



RICHTLIJNEN VOOR DE TOEPASSING VAN DE EUROCODE 7 IN BELGIË VOLGENS NBN EN 1997-1 ANB

**HET GRONDMECHANISCHE ONTWERP VAN INGEBEDDE KERENDE
CONSTRUCTIES: BESCHOEIINGEN**

RICHTLIJNEN VOOR DE TOEPASSING VAN DE EUROCODE 7 IN BELGIË VOLGENS NBN EN 1997-1 ANB

HET GRONDMECHANISCHE ONTWERP VAN INGEBEDDE KERENDE CONSTRUCTIES: BESCHOEIINGEN

Een eerste draft van dit document (versie 19/03/2015) werd verspreid ter gelegenheid van de BGGG-thema-avonden "*Ontwerp van beschoeiingen en grondankers*", die in de loop van 2015 plaatsvonden. Inmiddels is dit document verder uitgewerkt en goedgekeurd in de schoot van de normalisatiecommissie NBN E25007 "Eurocode 7" waarvan het secretariaat waargenomen wordt door WTCB en SECO.

Leden van de normalisatiecommissie:

C. Basunga Ngelesi (FOD Economie), C. Bauduin (Besix/KUL), M. Bottiau (ABEF), B. Buysse (SECO/Secretaris van de commissie), R. Caspeele (UGent), J. Deceuster (CFE), H. de Chaunac (Fondytest), F. De Cock (Geo.be), F. Demeyer (SECO), M. De Vos (WTCB/Secretaris van de commissie), B. François (ULB), P. Gerard (ULB), K. Haelterman (Vlaamse overheid, MOW, Afd. Geotechniek), A. Holeyman (UCL), N. Huybrechts (WTCB/KUL), S. Huyghe (CIVIEL, voorheen LANTIS), G. Jaspar (SPW), E. Leemans (ABEF), A. Madarasz (NBN), W. Maekelberg (Tuc Rail), J. Maertens (Jan Maertens bvba), L. Maertens (Besix/Voorzitter van de commissie), I. Mariën (Vlaamse overheid, MOW, Afd. Expertise Beton & Staal), P. Meireman (Geo Design), P. Mengé (DEME Group), H. Peiffer (Alpha studiebureau), X. Raucroix (Fugro, voorheen Besix), O. Rens (ABEF), C. Treve (CT-Consult, voorheen CFE), G. Van Alboom (voorheen Vlaamse overheid, MOW, Afd. Geotechniek), P. Vandenbosch (Regie der Gebouwen), J. Verstraelen (ABEF), P. Welter (voorheen SPW), V. Whenham (Besix), Th. Wulleman (Franki Foundations)

Voorliggende richtlijnen zijn gebaseerd op de meest recente literatuur over dit onderwerp. Bij de opstelling van deze richtlijnen werd een zo groot mogelijke bruikbaarheid nagestreefd. De leden van de werkgroep en de normalisatiecommissie kunnen echter niet aansprakelijk gesteld worden voor eventuele onvolkomenheden in dit document.

De in dit document opgenomen richtlijnen kunnen vanaf het ogenblik van hun publicatie in België toegepast worden voor het grondmechanische ontwerp van ingebedde kerende constructies (beschoeiingen) behorende

tot Geotechnische Categorie 2. De richtlijnen dienen eveneens als basis voor het ontwerp van kerende constructies behorende tot Geotechnische Categorie 3, maar in dit geval zijn bijkomende maatregelen vereist (monitoring, eindige elementen analyse, ...).

Indien het ontwerp gebeurt in overeenstemming met de Belgische Nationale Bijlage van Eurocode 7 – Deel 1 (NBN EN 1997-1 ANB [4]), moeten deze richtlijnen toegepast worden voor het grondmechanische ontwerp van kerende constructies (beschoeiingen) behorende tot geotechnische categorie 2.

Inhoud

1.	Inleiding	6
2.	Geotechnische Categorieën, definities en symbolen	8
2.1	Geotechnische Categorieën	8
2.2	Definities	9
2.3	Symbolen	9
3.	Ontwerp van beschoeiingen uit Geotechnische Categorie 2.....	11
3.1	Algemeen	11
3.2	Rekenwaarden van de belastingen, de grond- en de constructieparameters	11
3.3	Rekenwaarde uitgravingsniveau.....	12
3.4	Rekenwaarde niveau waterstand.....	13
3.5	Rekenmethodologie voor de wandberekening	15
4.	Karakteristieke waarden van geotechnische parameters.....	19
4.1	Algemeen	19
4.2	Karakteristieke waarden van geotechnische parameters bepaald uit correlaties van proefresultaten.....	20
4.2.1	Cohesie c'_k , wrijvingshoek ϕ'_k en ongedraineerde schuifsterkte $c_{u,k}$	20
4.2.2	Wrijvingshoek grond-wand δ	22
4.2.3	Horizontale beddingsconstante k_h	22
4.2.4	Elasticiteitsmodulus.....	22
4.2.5	Coëfficiënt van Poisson, ν	23
4.2.6	Stijfheid afgeleid uit triaxiaalproeven of oedometerproeven.....	23
5.	Bepaling van de actieve en passieve gronddrukken	24
	Bijlage 1 (informatief) Toepassing van betrouwbaarheidsdifferentiatie bij de berekening van beschoeiingen	25
	Bijlage 2 (informatief) Geotechnische Categorieën volgens NBN EN 1997-1:2005	29
	Bijlage 3 (informatief) Bepaling horizontale beddingsconstante k_h	31
	Bijlage 4 (informatief) Bepaling elasticiteitsmodulus op basis van de elektrische sondering.....	34
	Bijlage 5 (informatief) Richtlijnen voor de toepassing van de methode van Kranz in België	36
	Referenties	38

Voorwoord

Het eerste deel van de Eurocode 7 met als titel "Geotechnisch ontwerp – Algemene regels" is in 2005 verschenen als Belgische norm NBN EN 1997-1 [1]. In 2014 verscheen een herziening hiervan als NBN EN 1997-1/A1 [2].

In 2014 werd ook de Belgische Nationale Bijlage hiervan gepubliceerd (NBN EN 1997-1 ANB [3]). Deze legt onder meer een aantal keuzes en waarden vast op nationaal niveau, maar bepaalt echter geen berekeningsmethoden. Parallel aan het opstellen van dit rapport worden ook de nodige aanpassingen en verwijzingen geïntegreerd in de NBN EN 1997-1 ANB. Deze gereviseerde versie zal in de loop van 2022 gepubliceerd worden [4].

Gelijktijdig worden er richtlijnen uitgewerkt die de toepassing van de Eurocode 7 in België op een gedetailleerde en pragmatische manier beschrijven. Deze activiteiten werden opgestart in de schoot van de interprofessionele WTCB-werkgroep "Eurocode 7" en verdergezet binnen de normalisatiecommissie NBN E25007 "Eurocode 7". Als input voor de commissiewerkzaamheden werd dankbaar gebruik gemaakt van de resultaten van diverse prenormatieve onderzoeksprojecten die georganiseerd werden door het WTCB en die mede gefinancierd werden door de Federale Overheidsdienst Economie, NBN en de ABEF (Belgische Vereniging Aannemers Funderingswerken).

