheidsfactor voor die probleemparameter. De ontwerp puntwaarde van elk van de probleemparameters kan worden uitgedrukt in termen van de statistische kenmerken van die parameter, de betrouwbaarheidsindex β en de invloedscoëfficiënt α welke bij die parameter hoort:

$$X_d = X_{gem} - \alpha\beta\sigma = X_{gem} (1 - \alpha\beta V) \quad (7.1)$$

Waarin:

X_d	is de ontwerp puntwaarde van parameter X
X_{gem}	is de gemiddelde waarde van parameter X
σ	is de standaardafwijking van parameter X
α	is de invloedscoëfficiënt van parameter X
β	is de betrouwbaarheidsindex
V	is de variatiecoëfficiënt van parameter X

De ontwerp puntwaarde komt overeen met de rekenwaarde in de Niveau I aanpak waarbij geldt:

$$X_d = X_{gem;rep} / \gamma \quad (7.2)$$

Waarin:

X_d is de rekenwaarde parameter X

γ is de de partiële veiligheidsfactor voor parameter X

$X_{gem;rep}$ is de representatieve of karakteristieke waarde van X

De karakteristieke waarde of 5% ondergrenswaarde voor X als een sterkteparameter kunnen we schrijven als:

$$X_{gem;rep} = X_{gem} - 1,65 \sigma = X_{gem} (1 - 1,65V) \quad (7.3)$$

Het quotiënt van de twee is de partiële factor voor de sterkte γ_r , of een materiaalfactor γ_m :

$$\gamma_m = X_{gem;rep} / X_d = (1 - 1,65V) / (1 - \alpha\beta V) \quad (7.4)$$

In het geval X een belastingparameter is, dan is de partiële veiligheidsfactor een belastingfactor γ_s , die gelijk is aan het quotiënt van karakteristieke belasting en ontwerp puntwaarde. Op deze manier zijn zowel materiaalfactoren als belastingfactoren in principe getallen die groter dan 1 zijn.

Is aanpassen van partiële factoren toegestaan?

Soms wordt opgemerkt dat de in normen gegeven belasting- en materiaalfactoren een samenhangend geheel vormen en dat het aanpassen van alleen een belastingfactor of een materiaalfactor, op basis van aangetoonde reductie van onzekerheid van de betreffende belasting- of sterkteparameter, niet toegestaan is. Men hanteert dan bijv. het argument dat engineering judgement mede als basis heeft gediend voor het vaststellen van de factoren. Deze stelling gaat echter niet op als aangetoond kan worden dat het totale stelsel van factoren een belangrijke mate van conservatisme in zich bergt. Aantonen is in principe mogelijk aan de hand van de invloedscoëfficiënten in combinatie met de vereiste betrouwbaarheid en de spreiding in de relevante belasting- en sterkteparameters.

7.3 Toepassing gestandaardiseerde invloedsfactoren volgens ISO 2394

Voor berekening van belasting- en materiaalfactoren is door de ISO een methode gegeven, waarbij uitgegaan mag worden van gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten α . Deze methode is vastgelegd in de ISO-norm 2394. Hiermee is het betrekkelijk eenvoudig om voor een specifiek geval met bekende statistische kenmerken van de parameters de relevante partiële factoren af te leiden. In Eurocode EN 1990 Basis of Design ([54]) wordt deze mogelijkheid onder andere aanbevolen bij het bepalen van de rekenwaarden uit proefresultaten (Design by Testing).

Onderscheid wordt gemaakt tussen dominante belasting- en sterkteparameters en niet-dominante belasting- en sterkte parameters. Voor dominante belastingparameters moet de waarde $\alpha = -0.7$ worden aangehouden en voor dominante sterkteparameters de waarde $\alpha = 0.8$. Voor niet-dominante parameters geldt een α -waarde van 0.4 keer de α -waarde voor dominante parameters (zie tabel 7.1).

Tabel 7.1 Gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten α volgens ISO 2394.

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

Bij toepassing van deze methode weet men meestal 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 door ze door te rekenen en de combinatie die tot het ongunstigste resultaat leidt, als maatgevend te kiezen. Meestal is echter uit praktijkervaring het karakter van de meeste variabelen wel bekend.

Is aanpassing van γ op basis van gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten veilig?

Omdat de som van alle invloedscoëfficiënten α in het kwadraat theoretisch gelijk aan 1 is en die van de door ISO aanbevolen standaardwaarden voor α groter dan 1, bergt de ISO methode een zekere mate van conservatisme of additionele veiligheid in zich. Naarmate het aantal maatgevende parameters groter is, is het conservatisme groter (som van α^2 wijkt dan meer af van 1). Bijv.: In het geval van 2 belasting- en 3 sterkteparameters is $\sum \alpha^2 = 0,8^2 + 0,32^2 + 0,32^2 + 0,7^2 + 0,28^2 = 1,41$ dus groter dan 1. M.a.w. de α -waarden volgens ISO resulteren in principe in een conservatieve combinatie van partiële factoren.

Een consequentie van de ISO-methode is dat de ermee afgeleide partiële factoren zowel kleiner als groter kunnen zijn dan de factoren die in de norm zijn "voorgeschreven". Van belang hiervoor is vooral de variatiecoëfficiënt (relatieve spreiding) in de betreffende parameter. Een kleine variatiecoëfficiënt V levert in formule 7.4 in het algemeen een relatief lage partiële factor op, een grote variatiecoëfficiënt een hogere. Dit is niet verrassend omdat de partiële factoren in de normen generiek zijn en alleen in globale zin afhankelijk van de relatieve spreiding van de betreffende parameters.

Invloed omvang informatie

Omdat weinig informatie, bijv. slechts enkele proefresultaten voor de bepaling van het laaggemiddelde voor de cohesie, meestal synoniem is aan grote onzekerheid en grote spreiding zal de afleiding van de partiële factor volgens ISO 2394 zeker ook in een hogere partiële factor kunnen resulteren dan die in de norm is "voorgeschreven". Bij meer informatie is dat vaak andersom. Het betekent dat de grootte van de partiële factoren beïnvloed kan worden door de omvang van de informatie.

Met behulp van gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten voor dominante en niet-dominante variabelen kunnen partiële factoren op een relatief eenvoudige manier aangepast worden bij handhaving van de vereiste betrouwbaarheidsindex β . Met deze methode kan vaak een scherper ontwerp worden gerealiseerd waarbij de veiligheids-

marges daar toegepast worden waar de onzekerheden groot zijn. Daar waar onzekerheden relatief klein zijn kunnen de partiële factoren worden gereduceerd en daarmee de veiligheidsmarges beperkt ten opzichte van toepassing van de in de norm voorgeschreven factoren.

7.4 Toepassing grondeigenschappen

In de volgende tekstbox wordt aan de hand van een voorbeeld voor de hoek van inwendige wrijving en de cohesie duidelijk gemaakt dat aanpassing van de partiële materiaalfactoren volgens ISO 2394 kan leiden tot waarden kleiner dan 1 indien de beschouwde grondparameters niet-dominant zijn. Hoewel dit zeker kan (de basis vormt immers de karakteristieke waarde die in 95% van de gevallen wordt overschreden) is een waarschuwing hier ook op zijn plaats. In de normen zijn de partiële factoren namelijk niet in alle gevallen alleen bedoeld om de vereiste betrouwbaarheid te realiseren op basis van een representatieve waarde. Zo beschrijven de TAW leidraden voor het ontwerpen van Rivierdijken (deel 1 en deel 2) dat een deel “gereserveerd” is om verschillen in beproevingsapparatuur en om het verschil tussen de uit de proef afgeleide parameter en die in het rekenmodel of in het beschouwde faalmechanisme te overbruggen. In aansluiting hierop adviseert de C 135 commissie om voor ontwerp en toetsing van primaire waterkeringen, de op basis van α aangepaste partiële factoren steeds met 1,05 à 1,1 te vermenigvuldigen.

Overigens is dit argument niet van toepassing op NEN 6740 omdat de aspecten “verschillen in beproevingsapparatuur” en “afwijkingen ten opzichte van parameter in het rekenmodel of in het beschouwde faalmechanisme”, worden geacht te zijn verdisconteerd in de representatieve waarden.

Variatiecoëfficiënten tabel 1 NEN 6740 en aanpassen partiële factoren

(vervolg op Getallenvoorbeeld combinatie tabel 1 en proefresultaten, paragraaf 6.8.3)

De waarde $V = 0,1$ voor de variatiecoëfficiënt uit Tabel 1 kan ook worden gebruikt voor toetsing van de partiële factor voor ϕ met behulp van gestandaardiseerde invloedscoëfficiënt α . Indien de ϕ waarde van de betreffende laag een dominante parameter is met invloedscoëfficiënt $\alpha = 0,8$ en de vereiste betrouwbaarheidsindex $\beta = 3,6$ dan volgt een partiële factor γ_m van 1,17. Is echter een andere parameter dominant dan kan $\alpha = 0,4 \times 0,8 = 0,32$ worden toegepast waarmee volgt dat $\gamma_m < 1,0$. Vergelijk deze partiële factoren met de waarde van 1,2 in NEN 6740 en 1,25 in de TAW Leidraad voor ontwerp van rivierdijken ([17,18]).

Dezelfde oefening voor de cohesie c met $V = 0,2$ resulteert in $\gamma_m = 1,60$ en $\gamma_m < 1,0$ voor respectievelijk de dominante en niet-dominante parameter. Hiervoor geven NEN 6740 en de TAW leidraden $\gamma_m = 1,50$ respectievelijk 1,3 (!).

Voor het geotechnische ontwerp is meestal het gemiddelde van de grondeigenschap van belang. Dit betekent ook dat de onzekerheid rond de schatting voor die gemiddelde grondeigenschap van belang is en dat de daarmee samenhangende variatiecoëfficiënt V_{gem} in de formule voor de bepaling van de partiële factor moet worden gebruikt. Dus niet

de variatiecoëfficiënt V_x van de n waarnemingen in de steekproef. In de volgende box wordt dit verduidelijkt met een aanvulling op het voorbeeld uit paragraaf 6.3.

Effect omvang informatie op de grootte van de partiële factor

(Vervolg op tekstbox paragraaf 6.3 “voorbeeld: winst uit meer proeven”)

Hiervoor in 6.3 is in een voorbeeld geïllustreerd dat meer informatie tot betere ondergrensschattingen voor het gemiddelde leidt. Concreet ging het om proeven waaruit de cohesie werd afgeleid. In het voorbeeld bedroeg het minimum aantal proeven $n = 3$.

De relatief grote onzekerheid die bij $n = 3$ van toepassing is ook van belang voor de grootte van de partiële factor. Die partiële factoren hebben immers de functie om ervoor te zorgen dat het ontwerp aan de vereiste veiligheid/betrouwbaarheid voldoet op basis van de karakteristieke parameters. Waar het in relatie tot de norm dan in feite om gaat is welke onzekerheid impliciet is verondersteld bij de keuze van de partiële factor $\gamma = 1,5$ voor de cohesie (tabel 3, NEN 6740).

Vullen we in de formule voor γ de waarde $V = 0,2$ in (tabel 1, NEN 6740) tezamen met $\beta = 3,6$ en $\alpha = 0,8$ (cohesie is dominant) dan volgt $\gamma = 1,58$. De waarde $\gamma = 1,5$ volgens tabel 3 sluit daarbij dus redelijk aan, zeker gezien het feit dat de cohesie ook vaak niet-dominant zal zijn. Bovendien is in de geotechniek meestal de ondergrenswaarde voor het gemiddelde van toepassing en dus ook de mogelijke variatie in de schatting voor het gemiddelde.

Echter in de waarde $V = 0,2$ van tabel 1 voor de variatiecoëfficiënt is niet de onzekerheid verdisconteerd die samenhangt met het kleine aantal waarnemingen $n = 3$. Daarom kan ook de variatiecoëfficiënt voor de monstergroepen A, B en C uit het eerdere voorbeeld worden afgeleid volgens

$$X_{\text{gem};5\%} = X_{\text{gem}} (1 - 1,65 V)$$

Voor de groepen A, B en C volgen dan $V_x = 0,53$, $0,25$ en $0,29$ met gemiddelde $V_x = 0,36$. Wordt deze waarde $V_x = 0,36$ ingevuld in de formule voor de partiële factor dan volgt $\gamma_m \gg 2$ voor de cohesie als dominante parameter. Dit zou dan betekenen dat in de in tabel 3 van NEN 6740 opgenomen $\gamma_m = 1,50$ zeker niet de hoge variatie is verondersteld die samenhangt met het aantal van 3 proeven en de spreiding uit het eerdere voorbeeld.

Vergelijk in dit verband ook de γ_m waarden $1,60$ en $1,27$ die volgen na invoer van de waarden uit het eerdere voorbeeld voor 6 respectievelijk 9 proeven. Ofwel bij meer informatie komt de vereiste partiële factor voor de cohesie al snel in de buurt van de waarde $\gamma_m = 1,50$ van NEN 6740.

Conclusie: de combinatie van de in het eerdere voorbeeld gehanteerde spreiding voor de cohesie ($V = 0,31$) tezamen met ongeveer 7 waarnemingen/proeven komt ongeveer overeen met de onzekerheid die (impliciet ?) is verondersteld bij de keuze van $\gamma_m = 1,50$ in tabel 3 van NEN 6740 bij de cohesie als dominante parameter.

In paragraaf 6.3 (onder andere tabel 6.1 en figuur 6.2) is aangegeven wat de invloed is van het aantal waarnemingen/proeven op de 5% ondergrensschatting van een grondeigenschap. Bij toepassing van de u-verdeling is de ondergrenswaarde bij $n=3$ gemiddeld circa 7% lager dan bij $n=7$. Bij toepassing van de Student t-verdeling is dit verschil zelfs ongeveer 25%. Deze verschillen worden nog groter als de partiële factoren worden afgeleid uit het lokale grondonderzoek op basis van de ISO 2394 methode. Van belang hierbij is weer dat in de geotechnische analyse meestal de gemiddelde waarde van een sterkte-eigenschap maatgevend is.

Om dit te illustreren is aangesloten bij het genoemde voorbeeld in tabel 6.1 en figuur 6.2. In tabel 7.2 zijn de partiële materiaalfactoren γ_m en rekenwaarden gegeven die (gemiddeld) volgen na afleiding volgens ISO 2394 en $n=3$, respectievelijk $n=7$. Hierbij is de grondeigenschap zowel dominant als niet-dominant verondersteld en is aangenomen dat $\beta = 3,8$. In aansluiting op tabel 6.1 is zowel het resultaat volgens de u-verdeling als de t-verdeling gegeven.

Indien de grondeigenschap dominant is dan neemt het hiervoor genoemde verschil van 7% tussen de 5% ondergrenswaarde bij $n=3$ en $n=7$ volgens de u-verdeling toe tot 14% als de overeenkomstige rekenwaarden worden beschouwd. Met de t-verdeling groeit het verschil van 25% tussen de 5% ondergrenswaarden naar 100% bij de rekenwaarden. Als de parameter niet-dominant is neemt het overeenkomstige verschil evenwel iets af (rechter kolom in tabel 7.2).

Tabel 7.2 5% karakteristieke waarden, rekenwaarden en aangepaste partiële factoren bij $n = 3$ en $n = 7$ (aansluitend op tabel 6.1 en figuur 6.2 in paragraaf 6.3).

	n = 3	n = 7	Vershil tussen n =3 en n=7
u-verdeling			
5% ondergrens (gemiddeld)	8,1 kPa	8,75 kPa	7%
V_{gem}	0,11	0,075	
γ_m (parameter dominant)	1,23	1,13	
γ_m (parameter niet- dominant)	0,95	0,96	
Rekenwaarde (parameter dominant)	6,6 kPa	7,7 kPa	14%
Rekenwaarde (parameter niet dominant)	8,5 kPa	9,1 kPa	7%
t-verdeling			
5% ondergrens (gemiddeld)	6,6 kPa	8,5 kPa	25%
V_{gem}	0,21	0,09	
γ_m (parameter dominant)	1,80	1,17	
γ_m (parameter niet- dominant)	0,87	0,96	
Rekenwaarde (parameter dominant)	3,7 kPa	7,3 kPa	100%
Rekenwaarde (parameter niet dominant)	7,5 kPa	8,9 kPa	19%

Voorbeelden van aanpassing van de partiële factoren voor de grondparameters volgens ISO 2394 en het mogelijke effect van deze aanpak zijn opgenomen in de integrale voorbeelden in de bijlagen F, G en H.

7.5 Toepassing fundering op drukpalen

Aanpassing van de partiële factoren volgens ISO 2394 is in principe ook mogelijk voor een fundering op palen. Een voorbeeld van een mogelijke toepassing voor een stijve funderingsconstructie op drukpalen is beschreven aan het eind van deze paragraaf. Maar omdat de analyse van de “passende” partiële factor voor een paalfundering enkele specifieke overwegingen vereist, wordt dit getallenvoorbeeld voorafgegaan door een toelichting.

Toelichting ontwerp fundering op drukpalen

Als uitgangspunt fungeert NEN 6743-1 ([15]) waarin onderscheid is gemaakt in een stijf bouwwerk (of een gedeelte daarvan) en in een niet-stijf bouwwerk (of een gedeelte daarvan). In artikel 5.2.2 van NEN 6743-1 is de voorwaarde beschreven waarmee bouwwerk als stijf kan worden beschouwd.

In principe wordt de representatieve waarde van de totale draagkracht van een paal (“punt plus schacht”) verkregen met:

$$F_{r,max;rep} = \xi \cdot F_{r,max;gem} \quad (7.5)$$

waarin:

$F_{r,max;rep}$ is de representatieve waarde van de (gemiddelde) maximale draagkracht van een paal

$F_{r,max;gem}$ is de gemiddelde waarde van de maximale (totale) draagkracht van een paal, bepaald volgens 5.3.2.1 van NEN 6743-1.

ξ is de factor afhankelijk van het aantal palen M onder het beschouwde deel van het bouwwerk (alleen bij een stijve constructie) en het aantal sonderingen N dat gemaakt is onder het beschouwde deel van het bouwwerk

In tabel 1 van NEN 6743-1 worden de getalwaarden voor ξ gegeven als functie van M en N . De achtergronden hiervan zijn in [68] toegelicht tezamen met de aspecten welke van belang zijn voor de overgang naar de Eurocode 7 (zie de opmerkingen in relatie tot Eurocode 7 aan het eind van deze paragraaf). Als basis voor de ξ -waarden in NEN 6743-1 heeft de volgende formule voor de 5% ondergrenswaarde gediend:

$$\xi = 1 - 1,65 \cdot V \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{N} + \frac{1}{M} \right)} \quad (7.6)$$

In [68] wordt de met formule 7.6 verkregen ξ -waarde een “veilige ondergrens” genoemd. In formule 7.6 is V de variatiecoëfficiënt voor de draagkracht van de afzonderlijke palen berekend op basis van de afzonderlijke sonderingen. Voor de ξ -waarden in tabel 1 van NEN 6743-1 heeft de variatiecoëfficiënt $V = 0,12$ als uitgangspunt gediend, die is vastgesteld door calibratie aan de praktijk. Vanwege deze bekende V -waarde kon de factor 1,65 in formule 7.6 worden ingevoerd (in plaats van de t -waarde volgens de Student verdeling welke bij een onbekende variatiecoëfficiënt vereist zou zijn). De getalwaarden van ξ in tabel 1 van NEN 6743-1 zijn gebaseerd op formule 7.6 waarbij voor $M < 3$ geen krachtoverdracht is verondersteld.

Opmerking:

Hierna wordt in dit voorbeeld voor de variatiecoëfficiënt de bekende waarde $V = 0,12$ (conform het uitgangspunt van NEN 6743-1) verondersteld. Overigens wordt geadviseerd om, indien aanpassing van de partiële factor wordt overwogen, de variatiecoëfficiënt V voor de draagkracht in de bouwlocatie te bepalen op basis van de per sondering berekende draagkracht (zie in dit verband tevens artikel 8.4.1.4 van NEN 6740, [14]). Deze waarde voor V kan immers groter of kleiner zijn dan 0,12. In feite betekent dit dan dat de variatiecoëfficiënt onbekend wordt verondersteld en dat in formule 7.6 voor ξ de t -waarde volgens de Student verdeling moet worden ingevoerd. Met name indien uit meerdere sonderingen in een bouwlocatie een variatiecoëfficiënt kleiner dan de waarde 0,12 resulteert, is dit volgens de CUR commissie C135 vereist.

De term $1/N$ onder het wortelteken in formule 7.6 is bedoeld om de verkregen, betere kennis van de variabiliteit van de ondergrond in rekening te brengen. Meer sonderingen levert meer zekerheid omtrent de gemiddelde maximale draagkracht $F_{r,max;gem}$, hetgeen resulteert in een hogere waarde voor ξ in formule 7.6 en daarmee in een hogere representatieve draagkracht $F_{r,max;rep}$.

De term $1/M$ dient om het vermogen van een stijve constructie om krachten over te dragen van “zwakke” naar “sterke” funderingselementen, in rekening te brengen. De term $1/M$ onder het wortelteken in formule 7.6 betekent dat de waarde van ξ toeneemt bij toenemend aantal palen M . De invloed van het aantal palen M , zoals verdisconteerd in formule 7.6 is getoetst aan mechanica berekeningen. In relatie tot $1/M$ en de formules 7.5 en 7.6 beschouwen we nu de volgende twee uiterste gevallen:

- Bij zeer veel palen (M zeer groot en $1/M \rightarrow 0$) nadert de term onder het wortelteken naar $1/N$ en dit betekent dat de representatieve waarde voor de draagkracht $F_{r,max;rep}$ (vrijwel) overeenkomt met de 5% karakteristieke waarden voor de gemiddelde draagkracht. Immers indien tegelijkertijd $1/N$ naar 0 zou naderen (zeer groot aantal sonderingen) dan wordt $F_{r,max;rep}$ in formule 7.5 gelijk aan $F_{r,max;gem}$.
- Voor een niet-stijf bouwwerk of funderingsconstructie dient altijd $M = 1$ in formule 7.6 te worden ingevuld (zoals ook is aangegeven in NEN 6743-1). Hiermee reduceert de term onder het wortelteken tot $(1/N + 1)$ en vertegenwoordigt $F_{r,max;rep}$ in formule 7.5 de schatting voor de 5% ondergrenswaarde van de afzonderlijke puntwaarden voor de draagkracht paal (dus niet de karakteristieke waarde voor de gemiddelde draagkracht). Immers in een niet-stijve constructie is herverdeling van krachten niet mogelijk en dient elke paal afzonderlijk voldoende draagkracht te bezitten.

In het geval dat een stijve constructie gefundeerd is op een beperkt aantal drukpalen resulteert een ξ -waarde die tussen die voor de twee genoemde uitersten in ligt. Ofwel bij een beperkt aantal palen onder een stijve constructie is herverdeling van belasting slechts beperkt mogelijk.

Analyse partiële factor volgens ISO 2394 bij een fundering op palen

Voor de rekenwaarde van de draagkracht dient de representatieve waarde door de partiële factor $\gamma_{m;b4}$ te worden gedeeld. NEN 6740: 2006 ([14]) schrijft $\gamma_{m;b4} = 1,20$ voor, welke toegepast dient te worden in:

$$F_{r,fund;max;d} = (M \cdot F_{r,max;rep}) / \gamma_{m;b4} \quad (7.7)$$

waarin:

$F_{r,fund,max;d}$ = rekenwaarde van de maximale draagkracht van de fundering onder het beschouwde deel van het bouwwerk

Hiervoor is in paragraaf 7.2 aangegeven dat formule 7.4 van toepassing is voor de partiële factor γ_r voor de sterkte. Voor een fundering op drukpalen geldt dan:

$$\gamma_r = \gamma_{m;b4} = X_{gem;rep} / X_d = (1 - 1,65V_{F,fund}) / (1 - \alpha\beta V_{F,fund}) \quad (7.8)$$

Toepassing voor een fundering op palen inclusief de ISO 2394 methode met gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten vereist de keuze van specifieke waarden voor α en $V_{F,fund}$. Hiertoe wordt onderscheid gemaakt in een stijf en een niet-stijf bouwwerk (of een gedeelte daarvan).

Met betrekking tot de invloedscoëfficiënt α :

- In een stijf bouwwerk met veel palen ($M \gg 1$) werken alle palen samen en dient de paalfundering in het algemeen als het enige funderingselement te worden opgevat. Dit betekent dat de fundering als dominant moet worden aangemerkt en dat $\alpha = 0,8$ van toepassing is in formule 7.8:
- In een niet-stijve constructie dient elke paal afzonderlijk voldoende draagkracht te bezitten. Hierbij is de “zwakste schakel” als het ware maatgevend en dominant in de zin van de grootste invloed uitoefenend op het optreden van falen. Omdat het in het algemeen niet bekend is welke paal maatgevend is, dient meestal elke paal als dominant te worden beschouwd ($\alpha = 0,8$).