Dit document betreft de richtlijnen voor het grondmechanische ontwerp van ingebedde kerende constructies (beschoeiingen).

De gereviseerde versie van de NBN EN 1997-1 ANB [4] zal ongeveer gelijktijdig met de publicatie van dit rapport verschijnen.

1. Inleiding

Dit document beschrijft het grondmechanische ontwerp van ingebedde kerende constructies - beschoeiingen behorende tot Geotechnische Categorie 2.

Een ingebedde kerende constructie wordt hierbij gedefinieerd als een beschoeiing bestaande uit relatief dunne wanden uit staal, gewapend beton, hout, soilmix, grout, ... welke hun kerend vermogen ontleen aan passieve grondweerstand, eventueel aangevuld met ondersteuning zoals stempels of ankers en aan hun buigweerstand.

Volgende aspecten worden niet behandeld in dit document :

- het ontwerp van kerende constructies volgens de observationele methode
- het grondmechanische ontwerp van kademuren
- de verificatie van het verticaal evenwicht (compatibiliteit van de wrijvingshoeken) en het grondmechanische verticale draagvermogen van de kerende constructies;
- het ontwerp van vernagelde wanden
- de structurele controle van de kerende constructie
- het grondmechanische en structurele ontwerp van de horizontale ondersteuning van een kerende constructie (bv. ankers, micropalen op trek, stempels)
- de globale stabiliteit van de (verankerde) kerende constructie: bv. algemene glijding, met uitzondering van het Kranz evenwicht (zie verder)
- bezwijkmechanismen die kunnen optreden door groundbreuk of hydraulische gradiënten (oplichting, opdrijven, inwendige erosie)
- ...

Indien deze aspecten van toepassing zijn, dienen ze gecontroleerd te worden door de ontwerper.

Voor een overzicht van de bezwijkmechanismen die kunnen optreden en die geverifieerd dienen te worden bij ingebedde grondkerende wanden, wordt verwezen naar Hoofdstuk 9 van de NBN EN 1997-1 [1].

Voor wat betreft de verificatie van algemene glijding, waarvoor de principes van §11 van NBN EN 1997-1 [1] en de ANB [4] van toepassing zijn, wordt in België courant de methode van Bishop [24], Janbu [25] of Morgenstern-Price [29] toegepast.

Voor de verificatie van het Kranz-evenwicht bij naar achter verankerde wanden worden in Bijlage 5 enkele richtlijnen voor de toepassing ervan in België geformuleerd.

In andere/toekomstige luiken van dit rapport zullen omtrent de voorgaande aspecten meer gedetailleerde richtlijnen geformuleerd worden.

Een goed ontwerp is gebaseerd op een degelijk grondonderzoek. Daarbij moet er bijzondere aandacht worden besteed aan de kwaliteit, de uitgebreidheid en de rapportering van het grondonderzoek. De BGGG (Belgische Groepering voor Grondmechanica en Geotechniek) legde in 2012 een aantal standaardprocedures vast voor geotechnisch grondonderzoek [5].

Bij het opstellen van voorliggende richtlijnen werd ervan uitgegaan dat de ingebedde kerende constructies (beschoeiingen) uitgevoerd worden in overeenstemming met de huidige regelgeving, door gekwalificeerd personeel en met aangepast materiaal en materieel. Verder werd ervan uitgegaan dat de uitvoering grondig gecontroleerd en opgevolgd wordt. Meer informatie omtrent voorgaande aspecten is beschikbaar in:

- voor berlijnse wanden : WTCB infofiches 56.1 [6] en 56.2 [7]
- voor palenwanden : WTCB infofiches 56.3 [8] en 56.4 [9] en NBN EN 1536 [10]
- voor soilmix-wanden: WTCB infofiches 56.5 [11] en 56.6 [12] en SBRCURnet-WTCB Handboek Soilmixwanden [13] en NBN EN 14679 [14]
- voor stalen damwanden : WTCB infofiche 70.01 [15] en NBN EN 12063 [16]
- voor diepwanden : WTCB infofiche 70.02 [17] en NBN EN 1538 [18]
- voor jetgrouting: NBN EN 12716 [19]
- voor ondermetstelen: WTCB infofiche 72.01 [20]
- voor onderschoeien d.m.v. beschoeide sleuven: WTCB infofiche 72.02 [21]

De Eurocodes en deze richtlijnen zijn geldig voor courante constructies en ontwerpvoorwaarden, maar vervangen geenszins het "*engineering judgement*".

De waarden van de veiligheidsfactoren leiden voor kerende constructies behorende tot geotechnische categorie 2 tot een normaal aanvaardbaar veiligheidsniveau. In bepaalde gevallen kan het aangewezen of toegelaten zijn om het betrouwbaarheidsniveau te verhogen, dan wel te verlagen. Aanwijzingen omtrent de keuze van het betrouwbaarheidsniveau en de wijze waarop dit niveau bereikt kan worden, worden opgegeven in NBN EN 1990 [22] en de bijbehorende Nationale Bijlage [23]. De informatieve Bijlage 1 van deze richtlijnen bevat een indicatieve methode om een betrouwbaarheidsdifferentiatie door te voeren in het ontwerp van ingebedde kerende constructies van geotechnische categorie 2.

2. Geotechnische Categorieën, definities en symbolen

2.1 Geotechnische Categorieën

Om de geotechnische ontwerpeisen vast te stellen, mag er een onderscheid worden gemaakt tussen beschoeiingen uit drie Geotechnische Categorieën (GC).

De algemene principes voor de indeling van deze categorieën worden beschreven in NBN EN 1997-1:2005 (zie Bijlage 2).

Een beschoeiing valt binnen GC 1 indien aan alle volgende voorwaarden voldaan is:

- Maximale hoogte van de beschoeiing niet meer dan 2 m
- Uitgraving niet onder het grondwaterpeil in rust
- Afstand tot naburige constructies en eigendomsgrens > 5 m
- Horizontaal grondoppervlak

Bovendien moet voldaan zijn aan de voorwaarden zoals beschreven in NBN EN 1997-1:2005 (zie Bijlage 2).

Indien niet aan deze voorwaarden wordt beantwoord, dient rekening te worden gehouden met de ontwerpeisen voor GC 2 of GC 3.

GC 3 is bijvoorbeeld van toepassing in één of meerdere van de volgende omstandigheden:

- Buitengewone risico's of complexe grond- of belastingeigenschappen
- Bijzonder strenge eisen met betrekking tot de toegelaten verplaatsingen
- Zeer grote uitgravingsdiepten (> 15 m)
- Zeer grote uitgravingsdiepte onder het grondwaterpeil (> 10 m)
- Beschoeiingswanden met 3 of meer anker- of stempelrijen

Het voorliggend document dekt enkel de geotechnische berekeningen van beschoeiingen in GC 2 en moet als basis worden toegepast in GC 3.