Met betrekking tot de variatiecoëfficiënt $V_{F,fund}$:

- In een stijve funderingsconstructie met zeer veel palen ($M \gg 1$) werken alle palen samen en vertegenwoordigt de representatieve draagkracht $F_{r,max;rep}$ de 5% ondergrenswaarde voor de gemiddelde draagkracht. Het betekent dat de in formule 7.8 in te voeren waarde voor de variatiecoëfficiënt gelijk is aan $V_{F,fund} = V_{F,fund;gem} = V \cdot \sqrt{(1/N + 1/M)}$. Met $V = 0,12$ en M zeer groot volgt $V_{F,fund} = V_{F,fund;gem} = 0,12 \cdot \sqrt{(1/N)}$. Ofwel met meer sonderingen wordt de onzekerheid met betrekking tot de gemiddelde draagkracht verkleind.
- In een niet-stijve constructie moet elke paal voldoende draagkracht bezitten. De variatiecoëfficiënt heeft hierbij betrekking op de verzameling afzonderlijke puntwaarden voor de draagkracht paal (dus niet op de gemiddelde draagkracht). Dit betekent dat voor een niet-stijve constructie altijd $V_{F,fund} = V = 0,12$ in formule 7.8 moet worden ingevuld. Het aantal sonderingen is hierbij niet van belang.

In het geval dat een stijve constructie gefundeerd is op een beperkt aantal drukpalen ($M \geq 3$) is krachtsoverdracht slechts beperkt mogelijk. Dit komt tot uiting in een waarde voor $1/M$ in formule 7.6 volgens $0 < 1/M < 1$. De maatgevende waarde voor de variatiecoëfficiënt in formule 7.8 voor de partiële factor ligt dan in tussen die voor de puntwaarden voor de draagkracht ($V_{F,fund} = V = 0,12$) en die voor de gemiddelde draagkracht ($V_{F,fund} = V_{F,fund;gem} = 0,12 \cdot \sqrt{(1/N)}$) en bedraagt:

$$V_{F,fund} = V \cdot \sqrt{(1/N + 1/M)} = 0,12 \cdot \sqrt{(1/N + 1/M)} \quad \text{met } (M \geq 3 \text{ en } V_{F,fund} \leq V)$$

Voor een stijve constructie geldt dat het aantal palen minimaal 3 bedraagt. Omdat altijd enige krachtsoverdracht mogelijk is, zal $V_{F,fund}$ maximaal de waarde van $V = 0,12$ aannemen. Ook voor een niet-stijve constructie is $V_{F,fund}$ maximaal gelijk aan V .

In het volgende tabel is een getallenvoorbeeld gegeven voor combinaties van 1, 3 en 10 sonderingen en 1, 3 en 10 palen ($N = 1, 3$ en 10 ; $M = 1, 3$ en 10). Voor alle gevallen is voor de berekening van $V_{F,fund}$ en $\gamma_{m;b4}$ uitgegaan van een betrouwbaarheidsindex $\beta = 3,6$, een invloedscoëfficiënt $\alpha = 0,8$ (paalfundering is dominant) en een bekende variatiecoëfficiënt $V = 0,12$ voor de draagkracht van de afzonderlijke palen.

Tabel 7.3 Variatiecoëfficiënt $V_{F,fund}$ en partiële factoren $\gamma_{m;b4}$ voor combinatie van aantal sonderingen $N = 1, 3$ en 10 en aantal palen $M = 1, 3$ en 10 .

	$N = 1$	$N = 3$	$N = 10$
$M = 1$	$V_{F,fund} = V = 0,12$ $\gamma_{m;b4} = 1,23$	$V_{F,fund} = V = 0,12$ $\gamma_{m;b4} = 1,23$	$V_{F,fund} = V = 0,12$ $\gamma_{m;b4} = 1,23$
$M = 3$	$V_{F,fund} = V = 0,12$ $\gamma_{m;b4} = 1,23$	$V_{F,fund} = 0,10$ $\gamma_{m;b4} = 1,17$	$V_{F,fund} = 0,08$ $\gamma_{m;b4} = 1,13$
$M = 10$	$V_{F,fund} = V = 0,12$ $\gamma_{m;b4} = 1,23$	$V_{F,fund} = 0,08$ $\gamma_{m;b4} = 1,13$	$V_{F,fund} = 0,06$ $\gamma_{m;b4} = 1,08$

De waarde 1,23 voor $\gamma_{m;b4}$ bij $M=1$ en/of $N=1$ sluit goed aan bij de waarde 1,20 uit NEN 6740. Bij $N=3$ (meer dan 2 sonderingen) en $M=3$ (meer dan 2 palen) is $\gamma_{m;b4} = 1,20$ echter een veilige waarde. Dit komt overeen met de verwachting dat één vaste generieke waarde voor $\gamma_{m;b4}$ in de meeste gevallen tot een conservatief ontwerp zal leiden. In het geval van 10 sonderingen en 10 palen levert toepassing van een partiële factor $\gamma_{m;b4} = 1,08$ voldoende veiligheid voor een stijve funderingsconstructie. Ofwel: voor een ontwerp voor een stijve constructie met 10 (of meer) palen dat op 10 (of meer) sonderingen is gebaseerd, levert $\gamma_{m;b4} = 1,08$ evenveel veiligheid als $\gamma_{m;b4} = 1,23$ voor een niet-stijve constructie en voor een stijve constructie met $N < 3$ of $M < 3$.

Opmerking met betrekking tot een niet-stijve funderingsconstructie:

Omdat voor een niet-stijve constructie de variatiecoëfficiënt van de afzonderlijke puntwaarden maatgevend is en deze waarde onafhankelijk is van het aantal sonderingen, zal toepassing van de ISO 2394 methode resulteren in een waarde voor $\gamma_{m;b4}$ die weinig van 1,20 (de voorgeschreven waarde in NEN 6740) afwijkt. Optimalisatie voor een niet-stijve constructie is in de praktijk vaak alleen mogelijk door opdeling van het perceel in deelgebieden rond één of enkele sonderingen. In NEN 6743-1 is dit in 5.3.2.2 aangegeven voor geheide palen.

Opmerking met betrekking tot Eurocode 7:

In tabel 1 van NEN 6743-1 zijn de ξ -waarden opgenomen als functie van N en M . Hierbij is voor M onderscheid gemaakt in 4 groepen ($M=1$ à 2 , $3 \leq M \leq 6$, $7 \leq M \leq 9$ en $M \geq 10$). In Eurocode 7 (NEN-EN 1997-1, [4]) en in NEN-EN 1997-1/NB (Nationale Bijlage bij Eurocode 7, [58]) is eveneens onderscheid gemaakt in een stijve en een niet-stijve constructie. In de Eurocode 7 en in de Nationale Bijlage zijn de ξ -waarden voor de stijve

constructie verkregen door die voor de niet-stijve constructie door een factor 1,1 te delen (let op: in Eurocode 7 zijn de ξ -waarden als de reciproque waarden van die in NEN 6743-1 gedefinieerd). In Eurocode 7 en in de Nationale Bijlage is er voor de stijve funderingsconstructie dus geen afhankelijkheid van het aantal palen M . De achtergronden voor de ξ -waarden in NEN 6743-1, in Eurocode 7 en voor de keuzes die in dit verband voor de Nationale Bijlage zijn gemaakt, zijn beschreven in [68].

In [68] is aangegeven dat (vooruitlopend op het uitkomen van de Eurocode 7 en de Nationale Bijlage) de ξ -waarden in NEN 6743-1 iets lager zijn gekozen dan in de eerdere versie van NEN 6743 uit 1991. Door in 2006 tegelijkertijd de partiële factor $\gamma_{m;b4}$ te verlagen van 1,25 naar 1,20 (NEN 6740: 2006, [4]) blijft het veiligheidsniveau voor funderingen op drukpalen in Nederland vrijwel gelijk.

Vergelijken we de ξ -waarden voor de stijve constructie in de Nationale Bijlage (verkregen met de factor 1,1 op de ξ -waarden voor de niet-stijve constructie) met die in NEN 6743-1, dan volgt globaal dat deze overeenkomen met de ξ -waarden in NEN 6743-1 voor $M = 6$ à 10. Ofwel voor een stijve constructie wordt in de Nationale Bijlage (op basis van de achtergronden die ten grondslag liggen aan NEN 6743-1) een krachtoverdracht tussen 6 à 10 palen verondersteld.

Ook voor een op de Eurocode 7 gebaseerd ontwerp kan overwogen worden om de partiële factor te toetsen of een bij het vereiste veiligheidsniveau passende partiële factor af te leiden.

Omdat de achtergronden voor het ontwerp voor een fundering op palen in de Eurocode 7 vrijwel identiek zijn aan die voor NEN 6743-1, kan daarvoor de procedure worden gevolgd zoals hiervoor in het voorbeeld is beschreven.

7.6 Toepassing belastingen

In de volgende box wordt de combinatie van eigen gewicht en wind beschouwd. Hierin wordt duidelijk gemaakt dat in de norm NEN 6702 voor belastingen rekening is gehouden met de invloed van dominantie van één belastingcomponent boven de andere in de voorgeschreven partiële factoren.

In feite geldt dit ook voor de combinatie van een of enkele externe belastingen met de belasting die in specifieke gevallen door grond wordt uitgeoefend. Omdat in NEN 6740 geen combinaties worden gegeven voor de partiële materiaalfactoren, dienen de in NEN 6740, tabel 3 voorgeschreven materiaalfactoren in generieke zin voor dominante grondeigenschappen van toepassing te worden beschouwd.

Voorbeeld: achtergrond belastingfactoren

Beschouw de combinatie van eigen gewicht G en wind W , met variatiecoëfficiënten $V_G = 0.10$ en $V_W = 0.20$. Laat de streefwaarde voor de betrouwbaarheid β gelijk zijn aan 4. Voor belastingen geldt vaak dat $X_{rep} = \mu$. In dat geval volgt dat $\gamma_s = 1 - \alpha\beta V$.

Als we achtereenvolgens eigen gewicht en wind als dominant beschouwen komen op de volgende twee belastingcombinaties.

$$\text{Combinatie 1 "G dominant":} \quad \gamma_{sG} = 1 + 0,70 * 4,0 * 0,10 = 1,28$$

$$\gamma_{sW} = 1 + 0,28 * 4,0 * 0,20 = 1,20$$

$$\text{Combinatie 2 "W dominant":} \quad \gamma_{sG} = 1 + 0,28 * 4,0 * 0,10 = 1,11$$

$$\gamma_{sW} = 1 + 0,70 * 4,0 * 0,20 = 1,56$$

In het Nederlandse voorschrift vinden we $\gamma_{sG} = 1.35$ en $\gamma_{sW} = 0$ voor de eerste combinatie en $\gamma_{sG} = 1.2$ en $\gamma_{sW} = 1.5$ voor de tweede. Dit sluit goed aan bij de uitkomsten van de twee combinaties op basis van de invloedscoëfficiënten. Dit is niet verrassend omdat aan de rekenwaarden voor deze belastingscomponenten een gedegen fundamentele analyse ten grondslag ligt. Hoewel ook in de in de norm voorgeschreven partiële belastingsfactoren een generieke component aanwezig is, is het evenwel meestal niet eenvoudig (en niet lonend) om optimalisatie van het ontwerp te bereiken door middel van aanpassing van de belastingfactoren.

In iets ander verband maar wel in relatie tot de toepassing en eventuele aanpassing van partiële factoren staat het mogelijke bereiken van onrealistische rekenwaarden. Bijv. een negatieve waarde voor de cohesie. Maar ook de (grond)waterstand hoger dan de constructie zelf die ontstaat na toepassing van de belastingsfactor. In de praktijk is het dan gebruikelijk om deze feitelijk onrealistische waterstand toch in het ontwerp in te voeren. Het argument hiervoor is dat door begrenzing tot de maximaal mogelijke waterstand in feite een lagere partiële factor wordt geïntroduceerd. Daarmee zou de balans in het stelsel factoren worden verstoord waardoor de vereiste betrouwbaarheid van de constructie niet gewaarborgd kan worden. Of dit werkelijk het geval is, kan in principe door uitvoering van een probabilistische analyse worden vastgesteld. Voor een specifieke constructie kan inzicht in het bereikte of te bereiken veiligheidsniveau ook worden verkregen door toepassing van de in dit hoofdstuk beschreven aanpak met gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten. Hierbij dienen dan wel alle partiële factoren (zowel voor de belasting als de sterkte) te worden beschouwd.

In dit verband is het ook interessant om te citeren uit de NEN-EN 1997-1 (Eurocode 7 [4]: 2.4.7.3.2.(2)): "In sommige ontwerp situaties kan het in rekening brengen van de partiële factoren op belastingen in of door de grond (zoals grond- of waterdrukken) leiden tot rekenwaarden, die onredelijk of zelfs fysisch onmogelijk zijn. In deze situaties mogen de factoren direct op het effect van de belastingen, afgeleid uit representatieve waarden van de belastingen, worden gezet."

7.7 Mogelijke andere toepassingen

Het onderstaande voorbeeld illustreert dat aanpassing van de partiële factor ook mogelijk is zonder gebruikmaking van de invloedscoëfficiënten volgens ISO 2394. Het voorbeeld betreft een paalfundering en stamt uit de tijd dat nog met een overall veiligheidsfactor werd gewerkt. Dus van vóór de invoering van NEN 6740. Het uitgangspunt was daarbij dat de indertijd gebruikelijke factor $\gamma_{\text{tot}} = 2,0$ van toepassing was bij algemeen voorkomende bodemcondities (hier de ruimtelijke variabiliteit in bodemopbouw) en algemeen gebruikelijke omvang van het grondonderzoek. En daarmee ook van toepassing op de daarbij behorende onzekerheid. Door uitvoering van meer sonderingen wordt de onzekerheid gereduceerd en dit was daarmee een ingang om te onderzoeken of de overall veiligheidsfactor verantwoord kon worden verlaagd.

Klassiek voorbeeld optimalisering paalfundering: ontwerp academisch ziekenhuis Leiden [43]

Ca 20 jaar geleden is een ontwerp gemaakt voor de paalfundering van het academisch ziekenhuis in Leiden op basis van een overall veiligheidsfactor γ_{tot} van 2,0. Het ontwerp was gebaseerd op een aantal sonderingen in een raamwerk van ongeveer 25 x 25 m. Vanwege het grote aantal palen met name onder poeren en liftschaftkokers is door de opdrachtgever gevraagd om dit ontwerp te optimaliseren om na te gaan of een fundering met lagere kosten mogelijk was bij dezelfde betrouwbaarheid/veiligheid als in het oorspronkelijke ontwerp. Vervolgens is vastgesteld dat de overall factor γ_{tot} bedoeld is om onzekerheden in de belasting, in het rekenmodel (methode Koppejan) en in de grondslag af te dekken. De optimalisatie analyse was vooral gericht op het laatste onderdeel: de onzekerheid in de grondslag die veroorzaakt wordt door de variabiliteit in de bodemopbouw. Op basis van de eerdere sonderingen kon deze worden gekarakteriseerd als gemiddelde (normale) bodemvariatie met variatiecoëfficiënt 0,2 á 0,3. Verondersteld is daarbij dat $\gamma_{\text{tot}} = 2,0$ is afgestemd op deze algemeen gebruikelijke bodemvariatie. Omdat de afstand tussen paal- en sondeerlocaties tot 15 m bedroeg, was de toepassing van een veiligheidsfactor 2,0 verantwoord (en vereist).

Daarna is met de variatiecoëfficiënt 0,2 á 0,3 als ingang onderzocht in welke mate de onzekerheid door het uitvoeren van extra sonderingen kon worden gereduceerd en γ_{tot} verlaagd. Hierbij werden twee onderdelen onderscheiden namelijk het verlagen van de variatiecoëfficiënt voor de bodemvariabiliteit door reductie van de onzekerheid als gevolg van toevoegen van informatie en het verlagen van de onzekerheid in de voorspelling van de draagkracht door reductie van de afstand paal – sondering (tot maximaal 3 m bij de poeren en liftschaftkoker). Hiertoe is een filosofie en een analysemethode ontwikkeld. Na introductie van de resultaten van de extra sonderingen was het uiteindelijke resultaat een veiligheidsfactor van 1,85 en een aanzienlijke reductie van het aantal palen. De totale kosten van grondonderzoek en fundering bleken in dit geval circa 8% lager dan bij het oorspronkelijke ontwerp.

Bij de afzonderlijk poeren en de liftschaftkoker is sprake van een stijve bovenconstructie. Bij zo'n stijve constructie zal bij minder functioneren van één paal de krachtsoverdracht verschuiven naar de andere palen. Er is dan dus sprake van uitmiddeling van onzekerheid.

Omdat de $\gamma_{\text{tot}} = 2,0$ bedoeld is voor een afzonderlijk werkende paal zal bij een paalgroep onder een stijve constructie een lagere veiligheidsfactor dezelfde mate van betrouwbaarheid opleveren. Deze mogelijkheid voor optimalisatie is eveneens onderzocht en in formulevorm uitgewerkt. Hoewel ook hierbij een reductie van γ_{tot} kon worden bereikt is dit voor het betreffende ontwerp indertijd niet toegepast.

De beschreven analyses voor het ontwerp van het academisch ziekenhuis Leiden is uitgevoerd voordat sprake was van regelgeving zoals nu met de NEN normen bestaat. De hiervoor genoemde aanscherping met een stijve bovenconstructie is in de huidige NEN normering verwerkt middels de ξ -factor in hoofdstuk 5.3 van NEN 6743-1. In tabel 1 van NEN 6743-1 blijkt dat ook met meer uitgevoerde sonderingen de ξ -factor toeneemt. Daarbij is echter niet specifiek de mate waarin de bodem varieert en de afstand paal – sondering verwerkt zoals hierboven in het voorbeeld is toegelicht.

Op basis van de variaties van kalenderwaarden die bij eerdere tranches van het heiwerk bij het academisch ziekenhuis Leiden waren gevonden is destijds berekend dat de overall veiligheidsfactor op de puntdraagkracht voor een groep van ca 10 palen in een poer op basis van de parallelwerking nog eens ongeveer 8% extra omlaag zou kunnen, dus naar ca 1,70.

Hiervoor is ook de onzekerheid in de methode Koppejan voor berekening van het puntdraagkracht genoemd als onderdeel van de overall veiligheid 2,0. Deze onzekerheid is indertijd eveneens beschouwd door het vergelijken van resultaten van een aantal proefbelastingen en de bijbehorende berekende puntdraagkracht. Hieruit bleek dat de overeenkomst gemiddeld zeer goed was maar tevens dat sprake was van een vrij grote spreiding. Ofwel de methode Koppejan kan de ene keer gunstig uitpakken, de andere keer ongunstig.

De ξ -waarden in tabel 1 van NEN 6743-1 zijn afhankelijk van het aantal palen, M , onder een stijve bovenconstructie en het aantal sonderingen N . De verhouding tussen de ξ voor $M=1$ (één solitaire paal) en de ξ voor $M>10$ is voor alle aantallen sonderingen ongeveer 0,90. In termen van reductie van de vroegere overall veiligheidsfactor op de puntdraagkracht van 2, die geschikt werd geacht voor één solitaire paal, zou deze veiligheidsfactor voor $M>10$ ongeveer $0,9 \times 2 = 1,8$ bedragen. Eenzelfde reductie geldt ook voor $N>10$ ten opzichte van $N=1$ (één sondering). De combinatie van beide levert een gereduceerde overall veiligheidsfactor op de puntdraagkracht op van ongeveer $0,9 \times 0,9 \times 2 = 1,62$. Dit houdt in dat NEN 6743-1 nog wat optimistischer is dan de analyse die destijds voor het academisch ziekenhuis Leiden is gemaakt.

Hoofdstuk 8

Nabeschouring

Normen zijn formeel vastgelegde afspraken in een bepaalde sector, in dit geval de grondmechanica en funderingstechniek. Ze beschrijven de 'state of the art' in het vakgebied: de algemeen geaccepteerde kennis op een bepaald moment. Normen zijn volgend en lopen dus per definitie niet voorop in de kennisontwikkeling. Nieuwe kennis wordt ontwikkeld, beschreven en er wordt in bredere kring over gediscussieerd. Indien na zekere tijd sprake is van consensus met betrekking tot zowel de specifieke technische ontwikkelingen als met betrekking tot de noodzaak tot implementatie in de regelgeving, wordt het traject ingezet dat leidt naar formele aanpassing van de norm. Het betekent daarmee dat normen altijd achterlopen maar ook steeds in ontwikkeling zijn.

In dit CUR-rapport "Van Onzekerheid naar betrouwbaarheid" worden de achtergronden toegelicht van het huidige normenstelsel voor de geo- en funderingstechniek. De belangrijkste verschillen die er tussen de verschillende voorschriften bestaan, worden beschreven. Het accent ligt daarbij vooral op de statistiek en de probabilistiek in relatie tot de veiligheid en de betrouwbaarheid van de constructie en veel minder op de techniek en de fysica. CUR-commissie C135 heeft hiervoor gekozen om de volgende redenen:

- de statistische ingang biedt een overwegend generiek element in relatie tot veiligheid en betrouwbaarheid dat in hoofdlijnen onafhankelijk is van het constructietype;
- ondanks dat de aanpak in het huidige normenstelsel eveneens op de statistiek en probabilistiek is gebaseerd, is in normering tevens sprake van belangrijke generieke elementen. Dit levert belangrijke aanknopingspunten voor optimalisatie van het ontwerp die evenwel in veel gevallen alleen kunnen worden "benut" wanneer wordt aangesloten bij de uitgangspunten voor veiligheid en betrouwbaarheid.

Het betekent zeker niet dat in het geotechnische vakgebied niet continu sprake is van technisch wetenschappelijke ontwikkelingen die aanleiding zijn voor verbeteringen en optimalisatie van het ontwerp en de uitvoering van constructies. De commissie heeft echter gemeend dat deze ontwikkelingen vaak minder generiek zijn en in veel gevallen betrekking hebben op één type constructie (bijv. nieuwe zettingsformule, nieuw paalttype). Omdat voor de behandeling van en discussie over de technische ontwikkelingen diverse andere mogelijkheden beschikbaar zijn is besloten om er in deze handreiking weinig aandacht aan te besteden. Wel heeft de commissie getracht om, ter illustratie van de statistische aspecten, in de voorbeelden in de tekst zo veel mogelijk aan te sluiten bij de ontwerppraktijk en bij specifieke constructies.

De handreiking biedt aanknopingspunten voor optimalisatie van het ontwerp. Deze zijn met name in de hoofdstukken 5, 6 en 7 van deze handreiking beschreven. Een aantal van deze ingangen voor optimalisatie heeft aanleiding gegeven tot intensieve discussies in CUR-commissie C135. In enkele gevallen heeft dit geleid tot uitspraken als "zo zou het moeten" of "zo zou het ook kunnen" waar dat tot op heden in de geotechnische ontwerpwereld zeker nog geen dagelijkse praktijk is. Op deze punten heeft de commissie geconcludeerd dat de intern gevoerde discussie nog slechts een start is voor brede consensus in het vakgebied en dat nog veel communicatie nodig is om bekendheid te

geven aan achtergronden en implicaties ervan. Als voorbeeld wordt genoemd de mogelijke verschillen in interpretatie van de in tabel 1 van NEN 6740 ([14]) gegeven variatiecoëfficiënten voor de grondeigenschappen. Deze mogelijke interpretatie is beschreven in de paragrafen 6.4 en 6.7 van deze handreiking.

Een ander voorbeeld betreft de aanpassing van de partiële factor zoals beschreven in hoofdstuk 7. De aanpassingsprocedure is gebaseerd op de ISO 2394 methode. De methode impliceert dat een kleinere onzekerheid omtrent een stochastische parameter (bijv. als gevolg van meer informatie) tot een lagere partiële factor leidt dan een grotere onzekerheid. Omdat in beide gevallen aan de vereiste betrouwbaarheid wordt voldaan, komt deze methode tegemoet aan het gelijkwaardigheidsbeginsel. Daar deze methode nog absoluut geen gemeengoed in de geotechnische ontwerp praktijk (en in feit onbekend bij veel ontwerpers), is bekendmaking onder alle bij het ontwerp betrokken personen, nog zeker vereist.

De CUR commissie C135 is sterk voorstander om deze discussie te starten en te streven naar consensus met betrekking tot deze onderwerpen vóór afloop van de co-existentperiode in relatie tot de Eurocode 7 in 2010.