Voor GC 3 dienen aanvullende voorzieningen en regels te worden toegepast (bijvoorbeeld eindige elementen analyse, monitoring, ...).

2.2 Definities

Algemeen :

Voor de algemene definities wordt verwezen naar de NBN EN 1990 [22] en de NBN EN 1997 – 1 [1, 2].

2.3 Symbolen

Wat de gebruikte symbolen betreft, wordt verwezen naar de NBN EN 1990 [22] en de NBN EN 1997 – 1 [1, 2]. Voor de duidelijkheid worden hieronder enkele van deze symbolen hernomen, evenals een aantal bijkomende symbolen, die specifiek zijn voor dit document:

C_d	de grenswaarde voor de rekenwaarde van het effect van de belastingen
c'_k	karakteristieke waarde van de effectieve cohesie van de grond
E	Young's modulus
E_d	de rekenwaarde van de (effecten van) de acties
$E_{uls;d}$	= rekenwaarde in UGT van de belasting die het anker dient te weerstaan
E_M	pressiometermodulus bepaald met de pressiometerproef volgens Ménard
F_d	rekenwaarde van de belasting
F_{rep}	representatieve belastingswaarden
$F_{serv,k}$	de anker- en stempelkrachten volgend uit de wandberekening met de factoren van de BGT
$F_{serv;d}$	= rekenwaarde van de maximale belasting op het anker, incl. het effect van de voorspanning, en toereikend om een bruikbaarheidsgrenstoestand in de verankerde structuur te voorkomen/beletten
$F_{uls;k}$	de anker- en stempelkrachten volgend uit de vereenvoudigde wandberekening met de factoren van de BGT en met een factor α_{ver} waarmee de variabele belastingen vermenigvuldigd worden
$F_{uls;d}$	rekenwaarde van de belasting waarbij eender welke uiterste grenstoestand in de verankerde structuur voorkomen/belet wordt.
h	wandhoogte boven het ontgravingsniveau voor een autostabiele wand of de afstand tussen het ontgravingsniveau en het onderste ondersteuningspunt
H_{nom}	nominale uitgravingsdiepte
k_h	horizontale beddingsconstante
L_{free}	de vrije lengte van een anker, overeenkomstig de definitie in de NBN EN 1997-1 ([1] en [2]) en de NBN EN 1537 [28] in het geval van een groutanker

$L_{\text{free,eq}}$	de equivalente vrije lengte van een trekpaal die aangewend wordt in de berekening van de globale stabiliteit (Kranz) van een d.m.v. trekpalen verankerde ingebedde grondkering; dit betreft ten minste de lengte van het paaldeel dat zich in de actieve gronddrukking achter de keerwand bevindt.
L_{fixed}	De gebonden lengte (groutwortel) van een groutanker overeenkomstig de definitie in de NBN EN 1537 [28]
M	momenten in de wand volgens uit de vereenvoudigde wandberekening met de factoren van de BGT en met een factor α_{ver} waarmee de variabele belastingen vermenigvuldigd worden
N	normaalkrachten in de wand volgens uit de vereenvoudigde wandberekening met de factoren van de BGT en met een factor α_{ver} waarmee de variabele belastingen vermenigvuldigd worden
$p_{\text{H}_2\text{O,d}}$	rekenwaarde van de waterstand
$p_{\text{H}_2\text{O,max}}$	maximale opgemeten waterstand in een piëzometer peilbuis gedurende een meetreeks
Q	dwarskrachten in de wand volgens uit de vereenvoudigde wandberekening met de factoren van de BGT en met een factor α_{ver} waarmee de variabele belastingen vermenigvuldigd worden
q_c	conusweerstand
R_d	de rekenwaarde van de weerstand
R_f	Wrijvingsgetal
X_d	rekenwaarden van de grondparameters
X_k	karakteristieke waarden van de grondparameters
α_{ver}	factor waarmee de variabele lasten vermenigvuldigd worden in de vereenvoudigde wandberekening. Voor een beschoeiing van Risicoklasse 2 (RK 2) bedraagt deze factor 1,1.
γ_γ	partiële factor voor het volumiek gewicht van de grond
$\gamma_{\varphi'}$	partiële factor voor de effectieve hoek van inwendige wrijving van de grond (betrekking op $\tan(\varphi')$)
$\gamma_{c'}$	partiële factor voor de effectieve cohesie van de grond
γ_{cu}	partiële factor voor de ongedraineerde schuifsterkte van de grond
γ_F	partiële factor voor de belastingen, die de kans op ongunstige afwijkingen van de werkelijke belasting ten opzichte van de representatieve waarde F_{rep} in aanmerking neemt. De factor houdt tevens rekening met onzekerheden op het model waarmee de belasting bepaald werd, evenals met geometrische variaties
γ_G	partiële factor voor de permanente belastingen
γ_M	partiële factor voor de grondparameters, die de onzekerheid op de karakteristieke grondwaarden X_k in rekening brengt
γ_k	karakteristieke waarde van het volumiek gewicht van de grond
γ_Q	partiële factor voor de variabele belastingen
Δa	overdiepte
δ'_k	karakteristieke waarde van de wrijvingshoek van het contact tussen grond-wand
ν	coëfficiënt van Poisson
φ'_k	karakteristieke waarde van de effectieve hoek van inwendige wrijving van de grond

3. Ontwerp van beschoeiingen uit Geotechnische Categorie 2

3.1 Algemeen

Een beschoeiing heeft verschillende bezwijkmechanismen. De meest relevante bezwijkmechanismen worden onderverdeeld in klassen GEO en STR. Elk bezwijkmechanisme wordt berekend naar zijn:

- uiterste grenstoestand (UGT) : $E_d < R_d$ met E_d de rekenwaarde van de (effecten van) de acties en R_d de rekenwaarde van de weerstand
- bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) : $E_d < C_d$ met E_d de rekenwaarde van de (effecten van) de acties en C_d de grenswaarde voor de rekenwaarde van het effect van de belastingen.

De berekening van UGT gebeurt volgens ontwerpbenadering 1 (DA 1), die voor de maatgevende fase wordt beperkt tot de berekening in combinatie 2 (DA 1/2), in plaats van in combinaties 1 én 2 (DA 1/1 en DA 1/2). Voor het dimensioneren van de wand en de horizontale ondersteuning, worden alle fasen verder met een vereenvoudigde methode getoetst met de factoren van de BGT en met een factor α_{ver} gelijk aan 1.1 waarmee de variabele lasten vermenigvuldigd dienen te worden. Voor het toetsen van de toelaatbare vervormingen en de verplaatsingen worden alle fasen berekend in de BGT.