Literatuur

1. CUR-Commissie C 135, Plan van Aanpak: Handreiking “Van Onzekerheid naar Betrouwbaarheid”, 17 oktober 2003
2. CUR-Commissie C 135, Van Onzekerheid naar Betrouwbaarheid, “Resultaten enquête en interviews: terugkoppeling naar achterban”, oktober 2003
3. CUR-Commissie C 135, Van Onzekerheid naar Betrouwbaarheid, “Verzamelde reacties op enquête”, oktober 2003
4. NEN-EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2007
5. Bauduin, C., Determination of characteristic values, In Geotechnical Engineering handbook, Volume 1: Fundamentals, 2003, (editor U. Smolczyk), blz. 17-49
6. Hannink, G., Vrouwenvelder, A.C.W., Lindenberg, J., Calle, E.O.F.; Van Onzekerheid naar Betrouwbaarheid. Tussen Norm en Praktijk; Geotechniek, 9, 2005, 5, Special Geotechniekdag, blz 14-21
7. Tol, van, A.F., Ontwerpen van damwandconstructies volgens het CUR-handboek. Cement 47 (1995) 5, blz. 22-27
8. Spierenburg, S.E.J., De Quelerij, L. de, Calle, E.O.F., Smits, M.Th.J.H. and Vries, J.T. de, A Semi-Probabilistic Design Procedure for Sheetpiles, XIII ICSMFE, New Dehli, 1994
9. Vergelijkende damwandberekeningen volgens NEN 6740/CUR 166 en de conventionele methode, MOS, 1884
10. Studie compatibiliteit partiële factoren voor NEN 6740 serie geotechniek, Fugro rapport M-0044 (in opdracht van VROM), maart 1991
11. Het Bouwbesluit 2003. AMvB bij de Nederlandse Woningwet, (2003) inclusief Handboek Bouwbesluit 2003 en Praktijkboek Bouwbesluit 2003, zie www.bouwbesluit.nl/index.html
12. NEN 6700, TGB 1990 - Algemene basiseisen, 1991 (en wijzigingsblad NEN 6700/A1, mei 1997)
13. NEN 6702, TGB 1990 – Belastingen en vervormingen, september 2007 (inclusief Correctieblad NEN 6702/C1, september 2007)
14. NEN 6740: 2006, TGB 1990 – Geotechniek, Basiseisen en belastingen
15. NEN 6743-1, TGB 1990 – Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen – Drukpalen, 2006

16. NEN 6744, TGB 1990 – Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op staal, 2007
17. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 – bovenrivierengebied. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, 1985
18. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 – benedenrivierengebied. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Uitgeverij Waltman, Delft, 1989
19. Leidraad Grondslagen, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), RWS DWW, januari 1998
20. De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland – Voorschrift Toetsen op Veiligheid voor de tweede toetsronde 2001–2006 (VTV), Ministerie van Verkeer en Waterstaat (RWS DWW, ISBN 90-369-5558-0, januari 2004
21. Leidraad Kunstwerken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2003
22. Leidraad Zee- en Meerdijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), RWS DWW, december 1999
23. Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), juni 2001
24. Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), september 2004, DWW-2004-057
25. Hydraulische randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat generaal Rikswaterstaat, dec. 2001
26. CUR-publicatie166, Damwandconstructies, 4^e druk, 2005
27. CUR-publicatie162, Handboek Construeren met grond - Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond, 1992
28. CUR-rapport 2003/7, Bepaling geotechnische parameters, 2003
29. CUR Rapport 190, Kansen in de civiele techniek, deel 1: Probabilistisch ontwerpen in theorie en deel 2: Voorbeelden uit de praktijk
30. CUR-rapport 2001-4, Ontwerpregels voor trekpalen, 2001

31. Designers' guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design – general rules (2004). R. Frank, C.Bauduin, R. Driscoll, M. Kavvasdas, N. Krebs Ovesen, T. Orr en B. Schuppener. Publisher: Thomas Telford, ISBN 0 7277 3154 8
32. Peck (1969), Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics , Geotechnique, 19 (2), blz. 171-187
33. GeoTechNet Project GTC2-2000-33033, Innovation Design Tools in Geotechnics – Observational Method and Finite Element Method, editor Dinesh Patel, Arup Geotechnics, UK, november 2005, Published by CUR, The Netherlands, ISBN 90 3760 465 x (ook beschikbaar op www.geotechnet.org)
34. The Observational method in geotechnics, Dinesh Patel, D. Nicholson, N. Huybrechts, J. Maertens, Proc. 14th Eur. Conf. Soil Mech. & Geotech. Eng., Madrid 2007, blz. 371-380
35. The observational method in ground engineering – principles and applications, Nicholson, D., Tse, C. and Penny, C., 1999, Report 185, CIRIA, London, UK
36. Veiligheid Nederland in kaart, Hoofdrapport onderzoek overstromingsrisico's, november 2005, Rijkswaterstaat. DWW-2005-081, ISBN 90-369-5604-8
37. Achieving economy and reliability in piled foundation design for a building project", Chapman and Marcetteau, The Structural Engineer, 2, June 2004, blz. 291-315
38. Vrouwenvelder, A., Effects of inspection on the reliability of foundation piles, Proc. 4th Int. Conf. on the Application of stress-wave theory to piles, The Hague, Netherlands, 1992
39. Calle, E.O.F., Statistiek bij regionale proevenverzamelingen: het ruimtelijk statistisch model, Geotechniek juli 2007, blz. 30-34
40. Calle, E.O.F., Optimaliseren van grondonderzoek vraagt heldere kansanalyse, Land + Water 42, nr 11 (november 2002), blz. 36-39
41. Bayesiaanse schattingsprocedure karakteristieke waarde, GeoDelft, mei 1993, CO 327600/8
42. Schneider, H. R., Determination of characteristic soil properties, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Balkema, Proc. 12th European Conf on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, June 1999, blz. 273-281
43. GeoDelft: Probabilistiek paalfunderingen, SE 702505, juli 1990; AZ Leiden – Evaluatie veiligheidsfilosofie en palenplan, CO 298051/8, SE 700506, januari 1990; CO 242427/12 Appendices A en B, juni 1984

44. Koelewijn, A.R. The Practical Value of Slope Stability Models, Learned and Applied. Soil mechanics out of Delft, editors Frans B.J. Barends & Paola M.P.C. Steijger, A.A. Balkema Publishers (Lisse/Abington/Exton PA/Tokyo), blz. 107 – 115
45. Koelewijn, A.R., Meer, M.Th. van der, Koehorst, B.A.N, Lindenberg, J.; Bezwijkproef Bergambacht geëvalueerd; Geotechniek, 7-1, January 2003, blz. 68-75
46. Lindenberg, J., Meer, M.Th. van der, Koehorst, B.A.N., Koelewijn, A.R.; Proefvak Bergambacht. Stabiliteitstoetsing van dijken: een eenduidige zaak ?; Geotechniek, 7-2, April 2003, blz. 46-52
47. Den Haan, E.J., Ongedraineerde stabiliteitsanalyse, Geotechniek 10, nr 3, juli 2006, blz. 32-37
48. Conceptrapport “Voorstel Actualiseren Materiaalfactoren Blok2”, Fugro, februari 2007 (achtergrondrapport voor het Technisch Rapport Materiaalfactoren bij Leidraad Rivieren, ENW)
49. Baars, S. van & J.K. Vrijling, ‘Geotechnical applications and conditions of the Observational Method’, University of Technology Delft, september 2005
50. Jongejan, R.B., ‘De observatiemethode in de geotechniek’, TUDelft, 2004, afstudeerverslag
51. Kamp, R.A.J. van de, S. van Baars, ‘Observatiemethodes binnen de geotechniek’, Geotechniek, juli 2003, blz. 12-17
52. Kort, D.A., van Tol, A.F. en Jonker, A., Damwandveldproef Rotterdam, Geotechniek nr. 3, juli 2003, blz. 58-66
53. Tiggelman, L. en Beukema, H.J., Ringonderzoek sonderen, Geotechniek nr. 1, januari 2006, blz. 34-38
54. NEN-EN 1990 Eurocode – Grondslag van het constructief ontwerp, 2007 (Engels: Eurocode –Basis of structural design, CEN, April 2002)
55. Probabilistisch ontwerpen, A.C.W.M. Vrouwenvelder en J.K. Vrijling. Dictaat college b3, TU Delft, afdeling Civiele Techniek, 1984
56. Probabilistisch ontwerpen van waterkeringen, Interimrapport TAW 10, oktober 1985, Vrijling, J.K. en anderen
57. NEN-EN 1997-2, Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 2: Grondonderzoek en beproeving, 2007
58. NEN-EN 1997-1/NB, Nationale Bijlage bij Eurocode 7, NEN-EN 1997-1 (“eindconcept”), augustus 2007

59. Vrouwenvelder, A.C.W.M. and Siemens, A.J.M., Probabilistic calibration procedure for the derivation of partial safety factors for the Netherlands building codes, HERON, vol. 32 -4, 1987
60. NEN 3651:2003, Aanvullende eisen voor leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken, Bijlage B
61. NEN 9097-1, Aanvullende Bepalingen, in voorbereiding, verschijnt in 2008
62. Betrouwbaarheid van zettingsprognoses, CROW, Ede, 2004, rapport 204
63. Greeuw, G., Grünewald, E.P. en Lous, W., Ringonderzoek samendrukkingsproef, Geotechniek nr. 3, juli 2002, blz. 62-68
64. Calle, E.O.F., Statistiek bij regionale proevenverzamelingen, Geotechniek, januari 2008, blz. 40-44
65. Calle, E.O.F., Hannink, G., Vrouwenvelder, A.C.W.M., Lindenberg, J. en Bruijn, E., Representatieve waarden voor grondparameters in de geotechniek, Geotechniek, april 2008
66. Tang, W.H., A Bayesian evaluation of information for foundation engineering design, Int. Conf. on Application of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, Hong Kong 1971
67. Calle, E.O.F., "Karakteristieke waarden voor schuifsterkte t.b.v. taludstabiliteitsanalyses", DF 510090.01, oktober 2001 en "Pseudo Karakteristieke waarden (aanpassing t.b.v. Windows versie van MSTAB)", CO-350000/43, juli 1996, interne notities GeoDelft
68. Normen en waarden, Geotechniek, juli 2007, blz. 20, 21
69. Beurze, R.S., N.H. Rövekamp, A.J. van Seters De verdiepte bak voor de HSL bij Bergschenhoek. Wordt de bak opzij gezet? Geotechniek, januari 2003

Bijlage A. Gebruikte notaties

$X(i)$	afzonderlijke waarde voor een stochast
$X_{\text{test}}(i)$	waarde stochast uit één proef i
$X_{\text{berekening}}(i)$	waarde stochast uit één berekening i
$m(i)$	verhouding $X_{\text{test}}(i)/X_{\text{berekening}}(i)$
μ	gemiddelde waarde van een parameter
σ	standaardafwijking parameter
$V = \sigma/\mu$	variatiecoëfficiënt parameter
$X_{\text{frac};5\%}$	karakteristieke waarde fractie 5%
μ_{gem}	gemiddelde waarde van een parameter voor “geheel Nederland” (in relatie tot tabel 1 van NEN 6740). Gemiddeld van de lokale gemiddelden
σ_{gem}	standaardafwijking van de lokale gemiddelden rond regionaal of “nationaal” gemiddelde (bijv. V-waarden onderaan tabel 1 van NEN 6740)
$V_{\text{gem};\text{loc}}$	variatiecoëfficiënt voor de lokale gemiddelden rond regionaal of “nationaal” gemiddelde (bijv. V-waarden onderaan tabel 1 van NEN 6740)
n	aantal waarnemingen of proefresultaten in steekproef
X_{gem}	gemiddelde uit een steekproef (schatting voor μ)
$X_{\text{gem};5\%} = X_{\text{gem};\text{kar}}$	5% ondergrensschatting voor het gemiddelde uit steekproef of karakteristieke waarde voor het gemiddelde uit steekproef
s	standaardafwijking uit de steekproef (schatting voor σ)
$s_{\text{gem}} = s \cdot \sqrt{1/n}$	standaardafwijking voor het gemiddelde uit de steekproef
$s_{\text{gem};1+2}$	standaardafwijking voor het gemiddelde door combinatie van datasets 1 en 2
$V_X = s / X_{\text{gem}}$	variatiecoëfficiënt steekproef (lokaal)
$V_{\text{gem}} = s_{\text{gem}} / X_{\text{gem}}$	variatiecoëfficiënt voor het gemiddelde van de parameter uit de steekproef
$X_{\text{gem};\text{rep}}$	representatieve waarde voor het gemiddelde van een parameter (voor een grondparameter meestal de karakteristieke waarde $X_{\text{gem};\text{kar}}$)
X_d	rekenwaarde parameter X
$t_{0,05}$	de t-factor volgens de Student-t-verdeling met 5% onderschrijdingskans als functie van n (of aantal vrijheidsgraden $v = n-1$)
μ_{loc}	lokaal gemiddelde
σ_{loc}	lokale standaardafwijking
μ_{reg}	regionaal gemiddelde
σ_{reg}	regionale standaardafwijking

$\sigma_{loc;av}$	standaardafwijking in relatie tot de spreiding van het lokale gemiddelde μ_{loc} rond het gebiedsgemiddelde μ_{reg}
$X_{gem;reg}$	schatting voor het regionale gemiddelde uit de proevenverzameling
S_{reg}	schatting voor de regionale standaardafwijking uit de proevenverzameling
$T_{p;kar;i}$	pseudo karakteristieke waarde voor het gemiddelde van de schuifsterkte in laag i
μ_i	gemiddelde schuifsterkte laag i
$\xi_{p;i}$	pseudo karakteristieke verhoudingsfactor laag i
$s(\tau_i)$	standaardafwijking in relatie tot het geschatte gemiddelde van de schuifsterkte τ_i in laag i.
Γ	spreidingsreductiefactor met betrekking tot de mate waarin informatie uit een regionale proevenverzameling/database lokaal toepasbaar is
β	betrouwbaarheidsindex
α	invloedscoëfficiënt
T	referentieperiode constructie/ levensduur constructie
S	belasting
R	sterkte, weerstand
S_k	representatieve (karakteristieke) waarde belasting
R_k	representatieve (karakteristieke) waarde sterkte
S_d	rekenwaarde belasting = S_k / γ_s
R_d	rekenwaarde sterkte = $R_k \cdot \gamma_r$
γ	partiële veiligheidsfactor
γ_s	partiële factor belasting
γ_r	partiële factor sterkte
γ_{sG}	partiële belastingsfactor in relatie tot eigen gewicht
γ_{sW}	partiële belastingsfactor in relatie tot wind
γ_m	partiële materiaalfactor grondeigenschap
γ_{m1}	partiële materiaalfactor grondeigenschap in relatie tot onzekerheden en verschillen in beproevingsmethoden [ref. 17,18]
γ_{m2}	partiële materiaalfactor grondeigenschap in relatie tot onzekerheden en verschillen in materiaalgedrag met betrekking tot het beschouwde mechanisme [ref. 17,18]
γ_n	schadefactor [ref. 18]
γ_{model}	(reken)modelfactor

γ_{b4}	partiële factor voor het ontwerp van paalfunderingen waarin de onzekerheid ten aanzien van de methode Koppejan is verdisconteerd.
γ_{tot}	overall veiligheidsfactor
SF	stabiliteitsfactor
ϕ	hoek van inwendige wrijving
ϕ'	effectieve hoek van inwendige wrijving
c	cohesie
c'	effectieve cohesie
ϕ'_{kar}	karakteristieke waarde voor de effectieve hoek van inwendige wrijving
c_{kar}	karakteristieke waarde voor de effectieve cohesie
f	ongedraineerde schuifsterkte
f_{gem}	gemiddelde waarde ongedraineerde schuifsterkte uit steekproef
$f_{gem;5\%}$	karakteristieke ondergrensschatting voor gemiddelde van ongedraineerde schuifsterkte
$f_{gem;1+2}$	gemiddelde waarde ongedraineerde schuifsterkte door combinatie van datasets 1 en 2
γ_g	volumiek gewicht grond
q_c	conusweerstand
K_o	coëfficiënt neutrale gronddruk
OCR	Over Consolidation Ratio
E	elasticiteitsmodulus
E_{100}	elasticiteitsmodulus genormeerd op een effectieve verticale korrelspanning van 100 kPa
$R_{n;v}$	vermenigvuldigingsfactor (NEN 6740, [ref. 14])
ξ	ξ -factor, bedoeld om de mogelijkheid om krachten van een “zwak” funderingselement (funderingspaal) naar een “sterk” element (paal) over te dragen en om de door meer sonderingen verkregen, betere kennis van (de variabiliteit van) de ondergrond in rekening te brengen (zie NEN 6743-1)

Bijlage B. Begrippenlijst

Begrip	Omschrijving
Bayes	17e eeuwse deskundige op het gebied van de kansrekening
Bayesiaans	Methode waarbij voorkennis (bijv. globale, vaak intuïtieve schattingen) systematisch worden gecombineerd met gerichte waarnemingen.
belastingfactor	partiële factor waarmee de representatieve waarde van een belasting wordt vermenigvuldigd om de rekenwaarde van die belasting te verkrijgen
betrouwbaarheidsindex (β)	maat voor de faalkans (ruwweg geldt dat $\beta = -\log(P_f)$)
bovengrenswaarde	waarde van een grootheid met een vooraf vastgestelde overschrijdingskans (meestal 5%), ook wel hoge representatieve waarde genoemd
bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)	grenstoestand waarbij de eisen gebruik worden bereikt (grenstoestand ten aanzien van vervormingen of trillingen)
correlatielengte	afstand die aangeeft wanneer twee vergelijkbare grootheden in een grondslag als vrijwel onafhankelijk kunnen worden beschouwd.
falen	niet voldoen aan vooraf gesteld criterium voor goed functioneren
gebruikstoestand	zie bruikbaarheidsgrenstoestand
geotechnische categorieën	Indeling in drie categorieën op basis van moeilijkheidsgraad en gecompliceerdheid van het geotechnisch probleem
globaal/regionaal gemiddelde	ruimtelijk gemiddelde over grotere afstanden, een regio of verschillende regio's
grenstoestand	toestand waarbij het effect van de belasting(en) en de respons van de constructie de gestelde criteria juist niet overschrijden
grenstoestand 1	grenstoestand ten aanzien van bezwijken, uiterste grenstoestand (UGT)
grenstoestand 1A	grenstoestand 1, waarbij een bezwijkmechanisme optreedt
grenstoestand 1B	grenstoestand 1, waarin zodanige vervormingen in de geotechnische constructie optreden dat de constructie bezwijkt.
grenstoestand 2	= bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)

Begrip	Omschrijving
invloedscoëfficiënt (α)	Maat voor de invloed van de variabele (parameter) op het beschouwde bezwijkmechanisme
karakteristieke waarde	waarde van een grootheid met een vooraf vastgestelde onder- dan wel overschrijdingskans (meestal 5%)
karakteristieke laaggemiddelde	de karakteristieke waarde van het laaggemiddelde
laaggemiddelde	ruimtelijk gemiddelde waarde van een materiaal-eigenschap in een bepaalde grondlaag
lognormale verdeling	verdeling waarbij de logaritme van de variabele een normale verdeling heeft; hierbij kunnen geen negatieve waarden optreden
lokaal gemiddelde	ruimtelijk gemiddelde op een bepaalde locatie (bouwplaats)
materiaalfactor	partiële factor waardoor de representatieve waarde van een materiaaleigenschap moet worden gedeeld om de rekenwaarde van die eigenschap te verkrijgen
nominale waarde	waarde van een grootheid vastgelegd op basis van deskundig inzicht
normale verdeling	symmetrische verdeling van min oneindig naar plus oneindig volgens een bepaalde functie
partiële factor	factor waarmee (of waardoor) de representatieve waarde wordt vermenigvuldigd (of gedeeld) om een rekenwaarde te krijgen
referentieperiode	beoogd tijdsbestek waarin de bouwconstructie moet blijven voldoen aan de gestelde eisen
rekenwaarde van de belasting	product van de representatieve waarde van de belasting en een belastingfactor
rekenwaarde van een materiaaleigenschap	quotiënt van de representatieve waarde van een materiaaleigenschap en een materiaalfactor
representatieve waarde	voorgeschreven basiswaarde, die gelijk is aan de karakteristieke waarde of een nominale waarde
representatieve waarde van gemiddelden	de representatieve waarde van het laaggemiddelde (bijv. de waarden in Tabel 1 van NEN6740)
standaard normale verdeling	normale verdeling met gemiddelde 0.0 en standaardafwijking 1.0
standaardafwijking	wortel uit de variantie

Begrip	Omschrijving
stochast; stochastische variabele	een grootheid waarvan de waarde niet precies voorspeld kan worden; wordt gekarakteriseerd door een verdelingstype met enkele parameters (meestal gemiddelde en standaardafwijking)
studentverdeling	symmetrische verdeling van min oneindig naar plus oneindig; de parameter van de verdeling is het zogenaamde aantal graden van vrijheid: bij veel graden van vrijheid gaat de verdeling naar een standaard normale verdeling toe.
UGT	= grenstoestand 1
ondergrenswaarde	waarde van een grootheid met een vooraf vastgestelde onderschrijdingskans (meestal 5%), ook wel lage representatieve waarde genoemd
variantie	verwachtingswaarde van het kwadraat van de variabele minus zijn gemiddelde
variatiecoëfficiënt	standaardafwijking gedeeld door het gemiddelde
veiligheidsklasse	Klasse-indeling van bouwwerken of delen van bouwwerken die gebruikt wordt om de minimaal vereiste waarde van de betrouwbaarheidsindex vast te stellen
verwachtingswaarde	statistisch gemiddelde waarde van (een functie van) een variabele

Bijlage C. Statistiek in relatie tot normering en ontwerpen in de geotechniek

Inleiding

Statistische methoden kunnen worden gebruikt voor het bepalen van de karakteristieke waarden van de geotechnische parameters. Volgens Eurocode 7 (2.4.5.2) ([ref. 4]) is dit niet verplicht. Wel wordt altijd een voorzichtige schatting (Engels: “cautious estimate”) vereist van de waarde die bepalend is voor het optreden van de beschouwde grenstoestand of het bezwijkmechanisme. In het geval geen gebruik wordt gemaakt van de statistiek, wordt in de ontwerpersgids bij EN 1997-1. Eurocode 7, [ref. 31]), vermeld dat de karakteristieke waarden gewoonlijk lager (of hoger) zijn dan de meest waarschijnlijke waarde.

Met statistische technieken kan de karakteristieke waarde worden bepaald uit een aantal waarnemingen of proefresultaten en op basis van a priori kennis. Het moet dus nooit louter toepassing van statistiek zijn. Op zijn minst zal de uitkomst van een statistische bewerking getoetst moeten zijn aan alle andere beschikbare informatie. In een aantal gevallen kan de voorkennis ook expliciet in de statistische bewerking worden opgenomen. Dit vereist dan wel dat deze kennis concreet en kwantitatief is, of gemaakt is op basis van veilige aannamen. A priori kennis kunnen resultaten van eerdere proeven in de omgeving van de bouwplaats zijn. Meestal is het ook kennis van de betreffende grondlagen, bijv. uit geologische kaarten en ervaringen bij vroegere soortgelijke projecten in de omgeving. Met de karakteristieke waarde van een grondparameter wordt de ondergrenswaarde bedoeld die slechts met 5% kans wordt onderschreden (als lagere parameterwaarden ongunstig zijn, d.w.z. dat de grenstoestand eerder wordt bereikt) of overschreden (als hogere waarden ongunstig zijn).

In Annex C en D van NEN-EN 1990 Eurocode - Grondslag voor het constructief ontwerp ([ref. 54]) worden de methoden voor statistische bepaling van de karakteristieke waarde toegelicht. Echter alleen als 5% fractiewaarde, dus de 5% parameterwaarde die zeer lokaal kan optreden. In de geotechniek is in de meeste gevallen de gemiddelde waarde van een parameter bepalend voor optreden van de grenstoestand. Dit geldt zeker voor de sterkteparameters ϕ en c of de (on)gedraineerde schuifweerstand als de stabiliteit van een potentieel glijdvlak wordt beschouwd. Voor een voldoende veilig ontwerp is dan de 5% ondergrensschatting voor het gemiddelde maatgevend.

In de ontwerpersgids bij EN 1997-1. Eurocode 7, [ref. 31]) worden de achtergronden voor de statistische methoden, als ook deze methoden zelf, toegelicht. Hierna in deze bijlage worden de in de geotechniek gebruikelijke statistische methoden beschreven. Daartoe is onder andere geput uit [ref. 31 en 54]. In deze bijlage C wordt de theoretische achtergrond niet behandeld. Voor de theoretische achtergronden voor toepassing van statistiek en probabilistiek in de civiele techniek kan onder andere [ref. 55, 56] worden aanbevolen.

Voorafgaand aan toepassing van de statistiek

Een belangrijke stap in het ontwerpproces is de beschouwing van de wijze waarop een grondeigenschap de beschouwde grenstoestand (faalmechanisme) kan beïnvloeden en de wijze waarop de eigenschap in de ontwerpanalyse (of rekenmodel) is opgenomen. Zo is het ook in de geotechniek mogelijk dat de lokale waarde maatgevend is (en niet de gemiddelde grondeigenschap). Voorbeelden zijn de conusweerstand als maat voor de draagkracht van een paal bij weinig mogelijkheid voor krachtsoverdracht van “zwakke” naar “sterke” funderingselementen en de invloed van de doorlatendheid op het optreden van piping langs een lange dijkstrekking. Tot op zekere hoogte zal het pipingmechanisme altijd naar de zwakste schakel zoeken. Tenslotte kan het zijn dat niet de gemiddelde parameterwaarde of de lokale waarde van belang is maar het verschil tussen de laagste en de hoogste waarden. Meestal heeft dit betrekking op een bruikbaarheidsgrenstoestand waarbij verschilzetting een belangrijker ingang is dan de absolute zetting.

Het beschouwen van de mogelijke invloed van grondeigenschappen op de beschouwde grenstoestand kan niet zonder kennis van de lokale bodemopbouw. Analyse van het grondonderzoek dient een betrouwbaar beeld te geven van de laagopbouw in de ondergrond. Hierbij moet “betrouwbaar” in relatie tot de mogelijke grenstoestanden worden opgevat. Zo zal de begrenzing van de “vaste” zandlaag conservatiever worden geschematiseerd voor een op staal of palen gefundeerde constructie dan bij het beschouwen van de opdrijfsterkte van een dijk waarvoor het pleistocene zand een ongunstig effect heeft. Bij de bodemschematisatie worden verschillende onafhankelijke grondlagen onderscheiden. Ingangen vormen de geologie (dezelfde afzettingen of formaties) maar zeker ook de geotechniek en de beschouwde grenstoestanden. De afzonderlijke grondlagen worden homogeen van opbouw beschouwd. In het algemeen variëren de grondeigenschappen in een homogene laag aanzienlijk. Voor deze variaties onderkennen we nog grondeigenschappen (populaties) met en zonder significante trend. In een homogene populatie zonder trend fluctueren de waarden van de grondeigenschap random (stochastisch) rond de gemiddelde waarde: er is geen relatie tussen de parameterwaarde en de plaats. In een homogene populatie met trend varieert de grondparameter random rond een “gemiddelde” dat varieert als functie van een andere parameter. Voorbeelden zijn de met de diepte toenemende ongedraineerde schuifweerstand in een cohesieve grondlaag en de ruimtelijke variaties in een grondlaag. De variatie als functie van de andere parameter (de trend) wordt in de geotechniek alleen geïntroduceerd als die variatie duidelijk te onderscheiden is en een significant effect heeft op het mogelijk optreden van de grenstoestand. Zo is het in beginsel niet gebruikelijk om voor een bouwplaats met beperkte afmetingen de invloed van de ruimtelijke variatie op statistische wijze als een trend in te voeren bij de analyse van het uitgevoerde grondonderzoek. De reden is dat het meestal onmogelijk is om binnen de variaties, die in een relatief klein gebied zijn gemeten, de random component zonder trend te onderscheiden van die met trend. Daarom wordt in de ontwerp praktijk, indien het grondonderzoek daartoe aanleiding geeft, de bouwplaats vaak ingedeeld in deelgebieden met afwijkende maatgevende parameters.

Hierna worden de meest gebruikelijke statistische methoden beschreven en toegelicht. In deze handreiking blijft dit beperkt tot de normale verdeling voor populaties grondparameters zonder significante trend. Een voorbeeld van de procedure en het gebruik van de statistiek voor de bepaling van de een met de diepte toenemende parameter

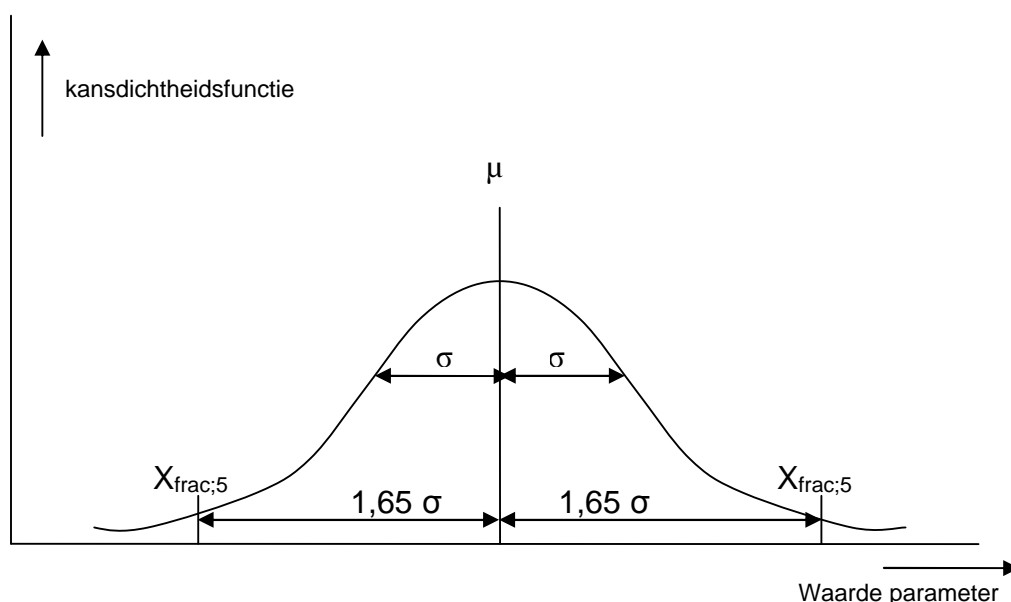
(homogene laag met trend) wordt beschreven in de appendix in hoofdstuk 2 van [ref. 31]. Ook is een overzichtelijke samenvatting van de beschikbare statistische methoden inclusief de bijbehorende condities beschreven door Bauduin in [ref. 5].

De normale verdeling

In het algemeen wordt de normale verdeling als uitgangspunt genomen. Alleen indien er specifieke redenen zijn waaruit blijkt dat de normale verdeling niet geldig is of te ongunstig, wordt een andere verdeling gekozen.

In figuur C.1 is de normale of Gausse verdeling getekend. Kenmerkend is de symmetrische klokvorm. Karakteristieken zijn het gemiddelde μ en de standaardafwijking σ .

Fig. C.1
Kansdichtheidsfunctie voor
een parameter
– normale verdeling.



De karakteristieke waarden voor de fractie die met 5% kans wordt over- en onderschreden is:

$$X_{\text{frac};5\%} = \mu \pm 1,65 \sigma \quad (\text{C.1})$$

Schatting gemiddelde waarde en spreiding uit proefresultaten

Voor een geotechnische parameter beschikken we over n lokale proefresultaten $X_{(i)}$. In de figuur C.2 zijn deze waarden uitgezet in een histogram. In de geotechniek is n in het algemeen klein.

Onder aanname van de normale verdeling kunnen schattingen voor het gemiddelde X_{gem} en de standaardafwijking s van de populatie worden berekend met de set proefnemingen volgens:

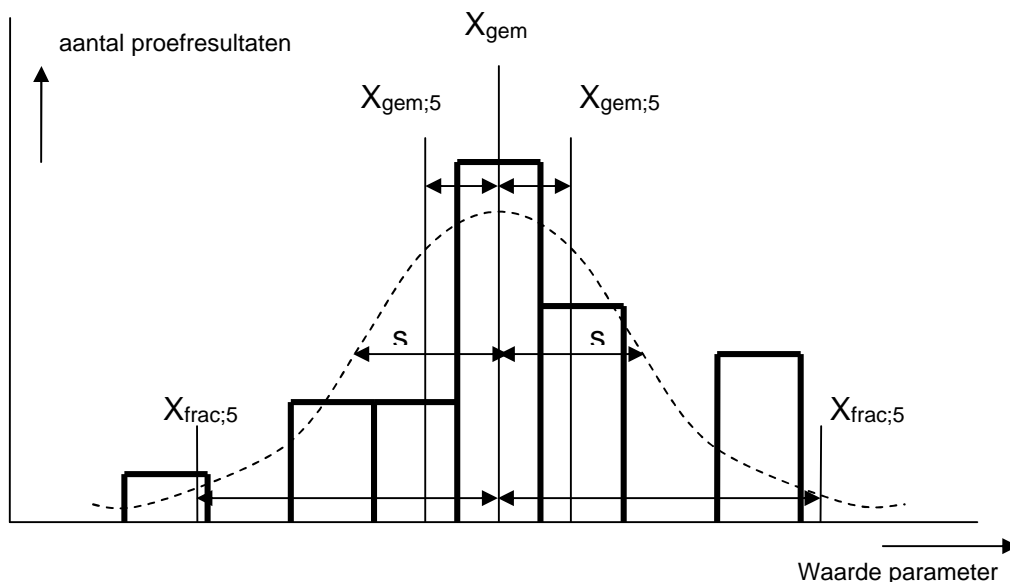
$$X_{\text{gem}} = \sum X_{(i)} / n \quad (\text{C.2})$$

$$s^2 = (1/(n-1)) \sum (X_{(i)} - X_{\text{gem}})^2 \quad (\text{C.3})$$

De schatting voor de variatiecoëfficiënt volgt uit

$$V = V_x = s / X_{\text{gem}} \quad (\text{C.4})$$

Fig. C.2
Histogram van waarnemingen
van een parameter.



Schatting karakteristieke waarde uit proefresultaten (zonder trend)

Het doel van een steekproef is de maatgevende parameterwaarde voor het beschouwde faalmechanisme te bepalen. Zoals gezegd kan dit de gemiddelde waarde van de parameter zijn of de lokale waarde. Bovendien dient deze maatgevende parameter een voldoende veilige waarde te zijn. De steekproef levert immers slechts een schatting voor de onbekende, werkelijk aanwezige waarde op. Als “voldoend veilig” wordt in de normering de karakteristieke waarde aanbevolen: de waarde die met een betrouwbaarheid van 95% wordt overschreden (als een lagere waarde ongunstig is en eerder leidt tot het optreden van het faalmechanisme) of onderschreden (als een hogere waarde ongunstig is). Of andersom: de kans dat de werkelijke waarde toch lager (of hoger) zal zijn, is 5%.

In de statistiek werken we met een schattingsinterval dat hoort bij de “gekozen” 95% betrouwbaarheid waarmee we de karakteristieke waarde willen bepalen. In dit geval spreken we over een schattingsinterval met eenzijdige begrenzing. We zijn namelijk alleen geïnteresseerd in de mogelijkheid dat in werkelijkheid een lagere (of een hogere) dan de 5% waarde optreedt en niet in de kans dat een lagere en hogere optreedt. De eenzijdige begrenzing van het schattingsinterval is de karakteristieke waarde.

In dit verband wordt nog gewezen op het verschil in betekenis tussen “betrouwbaarheid” en “nauwkeurigheid”. Een betrouwbaarheid van 95% dat het werkelijke gemiddelde hoger ligt dan de uit de steekproef afgeleide karakteristieke waarde voor dat gemiddelde betekent dat er een marge moet zijn tussen het gemiddelde van de steekproef X_{gem} en de karakteristieke waarde voor dat gemiddelde $X_{\text{gem};5\%}$. De grootte van deze marge zegt iets over de nauwkeurigheid waarmee we het werkelijk gemiddelde benaderen. Het betekent ook dat als we een hogere betrouwbaarheid zouden eisen, bijv. 99%, dat die marge groter zal moeten zijn en de

karacteristieke waarde lager. En dus dat de nauwkeurigheid waarmee we het werkelijk aanwezige gemiddelde benaderen lager wordt. De genoemde marge tussen X_{gem} en $X_{\text{gem};5\%}$ is in formule C.5 gelijk aan $(k \cdot V \cdot \sqrt{1/n})$. Hieruit volgt onder meer dat de nauwkeurigheid van de (veilige) schatting van het werkelijk aanwezige gemiddelde kan worden beïnvloed door het aantal proefresultaten of waarnemingen n . Hoe groter n hoe kleiner de marge en hoe hoger de nauwkeurigheid. De marge neemt ook af (en de nauwkeurigheid neemt toe) door een lagere variatiecoëfficiënt V . Maar deze V is een bodemeigenschap en afhankelijk van de proefresultaten (of anderszins bekend) en dus niet “te beïnvloeden”.

De karakteristieke waarde voor het gemiddelde respectievelijk de (lokale) fractie met 5% kans op overschrijding worden geschat met:

5% karakteristieke waarde gemiddelde (ondergrenswaarde):

$$X_{\text{gem};5\%} = X_{\text{gem}} - k \cdot s \cdot \sqrt{1/n} = X_{\text{gem}} (1 - k \cdot V \cdot \sqrt{1/n}) \quad (\text{C.5})$$

5% karakteristieke waarde fractie (ondergrenswaarde):

$$X_{\text{frac};5\%} = X_{\text{gem}} - k \cdot s \cdot \sqrt{(1+1/n)} = X_{\text{gem}} (1 - k \cdot V \cdot \sqrt{(1+1/n)}) \quad (\text{C.6})$$

Waarin :

k = statistische coëfficiënt, afhankelijk van de gewenste betrouwbaarheid (in dit geval 5% kans op onder- of overschrijding), of de variatiecoëfficiënt V van de populatie “bekend” of “niet bekend” is (of wordt verondersteld) en indien V onbekend is, van het aantal proefresultaten.

De gunstige invloed van meer proefresultaten of waarnemingen bij de schatting van de karakteristieke waarde voor het gemiddelde komt in formule C.5 naar voren in de factor $\sqrt{1/n}$. Door meer proeven neemt de onzekerheid in de schatting voor het gemiddelde (en voor de variatiecoëfficiënt bij onbekende V) af en dus kan de vereiste marge tussen $X_{\text{frac};5\%}$ en X_{gem} kleiner zijn.

In het geval een hogere waarde ongunstig is, wordt de karakteristieke waarde voor het gemiddelde respectievelijk de (lokale) fractie met 5% kans op overschrijding geschat met:

5% karakteristieke waarde gemiddelde (bovengrenswaarde):

$$X_{\text{gem};5\%} = X_{\text{gem}} + k \cdot s \cdot \sqrt{1/n} = X_{\text{gem}} (1 + k \cdot V \cdot \sqrt{1/n}) \quad (\text{C.7})$$

5% karakteristieke waarde fractie (bovengrenswaarde):

$$X_{\text{frac};5\%} = X_{\text{gem}} + k \cdot s \cdot \sqrt{(1+1/n)} = X_{\text{gem}} (1 + k \cdot V \cdot \sqrt{(1+1/n)}) \quad (\text{C.8})$$

De mogelijkheid van een vooraf bekende of onbekende variatiecoëfficiënt vereist nadere toelichting. Indien de variatiecoëfficiënt V van de beschouwde grondeigenschap bekend is, dan dienen de proefresultaten alleen om een voldoende veilige schatting te geven van de gewenste parameterwaarde: de karakteristieke waarde.

Op basis van de bekende V geldt dan dat:

$$k = 1,65$$

De waarde u is een vaste waarde, dus onafhankelijk van het aantal proefresultaten.

Indien de variatiecoëfficiënt van de beschouwde grondeigenschap niet bekend is dan beschikken we alleen over de lokale proefnemingen als basis voor de schattingen van zowel het gemiddelde als de variatiecoëfficiënt (of standaardafwijking). Met de n proefresultaten dienen dan twee onbekenden te worden geschat. In statistische termen spreken we dan van een aantal vrijheidsgraden r dat in dit geval gelijk is aan $r = n - 1$. Voor de schatting dient de Student t -verdeling te worden toegepast waarbij aansluitend aan de formules C.5 tot en met C.8 geldt dat:

$$k = t_{0,05}$$

waarin:

$t_{0,05}$ is de t -waarde uit de Student t -verdeling als functie van de gewenste betrouwbaarheid (in dit geval een eenzijdige over- of onderschrijdingskans begrenzing van 5%) en van het aantal vrijheidsgraden r (in dit geval $r = n - 1$)

De waarden voor $t_{0,05}$ zijn in tabel C.1 gegeven als functie van r .

Tabel C.1 Waarden voor $t_{0,05}$ als functie van het aantal vrijheidsgraden r .

Aantal vrijheidsgraden r	$t_{0,05}$
1	6,31
2	2,92
3	2,35
4	2,13
5	2,01
6	1,94
7	1,89
8	1,86
9	1,83
10	1,81
11	1,78
12	1,76
15	1,75
20	1,72
30	1,70
∞	1,65

Zoals gemeld gaat schatten met onzekerheid gepaard. Bij een klein aantal proeven is de schatting van de werkelijk aanwezige variatiecoëfficiënt op basis van de proefresultaten erg onzeker. Dit betekent dat in de formules C.5 tot en met C.8 voor de bepaling van de karakteristieke waarde $X_{\text{gem};5\%}$ een ruime marge vereist is ten opzichte van de gemiddelde waarde X_{gem} . Dit komt naar voren in een hoge t -waarde bij kleine r (en kleine n). Naarmate het aantal proefnemingen groter is, wordt de t -waarde lager en daarmee de marge tussen X_{gem} en $X_{\text{gem};5\%}$ kleiner. Bij een zeer groot aantal proefresultaten n is de onzekerheid rond

de schatting van de variatiecoëfficiënt verwaarloosbaar en nadert $t_{0,05}$ de waarde 1,65, die (onafhankelijk van n) geldt voor de waarde van k bij bekende variatiecoëfficiënt V .

Schatting karakteristieke waarde uit proefresultaten (met trend)

Een voorbeeld van de procedure en gebruik van de statistiek voor de bepaling van een met de diepte toenemende parameter (homogene laag met trend) wordt beschreven in de appendix in hoofdstuk 2 van [ref. 31]. Het beschouwde geval betreft de statistische analyse van een aantal proefnemingen in een grondlaag bij de aanname van een lineaire trend van de parameter met de diepte. Het gemiddelde van de parameter, de variatiecoëfficiënten en de mate van toename met de diepte is bij aanvang onbekend. Het betekent dat er drie onbekenden zijn en dat de Student t-verdeling van toepassing is bij een aantal vrijheidsgraden van $r = n - 2$. Voor de te gebruiken formules, die in dit geval wat complexer zijn, wordt verwezen naar [31].

Tekortkomingen normale verdeling

Alleen indien er specifieke redenen zijn waaruit blijkt dat de normale verdeling niet geldig is of te ongunstig, wordt een andere verdeling gekozen. Voorbeeld: toepassing van de normale verdeling voor de analyse van enkele cohesiewaarden met grote spreiding kan leiden tot een negatieve karakteristieke waarde voor de cohesie. Soms wordt die spreiding veroorzaakt door één hoge uitschieter. Een veel gebruikte alternatieve verdeling is dan de lognormale verdeling, die eenvoudig is toe te passen en geen negatieve waarde als uitkomst kent. Ook “past” een enkele hoge uitschieter beter in de lognormale verdeling dan in de normale verdeling. De lognormale verdeling is eenvoudig toe te passen door de logaritme Y van de grondparameter X te nemen ($Y = \log X$) en vervolgens Y als normaal verdeeld te behandelen. Zie ook “Voorbeeld: normale en lognormale verdeling” aan het eind van paragraaf 6.6 van de hoofdtekst.

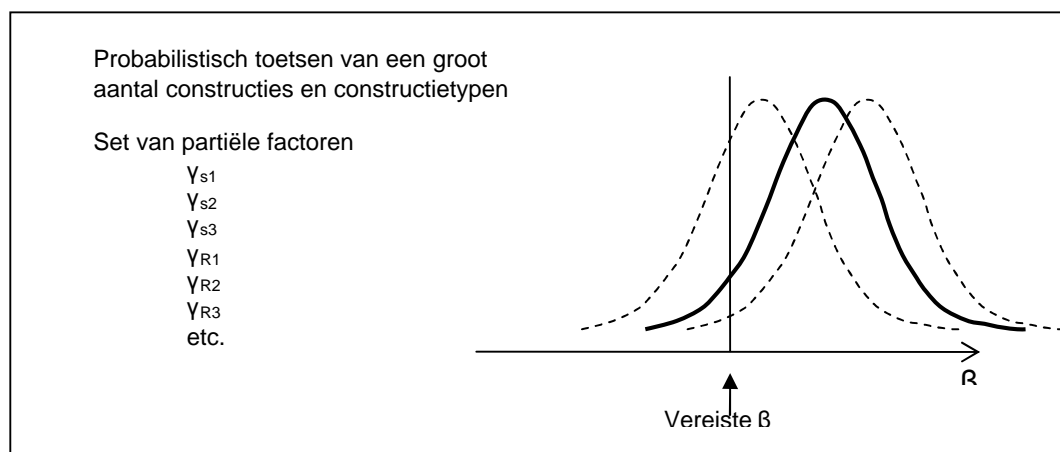
Bijlage D. Een gedachte-experiment met betrekking tot betrouwbaarheid en veiligheid

Stel dat een groot aantal verschillende constructies onder verschillende condities en verschillende niveaus van informatie zijn ontworpen volgens NEN 6740 met één set partiële factoren (dezelfde veiligheidsklasse). Hiermee voldoen al deze constructies in principe aan de vereiste veiligheid en betrouwbaarheid. Maar is dat wel zo? En zo ja in welke mate wordt de beoogde betrouwbaarheid overschreden en is er bij een aantal constructie-ontwerpen sprake van overdimensionering? Dat de “gerealiseerde” veiligheid en betrouwbaarheid bij veel van deze ontwerpen niet precies de vereiste is, is zeer waarschijnlijk. Immers met de vaste set partiële factoren dienen allerlei verschillende constructietypen en condities (waaronder verschillen in spreiding in geotechnische parameters) te worden afgedekt.

Indien vervolgens voor al die constructies de betrouwbaarheidsindex β zou worden bepaald met probabilistische berekeningen dan zal een range van β 's resulteren. Stel dat deze β 's normaal verdeeld zijn. Dan zal de gemiddelde β -waarde (als het goed is) hoger zijn dan die vereist voor de betreffende veiligheidsklasse. Ofwel het merendeel van de constructies zal een hogere β bezitten en dus veiliger zijn dan strikt vereist. Deze mate van conservatisme is de logische consequentie van de gekozen niveau 1 aanpak waarbij in de NEN normering o.a. bij de invulling van de partiële factoren, is gegeneraliseerd. In figuur D.1 wordt dit op schematische wijze geïllustreerd.

Maar tevens is het zeker niet uit te sluiten dat er ook enkele constructies zijn die een lagere β -waarde dan de vereiste bezitten. Ofwel deze constructies zouden dan een te lage veiligheid bezitten.

Fig. D.1
Verondersteld resultaat
van een aantal probabilistische
toetsberekeningen voor
verschillende volgens de
NEN ontworpen constructies.
De uitkomsten zijn
weergegeven in een (normale)
verdeling voor de
betrouwbaarheidsindex β van
de afzonderlijke constructies.



Aan dit gedachte-experiment zijn de volgende opmerkingen en overwegingen te koppelen:

- In feite zou de set partiële factoren uit de NEN op een vergelijkbare wijze moeten zijn afgeleid (of getoetst). In die volle omvang is dit niet het geval geweest. Ofwel we kennen de bovengenoemde β -verdeling niet. Wel zijn er diverse afzonderlijke constructies (ook verschillende constructietypen) probabilistisch getoetst (gekalibreerd).

- Er is geen aanleiding voor twijfel over de huidige procedure en partiële factoren in NEN 6740. Wel levert het experiment het besef dat de partiële factoren een belangrijke mate van generalisatie in zich bergen. Immers, omdat elke constructie anders is, zal, om precies aan de beoogde β te voldoen, theoretisch een andere combinatie van partiële factoren maatgevend zijn.
- Probabilistisch toetsen van een constructie die met de procedure en partiële factoren uit de NEN is ontworpen, levert een betrouwbaarheid β . We moeten bedenken dat deze β niet per definitie (of “per definitie niet”) de “echte” betrouwbaarheid van de feitelijke constructie is. Een deel van de onzekerheid is namelijk het gevolg van gebrek aan kennis. Ofwel we betalen een prijs voor (bijvoorbeeld) de slechts enkele proefresultaten voor de sterkte van grond waarover we beschikken.
- Stel we hebben een constructie volgens de NEN ontworpen met beperkte lokale informatie over de schuifsterkte van de bodem. Dit betekent dat er relatief veel onzekerheid rond die parameter heerst hetgeen tot uiting komt in een relatief lage representatieve waarde. Toevoegen van informatie over de schuifsterkte vergroot de zekerheid en leidt meestal tot een hogere representatieve waarde en rekenwaarde. Indien we beide ontwerpen probabilistisch zouden toetsen dan vinden we in het tweede geval een hogere β (die overigens ook dan niet de “echte” faalkans representeert).
- Er zit ook een andere consequentie aan een ontwerp gebaseerd op “beperkte lokale informatie”. Namelijk het feit dat de β die volgt uit een probabilistische toets relatief laag zal zijn en misschien wel lager dan de vereiste. Dit zit hem mede in het feit dat de aan de betreffende parameter gekoppelde partiële factor γ (uit NEN 6740) te laag zou kunnen zijn. De grootte van γ is namelijk ondermeer afhankelijk van de spreiding en onzekerheid in de betreffende parameter. Omdat “weinig info” meestal synoniem is met meer onzekerheid en met grotere spreiding, heeft dit ook effect op de werkelijk maatgevende partiële factor γ .
- Andersom geldt het natuurlijk ook. Hoewel het gemiddelde en spreiding van de β -verdeling niet bekend zijn, zou de mate van “te” hoge betrouwbaarheid bij een aantal wel eens aanzienlijk kunnen zijn.
- Bij die constructies zit de mogelijke winst van ontwerpoptimalisatie dan vooral in een lichter en goedkoper constructie-ontwerp. Dit kan alleen worden bereikt door af te wijken van de strikte “letter” van de NEN regelgeving.

Terugkomend op het gedachte-experiment: met een andere set partiële factoren (bijv. behorend bij een andere design approach uit EN 1997- de Eurocode 7) zal een vergelijkbare β -verdeling resulteren uit (probabilistische) ontwerpcontroles. Per afzonderlijke constructie kan de resulterende β echter sterk verschillen met beide sets γ -waarden. Per definitie is een andere set factoren daarom zeker niet fout. Integendeel zou je zelfs kunnen zeggen, omdat het immers zo is dat elke constructie uniek is waarbij, om aan te sluiten bij de gewenste β , steeds een unieke combinatie γ -waarden behoort.