In de hierna volgende paragrafen §3.2 t.e.m. §3.5 worden de bepaling van de rekenwaarden van de belastingen, de grond- en de constructieparameters, het uitgravingsniveau, het niveau van de waterstand toegelicht en de rekenmethodologie verder toegelicht.

3.2 Rekenwaarden van de belastingen, de grond- en de constructieparameters

De rekenwaarden van de belastingen (F_d) zijn de gepondereerde representatieve belastingswaarden (F_{rep}):

$$F_d = \gamma_F F_{rep} \quad (1)$$

De rekenwaarden van de grondparameters X_d zijn gepondereerde karakteristieke grondwaarden X_k (voor de bepaling van de karakteristieke grondwaarden zie paragraaf 4):

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2)$$

De partiële factoren γ_F en γ_M zijn samengevat in Tabel 1.

Risicoklasse 2							
	Belasting γ_F				Grondparameters γ_M		
	γ_G (permanente last)		γ_Q (variabele last)		γ_v	γ_ϕ^a	γ_c
	Ongunstig	Gunstig	ongunstig	gunstig			
UGT							
DA 1/1	1.35	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
DA 1/2	1.00	1.00	1.10	0.00	1.00	1.25	1.40
BGT	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00

Tabel 1. Partiële factoren bij de berekening UGT (DA 1/1 en DA 1/2) en BGT voor berekeningen van beschoeiingen en Risicoklasse 2 (RK 2).^a Deze factor heeft betrekking op $\tan\phi'$

In bepaalde omstandigheden en mits verantwoording, laat EC 0 toe om met afwijkende partiële factoren te rekenen, indien men een hogere betrouwbaarheid of een lagere betrouwbaarheid van de beschoeiing verwacht/toelaat. Voor het bepalen van de Risicoklasse van een beschoeiing kan men zich eventueel inspireren op het voorstel van beoordelingsmethodiek in de informatieve Bijlage 1. De bijhorende partiële factoren zijn weergegeven in Tabellen 7, 8 en 9.

Het bestek dient aan te geven in welke Risicoklasse een welbepaalde beschoeiing kan worden ondergebracht. Indien in het bestek hieromtrent geen informatie is opgenomen, dient men er vanuit te gaan dat de beschoeiing behoort tot Risicoklasse 2 (partiële factoren uit Tabel 1).

De rekenwaarde van de parameters van de constructie zelf zijn gepondereerde karakteristieke waarden (beton, staal, hout, metselwerk volgens de structurele eurocodes: NBN EN 1992-1-1, NBN EN 1993-5, NBN EN 1994-1-1, NBN EN 1995-1-1, NBN EN 1996-2 en de nationale bijlagen).

De rekenwaarden van de stijfheden van de constructie-elementen en de grond zijn hoge of lage karakteristieke waarden. Deze waarden kunnen dus verschillen voor UGT- en BGT-berekeningen.

3.3 Rekenwaarde uitgravingsniveau

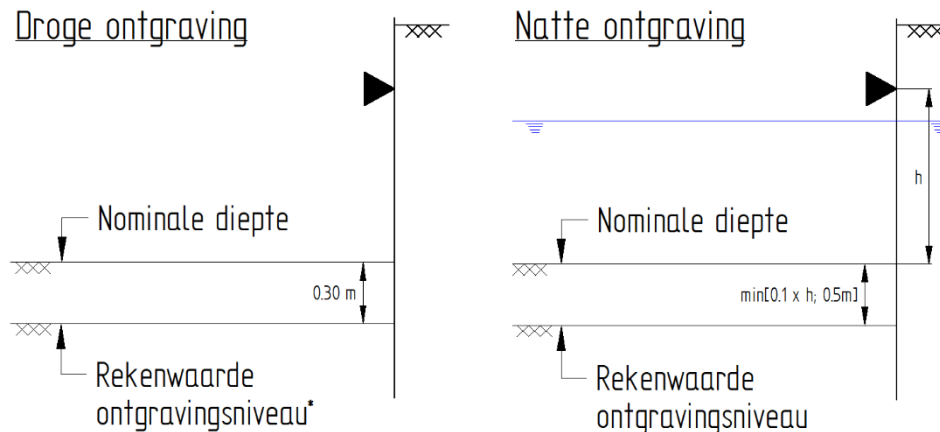
De rekenwaarde van het uitgravingsniveau voor UGT DA1/2 bedraagt (zie

Figuur 1):

- Bij UGT en bij uitgraving in den droge dient er een overdiepte van 0.3m opgeteld te worden bij de nominale diepte. Indien hiervan

afgeweken wordt, dienen er duidelijke afspraken gemaakt te worden met betrekking tot de te nemen maatregelen (regelmatige controles van de uitgravingsdiepte, aanbrengen van een laag zuiverheidsbeton op de bodem van de uitgravingen binnen 48 uur na uitgraving, ...).

- De impact van lokaal diepere uitgravingen (funderingssleuf, liftput) op korte afstand ($< \text{steek}$) van de beschoeiingswand dient geëvalueerd te worden.
- Bij UGT en uitgraving onder water dienen de overdieptes zoals gespecificeerd in NBN EN 1997-1:2005 te worden gehanteerd ($\min[0.1 \times h; 0.5 \text{ m}]$ met h de wandhoogte boven het ontgravingsniveau voor een autostabiele wand of de afstand tussen het ontgravingsniveau en het onderste ondersteuningspunt).
- Bij BGT de nominale diepte.
- Voor lange termijn toepassingen dient er zowel in UGT als BGT speciale aandacht besteed te worden aan de uitgravingsdiepte en kunnen strengere eisen worden gesteld.



Figuur 1. Rekenwaarde van het uitgravingsniveau in UGT DA1/2. *Hiervan kan onder voorwaarden afgeweken worden.

3.4 Rekenwaarde niveau waterstand

De rekenwaarde voor het niveau van de waterstand dient als volgt te worden bepaald:

- Bij UGT DA1/2 de meest nadelige waterstand gedurende de levensduur van de constructie. Algemeen kunnen de regels uit Tabel 2 worden gehanteerd.

Regime watertafel	Functie beschoeiing	Beschikbare metingen*	$P_{H2O,d}$ (m)
Vrij – zonder bemaling	Tijdelijk	Geen	Maaiveld
		Opvolging tijdens uitgraving	$P_{H2O,max} + 0.5$ m
	Definitief	1 opgemeten waterstand	$P_{H2O} + 1.50$ m
		Meetreeks van 6 maanden	$P_{H2O,max} + 1.00$ m
		Meetreeks > 1 jaar	$P_{H2O,max} + 0.50$ m
		Meetreeks = levensduur	$P_{H2O,max.} + 0.25$ m
Onder druk – zonder bemaling	Tijdelijk/definitief		Afzonderlijke hydrogeologische studie
Beïnvloed door bemaling	Tijdelijk/definitief		Afzonderlijke bemalingsstudie

*De meting dient te worden uitgevoerd in een piëzometer peilbuis op het terrein. Minimum 1 meting per 2 maanden.

Opmerkingen bij de tabel:

- Fysisch onrealistische waterstanden moeten niet toegepast worden (niet boven grondoppervlak). In overstromingsgebieden dient er echter wel rekening gehouden te worden met de mogelijkheid van overstroming.
- Bij de metingen van het waterpeil dient er op te worden gelet dat de meetwaarden niet worden beïnvloed door actieve bemalingen in de omgeving.
- Deze waarden mogen niet zonder meer gebruikt worden voor de controle op opdrijven van structuren.

Tabel 2. Bepaling van de rekenwaarde van de waterstand (in UGT), in functie van het regime van de watertafel, de functie van de beschoeiing en de aard van de beschikbare metingen.

- Bij de verschillende fasen van de vereenvoudigde methode (DA1/1) en bij de BGT de meest nadelige waterstand die kan optreden onder normale condities. Algemeen kan hiervoor dezelfde waterstand als bij UGT gebruikt worden. Indien veel meetgegevens in de tijd voorhanden zijn, kan men hiervan afwijken.

3.5 Rekenmethodologie voor de wandberekening

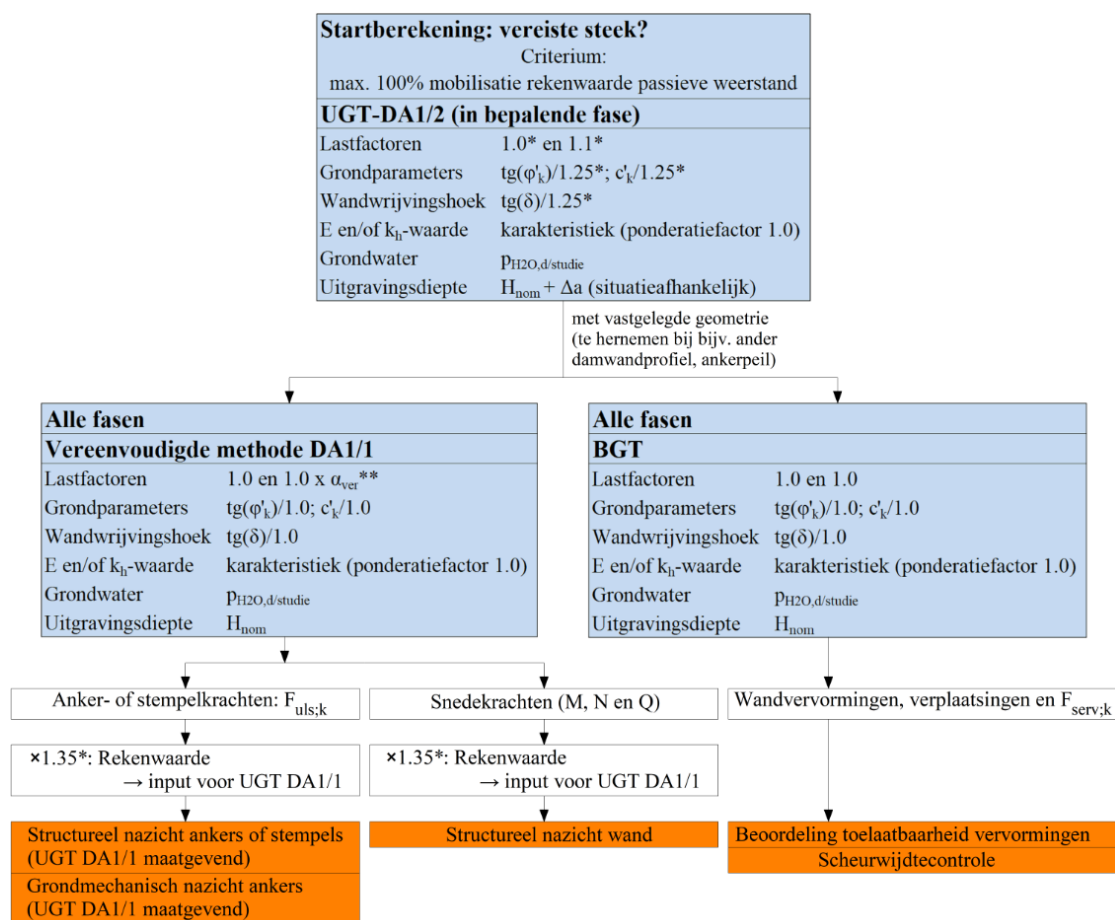
Voor de wandberekeningen komen volgende modellen in aanmerking:

- Een verenmodel
- Een model gebaseerd op de eindige elementen of eindige differentie methode

Bij het **verenmodel** is het rekenschema gebaseerd op ontwerpbenadering 1 uit EC 7. De berekening gebeurt als volgt (schematisch weergegeven in Figuur 2 en verder toegelicht in onderstaand stappenplan):

1. Een startberekening van de wand in UGT-DA1/2 voor de meest bepalende fase, ter bepaling van de vereiste wandlengte (steek). Hierbij wordt het criterium gehanteerd dat de passieve weerstand maximaal voor 100% wordt gemobiliseerd.
2. Voor alle fasen: een vereenvoudigde berekening voor het dimensioneren van de wand en de horizontale ondersteuning, met de factoren van de BGT en met een factor α_{ver} gelijk aan 1.1** die toegepast wordt op de variabele lasten. Uit deze berekeningen worden voor de verschillende fasen de volgende waarden afgeleid:
 - door vermenigvuldiging met een factor 1.35*: de rekenwaarden in UGT DA1/1 van de anker- en stempelkrachten ($F_{uls;d}$), verder te hanteren voor de structurele en grondmechanische dimensionering.
 - door vermenigvuldiging met een factor 1.35*: de rekenwaarden in UGT DA1/1 van de snedekrachten, verder te hanteren voor de structurele dimensionering van de wand.
3. Uit de BGT-berekeningen worden voor de verschillende fasen de volgende waarden afgeleid:
 - De wandvervormingen, verplaatsingen en anker- en stempelkrachten $F_{serv;k}$

Indien er ook een structurele dimensionering van de wand moet gebeuren op basis van de snedekrachten uit DA1/2, dan dient dit uitdrukkelijk vermeld te worden.



Figuur 2. Het vereenvoudigde rekenschema bij een verenmodel voor het rekenen doorheen de verschillende fasen (gebaseerd op ontwerpbenadering 1 uit EC 7).

* Waarden voor RK 2; in geval van RK 1 mogen en RK 3 moeten andere waarden worden toegepast (Tabellen 7 en 9 in Bijlage 1).

** α_{ver} wordt ingevoerd in het vereenvoudigde rekenschema, is gelijk aan 1.1 in geval van RK2 en dient toegepast te worden op de variabele lasten.