Bijlage E. Praktijkvoorbeeld toepassing EEM-berekening en klassieke berekening voor de verdiepte bak voor de HSL bij Bergschenhoek

Fugro, mei 2006 (H.L. Jansen & A.J. van Seters)

Samenvatting en doel

In het voorbeeld van de verdiepte bak voor de HSL bij Bergschenhoek wordt aangetoond dat de keuze van het rekenmodel van grote invloed kan zijn op de ontwerpkeuze. In dit geval is sprake van een gecompliceerd interactieprobleem tussen de palen van de bak en de grond (met tussentijds wijzigende randvoorwaarden). Het gebruik van analytische modellen (Loof of IJsseldijk) levert slechts een globale analyse: deze modellen representeren de boven- en ondergrens van de vervormingen van de paalkop. Gezien de strenge eisen aan de vervormingen en de lange gebruiksduur van de constructie (100 jaar) is een geavanceerder rekenmodel onontkoombaar. In NEN 6700 is aangegeven dat modellen een realistische schematisering van de werkelijke bouwconstructie moeten geven. Specifieke modellen worden niet voorgeschreven.

Het resultaat van de analyse met Plaxis is dat de verschillen in verplaatsingen in horizontale richting van de afzonderlijke moten van de bakconstructie uit geotechnisch oogpunt zeer gering zijn. Toch waren deze verplaatsingen voor de HSL-spoorlijn (bovenbouw) niet toelaatbaar. Opgemerkt wordt dat de methode Loof tot een evident geringere inschatting van de vervormingen had geleid (dit in tegenstelling tot de methode IJsseldijk).

Toelichting gebruik representatieve parameters

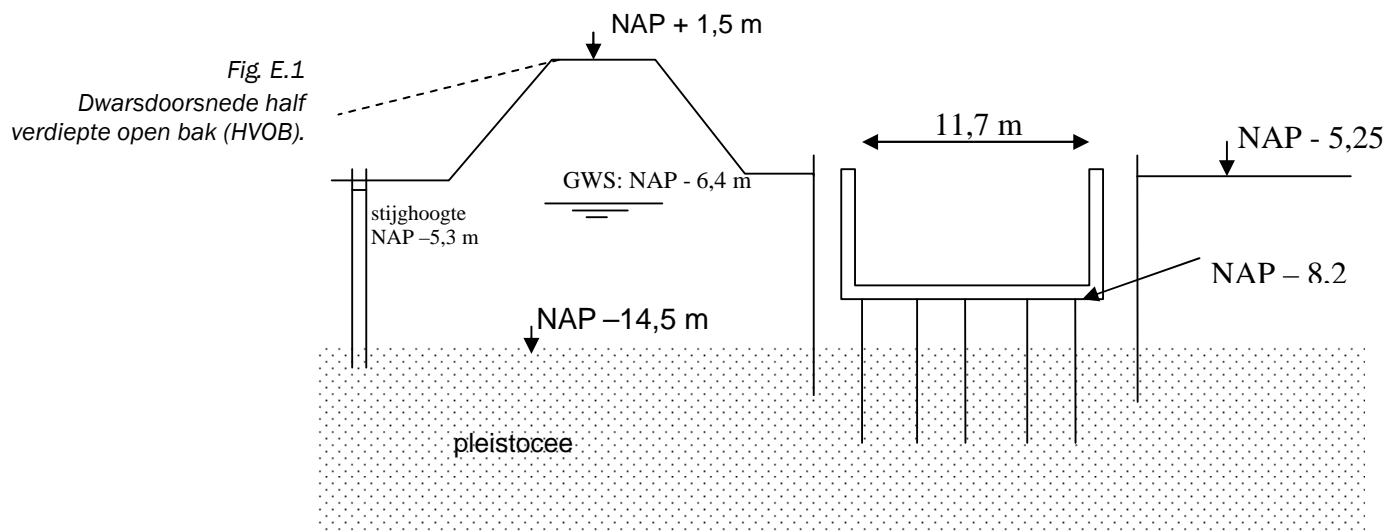
De EEM-berekeningen zijn gemaakt met representatieve waarden van alle parameters en belastingen (bruikbaarheidsgrenstoestand). Reden hiervoor is dat bij gebruik van partiële factoren (niveau 1) in een dergelijke gecompliceerde analyse de kans bestaat dat niet het juiste bezwijkmechanisme wordt gevonden.

Ter verkenning van de onzekerheden zijn gevoeligheidsanalyses uitgevoerd, waarbij de stijfheidsparameters met 0,7 dan wel 1,3 vermenigvuldigd zijn. Deze is afgeleid van een praktijkvuistregel (onzekerheidsmarge +/- 30%). Uit CROW 2004 Betrouwbaarheid van Zettingsprognoses (versie 4.0, 23 februari 2004) volgt dat deze vuistregel voor de eindzetting redelijk goed overeenkomt met de resultaten van Monte Carlo simulaties (zettingsanalyses). De marge van +/- 30% komt qua orde van grootte overeen met de 5% onderschrijdings- respectievelijk overschrijdingskans. Deze marge is in dit geval geverifieerd met het programma ZETFOUT (CROW 2004 Betrouwbaarheid van Zettingsprognoses versie 4.0, 23 februari 2004). In dit programma wordt aan de hand van een checklist (en scorekaart) de onnauwkeurigheid ingeschat. Voor de Plaxis-analyse wordt aan de hand van ZETFOUT een score van 80 punten behaald. Dit komt met betrekking tot de eindzetting overeen met een onnauwkeurigheid van +/- 30%. Ofwel: de karakteristieke boven- en ondergrens liggen binnen de 30% onnauwkeurigheidsmarge.

In het geval dat de vervormingen vertaald dienen te worden in rekenwaarden (bijvoorbeeld het buigend moment van de palen) kan veelal gebruik worden gemaakt van een overall veiligheidsfactor. De grootte van deze factor dient minimaal te worden onderbouwd met een niveau 1 betrouwbaarheidsanalyse.

Project: De verdiepte bak voor de HSL bij Bergschenhoek ([ref. 69, E.1])

Probleemstelling: Horizontale verplaatsing van een op palen gefundeerde betonbak (HVOB) door de naastliggende grondophoging ("geplooid maaiveld"), zie figuur E.1.



Beschrijving constructie

Nabij Bergschenhoek is een op palen gefundeerde betonbak (Half Verdiepte Open Bak) aangelegd ten behoeve van de HSL-Zuid. Op 2 m afstand van de bak was een geluidswal geprojecteerd met een hoogte van 5 m boven maaiveld. De bak heeft een breedte van 11,7 m tussen de wanden en is ca. 3 m diep. De totale bak is 1,7 km lang en bestaat uit moten van 35 m lengte.

De bodem bestaat uit een ca. 9 m dik pakket van slappe klei- en veenlagen.

Door de aanleg van de geluidswal worden de slappe lagen samengedrukt en deze zullen tevens horizontaal verplaatsen. Dientengevolge worden de palen onder de HVOB door grond horizontaal belast. De bak zal dan horizontaal verplaatsen en de palen ondervinden grote buigende momenten.

De verplaatsingen van het spoor moeten binnen de zeer strenge eisen van de HSL-Zuid blijven. Deze eisen bedragen een maximale hoekverdraaiing van 1: 2000 in horizontale richting. Dit komt per moot van 35 m lengte neer op een maximale verschil-verplaatsing tussen de uiteinden van 17,5 mm.

In het betreffende deel van het tracé is de bouwvolgorde als volgt:

- aanbrengen verticale drainage
- aanbrengen grondophoging ("geplooid maaiveld")
- circa 1 jaar daarna, palen heien (ondiepe deel)
- damwanden en stempels aanbrengen en bouwkuip ontgraven
- palen heien (diepe gedeelte)
- onderwaterbeton aanbrengen
- bouwkuip leegpompen en betonconstructie aanbrengen
- bouwkuip aanvullen en damwanden trekken
- aanbrengen spoorconstructie.

Het aanbrengen van de grondophoging resulteert dus niet alleen in zetting maar ook in horizontale deformaties in de ondergrond. Omdat de grondophoging circa 1 jaar eerder wordt aangebracht, is de primaire zetting grotendeels opgetreden voor de start van de betonconstructie. De resterende grondvervormingen zijn derhalve grotendeels te wijten aan kruip van de grond. Ten aanzien van de paalfundering spelen de volgende fenomenen:

- horizontale gronddruk, resulterend in uitbuiging van de palen. In eerste instantie kunnen de paalkoppen nog vrij verplaatsen in horizontale richting. De paalvoeten zijn ingeklemd in het Pleistocene zand;
- als de paalkoppen zijn opgenomen in de betonconstructie zullen de palen op buiging worden belast door de zijdelingse verplaatsing van de bak ten gevolge van de doorgaande gronddeformaties. De bak brengt een horizontale belasting over op de paalkoppen.

Doelstelling

Voor de analyse van het gecompliceerde interactieprobleem tussen paal en grond, met tussentijds wijzigende randvoorwaarden, is geen analytisch model beschikbaar. Met analytische berekeningen zou het probleem slechts globaal kunnen worden geanalyseerd. Vanwege de strenge eisen aan de vervormingen en de lange gebruiksduur van de constructie (100 jaar) was een nadere analyse noodzakelijk.

Daarom is gebruik gemaakt van EEM-berekeningen (Plaxis), waarbij zowel een 2D-model als een 3D-model zijn gebruikt. Bij een 2D-model worden de palen geschematiseerd als wanden. Hiervoor moeten fictieve parameters worden bepaald en bovendien kan de grond niet "om de paal heen stromen". Met een 3D-model kan dat wel, echter daarbij deed zich het probleem voor dat destijds in het 3D-model alleen met gedraineerd grondgedrag (geen consolidatie berekening) kon worden gerekend.

Dit bezwaar is ondervangen door eerst een 3D gedraineerde berekening uit te voeren. Hieraan werd vervolgens een gedraineerde 2D berekening gekalibreerd. Vervolgens werd een 2D ongedraineerde berekening gemaakt.

Bodemopbouw

De bodem opbouw is als volgt:

NAP – 5 m Afwisselend KLEI – en VEENlagen, zeer slap, lokaal met een ZANDlaag tussen NAP – 6 m en NAP – 9 m.

NAP – 16 m ZAND (Pleistocene)

Aan de hand van een geotechnisch lengteprofiel zijn 11 secties onderscheiden met elk een karakteristiek bodemprofiel. Verder is onderscheid gemaakt vanwege:

- afwijkende geometrie (aanwezigheid van kruisende infra, verdiepte pompkelders)
- fasering: verschillen in beschikbare consolidatietijd

Uiteindelijk resulteerde deze onderverdeling in een totaal aantal van 26 te analyseren doorsneden.

Parameterset

Voor het ontwerp was geen uitgebreide proevenverzameling beschikbaar. Voor het ontwerp was grondonderzoek beschikbaar bestaande uit ca. 65 sonderingen en 10 boringen.

Op grond van het grondonderzoek zijn parameters vastgesteld op basis van de volgende uitgangspunten:

- boorstaten, waarbij lagen zijn onderscheiden op grond van volumiek gewicht
- geotechnische lengteprofielen
- lokale gegevens vanuit de triaxiaal en samendrukkingsproeven
- Tabel 1, NEN 6740

In verband met het grote aantal te berekenen doorsneden en de variatie van de bodem zijn lengteprofielen opgesteld. Door de spreiding van met name de resultaten van samendrukkingsproeven was de proevenverzameling niet steeds representatief voor het gehele gebied. Bovendien is het belastingstraject hierbij van belang. Steeds is daarom gelet op de lokale resultaten. Deze werkwijze leidde tot een betrouwbaarder resultaat dan een statistische bewerking van proefresultaten. Met name vanwege de nadruk, die op de vervormingen werd gelegd. De variatie in sterkteparameters was minder groot; deze parameters waren echter minder belangrijk.

Als voorbeeld zijn hierna de zettingsparameters voor doorsnede km 9.3 gegeven:

Tabel E.1 MSettle parameters ter plaatse km 9.3.

Laag	γ [kN/m ³]	ϕ'	c'	C_p [-]	C_p' [-]	C_s [-]	C_s' [-]
Klei	15	28	4	75	15	35	71
Veen 1	10,5	20	18	40	8	150	33
Veen 2	11	20	18	75	15	250	55

De PLAXIS Soft-Soil Creep parameters volgen door omrekening in tabel E.2:

$$\lambda^* = \frac{1}{C_p'} \quad \kappa^* = \frac{1 - \nu_{ur}}{1 + \nu_{ur}} \cdot \frac{3}{C_p} \quad \mu^* = \frac{1}{2C_s'}$$

Waarbij voor ν_{ur} een waarde van 0,15 is aangehouden (conform PLAXIS-manual).

Tabel E.2 PLAXIS SSC-parameters km 9.3.

Laag	λ^* [-]	κ^* [-]	μ^* [-]
Klei	0,067	0,030	0,007
Veen 1	0,125	0,055	0,015
Veen 2	0,067	0,030	0,009

Op basis van de resultaten van de 2D zettingsanalyse in MSettle zijn de binnen het Soft Soil Creep model te gebruiken parameters bepaald. Voor een groot aantal doorsneden is de zetting uit PLAXIS geijkt aan de door MSettle berekende maximale zetting onder de ophoging.

De geijkte parameters die in de verdere analyse voor km 9.3 gebruikt zijn, zijn weergegeven in tabel E.3:

Tabel E.3 Geijkte parameters.

Laag	λ^* [-]	κ^* [-]	μ^* [-]
Klei	0,105	0,021	0,0038
Veen 1	0,192	0,038	0,0069
Veen 2	0,105	0,021	0,0038

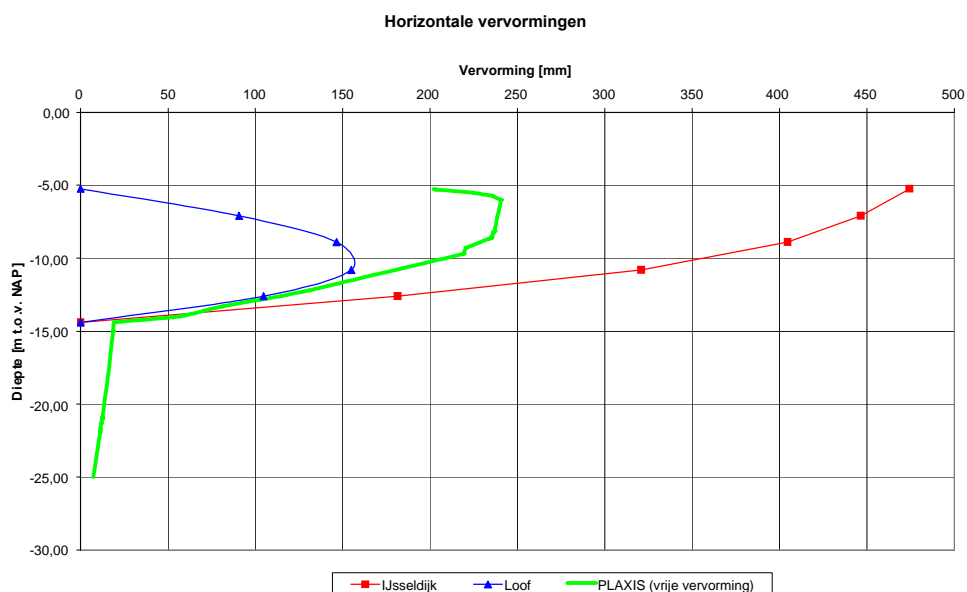
Berekeningsmodel

In figuur E.2 zijn de berekeningsresultaten van de analytische en EEM berekeningen weergegeven. Met de analytische berekeningsmethoden Loof en IJsseldijk wordt een grote spreiding gevonden in de berekende uitbuiging van de paal. Dit wordt veroorzaakt door de vaste randvoorwaarde:

- met Loof is bovenin een drukstijve laag aanwezig. De paalkopverplaatsing is dan volledig verhinderd;
- met IJsseldijk is geen drukstijve bovenlaag aanwezig, waardoor de paalkop vrij kan vervormen.

Het resultaat van de EEM berekening, waarin de randvoorwaarde bij de paalkop niet vooraf wordt vastgelegd, ligt tussen de resultaten van de beide analytische berekeningen in.

Fig. E.2
Vergelijking resultaten
analytische berekening
en EEM berekening.



Voor de berekeningen is uiteindelijk het volgende stappenplan ontwikkeld:

1. Kalibratie van EEM-stijfheidsparameters met behulp van zettingsberekeningen volgens Koppejan (figuur E.3), zie figuur E.4

Fig. E.3
Msettle analyse.

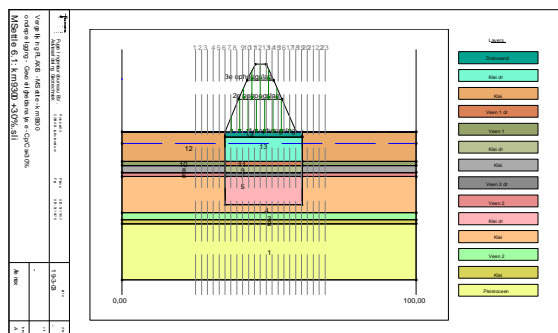
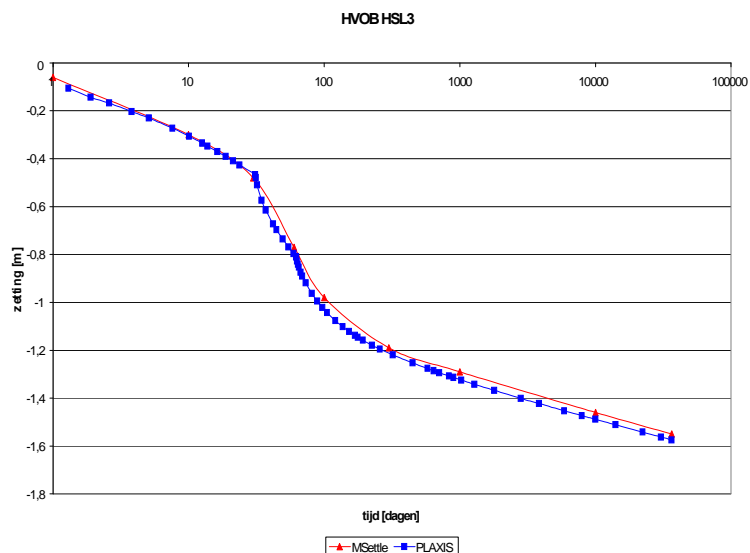
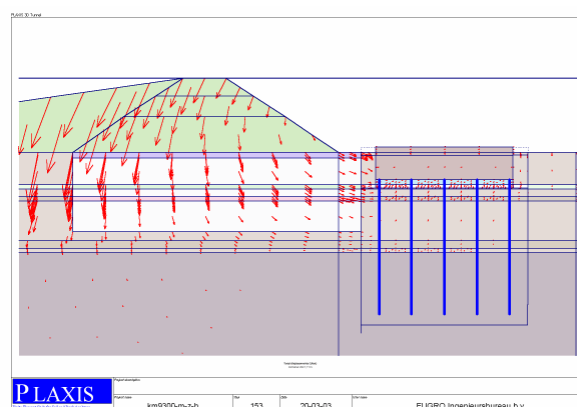


Fig. E.4
Kalibratie van zetting
PLAXIS vs MSettle.



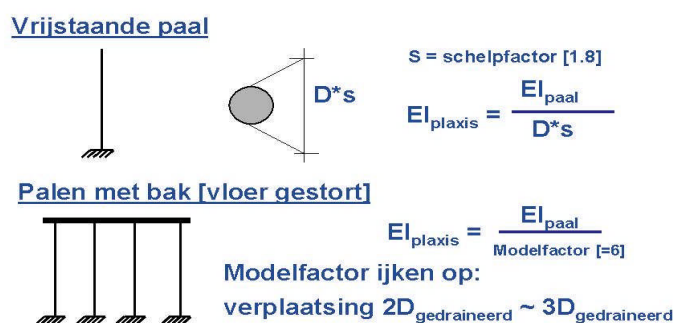
2. Berekening van de verplaatsingen van de bak en de palen met een 3D EEM-berekening met gedraineerd grondgedrag (figuur E.5). Hieruit zijn tevens de maatgevend buigende momenten in de paal bepaald. De plaats van de paal in de dwarsdoorsnede bepaalt in hoge mate het buigend moment in de paal.

Fig. E.5
EEM Mesh met
verplaatsingen in een
doorsnede.



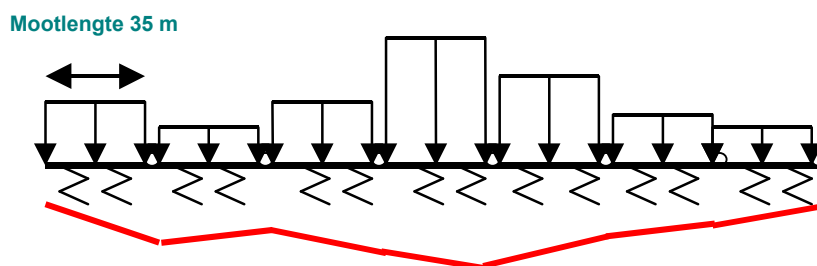
3. Bepaling equivalente paalstijfheid voor een 2D EEM-berekening in de verschillende fasen (paalkop vrij respectievelijk paalkop ingestort in betonvloer). De conversie is in figuur E.6 weergegeven.

Fig. E. 6
Conversie stijfheid van
de palen in 2D en 3D.



4. Berekening verplaatsing van de betonnen bak met een 2D EEM-berekening, ongedraineerd met consolidatie en kruip. Tevens bepaling van de momenten in de palen.
5. Berekening van de verplaatsingslijn van de bak over de lengte van de HVOB door middel van een “ligger op elastische ondersteuning model” (zie figuur 7).

Fig. E. 7
Berekening van de
verplaatsingen van alle
moten (kettinglijn).



In de vorige stappen zijn de verplaatsingen van de enkele moten berekend. In werkelijkheid zijn de moten gekoppeld en kunnen ze niet ten opzichte van elkaar bewegen. De moten ondervinden dus een horizontale kracht van de naburige moten. Dit is gemodelleerd met behulp van een elastisch ondersteunde ligger. Allereerst is de “horizontale veerstijfheid” voor elke moot bepaald aan de hand van de berekende uitwijking onder een belasting van 100 kN/m. Vervolgens is met de in de vorige stappen berekende verplaatsing per moot de “equivalente belasting” berekend. In de berekening zijn de moten gekoppeld met scharnieren, waarbij deze “equivalente belasting” is aangebracht. Uit de berekening volgen dan de verplaatsingen van de “kettinglijn” en de dwarskrachten ter plaatse van de voegen.

De analyses resulteerden in verplaatsingen na oplevering onderbouw tussen 0 en 30 mm, waarbij de verschilverplaatsingen nergens de toelaatbare hoekverdraaiing van 1:2000 overschreden.

Veiligheidsbeschouwing en aansluiting op normen

De EEM-berekeningen zijn gemaakt voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT), met representatieve waarden van alle parameters en belastingen. De berekende krachten en verplaatsingen zijn dan ook representatieve waarden.

De berekende momenten en krachten in de paal zijn, in afwijking van de vigerende normen, getoetst met een overall veiligheidsfactor (betrouwbaarheidsanalyse niveau 0). In geval van analyses van vervormingen is de toepassing van rekenwaarden niet zinvol: dit leidt tot irreële berekeningsresultaten. In het geval dat vervormingen moeten worden vertaald in rekenwaarden (bijvoorbeeld buigend moment van de palen), wordt veelal teruggegrepen op de overall veiligheidsfactor.

Er zijn gevoeligheidsanalysen uitgevoerd, waarbij de stijfheidsparameters met 0,7 dan wel met 1,3 werden vermenigvuldigd, uitgaande van de onzekerheid van vervorming in de praktijk van +/- 30 %.

Toetsing betrouwbaarheid

Omdat uiteindelijk het ontwerp is aangepast (verschuiving van het geplooid maaiveld/geluidswal over 22 m van de verdiepte bak af), hebben er geen praktijk-metingen plaatsgevonden.

Nadeel van de rekenmethodiek is dat de berekening in 5 stappen verloopt.

De volgende checks zijn ingebouwd:

- Kalibratie van verticale deformaties berekend door Plaxis aan zettingsberekeningen met de methode Koppejan, waarmee in dit gebied veel ervaring is opgedaan.
- Vergelijking van de met Plaxis berekende horizontale verplaatsingen met de methode IJsseldijk/Loof.
- Analyse van de vrijstaande paal belast door grond met behulp van een elastisch ondersteunde ligger model.
- Variatie van de grondparameters, waarmee de gevoeligheid van het Plaxis model voor afwijkingen van de grond is onderzocht.

De berekening van de tunnelbak zelf is zeer complex vanwege de horizontale belasting van de grond op de bak en de horizontale belasting van de grond op de palen. Daarnaast treedt tegelijkertijd een horizontale belasting op van de palen op de bak (voorste palen, dichtst bij de geluidswal) en van de bak op de palen (achterste palen).

Complicerende factor was het feit, dat de consolidatieberekening destijds (anno 2002) alleen als 2D kon worden uitgevoerd.

Resultaat

De berekende verschillen in verplaatsing in horizontale richting van de afzonderlijke moten van de bakconstructie over een periode van 100 jaar bleken uit geotechnisch oogpunt zeer gering te zijn, namelijk minder dan de voor de onderbouw vereiste 17,5 mm over 1 moot van 35 m, d.w.z. 1:2000. Voor de HSL-spoorlijn, met name de bovenbouw, waren deze verplaatsingen echter uiteindelijk niet toelaatbaar. Daarom is, op basis van de

berekeningsresultaten, besloten het "geplooide maaiveld" over een afstand van 22 m te verschuiven, zodat het buiten het invloedsgebied van de betonnen bak kwam te liggen.