Voor het ontwerp van beschoeiingen met een verenmodel kan het onderstaande stappenplan worden gevolgd (ter illustratie bij het vereenvoudigd rekenschema uit Figuur 2):

Stap 1	Bepaling van de maatgevende uitgangspunten. Dwarsdoorsnede, peil horizontale ondersteuning(en), nevenbelastingen, waterdrukken, Risicoklasse, fasering.
Stap 2	Bepaling van de karakteristieke waarden van de volgende parameters. Geotechnische parameters, stijfheidsparameters van de wand en steunpunt(en), belastingen, geometrische parameters, uitgravingsniveau en waterstanden.
Stap 3	Bepaling van de rekenwaarden van de parameters voor de maatgevende fase (meestal diepste uitgraving). Hierbij worden de belasting- en materiaalfactoren in UGT DA1/2 toegepast (zie hiervoor Tabellen 7, 8 en 9 in Bijlage 1).
Stap 4	Startberekening ter bepaling van de minimale inbeddingsdiepte op basis van de rekenwaarden van de parameters uit stap 3. Dit betreft een toetsing van de geotechnische (GEO) grenstoestand.
Stap 5	Voorgaande stappen kunnen herhaald worden met bijv. ander geometrieën, enz., om te onderzoeken of een economischer ontwerp gerealiseerd kan worden.

	Bepaling van de finale geometrie en inbeddingsdiepte.
Stap 6	Vervolgens wordt iedere fase apart doorerekend. Hiertoe wordt voor de bepaling van de rekenwaarden van de parameters een vereenvoudigde methode toegepast waarbij de belasting- en materiaalfactoren in BGT toegepast worden én een factor α_{ver} op de variabele belastingen. Voor iedere fase volgen hieruit de berekende waarden van de anker- of stempelkrachten ($F_{uls;k}$) en de snedekrachten in de wand (momenten, dwarskrachten, normaalkrachten). Bepaling van de maatgevende anker- of stempelkrachten en de maatgevende snedekrachten. Voor iedere fase wordt vervolgens een berekening in de BGT uitgevoerd, waaruit de maatgevende vervormingen en verplaatsingen van de wand afgeleid worden. Uit deze BGT-berekening volgen eveneens anker- of stempelkrachten ($F_{serv;k}$). $F_{serv;k}$ wordt aangewend in het ontwerp van grondankers op basis van proeven. Indien geen berekening in de BGT wordt uitgevoerd, bijv. omdat de verplaatsingen niet maatgevend zijn, dan moet worden gesteld dat $F_{uls;k} = F_{serv;k}$.
Stap 7	Controle op de snedekrachten (STR). De maatgevende snedekrachten uit stap 6 worden met een factor 1,35 vermenigvuldigd. Op die manier verkrijgt men de rekenwaarden van de snedekrachten in de wand (moment, dwarskracht, normaalkracht) in UGT die verder gehanteerd worden voor de controle conform de relevante structurele Eurocode.
Stap 8	Controle op de anker- of stempelkracht (STR). De maatgevende anker- of stempelkrachten uit stap 6 ($F_{uls;k}$) worden met een factor 1,35 vermenigvuldigd. Op die manier verkrijgt men de rekenwaarden van de normaalkrachten in het anker of de stempel in UGT, die verder gehanteerd worden voor de structurele controle conform NBN EN 1993-5 en de ANB. NBN EN 1993-5 en de ANB zijn in de meeste gevallen ook van toepassing voor de structurele controle van micropalen op trek of nagels. Ankerplaten, gordingen en verbindingselementen worden eveneens gecontroleerd volgens de methode in NBN EN 1993-5 en de ANB.
Stap 9	Controle op de ankerkracht (GEO). De maatgevende anker- of stempelkrachten uit stap 6 ($F_{uls;k}$) worden met een factor 1,35 vermenigvuldigd. Op die manier verkrijgt men de rekenwaarde van de ankerkracht $F_{uls;d}$ voor de controle van de grondmechanische draagkracht van het anker*. Het grondmechanische ontwerp van een "anker" wordt uitgevoerd volgens de methodes in de NBN EN 1997-1 en de ANB. Deze methodes mogen alleen toegepast worden indien er voldaan wordt aan de definitie van een "anker", zoals gespecificeerd in de NBN EN 1997-1 en de NBN EN 1537. <i>*Volgens NBN EN 1997-1 dient de rekenwaarde van de ankerkracht voor de controle van de grondmechanische draagkracht (en ook de structurele weerstand) bepaald te worden uit $E_{uls;d} = \max(F_{uls;d} ; F_{serv;d})$, waarbij $F_{serv;d}$ bepaald wordt uit de BGT verificatie door $F_{serv;k}$ te vermenigvuldigen met een factor 1,35. Evenwel zal in de voorgestelde aanpak $F_{uls;d}$ in de meeste gevallen groter zijn dan $F_{serv;d}$.</i>
Stap 10	Controle op vervormingen. De maatgevende vervormingen en verplaatsingen van de wand in de BGT die volgen uit stap 6, worden getoetst aan de geldende grenswaarden: $E_d \leq C_d$.
Stap 11	Controle van overige mechanismen. - Kranz-stabiliteit - Grondbreuk - Stabiliteit diep glijvlak - Piping, hydraulische grondbreuk (HYD), opbarsten waterafsluitende laag (UPL) - Verticale geotechnische draagkracht
Stap 12	Uitvoeringsaspecten.

	Opstellen van aanwijzingen voor de uitvoering en beschrijven van QA/QC – proces (uitvoeringsmonitoring, controleproeven, benodigde monitoring, ...).
Stap 13	Verificatie van gemaakte keuzes. Controle van mogelijk tijdens het ontwerpproces gewijzigde maatgevende uitgangspunten, parameterbepaling, rekenschema en inbeddingsdiepte ten opzichte van de oorspronkelijke uitgangspunten en aannames.

Bij toepassing van **eindige elementen of eindige differentie modellen** worden voor het dimensioneren van de wand en de horizontale ondersteuning alle fasen doorerekend met de factoren van de BGT en met de factor α_{ver} gelijk aan 1.1* waarmee de variabele lasten vermenigvuldigd dienen te worden. Op dezelfde manier als bij het verenmodel worden voor iedere fase anker- of stempelkrachten en de snedekrachten (M, N, Q) geverifieerd. Indien de wortel van een groutanker in het model gesimuleerd wordt als een lineair weerstandselement, dient op de trekweerstand (=draagkracht op trek) van het anker evenwel nog een veiligheidsfactor van 1.1 toegepast te worden (dit is in feite de partiële weerstandsfactor γ_R overeenkomstig DA1/2 "Set R1" uit de tabel A19 en de tabel A19 ANB van respectievelijk [2] en [4]). Op de maatgevende fase wordt vervolgens een ϕ -c reductie toegepast, waarbij een veiligheid van minimum 1.25* dient te worden gehaald. Met deze verificatie wordt ook de globale stabiliteit (algemene glijding, Kranz) afgedekt; hierbij dient evenwel nog wel het al dan niet stabiliserend effect van de variabele nevenbelasting beschouwd te worden.

Vervolgens wordt voor alle fasen een BGT-berekening uitgevoerd om de toelaatbaarheid van vervormingen en verplaatsingen te beoordelen.

Algemene opmerkingen

- Bij de wandberekening dient de vorm van de glijvlakken steeds beschouwd te worden, o.a.:
 - o bij grote waarden van ϕ' en δ , waarbij rechte glijvlakken te veel afwijken van de werkelijkheid en niet meer van toepassing zijn;
 - o in het geval van situaties waarbij verenmodellen automatisch overschakelen op rechte glijvlakken (bv. in het geval van een talud achter de wand, een nevenbelasting over een beperkte breedte, ...);
 - o ten aanzien van de compatibiliteit van de wrijvingshoeken met de verificatie van het verticaal evenwicht van de kerende constructie.

4. Karakteristieke waarden van geotechnische parameters

4.1 Algemeen

De keuze van karakteristieke waarden van geotechnische parameters moet zijn gebaseerd op de resultaten en waarden, afgeleid uit laboratorium- en veldproeven, aangevuld met geologische en andere achtergrondinformatie, zoals gegevens van voorgaande projecten en openbaar gestelde grondgegevens.

De karakteristieke waarde van een geotechnische parameter moet zijn gekozen als een voorzichtige schatting van de waarde die het optreden van de grenstoestand beïnvloedt.

Bij de bepaling van de karakteristieke waarde moet rekening gehouden worden met het type en de omvang van het grondonderzoek, de variatie van de gemeten waarden en de omvang van het grondvolume dat bepalend is voor het gedrag van de geotechnische constructie in de beschouwde toestand.

Indien statistische methoden worden gebruikt, behoren de karakteristieke waarden zo te worden afgeleid dat de berekende waarschijnlijkheid van een slechtere waarde voor de beschouwde grenstoestand niet meer dan 5 % bedraagt.

In dit verband is een voorzichtige schatting van de gemiddelde waarde, een zodanige keuze van de gemiddelde waarde van een beperkte hoeveelheid geotechnische parameters, dat met 95 % betrouwbaarheid de werkelijke gemiddelde waarde niet ongunstiger zal zijn. Waar plaatselijk bezwijken kan optreden, is een voorzichtige schatting van de lage waarde de waarde die hoort bij een 5 % onderschrijdingskans (5 % fractiel).

Karakteristieke waarden kunnen 5% ondergrenswaarden zijn, die lager zijn dan de meest waarschijnlijke waarden, of 5% bovengrenswaarden, die hoger zijn.

Om bij de bepaling van de karakteristieke waarde van afhankelijke parameters zoals de cohesie en de hoek van inwendige wrijving uit een triaxiaalproef rekening te houden met deze afhankelijkheid, zal de analyse in het algemeen uitgevoerd worden in een p'q-diagram.

Wanneer de grondparameter een lineaire trend vertoont (bijv. toename in functie van de diepte), dient hiermee rekening gehouden te worden bij de bepaling van de karakteristieke waarde.

De karakteristieke waarden worden bepaald hetzij rechtstreeks uit proefresultaten, hetzij via correlaties van proefresultaten.

4.2 Karakteristieke waarden van geotechnische parameters bepaald uit correlaties van proefresultaten

4.2.1 Cohesie c'_k , wrijvingshoek φ'_k en ongedraineerde schuifsterkte $c_{u,k}$

NBN EN 1997-1 ANB:2022 [4] geeft een tabel (zie Tabel 3) waarmee een voorzichtige inschatting van de karakteristieke waarden voor grondparameters kan gemaakt worden op basis van de resultaten van een elektrische sondering (conusweerstand en wrijvingsgetal). Het betreft hierbij waarden van de schuifweerstandskarakteristieken in verzadigde gronden.

Deze waarden zijn toepasbaar voor voorontwerpen en ontwerpen, met uitzondering van meer risicovolle toepassingen, waarvoor bijkomende informatie noodzakelijk is. Volgende gronden vallen buiten het toepassingsgebied van de tabel : grind met $q_c < 10$ MPa, zand met $q_c < 2$ MPa, leem of klei met $q_c < 0,4$ MPa en veen met $q_c < 0,2$ MPa.

Er kan van deze waarden afgeweken worden mits verantwoording (bijvoorbeeld proefresultaten).

Grondsoort	Bijmenging	Pakkingsdichtheid/ consistentie	q_c (MPa)	R_f (%)	γ_k boven F.O.* (kN/m ³)	γ_k onder F.O.* (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	$c_{u,k}$ (kPa)
Grind	-	matig dicht	$10 \leq q_c < 20$ $q_c \geq 20$	< 1	18 19	20 21	35 40	0 0	- -
	leem- of kleihoudend	matig dicht	$10 \leq q_c < 20$ $q_c \geq 20$	1 – 2	19 20	21 22	32 37	0 0	- -
zand	-	los	$2 \leq q_c < 4$	< 1	16	18	27	0	-
		matig	$4 \leq q_c < 10$		17	19	30	0	-
		dicht	$10 \leq q_c < 15$		18	20	32	0	-
		zeer dicht	$q_c \geq 15$		18	20	35	0	-
	leem- of kleihoudend	los	$2 \leq q_c < 4$	1 – 2	16	18	25	0	-
		matig	$4 \leq q_c < 10$		17	19	27	0	-
		dicht	$10 \leq q_c < 15$		18	20	30	0	-
		zeer dicht	$q_c \geq 15$		19	20	32	0	-
leem	-	weinig vast	$0.4 \leq q_c < 1$	2 – 4	17	17	22	0	10
		matig vast	$1 \leq q_c < 2$		18	18	22	2	25
		vrij vast	$2 \leq q_c < 4$		19	19	22	4	50
		vast	$q_c \geq 4$		20	20	22	8	100
	zandhoudend	weinig vast	$0.4 \leq q_c < 1$	1 – 3	17	17	25	0	10
		matig vast	$1 \leq q_c < 2$		18	18	25	2	25
		vrij vast	$2 \leq q_c < 4$		19	19	25	4	50
		vast	$q_c \geq 4$		20	20	25	8	100
klei	-	weinig vast	$0.4 \leq q_c < 1$	3 – 6	16	16	20	2	20
		matig vast	$1 \leq q_c < 2$		17	17	20	4	50
		vrij vast	$2 \leq q_c < 4$		18	18	20	8	100
		vast	$q_c \geq 4$		19	19	20	15	200
	zandhoudend	weinig vast	$0.4 \leq q_c < 1$	2 – 5	16	16	22	2	20
		matig vast	$1 \leq q_c < 2$		17	17	22	4	50
veen		vrij vast	$2 \leq q_c < 4$		18	18	22	8	100
		vast	$q_c \geq 4$		19	19	22	15	200
		weinig vast	$0.2 \leq q_c < 0.5$		10	10	15	2	10
		matig vast	$0.5 \leq q_c < 1$		12	12	15	5	20
		vast	$q_c \geq 1$	> 6	14	14	15	10	40

*F.O. = Freatisch oppervlak

Opmerking: Voor **tijdelijke** constructies kan een beperkte cohesie worden aangenomen mits duidelijke verantwoording en afspraken m.b.t. de controle ervan.