Literatuur

- E.1 Beurze, R.S., N.H. Rövekamp, A.J. van Seters *De verdiepte bak voor de HSL bij Bergschenhoek*. Wordt de bak opzij gezet? Geotechniek, januari 2003

Bijlage F. Rekenvoorbeeld: case ophoging met als doelstellig optimalisatie ontwerp door aanpassing partiële factoren binnen de vereiste betrouwbaarheid

(Witteveen + Bos, maart 2007)

REKENVOORBEELD: CASE OPHOGING

Inleiding

In dit rekenvoorbeeld wordt een stabiliteitsberekening uitgevoerd waarbij de beschikbare methoden om tot een veilig ontwerp te komen worden vergeleken. Doelstelling van het rekenvoorbeeld is: optimalisatie van het ontwerp door aanpassing van partiële factoren binnen de vereiste betrouwbaarheid.

Plaats in het schematiseringstraject (zie hoofdstuk 3 van de hoofdtekst): het gehele schematiseringstraject van grondonderzoek tot rekenmodel wordt doorlopen, maar specifiek wordt ingegaan op de bepaling van de rekenwaarden uit representatieve grondparameters. Hiervoor worden verschillende methoden vergeleken, met name wordt de vergelijking deterministisch versus probabilistisch gemaakt.

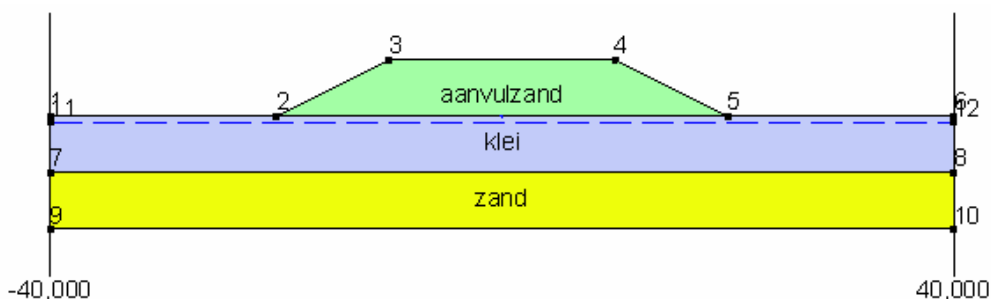
Casebeschrijving

Op een ondergrond bestaande uit een kleilaag op een zandlaag moet een ophoging worden gerealiseerd van 5 m hoogte en 20 m breedte, bijvoorbeeld ten behoeve van een ongelijkvloerse kruising van wegen.

Uitgegaan wordt van taluds 1:2.

De ophoging wordt gerealiseerd met zwaar materieel, gerekend wordt daarom met een materieelbelasting van 20 kPa, zowel in de bouwfase als in de gebruiksfase.

De geometrie van de ophoging is weergegeven in onderstaande afbeelding.



Aanpak berekening

De volgende stappen worden achtereenvolgens doorlopen:

1. Vaststelling van eisen, randvoorwaarden en uitgangspunten voor de berekeningen;
2. Berekening volgens de praktijkmethode (representatieve waarden met overall veiligheid);
3. Berekening volgens de deterministische methode (rekenwaarden conform NEN 6700/6740);
4. Berekening volgens de deterministische methode (rekenwaarden conform CUR 162);
5. Berekening volgens de probabilistische methode (niveau II FORM analyse met β conform NEN 6700);
6. Berekening volgens de probabilistische methode (niveau II FORM analyse met β conform CUR 162);
7. Berekening volgens de gestandaardiseerde invloedsfactoren methode;
8. Samenvatting en conclusies.

1. Eisen, randvoorwaarden en uitgangspunten

Volgens de NEN 6700-serie moet voor elke bouwphase bepaald worden in welke veiligheidsklasse de constructie valt. Uitgangspunt in de norm is het toepassen van veiligheidsklasse 1 voor de bouwphase(n), vanwege de geringere consequenties van bezwijken. Het is bij wet niet toegestaan om een veiligheid toe te passen die lager ligt dan veiligheidsklasse 1. Het is daardoor binnen de norm niet mogelijk om voor de bouwphase van een lager veiligheidsniveau uit te gaan. Het is onder voorwaarden echter mogelijk om een ander (lager) veiligheidsniveau aan te houden dan de norm voorschrijft. Dit is afhankelijk van de consequentie van bezwijken.

De consequenties van bezwijken kunnen worden onderverdeeld in:

1. consequenties voor de gebruiksfase;
2. consequenties voor de omgeving.

ad 1.

Voor constructies waarbij falen in de bouwphase direct gerelateerd is aan het falen van de constructie in de gebruiksfase, zal het toe te passen veiligheidsniveau hetzelfde moeten zijn voor zowel bouwphase als gebruiksfase. Dit is het geval bij een in aanbouw zijnde bouwconstructie en bij een tijdelijke ondersteunings- of ontlastconstructies, zoals bijvoorbeeld een ontlastsleuf. Als de ontlastsleuf bezwijkt door afschuiven, zullen de belastingen op een in aanbouw zijnde damwandconstructie te groot worden en kan de damwand bezwijken of te grote vervormingen ondergaan.

Voor constructies waarbij geen directe relatie is tussen de bouwphase en de gebruiksfase kan van een ander veiligheidsniveau worden uitgegaan. Dit is bijvoorbeeld het geval bij een tijdelijke constructie zoals bijvoorbeeld een damwandconstructie ten behoeve van een bouwkuip, waarbij de vervormingen van de damwand geen directe invloed hebben op de vervormingen van de te bouwen constructie. Hierbij zullen andere eisen een rol spelen, zoals de zettingen in de omgeving en de mogelijkheid om de damwand terug te winnen en te hergebruiken na voltooiing van het te bouwen object. Het Bouwbesluit biedt voor deze tijdelijke constructies de mogelijkheid om van een lager veiligheidsniveau uit te gaan welke ook geldt bij het toetsen van bestaande constructies (zie hiervoor Bouwbesluit paragraaf 1.6).

ad 2.

Als de consequenties voor de omgeving te verwaarlozen zijn, bijvoorbeeld doordat de bouwplaats afgesloten is van de openbare ruimte en ver verwijderd van andere constructies, kan voor de eisen aan de (tijdelijke) constructies tijdens de bouwfase gewerkt worden met een aangepast veiligheidsniveau. Mits de veiligheidsvoorschriften op de bouwplaats (bouwhelm, schoenen met stalen neuzen, VCA certificaten, zwemvesten etc.) correct worden toegepast, kan voor de (tijdelijke) constructies een veiligheidsniveau worden aangehouden dat losstaat van de norm. De verantwoordelijkheid hiervoor ligt bij de aannemer.

In dit rekenvoorbeeld wordt ervan uitgegaan dat de consequenties van bezwijken van de ophoging (bv. door de aanwezigheid van een weg op korte afstand van het talud) zodanig zijn dat het veiligheidsniveau ontleend moet zijn aan de norm.

Eisen

Aan de ophoging worden eisen gesteld in termen van stabiliteit en in termen van zettingen. De bepaling van de zettingen blijven in dit voorbeeld achterwege, alleen zal wel rekening worden gehouden met de consolidatie (afnemen wateroverspanningen) van de kleilaag als gevolg van de aangebrachte ophoging, dit is namelijk een bepalende factor voor de stabiliteit tijdens de bouwfase.

Aan de stabiliteitsfactor worden de volgende eisen gesteld:

bron	parameterwaarden	bouwfase	gebruiksfase
praktijkmethode	representatieve waarden	1,1	1,3
norm (NEN 6740)	Rekenwaarden	1,0	1,0

Gekozen wordt om volgens de norm te werk te gaan, dus niet met representatieve waarden maar met rekenwaarden te rekenen.

Praktijkmethode

Bij de praktijkmethode wordt gerekend met representatieve waarden en wordt een 'overall' stabiliteitsfactor geëist van 1,1 in de bouwfase en 1,3 in de gebruiksfase. Deze waarden komen uit de praktijk en zijn niet normatief onderbouwd.

Uit het in de praktijkmethode gehanteerde verschil tussen bouwfase en gebruiksfase (1,1 vs. 1,3) kan afgeleid worden dat ervaringen uit de praktijk leren dat ophogingen die zijn ontworpen met een stabiliteitsfactor van 1,3 als overgedimensioneerd (= veilig) worden beschouwd, in de bouwfase wordt daarom een lagere overall veiligheid (1,1) toegestaan. Dit heeft dan te maken met: (a) de gevolgen van het optreden van een afschuiving van het talud tijdens de bouwfase en (b) de kosten die gemaakt moeten worden om het talud weer te herstellen: als bijvoorbeeld al het materieel nog beschikbaar is tijdens de bouwfase zijn deze kosten vele malen lager dan wanneer in gebruiksfase een weg afgesloten moet worden en materieel aangevoerd moet worden om herstelwerkzaamheden uit te voeren.

Op het niveau van de betrouwbaarheid van de constructie worden de volgende eisen gesteld aan de betrouwbaarheidsindex β :

bron	klasse 1	klasse 2	klasse 3
NEN 6700	3,2	3,4	3,6
CUR 162	2,6	3,4	4,3

In CUR 162 wordt specifiek voor grondconstructies een grotere differentiatie in de betrouwbaarheidsindex aangebracht. Dit heeft voor wat betreft klasse 3 betrekking op waterkeringen die een hogere betrouwbaarheid vereisen dan in NEN 6700 voor veiligheidsklasse 3 wordt aangehouden. Voor wat betreft klasse 1 wordt in CUR 162 een significant lagere waarde voor de betrouwbaarheidsindex toegestaan in verband met het geringe risico van ophogingen en ontgravingen in de niet-bebouwde omgeving.

De ophoging wordt ingedeeld in veiligheidsklasse 2 met een vereist betrouwbaarheidsniveau van $\beta = 3,4$. Voor de bouwphase wordt echter vanwege de geringere risico's uitgegaan van veiligheidsklasse 1, zodat voor de bouwphase conform NEN 6700 een β van 3,2 en conform CUR 162 een β van 2,6 wordt geëist.

Bodemopbouw en geotechnische parameters

De bodemopbouw is weergegeven in onderstaande tabel:

grondsoort	bovenkant laag [m + NAP]	onderkant laag [m + NAP]
klei	0,00	-5,00
zand	-5,00	-10,00

Door middel van laboratoriumonderzoek zijn de volgende proefresultaten vastgesteld:

monster	ϕ' zand [graden]	ϕ' klei [graden]	c' klei [kPa]
1	36	24	18
2	31	17	12
3	37	23	10
4	38	21	13
5	43	19	16
aantal n	5	5	5
gemiddelde	37,00	20,80	13,80
standaard deviatie.	4,30	2,86	3,19
variantie	0,12	0,14	0,23

De gemiddelde waarden en representatieve waarden voor de geotechnische parameters zijn uit de monsterresultaten opgemaakt en weergegeven in onderstaande tabel. Voor de volumegewichten is gebruik gemaakt van tabel 1 van NEN 6740.

Grondsoort	volumegewicht		sterkte gemiddeld		sterkte laag representatief	
	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [graden]	c' [kPa]	ϕ' [graden]	c' [kPa]
klei, schoon, matig stijf	17	17	20,80	13,80	18,07	10,76
zand, schoon, matig gepakt	18	20	37,00	0,00	32,90	0,00

Partiële factoren

Voor het bepalen van de rekenwaarden uit representatieve waarden van de sterkte worden partiële materiaalfactoren toegepast. Dit zijn:

Bron	Parameter	klasse 1	klasse 2	klasse 3
NEN 6740	ϕ'	1,2	(gelijk voor klasse 1 t/m 3)	
	c'	1,5	(gelijk voor klasse 1 t/m 3)	
CUR 162	ϕ'	1,1	1,2	1,3
	c'	1,1	1,3	1,6

In bovenstaande tabel is te zien dat NEN 6740 geen differentiatie naar veiligheidsklasse toepast bij het bepalen van de materiaalfactoren, terwijl CUR 162 dat wel doet. CUR 162 geeft als achtergrondinformatie mee dat de partiële factoren zijn afgeleid op basis van niveau II probabilistische berekeningen per veiligheidsklasse. Door de afwijkende β per veiligheidsklasse volgen hier ook naar veiligheidsklasse gedifferentieerde partiële factoren uit.

Berekeningsmethodiek

Gebruik is gemaakt van MStab (versie 9.8) met reliability module, waarmee zowel deterministische als probabilistische (niveau II FORM) berekeningen gemaakt kunnen worden.

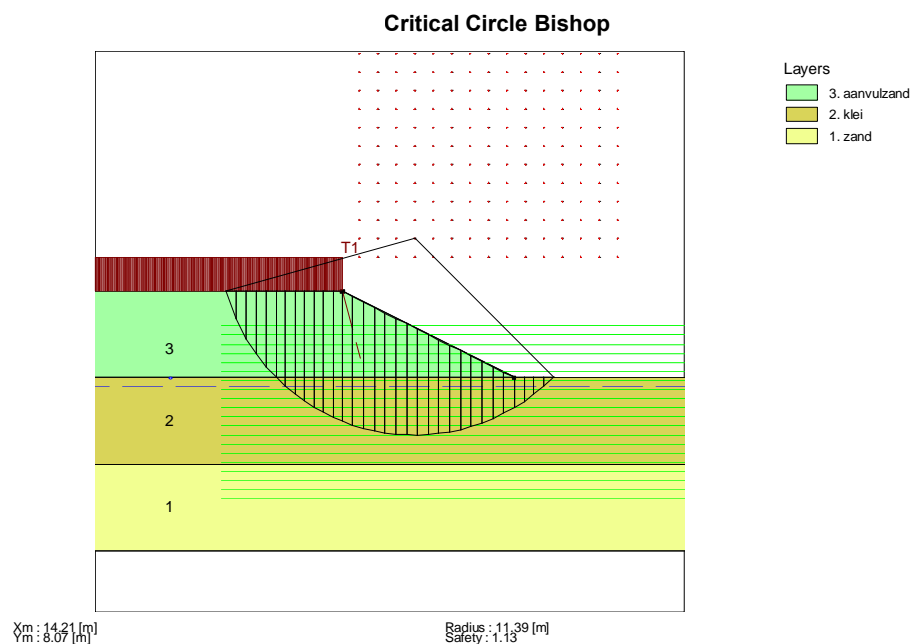
2. Berekening met representatieve waarden conform praktijkmethode

Bouwfase

Uitgangspunt: situatie net na ophogen, aanpassing kleilaag 10%.

Berekening met representatieve waarden leidt tot een kritieke glijcirkel met stabiliteitsfactor 1,13 (zie figuur F.1), dit voldoet aan de eis van SF 1,1 in de bouwfase volgens de praktijkmethode.

Fig. F.1
Resultaat
stabiliteitsberekening,
stabiliteitsfactor 1,13.



Gebruiksfase

Aangenomen wordt, dat de weg aangelegd wordt als na een bepaalde wachttijd de kleilaag 40% geconsolideerd is. Dit is feitelijk afhankelijk van de zettingsberekeningen, dit wordt echter buiten beschouwing gelaten. Uit de stabiliteitsberekening in deze situatie wordt een stabiliteitsfactor van boven de 1,31 gevonden. De consolidatie zal hierna verder toenemen tot 100%, waarmee de stabiliteitsfactor alleen maar verder zal stijgen. De ophoging voldoet dus als de weg in gebruik wordt genomen nadat de kleilaag 40% geconsolideerd is.

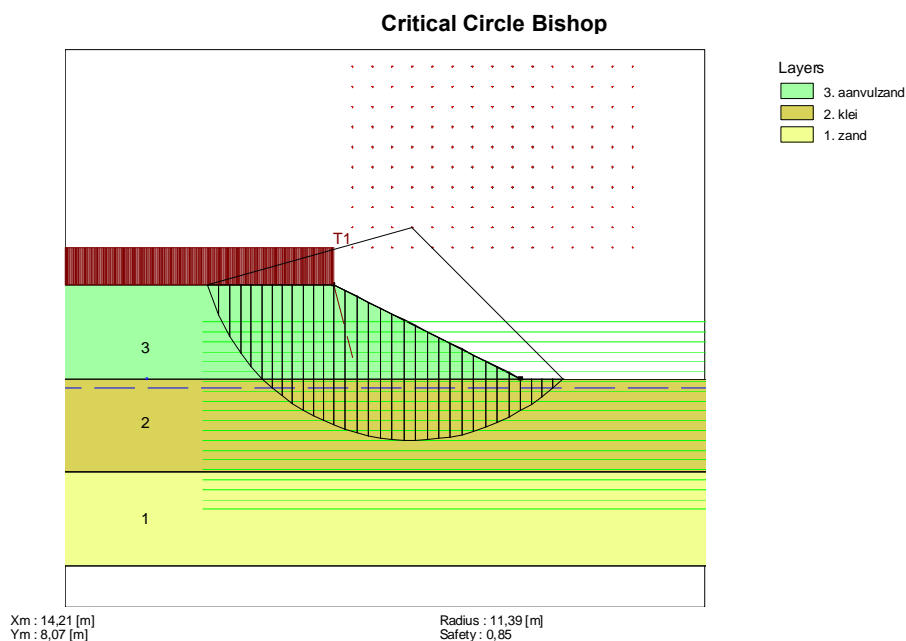
3. Deterministische berekening met rekenwaarden conform NEN 6700 / 6740

Bouwfase

Uitgangspunt: situatie direct na ophogen, aanpassing kleilaag 10%.

Berekening met rekenwaarden leidt tot een kritieke glijcirkel met stabiliteitsfactor 0,85 (zie figuur F.2), dit is onvoldoende ten opzichte van de eis van SF 1,0. Oorzaak van de lage stabiliteitsfactor is gelegen in het lage aanpassingspercentage van de klei kort na het aanbrengen van de ophoging.

Fig. F.2
Resultaat
stabiliteitsberekening,
stabiliteitsfactor 0,85.



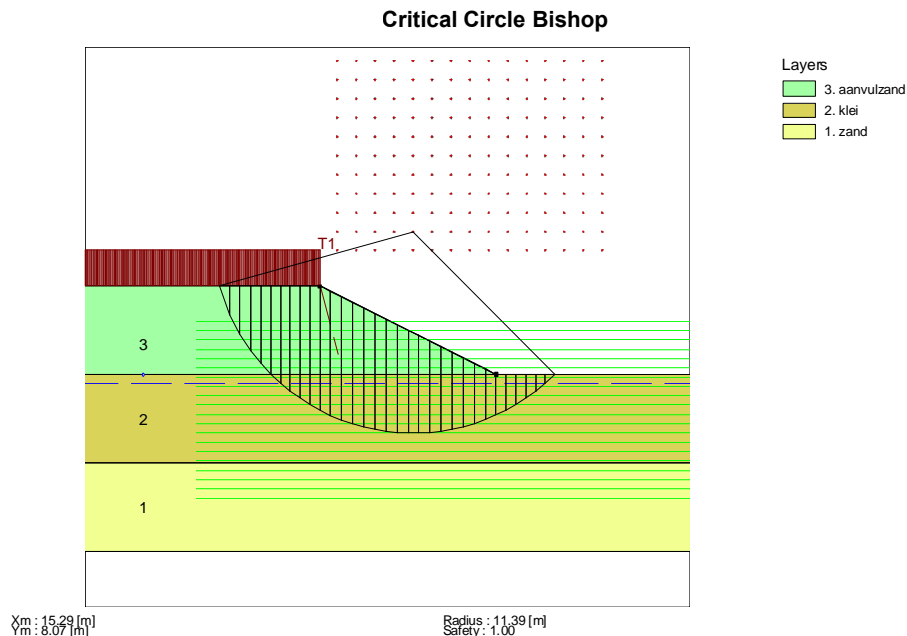
Een ophoging in twee fasen blijkt ook niet haalbaar met voldoende stabiliteit, zodat de enige mogelijkheid is om het talud van 1:2 naar 1:4 te brengen of een cunet aan te brengen in de kleilaag, beide tegen aanzienlijke extra kosten.

Gebruiksfase

De stabiliteit van het talud wordt voldoende, wanneer na een bepaalde wachttijd de kleilaag 40% is geconsolideerd. Uit de stabiliteitsberekening in deze situatie wordt een stabiliteitsfactor van 1 gevonden, zie figuur F.3. De consolidatie zal hierna verder toenemen tot 100%, waarmee de stabiliteitsfactor alleen maar verder zal stijgen. De

ophoging voldoet dus in de gebruiksfase, ook zonder de in de bouwphase noodzakelijke aanleg van een cunet of flauwere taluds.

Fig F.3
Resultaat
stabiliteitsberekening,
stabiliteitsfactor 1,00.



4. Deterministische berekening met rekenwaarden conform CUR 162

Bouwphase

Uitgangspunt: situatie net na ophogen, aanpassing kleilaag 10%.

Berekening met rekenwaarden conform CUR 162 (veiligheidsklasse 1) leidt tot een kritieke glijcirkel met stabiliteitsfactor 1,02, dit voldoet aan de eis van SF 1,0. Er zijn dus geen maatregelen nodig als een cunet of een flauwer talud om aan de eis te voldoen in de bouwphase, zoals wel het geval was bij de berekening conform NEN 6700 / 6740 (hoofdstuk 3).

Gebruiksfase

Berekening met rekenwaarden conform CUR 162 (veiligheidsklasse 2) geeft het volgende resultaat: wanneer de kleilaag 30% geconsolideerd is, is de stabiliteit voldoende (1,0). Bij een berekening volgens de CUR kan de weg dus eerder (na 30% aanpassing van de kleilaag) in gebruik worden genomen dan bij een berekening volgens NEN 6700 / 6740 (na 40% aanpassing van de kleilaag).

5. Probabilistische berekening met betrouwbaarheidsindex conform NEN 6700

Gebruikte formuleringen voor de probabilistische berekening:

betrouwbaarheidsfunctie Z: $F - F_{\text{required}}$

betrouwbaarheidsindex $\beta = (\mu[F] - F_{\text{required}}) / \sigma[F]$

invloedsfactoren per parameter α

nieuwe rekenwaarden sterkte volgens:

$$R^* = \mu_R \cdot (1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)$$

$$\text{met } V_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R}$$

partiële factoren sterkte:

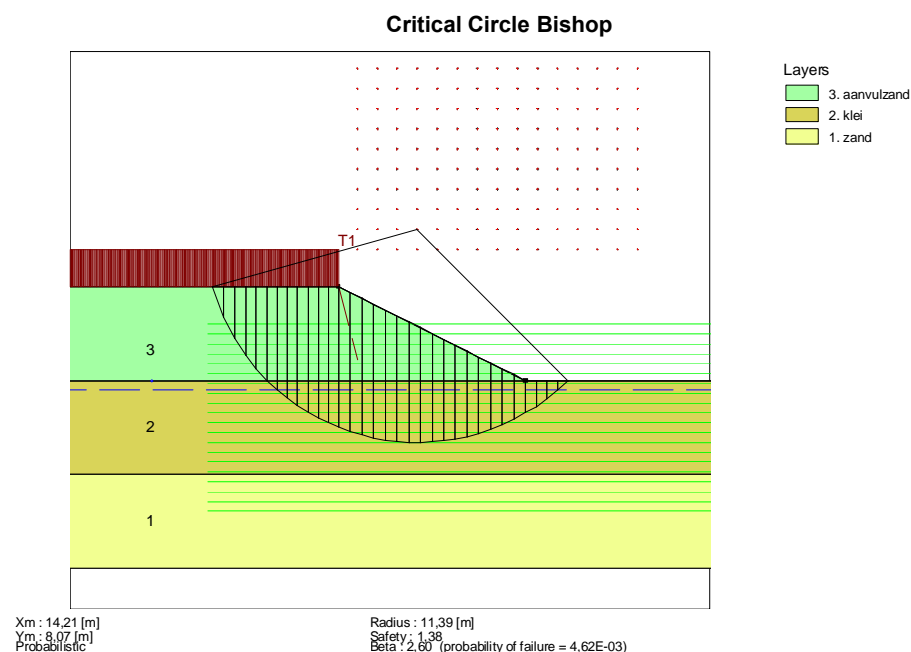
$$\gamma_R = \frac{R_{rep}}{R^*} = \frac{1 + k_R \cdot V_R}{1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R}$$

Bouwfase

De ophoging wordt voor de bouwfase (10% aanpassing kleilaag) berekend met de reliability module van MStab, waarbij de gemiddelde waarden en de standaardafwijking van de grondparameters worden ingevoerd. Hiermee worden de betrouwbaarheidsindex β , de bijbehorende faalkans en de invloedscoëfficiënten α_i voor de verschillende sterkteparameters berekend.

Een betrouwbaarheidsindex van 2,6 wordt berekend, wat niet voldoet aan de vereiste 3,2 (zie figuur F.4) voor de bouwfase vanuit NEN 6700 (veiligheidsklasse 1). Ook bij een probabilistische berekening volgens de NEN 6700 voldoet de bouwfase dus niet, evenals bij een deterministische berekening conform NEN 6700 / 6740. Ook hier is de slechts beperkte aanpassing in de ondergrond waarschijnlijk de oorzaak. Het betekent dat gekozen moet worden voor een cunet of flauwere taluds, tegen aanzienlijke extra kosten.

Fig. F.4
Resultaat
stabiliteitsberekening
(MStab module reliability),
resultaat $\beta = 2,60$.



Gebruiksfase

Hieronder is de printuitvoer van de probabilistische berekening (MStab Reliability module) weergegeven. Bij een consolidatie van 30% van de kleilagen is de betrouwbaarheidsindex hoger dan de voor de gebruiksfase vereiste 3,4, zie hieronder. Het maatgevende glijvlak doorsnijdt de lagen 2 (klei) en 3 (aanvulzand). In het ontwerppunt wordt de grootste bijdrage aan de kans op bezwijken (zie de “contribution to probability of failure”) geleverd door de cohesie van de klei hetgeen blijkt uit de invloedscoëfficiënt α van 0,79. De

bijdrage van de hoek van inwendige wrijving ("phi" in de tabel hieronder) is met een invloedscoëfficiënt α van 0,19 aanzienlijk kleiner.

De bijdrage van de hoek van inwendige wrijving van het aanvulzand (invloedscoëfficiënt $\alpha = 0,02$) is verwaarloosbaar.

Probabilistic calculation
=====

The calculation at water level : 0.00

Beta is : 3.41920
= probability of failure 3.140E-0004

Mean	Std. deviation	design value	distribution
37.00000	3.70000	35.01096	Normal
13.80000	2.76000	5.40877	Normal
20.80000	2.08000	17.75334	Normal

Contribution to probability of failure
=====

Material	cohesion	phi	porepressure	MeasuredCu	CalculatedCu	
1	0.00000	0.02429	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.78695	0.18876	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

De uitkomst van de probabilistische berekening kan worden gecontroleerd door een deterministische berekening uit te voeren met aangepaste partiële factoren op basis van de berekende invloedsfactoren van de sterkteparameters (weergegeven in bovenstaande uitvoer onder 'contribution to probability of failure'). Hiervoor gelden de volgende formules:

$$R^* = \mu_R \cdot (1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)$$

$$\gamma_R = \frac{R_{rep}}{R^*} = \frac{1 + k_R \cdot V_R}{1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R}$$

Resulterende partiële factoren:

parameter	A ²	α	β	R*	γ_R
Φ' zand	0,02429	-0,1559	3,40	35,04	0,88
ϕ' klei	0,18876	-0,4345	3,40	17,73	0,98
C' klei	0,78695	-0,8871	3,40	5,48	1,69

De berekende waarden voor R* komen overeen met de rekenwaarden in het ontwerp punt gegeven in de MStab uitvoer ("design value" in de printuitvoer hierboven) van de probabilistische berekening. Een deterministische berekening met bovenstaande waarden leidt inderdaad tot een kritieke glijcirkel met stabiliteitsfactor 1,0.



6. Probabilistische berekening met betrouwbaarheidsindex conform CUR 162

Gebruikte formuleringen voor de probabilistische berekening:

betrouwbaarheidsfunctie Z: $F - F_{\text{required}}$

betrouwbaarheidsindex $\beta = (\mu[F] - F_{\text{required}}) / \sigma[F]$

invloedsfactoren per parameter α

nieuwe rekenwaarden sterkte volgens:

$$R^* = \mu_R \cdot (1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)$$

$$\text{met } V_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R}$$

partiele factoren sterkte:

$$\gamma_R = \frac{R_{\text{rep}}}{R^*} = \frac{1 + k_R \cdot V_R}{1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R}$$

Bouwfase

De ophoging wordt voor de bouwfase (10% aanpassing kleilaag) berekend met de reliability module van MStab, waarbij de gemiddelde waarden en de standaardafwijking van de grondparameters worden ingevoerd. Hiermee worden de betrouwbaarheidsindex β , de bijbehorende faalkans en de invloedscoëfficiënten α_i voor de verschillende sterkteparameters berekend.

Een betrouwbaarheidsindex van 2,6 wordt berekend, wat voldoet aan de vereiste 2,6 voor de bouwfase vanuit CUR 162. De constructie voldoet dus wel met een probabilistische berekening, zonder een flauwer talud of een cunet te hoeven toepassen.

Hieronder is de printuitvoer van de Mstab berekening weergegeven.

```
Probabilistic calculation
=====
```

```
The calculation at water level      :      0.00

Beta is                             :      2.60282
= probability of failure            0.00462
```

Mean	Std. deviation	design value	distribution
37.00000	3.70000	35.53600	Normal
13.80000	2.76000	7.23360	Normal
20.80000	2.08000	18.77661	Normal

```
Contribution to probability of failure
=====
```

```
Contribution of Soil
```

Material	cohesion	phi	porepressure	MeasuredCu	CalculatedCu	StressTable
1	0.00000	0.02526	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.83436	0.14038	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

De uitkomst van de probabilistische berekening kan worden gecontroleerd door een deterministische berekening uit te voeren met aangepaste partiële factoren op basis van de berekende invloedscoëfficiënten van de sterkteparameters (weergegeven in bovenstaande uitvoer onder 'contribution to probability of failure'). Hiervoor gelden de volgende formules:

$$R^* = \mu_R \cdot (1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)$$

$$\gamma_R = \frac{R_{rep}}{R^*} = \frac{1 + k_R \cdot V_R}{1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R}$$

Resulterende partiële factoren:

parameter	A ²	α	β	R*	γ _R
φ' zand	0,02526	-0,1589	2,60	35,47	0,87
φ' klei	0,14038	-0,3747	2,60	18,77	0,93
c' klei	0,83436	-0,9134	2,60	7,24	1,28

De berekende waarden voor R* komen overeen met de rekenwaarden in het ontwerp punt gegeven in de MStab uitvoer van de probabilistische berekening ("design value" in de printuitvoer hierboven). Een deterministische berekening met bovenstaande waarden leidt inderdaad tot een maatgevende glijcirkel met stabiliteitsfactor 1,0.

Gebruiksfasen

Bij een consolidatie van 30% van de kleilagen is de betrouwbaarheidsindex hoger dan de voor de gebruiksfasen vereiste 3,4. Dit is verder gelijk aan de berekening voor de gebruiksfasen in het vorige hoofdstuk, omdat de betrouwbaarheidsindex in veiligheidsklasse 2 gelijk is voor NEN 6700 en CUR 162.

7. Deterministische berekening met aangepaste partiële factoren op basis van de methode van gestandaardiseerde invloedsfactoren

De gestandaardiseerde invloedsfactoren methode is ontleend aan ISO 2394 en hanteert de volgende waarden voor α:

Variabele	α
dominante sterkteparameter	0,80
overige sterkteparameter	0,32

Dominante sterkteparameter voor de stabiliteit is de cohesie van de kleilaag. Dit is te zien aan de uitvoer van de probabilistische berekeningen in de vorige twee hoofdstukken, waar de invloedsfactor α² voor deze parameter de hoogste waarde heeft. De rekenwaarde voor de cohesie van de klei wordt dus bepaald bij een α van 0,80. De rekenwaarden voor de hoek van inwendige wrijving van zand en klei worden bepaald bij een α van 0,32.

Bouwfasen

Uitgegaan wordt van een betrouwbaarheidsindex van 2,6 (CUR 162). De resulterende rekenwaarden voor de parameters en de partiële factoren, uitgaande van de uit het labonderzoek afgeleide gemiddelde waarden en variantie, volgen uit onderstaande formules en zijn weergegeven in de tabel.

$$R^* = \mu_R \cdot (1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)$$

$$\gamma_R = \frac{R_{rep}}{R^*} = \frac{1 + k_R \cdot V_R}{1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R}$$

Parameter	α^2	α	β	R^*	γ_R
ϕ' zand	0,1024	-0,3200	2,60	33,92	0,91
ϕ' klei	0,1024	-0,3200	2,60	19,07	0,91
c' klei	0,6400	-0,8000	2,60	8,06	1,15

Een deterministische MStab berekening met bovenstaande rekenwaarden resulteert in een stabiliteitsfactor 1,04, wat voldoet aan de eis van $SF \geq 1,0$.

Gebruiksfasen

Voor de gebruiksfase wordt een β van 3,4 geëist. Invullen van deze waarde levert de volgende waarden op voor de rekenwaarden en partiële factoren:

Parameter	α^2	α	β	R^*	γ_R
ϕ' zand	0,1024	-0,3200	3,40	32,97	0,94
ϕ' klei	0,1024	-0,3200	3,40	18,54	0,94
c' klei	0,6400	-0,8000	3,40	6,29	1,47

Bij een consolidatie van 30% van de kleilagen voldoet een deterministische berekening met rekenwaarden conform bovenstaande tabel ($SF 1,06 > 1,0$).

8. Samenvatting en conclusies

Onderstaande tabel geeft een overzicht van de uitkomsten van de verschillende berekeningen:

	deterministische berekening	SF bouwphase	benodigde aanpassing kleilaag in gebruiksfase voor $SF \geq$ eis
1	praktijkmethode – representatieve waarden	$1,13 \geq 1,1$	40% - $SF 1,31 \geq 1,3$
2	deterministisch – rekenwaarden conform NEN 6700 / 6740	$0,85 < 1,0$ (voldoet niet)	40% - $SF 1,00 \geq 1,0$
3	deterministisch – rekenwaarden conform CUR 162	$1,02 \geq 1,0$	30% - $SF 1,00 \geq 1,0$
3	deterministisch – rekenwaarden conform gestandaardiseerde invloedsfactoren methode (ISO 2394)	$1,04 \geq 1,0$	30% - $SF 1,06 \geq 1,0$
	probabilistische berekening	β bouwphase	benodigde aanpassing kleilaag in gebruiksfase voor $\beta \geq$ eis
5	probabilistisch – betrouwbaarheidsindex conform NEN 6700	$2,6 < 3,2$ (voldoet niet)	30% - $\beta = 3,42 \geq 3,4$
6	probabilistisch – betrouwbaarheidsindex conform CUR 162	$2,6 \geq 2,6$	30% - $\beta = 3,42 \geq 3,4$

De gebruikte en afgeleide partiële factoren zijn in onderstaande tabel weergegeven:

	Berekening	partiële factor ϕ' zand	partiële factor ϕ' klei	partiële factor c' klei
1	praktijkmethode – representatieve waarden	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
2	deterministisch – rekenwaarden conform NEN 6700 / 6740	1,2	1,2	1,5
3	deterministisch – rekenwaarden conform CUR 162	1,1 (bouwfase) 1,2 (gebruiksfase)	1,1 (bouwfase) 1,2 (gebruiksfase)	1,1 (bouwfase) 1,3 (gebruiksfase)
4	deterministisch – rekenwaarden conform gestandaardiseerde invloedsfactoren methode (ISO 2394)	0,91 (bouwfase) 0,94 (gebruiksfase)	0,91 (bouwfase) 0,94 (gebruiksfase)	1,15 (bouwfase) 1,47 (gebruiksfase)
5	probabilistisch – betrouwbaarheidsindex conform NEN 6700	0,87 (bouwfase) 0,88 (gebruiksfase)	0,93 (bouwfase) 0,98 (gebruiksfase)	1,28 (bouwfase) 1,69 (gebruiksfase)
6	probabilistisch – betrouwbaarheidsindex conform CUR 162	0,87 (bouwfase) 0,88 (gebruiksfase)	0,93 (bouwfase) 0,98 (gebruiksfase)	1,28 (bouwfase) 1,69 (gebruiksfase)

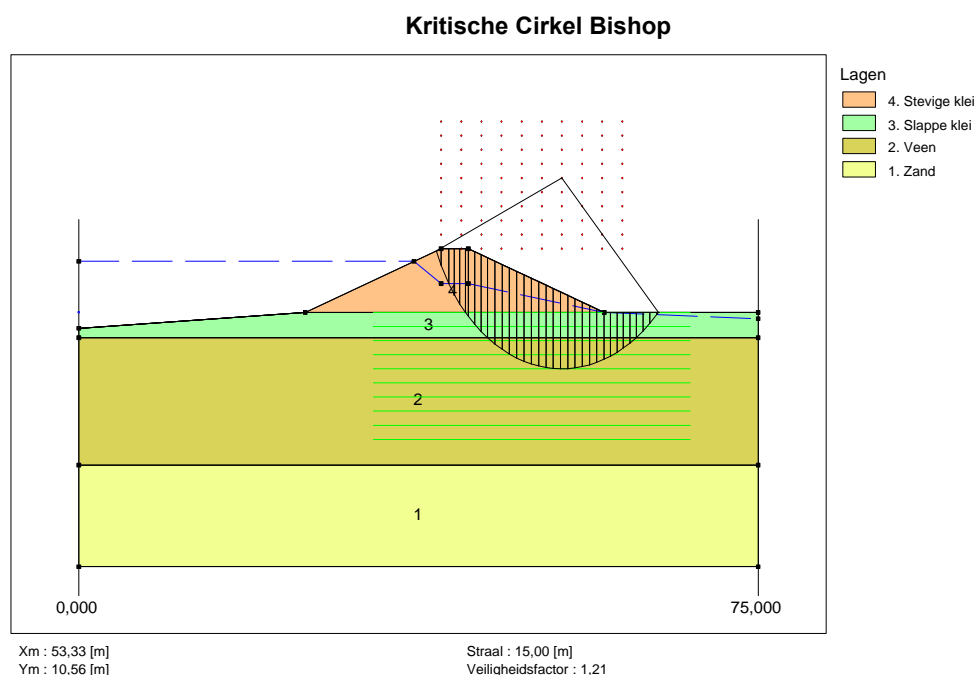
Bijlage G. Voorbeeld optimalisatie macrostabiliteit dijk

(GeoDelft, juni 2006)

In dit voorbeeld wordt voor een primaire dijk als constructietype het effect van mogelijke optimalisatiestappen geïllustreerd. Het betreft een fictief voorbeeld voor het faalmechanisme macrostabiliteit van het binnentalud in een dwarsdoorsnede (zie figuur G.1).

Het doel is om verschillen tussen mogelijke aanpakken voor het voetlicht te brengen en het effect van mogelijke optimalisatiestappen bij ontwerp en toetsing van dijken te illustreren. Om het effect van pseudo karakteristieken te illustreren is deze optie in MStab toegepast. Tevens is het mogelijk effect van met de ISO methode aangepaste partiële materiaalfactoren op het eindresultaat (de stabiliteitsfactor) weergegeven.

Fig. G.1
Dwarsdoorsnede
dijk met kritische
glijcirkel volgens MStab.



In het voorbeeld is de geometrie “vast” verondersteld:

- buitentalud 1:3
- binnentalud 1:3
- maaiveldhoogte landzijde NAP
- kruinhoogte NAP + 5 m, kruinbreedte 3 m

De bodemopbouw bestaat uit 4 grondlagen. Drie hiervan spelen een rol bij het mechanisme “macrostabiliteit”. Het onderliggende pleistocene zand speelt geen rol mede omdat het glijvlak niet zo diep reikt en omdat het mechanisme “opdrijven” niet is beschouwd.

Er zijn twee lagentyperingen ingevoerd welke verondersteld worden dezelfde grondopbouw te schematiseren:

I. volgens NEN 6740, tabel 1:

- Dijklichaam (NAP + 5 m tot NAP): klei, schoon, matige consistentie
- Vanaf maaiveld (NAP tot NAP – 2 m): klei, schoon, slap
- Daaronder (NAP – 2 m tot NAP – 12 m): veen, matig voorbelast, matige consistentie
- Pleistoceen zand (vanaf NAP – 12 m): schoon, matig vast

Eigenschappen grondsoorten (cohesie c en hoek van inwendige wrijving ϕ): conform tabel 1 van NEN 6740 (representatieve gemiddelde waarden en variatiecoëfficiënten), partiële factoren volgens tabel 3 van NEN 6740 (taluds).

II. laagkarakterisatie conform regionale proevenverzameling Alblasserwaard (GeoDelft)

- Dijklichaam (NAP + 5 m tot NAP) “dijksmateriaal” (dm)
- Vanaf maaiveld (NAP tot NAP – 2 m): klei “Gorkum licht” (gln)
- Daaronder (NAP – 2 m tot NAP – 12 m): “Hollandveen” (hvn)
- Pleistoceen zand (vanaf NAP – 12 m): schoon, matig vast

Grondeigenschappen (zie tabel B7.1):

(IIa) afgeleid uit de regionale proevenverzamelingen (gebaseerd op celproeven)

(IIb) selectie uit de proevenverzameling die opgevat is als lokaal grondonderzoek (in tabel 1 en 2 aangeduid met “268050” en “268060”). De partiële factoren zijn afgeleid uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TAW TRWG)

De buitenwaterstand (de “belasting”) is “vast” aangenomen op NAP + 4 m in aansluiting op de gebruikelijke procedure voor ontwerp en toetsing van dijken op basis van MHW. Als belangrijke variabele fungeert in het algemeen ook het freatisch vlak en de waterspanningen. Echter deze worden in het voorbeeld eveneens als “vast ” beschouwd. Het verloop van de grondwaterstand is in figuur B7.1 weergegeven. De waterspanningen zijn hydrostatisch verondersteld.

Als variabelen zijn de schuifweerstandsparementers van de grondlagen gekozen, waarvoor de mogelijkheden voor optimalisatie worden getoond. Voor de afleiding van deze parementers is de spanningsonafhankelijke benadering (hierna aangeduid met “ c , ϕ ”) en spanningsafhankelijke leidend tot de ongedraineerde schuifweerstand (hierna aangeduid met “ σ/τ ”). Zie voor deze twee benaderingen en het mogelijk verschil het tekstkader aan het eind van deze bijlage.

Voor de grondeigenschappen c en ϕ is steeds uitgegaan van de normale verdeling. De 5% karakteristieke ondergrenswaarden voor het gemiddelde van c en ϕ zijn gegeven in tabel G1.

Tabel G1 Karakteristieke waarden grondeigenschappen.

Grondlaag karakterisatie	C (kPa)	ϕ
NEN 6740, tabel 1, klei, schoon, matig (dijklichaam)	10	17,5
NEN 6740, tabel 1, klei, schoon, slap	0	17,5
NEN 6740, tabel 1, veen, matig voorbelast, matige consistentie	5	15
Proevenverzameling "dijksmateriaal" (dm)	1,5	17,0
Proevenverzameling klei "Gorkum licht" (gln)	0	14,7
Proevenverzameling "Hollandveen" (hvn)	0	16,3
Lokaal 3 waarden "268050" "dijksmateriaal" (dm)	2,4	20,9
Lokaal 3 waarden "268050" klei "Gorkum licht" (gln)	1,7	17,8
Lokaal 3 waarden "268050" "Hollandveen" (hvn)	1,7	26,8
Lokaal 3 waarden "268060" "dijksmateriaal" (dm)	1,3	17,6
Lokaal 3 waarden "268060" klei "Gorkum licht" (gln)	0	11,8
Lokaal 3 waarden "268060" "Hollandveen" (hvn)	0	9,2
Lokaal 6 waarden "268050" "dijksmateriaal" (dm)	4,6	17,1
Lokaal 6 waarden "268050" klei "Gorkum licht" (gln)	1,5	16,1
Lokaal 6 waarden "268050" "Hollandveen" (hvn)	0	24,5
Lokaal 6 waarden "268060" "dijksmateriaal" (dm)	4,7	18,5
Lokaal 6 waarden "268060" klei "Gorkum licht" (gln)	0,5	19,0
Lokaal 6 waarden "268060" "Hollandveen" (hvn)	1,0	21,0

Voor een aantal berekeningen zijn de partiële materiaalfactoren berekend aan de hand van de in ISO 2394 gegeven standaardwaarden voor de invloedscoefficienten α . Hierbij is uitgegaan van een betrouwbaarheidsindex $\beta = 3,8$ en $\alpha = 0,8$ voor de dominante parameter en $\alpha = 0,4 \times 0,8 = 0,32$ voor de overige (niet-dominante) parameters. Van te voren is vaak niet bekend welke parameter dominant is. Dit kan worden ondervangen door meerdere MStab berekeningen uit te voeren, met steeds een andere keuze voor de dominante parameter. Maatgevend (conservatief) is dan de berekening met de laagste stabiliteitsfactor. Dit betekent overigens niet dat de in die berekening als dominant veronderstelde parameter ook werkelijk de dominante is.

Uitgevoerde berekeningen

Met MStab zijn zeer veel berekeningen uitgevoerd. Met de volgende selectie kan het effect van de verschillende keuzes voor aanpak goed worden geïllustreerd. Het nummer tussen haken refereert aan het berekeningsnummer in tabel G.2. De resulterende stabiliteitsfactoren zijn eveneens gegeven in tabel G.2.:

- A. Berekeningen met grondeigenschappen c en phi uit Tabel 1 van NEN 6740
 - (1a) materiaalfactoren volgens TAW Leidraad Benedenrivieren, *methode Bishop*;
 - (4a t/m 4e) materiaalfactoren afgeleid aan de hand van de in ISO 2394 gegeven standaardwaarden voor de invloedscoefficienten α op basis van de in NEN 6740 Tabel 1 gegeven variatiecoëfficiënten, *methode Bishop*. Berekening 4d is maatgevend vanwege de laagste stabiliteitsfactor.
- B. Berekeningen met de grondeigenschappen c en phi op basis van een regionale proevenverzameling en de procedure voor bepaling van de karakteristieke waarden

voor toepassing in een (lokale) dwarsdoorsnede. Materiaalfactoren volgens TAW TRWG, *methode Bishop* (berekening 1b).

- C. Berekeningen met de ongedraineerde schuifweerstand (spanningsafhankelijke benadering, in tabel 2 aangeduid met " σ/τ ") op basis van een regionale proevenverzameling en de procedure voor de bepaling van de karakteristieke waarden voor toepassing in een (lokale) dwarsdoorsnede.

- (1g) Materiaalfactoren volgens TAW TRWG, *methode Bishop*;
- (1i)) Materiaalfactoren volgens TAW TRWG, *methode pseudo karakteristieken*;
- (3a t/m 3c) materiaalfactoren afgeleid aan de hand van de ISO 2394 methode, *methode Bishop*. Berekening 3b is maatgevend vanwege de laagste stabiliteitsfactor.

- D. Berekeningen met grondeigenschappen c en ϕ uit lokaal grondonderzoek (selectie uit de regionale verzameling) en de procedure voor de bepaling van de karakteristieke waarden volgens de TAW Leidraad rivierdijken (identiek aan die in NEN 6740 hfdst. 8.7.1 en Tabel 2), materiaalfactoren TRWG, *methode Bishop*

- (1c) 3 lokale waarden "268050";
- (1d) 3 lokale waarden "268060";
- (1 e) 6 lokale waarden "268050";
- (1f) 6 lokale waarden "268060".

- E. Berekeningen met de ongedraineerde schuifweerstand (spanningsafhankelijke benadering, in tabel 2 aangeduid met " σ/τ ") uit lokaal grondonderzoek, karakteristieke waarden volgens de TAW Leidraad rivierdijken

- (1j) 12 lokale waarden "268050" en "268060", materiaalfactoren TRWG, *methode Bishop*;
- (1h) 12 lokale waarden "268050" en "268060", materiaalfactoren TRWG, *methode pseudo karakteristieken*;
- (2a t/m 2c) 12 lokale waarden "268050" en "268060", materiaalfactoren volgens ISO 2394, *methode Bishop*. Berekening 2b is maatgevend vanwege de laagste stabiliteitsfactor.

- F. Berekeningen *Bishop methode* en *methode pseudo karakteristieken*, ongedraineerde schuifweerstand (spanningsafhankelijke benadering), gecombineerd met materiaalfactoren volgens ISO 2394

- (5a) parameters uit proevenverzamelingen, *Bishop methode* met pseudo karakteristieke waarden voor de schuifsterkte van de lagen als invoer;
- (5b) parameters uit proevenverzamelingen, *methode pseudo karakteristieken* met partiële factoren volgens ISO 2394 als invoer;
- (5c) 12 lokale waarden "268050" en "268060", *Bishop methode* met pseudo karakteristieke waarden voor de schuifsterkte van de lagen als invoer;
- (5d) 12 lokale waarden "268050" en "268060", *methode pseudo karakteristieken* met partiële factoren volgens ISO 2394 als invoer.

- G. Berekeningen met grondeigenschappen c en ϕ uit lokaal grondonderzoek (selectie uit de regionale verzameling), karakteristieke waarden volgens de TAW Leidraad rivierdijken, materiaalfactoren volgens ISO 2394, *methode Bishop* (6a t/m 6c) 3 lokale waarden "268050". Berekening 3b is maatgevend vanwege de laagste stabiliteitsfactor.

In tabel G.2 zijn de berekeningsuitkomsten gepresenteerd. De series 2, 3, 4 en 6 betreffen berekeningen voor hetzelfde geval maar met steeds andere, als dominant veronderstelde parameters. De maatgevende berekening (laagste SF) is steeds dikgedrukt aangegeven.

Tabel G.2 Stabiliteitsfactoren uit MStab berekeningen.

1. Basisberekeningen	Veiligheidsfactor SF		ξ_{dm}	ξ_{gln}	ξ_{hvn}
	Op basis van karakteristieke waarden	Op basis van rekenwaarden			
1a. Grondparameters NEN 6740	1,04	0,86			
1b. Proevenverzameling [C, ϕ]	0,67	0,57			
1c. Lokaal 3 waarden 268050 [C, ϕ]	1,08	0,91			
1d. Lokaal 3 waarden 268060 [C, ϕ]	0,43	0,36			
1 e. Lokaal 6 waarden 268050 [C, ϕ]	0,98	0,82			
1f. Lokaal 6 waarden 268060 [C, ϕ]	0,98	0,81			
1g. Proevenverzameling Bishop [σ/τ]		0,87	--	--	--
1h. Lokaal 12 waarden pseudo [σ/τ]		1,10	0,45	0,88	a)
1i. Proevenverzameling pseudo [σ/τ]		0,92	0,58	0,76	0,29
1j. Lokaal 12 waarden Bishop [σ/τ]		1,05	--	--	--

a) n.v.t. omdat het glijvlak deze laag niet doorsnijdt

2. ISO-methode, Bishop, lokaal 12 waarden, σ/τ	SF
2a. dm dominant $\gamma = 1,20$, andere lagen $\gamma = 1,05$	1,21
2b. gln dominant $\gamma = 1,20$, andere lagen $\gamma = 1,05$	1,19
2c. hvn dominant $\gamma = 1,20$, andere lagen $\gamma = 1,05$	1,20

3. ISO-methode, Bishop, proevenverzameling, σ/τ	SF
3a. dm dominant $\gamma = 1,20$, andere lagen $\gamma = 1,0$	1,02
3b. gln dominant $\gamma = 1,20$, andere lagen $\gamma = 1,0$	0,97
3c. hvn dominant $\gamma = 1,20$, andere lagen $\gamma = 1,0$	1,03

4. ISO methode, NEN 6740 [tabel 1]	SF
4a. Cohesie c dm dominant: $\gamma_c = 2,0$ alle overige $\gamma = 1,05$	0,90
4b. ϕ dm dominant: $\gamma_\phi = 1,26$, alle overige $\gamma = 1,05$	0,98
4c. ϕ gln dominant: $\gamma = 1,26$, alle overige $\gamma = 1,05$	0,95
4d. Cohesie c hvn dominant: $\gamma = 2,0$, alle overige $\gamma = 1,05$	0,86
4 e. ϕ hvn dominant: $\gamma = 1,26$, alle overige $\gamma = 1,05$	0,91

5. ISO-methode, σ/τ , combinatie Bishop met pseudo kar.	SF	ξ_{dm}	ξ_{gln}	ξ_{hvn}
5a. Proevenverzam.: Bishop + γ_{iso} (pseudo kar. als ingang)	1,04	--	--	--

5b. Proevenverzam.: pseudo (Bishop + γ_{ISO} als ingang)	1,03	0,45	0,88	a)
5c. Lokaal 12: Bishop + γ_{ISO} (pseudo kar. als ingang)	1,25	--	--	--
5d. Lokaal 12: pseudo (Bishop + γ_{ISO} als ingang)	1,25	0,58	0,76	0,29

a) n.v.t. omdat het glijvlak deze laag niet doorsnijdt

6. ISO-methode, lokaal 3 waarden 268050, [C en phi]	Sf
6a. Cohesie c dm dominant: $\gamma_c = 1,95$,alle overige $\gamma = 1,05$	0,98
6b. Cohesie c gln dominant: $\gamma_c = 3,10$,alle overige $\gamma = 1,05$	0,93
6c. Phi dm dominant: $\gamma_\phi = 1,58$,alle overige $\gamma = 1,05$	0,89

Opmerkingen ter toelichting:

a) *Bezwijkparameters c en phi of schuifweerstand?*

In het tekstkader aan het eind van deze bijlage worden de spanningsonafhankelijke en spanningsafhankelijke benadering voor de analyse van laboratoriumproeven toegelicht. Aangegeven wordt hoe de 5% ondergrenswaarde voor het gemiddelde kan worden bepaald. Opmerkelijk is het grote verschil in uitkomst welke deze twee verschillende benaderingen kunnen hebben: tot soms tientallen procenten.

b) *Met betrekking tot de bepaling van de karakteristieke/representatieve waarden uit een regionale proevenverzameling (volgens TAW leidraden)*

De procedure om een karakteristieke waarde voor het gemiddelde voor een lokale toepassing af te leiden uit een regionale proevenverzameling staat beschreven in de TAW Leidraad Benedenrivieren ([ref. 18]) en in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies van TAW ([ref. 23]). De aanpak is tevens beschreven in hoofdstuk 6.7 van de hoofdtekst (tekstkader "Lokale karakteristieke grondparameter op basis van een regionale proevenverzameling").

c) *Materiaalfactoren volgens de in ISO 2394 gegeven procedure*

Voor ontwerpberekeningen wordt in het algemeen de semi-probabilistische methode (Niveau 1) toegepast. Daarbij worden de representatieve waarden voor belasting en sterkteparameters (meestal de 95% karakteristiek onder- of bovengrenswaarden) vermenigvuldigd met de partiële factoren voor die belasting en sterktevariabelen. In ISO 2394 worden standaardwaarden voor de invloedscoëfficiënten α gegeven voor belasting en sterkte waarmee de partiële factoren voor belasting en sterkte kunnen worden berekend. Hierbij wordt zowel voor belasting als voor sterkte onderscheid gemaakt in de dominante parameter en de niet-dominante parameters. Omdat de dominante parameter in het algemeen niet bekend is, zijn steeds meerdere MStab berekeningen uitgevoerd met verschillende combinaties van de materiaalfactoren (verschillende keuze van de dominante parameter). Als maatgevend resultaat wordt vervolgens de combinatie met de laagste stabiliteitsfactor verondersteld.

d) *Combinatie van de pseudo karakteristieke methode en materiaalfactoren volgens ISO 2394*

Voor de parametersets “proevenverzameling” en “lokaal 12 waarden” zijn een aantal Mstab berekeningen uitgevoerd waarin de pseudo karakteristieke methode is gecombineerd met rekenwaarden volgens de ISO 2304 methode. Dit hield het volgende in:

- Gebruik is gemaakt van de pseudo karakteristieke waarden voor de parameters in plaats van de 5% karakteristieke waarden. Deze pseudo karakteristieke waarden waren verkregen uit een eerdere berekening voor dezelfde parameterset. Hierbij is gebruik gemaakt van de ξ -waarden in tabel G.2;
- De rekenwaarden zijn berekend volgens de ISO 2394 methode waarbij $\xi \times 1,65$ is ingevuld in plaats van 1,65. Hiermee resulteren dan afwijkende partiële factoren;
- Vervolgens is een Bishop MStab berekening uitgevoerd;
- De combinatie is ook andersom gemaakt: invoer van rekenwaarden volgens ISO 2394 en daarna een Mstab berekening met de pseudo karakteristieke methode;
- Beide berekening resulteerden in een identieke stabiliteitsfactor (zie tabel G.2, onderdeel 5).

Conclusies

Opmerkelijk is de grote verschillen in de stabiliteitsfactor die verkregen wordt in de verschillende berekeningen. Voor de parametersets “proevenverzameling” en “lokaal 6 en 12 waarden” zijn de resultaten in de tabellen B7.3 en B7.4 weergegeven.

Uitgaande van een traditionele aanpak (“c en ϕ ”, uitkomst $SF = 0,57$) resulteert een berekening voor de parameterset “proevenverzameling” op basis van ongedraineerde schuifweerstand waarin de pseudo karakteristieke methode en materiaalfactoren volgens ISO 2394 worden gecombineerd in een 80% hogere stabiliteitsfactor ($SF = 1,03$).

Met de parameterset “locaal onderzoek 6 en 12 waarden” resulteert de laatste berekening voor 12 lokale waarden met pseudo karakteristieken en materiaalfactoren volgens ISO 2394 in een stabiliteitsfactor van 1,25. Dit is bijna twee keer de gemiddelde stabiliteitsfactor $SF = 0,64$ van de berekeningen met 3 lokale waarden (gemiddelde van “268050” $SF = 0,91$ en “268060” $SF = 0,36$). Overigens zijn de twee SF uitkomsten voor “268050” en “268060” zeer verschillend hetgeen duidelijk illustreert dat de spreiding in uitkomsten bij weinig waarnemingen zeer groot kan zijn.

Tabel G.3 Stabiliteitsfactoren MStab berekeningen, parameterset “locaal 6 en 12 waarden”.

Proevenverzameling Alblasserwaard	
Berekeningsstap	SF
1b. Proevenverzameling, parameters c en ϕ	0,57
1g. Proevenverzameling Bishop [σ/τ]	0,87
1i. Proevenverzameling pseudo [σ/τ]	0,92
3b. PV KR+AL gln $\gamma = 1,20$, andere lagen $\gamma = 1,0$	0,97
5a. Proevenverzam.: Bishop + γ_{iso} (pseudo kar. als ingang)	1,04
5b. Proevenverzam.: pseudo (Bishop + γ_{iso} als ingang)	1,03

Tabel G.4 Stabiliteitsfactoren uit MStab berekeningen, parameterset “proeven-verzameling”.

Lokaal onderzoek 6 en 12 waarden	
Berekeningsstap	SF
1b. Lokaal 3 waarden 268050 [C, ϕ]	0,91
1c. Lokaal 3 waarden 268050 [C, ϕ]	0,36
1 e. Lokaal 6 waarden 268050/268060 [C, ϕ]	0,81
1j. Lokaal 12 waarden Bishop [σ/τ]	1,05
1h. Lokaal 12 waarden pseudo [σ/τ]	1,10
2b. gln $\gamma=1,20$, andere lagen $\gamma=1,05$	1,19
5c. Lokaal 12: Bishop + γ_{ISO} (pseudo kar. als ingang)	1,25
5d. Lokaal 12: pseudo (Bishop + γ_{ISO} als ingang)	1,25

Bepaling karakteristieke waarden voor c' en ϕ' uit proefresultaten

Hiervoor zijn twee methoden beschikbaar, namelijk:

1. de spanningsonafhankelijke benadering: de schuifsterkte uit twee of meer proeven op hetzelfde monster(/materiaal) bij verschillend spanningsniveau σ worden gecombineerd tot c' en ϕ' . Monsters op verschillende plaatsen leiden tot een aantal c' en ϕ' -waarden, waarvan op onafhankelijke wijze de gemiddelde waarden, de standaardafwijking en de karakteristieke waarden van c' en ϕ' worden bepaald.
2. de spanningsafhankelijke benadering: de gemiddelde schuifsterkte en standaardafwijking bij twee of meer spanningsniveaus σ wordt bepaald. En aansluitend de karakteristieke schuifsterkte per spanningsniveau. Verbinden van deze punten in het σ - τ diagram geeft de karakteristieke waarde van c' en ϕ' .

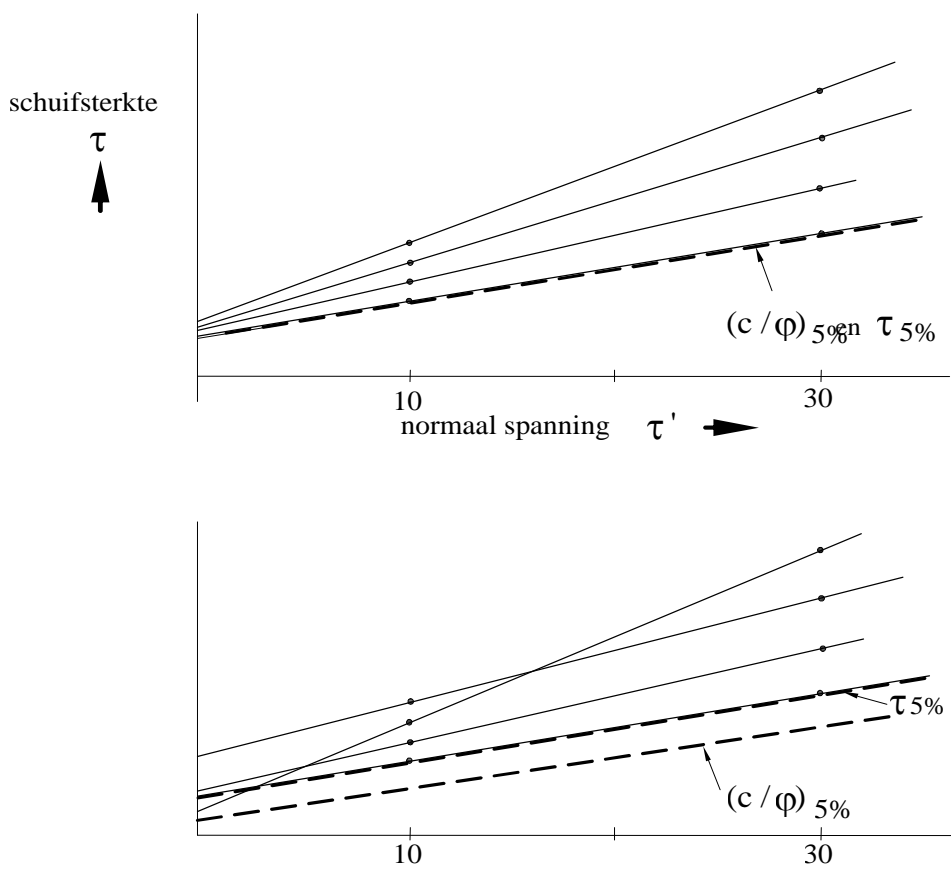
In de praktijk wordt vaak geconstateerd dat een grote waarde van c' gepaard gaat met een kleine waarde van ϕ' en omgekeerd. Hierbij is dus in feite sprake van onderlinge correlatie tussen c' en ϕ' . Dit leidt bij de spanningsonafhankelijke aanpak tot soms zeer veilige karakteristieke waarden.

Ter illustratie het volgende voorbeeld:

We beschikken over een viertal schuifsterktes bij twee spanningsniveaus $\sigma'_1 = 10$ kPa en $\sigma'_2 = 20$ kPa. In de figuur met het σ - τ diagram zijn steeds de twee bij elkaar horende waarden tot een “omhullende” verbonden. Elke lijn vertegenwoordigt daarmee een c' , ϕ' combinatie. Het karakter hiervan in de bovenste figuur is dat de twee laagste schuifsterktes gecombineerd zijn, evenals de twee op een na laagste, enz. In de onderste figuur zijn de twee combinaties met hoogste schuifsterktes omgewisseld zodat daarvoor “grote c' met kleinere ϕ' ” geldt en omgekeerd. Voor beide gevallen is het verloop van de karakteristieke schuifsterkte als functie van het spanningsniveau bepaald volgens de twee hiervoor genoemde benaderingen (spanningonafhankelijk resp. spanningsafhankelijk). In de figuren is het resultaat met twee dikke streepijnen aangegeven.

In de bovenste figuur liggen beide lijnen op elkaar. Het betekent dat er geen verschil is tussen beiden manieren van bepaling van de karakteristieke schuifsterkte. In dit geval is er geen verschil tussen de spanningsonafhankelijke en de spanningsafhankelijke benadering.

In de rechter figuur liggen beide lijnen voor de karakteristieke schuifsterkte ver van elkaar. De spanningsonafhankelijke aanpak met directe bepaling van c' en ϕ' leidt tot lagere karakteristieke schuifsterkte als er sprake is van onderlinge correlatie tussen c' en ϕ' . Het verschil in schuifsterkte bedraagt in het voorbeeld meer dan 20% en kan in bepaalde gevallen tot wel 50% bedragen.



Bijlage H. Voorbeeld stabiliteit golfbreker

(Haskoning, november 2006)

Voorbeeld Stabiliteit golfbreker

Het voorbeeld “Stabiliteit golfbreker” illustreert dat de geotechnisch ontwerper bij het bepalen van de rekenwaarde van de grondparameter (stap 1 t/m 5, zie hoofdstuk 5.4) verschillende keuzen maakt met betrekking tot het meenemen van onzekerheden in het materiaalgedrag die niet vast liggen in normen en sterk afhankelijk zijn van het geotechnisch inzicht in de betreffende grondsoort.

Voor de bouw van een golfbreker (figuur H.1) moet de geotechnisch ontwerper vooraf bepalen met welke maximale snelheid er nog veilig gebouwd kan worden zonder dat de ondergrond instabiel wordt. Het vereiste veiligheidsniveau tijdens de bouwfasen ($\beta=3,6$) is door de verzekeringsmaatschappij opgelegd. De snelheid van bouwen is sterk gekoppeld aan de totale bouwsom omdat er in het stormseizoen niet gewerkt kan worden, de golfbreker gedurende het stormseizoen bestand dient te zijn tegen ontwerp golfcondities en de mobilisatiekosten van het offshore materieel een groot aandeel hebben in de totale bouwkosten.

De vereiste betrouwbaarheidsindex is vertaald naar rekenwaarden voor sterkte en belasting waarbij gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten volgens de ISO-norm 2394 zijn gebruikt. In dit voorbeeld wordt in dit verband alleen ingegaan op de sterkte van de zeelei. De schuifsterkte van de ondergrond varieert gedurende de uitvoering als gevolg van het consolidatieproces. De ongedraineerde schuifsterkte S_u (normaal geconsolideerde klei) op een bepaalde diepte in de grond en op een bepaald moment is als volgt bepaald:

$$S_u = \Delta\sigma * U(t, c_v, C_h, h) * S_{u0} / \sigma'_{v0} + S_{u0}$$

waarin:

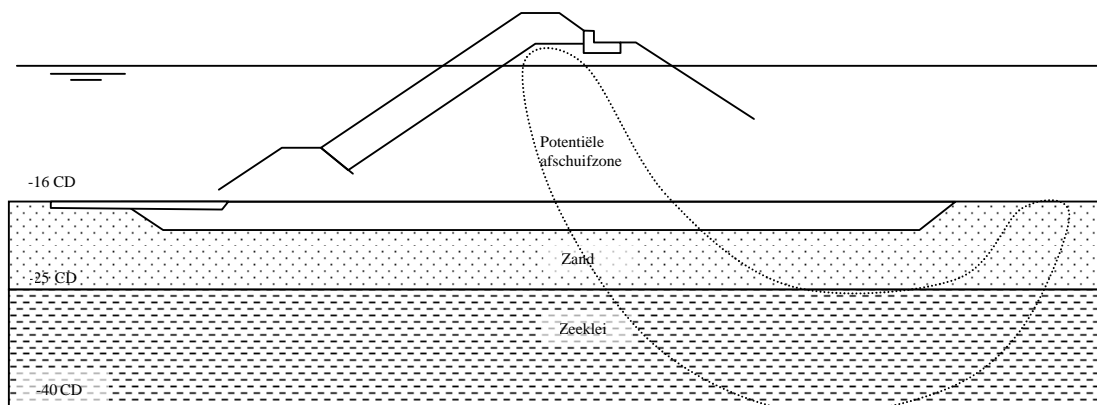
$\Delta\sigma$: verandering van de grondspanning als gevolg van de bovenbelasting en spanningsspreiding

U : consolidatiegraad; is afhankelijk van de tijd na aanbrengen belasting, de consolidatiecoëfficiënten (c_v en C_h), de dikte van de betreffende kleilaag (h) en de randvoorwaarden ten aanzien van drainage.

σ'_{v0} : initiële korrelspanning

S_{u0} : initiële ongedraineerde schuifsterkte

Fig. H.1
Klassieke Rubble Mound
golfbreker (breedte 100 m,
lengte 1500 m).



Om te komen tot een rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte S_u is het van belang om de verschillende factoren die de parameter beïnvloeden, te benoemen.

Dit begint bij de opzet van het grondonderzoek. Gezien de grote financiële consequenties is een uitgebreid grondonderzoek lonend indien hiermee kan worden aangetoond dat de golfbreker in één seizoen kan worden afgebouwd. Er is gekozen voor het uitvoeren van een grondonderzoek waarbij via meerdere ingangen de initiële ongedraineerde schuifsterkte en de consolidatieparameters kunnen worden bepaald. Op deze manier kan de representatieve waarde en de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte grondig worden geëvalueerd en krijgt men grip op de fysische begrenzings van deze materiaalparameter. Omdat we geïnteresseerd zijn in de ongedraineerde schuifsterkte langs het overwegend horizontale deel van het glijvlak, zijn Direct Simple Shear (DSS) proeven onder constant volume uitgevoerd. Met behulp van consolidatieproeven in het samendrukkingapparaat is de verticale consolidatiecoëfficiënt (c_v) bepaald. Daarnaast is gekeken naar in de literatuur bekende relaties tussen de ratio S_{u0}/σ'_{v0} en de Atterbergse grenzen. Deze relaties zijn niet hard maar omdat uit vele onderzoeken op klei is gebleken dat de bandbreedte rond de schuifsterkte met dergelijke relaties nooit veel meer dan 20% bedraagt zijn deze nuttig voor de evaluatie van de schuifsterkte. Ook met waterspanningssonderingen kan indirect de ongedraineerde schuifsterkte worden bepaald en kan bovendien een indruk worden gekregen van de consolidatiecoëfficiënt door het uitvoeren van een dissipatietest. De omrekenfactoren die hierbij worden gebruikt hebben een ruime bandbreedte. Er is in dit voorbeeld uitgegaan van conservatieve factoren. Wanneer de sonderingen in een dicht net worden uitgevoerd kan een indruk worden gekregen van de ruimtelijke variabiliteit van de ongedraineerde schuifsterkte en de laagopbouw. In tabel B8.1 zijn de resultaten van het onderzoek weergegeven.

Tabel H.1 Resultaten grondonderzoek op zeeklei, initiële korrelspanning van 100 kPa

grond-parameter	eenheid	proef	bepaling	aantal	gemiddelde	variatie-coëfficiënt
S_{u0}	kPa	DSS	directe meting	12	29.7	0.34
S_{u0}/σ'_{v0}	kPa	Atterbergse grenzen	correlatie	20	0.26	0.11
S_{u0}	kPa	piezocone sondering	correlatie	29	41.4	0.53
c_v	m ² /s	consolidatietest Oedometer	directe meting	10	2.7 E-8	0.12
c_h, c_v	m ² /s	waterspanningssonde ring	directe meting	10	5.2 E-8	0.25
γ_{sat}	kN/m ³	volumegeew.	directe meting	20	16.5	0.05
h	m	sondering	directe meting	29	15	0.06

De proeven laten op het eerste gezicht grote onderlinge verschillen zien in zowel de gemiddelde waarde als in de variatiecoëfficiënt. Dit komt voor een deel omdat de proeven niet hetzelfde gedrag meten. Zo wordt bij een DSS proef de schuifsterkte bepaald bij horizontaal afschuiven en bij een sondering bezwijkt de grond onder een verticale belasting wat al snel leidt tot een gemiddeld 40% hogere waarde. Ook de snelheid van belasten is verschillend, etc. Het gevonden verschil tussen de in het laboratorium en in het veld bepaalde consolidatiecoëfficiënt komt overeen met ervaringen elders. In het algemeen wordt aangenomen dat de met de Oedometerproef bepaalde consolidatiecoëfficiënt de werkelijke waarde onderschat.

Bij de bepaling van de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte maakt de ontwerper de volgende keuzen:

- De statistische bewerkingen zijn uitgevoerd op proeven met gelijke initiële consolidatiespanning;
- Voor de parameters S_{u0} en c_v worden uitgegaan van rekenwaarden voor het gemiddelde;
- Voor de statistische bewerking wordt de proevenverzameling gebruikt die de meest realistische beschrijving geeft van het materiaalgedrag. In dit geval de DSS proeven voor de schuifsterkte en de dissipatietesten voor de consolidatiecoëfficiënt;
- Op basis van de proeven, evaluatie met literatuurwaarden en ervaring wordt een fysische ondergrens per parameter vastgesteld;
- De grootte van het onderzoeksgebied is vele malen groter dan de grootte van het potentiële glijvlak. Om deze reden wordt de theorie van de "schattingen uit een regionale proevenverzameling" aangehouden;
- De dikte van het kleipakket en het volumegewicht worden niet als dominante sterkteparameter gezien en hiervoor wordt een lagere invloedscoëfficiënt α aangehouden;
- De parameter S_{u0} is lognormaal verdeeld en c_v is normaal verdeeld.

Opgemerkt moet worden dat S_{u0} en c_v in zekere mate gecorreleerd zijn. Indien deze parameters volledig afhankelijk zouden zijn, dan zouden voor beide een gelijke invloedscoëfficiënt α moeten worden toegepast bij de bepaling van de rekenwaarde;

Op basis van de gemaakte keuzes zijn de partiële factoren en de rekenwaarden voor de sterkteparameters van de zeeklei bepaald volgens de ISO 2394 methodiek. In tabel H.2 zijn de resultaten weergegeven. De onderstreepte waarden zijn voor het ontwerp gebruikt.

Tabel H.2 Informatie grondparameters en afgeleide rekenwaarden zeeklei volgens ISO 2394 (initiële korrelspanning van 100 kPa).

grond-parameter	eenheid	gemiddelde	variatie-coëfficiënt	Invloeds-coëfficiënt α	verdelings-functie	fysische onder-/bovengrens	statistisch bepaalde rekenwaarde ($\beta=3.6$)
S_{u0}	kPa	29.7	0.34	0.8	log norm, gemiddelde waarde	20	<u>21.5</u>
c_v	m ² /s	5.2 E-8	0.25	0.32	norm, gemiddelde waarde	1 E-8	<u>3.8 E-8</u>
γ_{sat}	kN/m ³	16.5	0.05	0	norm, puntwaarden	14	<u>16.5</u>
h	m	15	0.06	0.32	norm, puntwaarden	17	<u>16.6</u>