Tabel 3. Karakteristieke grondparameters op basis van de resultaten uit een elektrische sondering

4.2.2 Wrijvingshoek grond-wand δ

De karakteristieke waarde van de wrijvingshoek van het contact tussen grond-wand (δ) is functie van de ruwheid van het oppervlak van de kerende constructie en het type glijvlak. Tabel 4 geeft een overzicht van de bepaling van deze wrijvingshoek (δ) op basis van de uitvoeringswijze, het gebruikte materiaal en de grondsoort.

Wandtype/ gebruikte materiaal/ grondsoort	Wrijvingshoek $\delta_a^{(c)}$ of $\delta_p^{(b)}$	
	recht glijvlak ^(a)	gekromd glijvlak
In de grond uitgeharde wand (bijv. soilmix-wand, palenwand)	$ \delta \leq \frac{2}{3} \varphi'_k$	$ \delta = \varphi'_k$
Onbehandelde oppervlakte van staal (bijv. damwand)	$ \delta \leq \frac{2}{3} \varphi'_k$	$ \delta \leq \varphi'_k - 2.5^\circ$ en $ \delta \leq 30^\circ$
Diepwand, wand opgebouwd uit betonnen prefab elementen	$ \delta \leq \frac{1}{3} \varphi'_k$	$ \delta \leq \frac{1}{2} \varphi'_k$
Berlijnse wand type 1 en 2	$ \delta \leq \frac{1}{3} \varphi'_k$	$ \delta \leq \frac{1}{2} \varphi'_k$
In veen of veenhoudende gronden, ongeacht het type wand of het materiaal waaruit de wand is opgebouwd	$ \delta = 0$	$ \delta = 0$

^(a) Voor rechte glijvlakken moet voor de bepaling van δ_p rekening gehouden worden met $\varphi'_k \leq 35^\circ$.
^(b) (1) Als de wand helemaal niet kan zetten (bijvoorbeeld wand in rots of zeer harde lagen) dan dient δ_p gelijk te worden gesteld aan 0.
^(b) (2) Als er wordt afgeduwd op de kerende constructie (bijvoorbeeld bij doorpersingen), moet δ_p gelijk aan 0 worden gesteld wanneer de uitgeoefende kracht horizontaal is gericht (dit volgt normaal uit nazicht van het verticaal evenwicht).
^(c) Als de wand kan zetten, kan δ_a negatief worden, Annex C van NBN EN 1997-1 geeft geen actieve gronddrukcoëfficiënten voor het geval dat $\delta_a < 0$

Tabel 4. Bepaling van de karakteristieke waarde van de wrijvingshoek grond-wand δ op basis van het type wand en de karakteristieke waarde van de wrijvingshoek van de grond φ'_k .

4.2.3 Horizontale beddingsconstante k_h

De horizontale beddingsconstante k_h gebruikt bij de berekening van grond- en waterkerende constructies is geen grondeigenschap en is afhankelijk van verschillende factoren. In Bijlage 3 worden een aantal methoden gegeven om k_h af te leiden uit de resultaten van elektrische sonderingen (CPT) of op basis van de pressiometerproef. Deze laatste kan aangewend worden voor grondsoorten waar sonderingen niet toepasbaar zijn.

4.2.4 Elasticiteitsmodulus

De elasticiteitsmodulus wordt eerder gebruikt bij eindige elementen berekeningen. De waarde kan worden afgeleid:

- op basis van ervaringsgegevens
- op basis van de conusweerstand uit een elektrische sondering. Richtwaarden voor E zijn gegeven in Bijlage 4.

- op basis van een pressiometerproef waarbij de pressiometermodulus, E_M , volgens de methode van Ménard wordt bepaald.

4.2.5 Coëfficiënt van Poisson, ν

Voor de coëfficiënt van Poisson, ν , kan volgende vuistregel worden toegepast voor zowel zand, leem als klei:

- Gedraineerd: $\nu = 0.2 \text{ à } 0.3$
- Ongedraineerd: $\nu = 0.5$

4.2.6 Stijfheid afgeleid uit triaxiaalproeven of oedometerproeven

De in de berekeningen gebruikte spanning-rek relaties (stijfheden) voor grond behoren in voldoende mate representatief te zijn voor de beschouwde grenstoestand (vervormingen).

5. Bepaling van de actieve en passieve gronddrukken

Paragraaf 9.5 en annex C in EC 7 – 1 (corrigendum) [1] geven een gedetailleerde methodiek ter bepaling van de actieve en passieve gronddrukken. Daarbij werd uitgegaan van gekromde glijvlakken.

Bij de bepaling van de actieve gronddrukken moeten de op het terrein aanwezige nevenbelastingen (ook tijdelijke en lokale) in rekening gebracht worden.

Omdat berekeningen met verenmodellen automatisch worden uitgevoerd met rechte glijvlakken wanneer het grondoppervlak niet volledig horizontaal is (= geheld of geknikt grondoppervlak) en wanneer de nevenbelasting niet gelijkmatig verdeeld is over het volledig grondoppervlak, zijn in Tabel 4 ook waarden van de wand-wrijvingshoek opgenomen voor rechte glijvlakken. In dergelijke gevallen moeten altijd de waarden van de wand-wrijvingshoek overeenstemmend met rechte glijvlakken worden ingegeven.

Bij niet continue wanden (= Berlijnse wanden en palenwanden met een grote afstand tussen de diepere palen) moet ofwel:

- de werkzame breedte van de profielen of palen in rekening worden gebracht;
- een reductie worden toegepast op de coëfficiënt van passieve gronddruk als het aanzien wordt als een continue wand.

Bijlage 1 (informatief)

Toepassing van betrouwbaarheidsdifferentiatie bij de berekening van beschoeiingen

In deze bijlage is een voorstel om een betrouwbaarheidsdifferentiatie door te voeren bij het ontwerp van beschoeiingen opgenomen. Deze methode is louter indicatief, gezien ze nog niet op ruime schaal is getoetst aan de hand van reële cases. Het is de bedoeling om de methode in de toekomst te verfijnen of aan te passen op basis van feedback uit de praktijk.

Voor de toepassing van betrouwbaarheidsdifferentiatie worden Risicoklassen gedefinieerd: RK 1, RK 2 en RK 3. Deze worden gedefinieerd in functie van de gevolgenklassen en de betrouwbaarheidsklassen.

1. Gevolgenklassen

Voor betrouwbaarheidsdifferentiatie, mogen gevolgenklassen (*Engels: Consequence Class of CC*) opgesteld worden door de gevolgen van falen of slecht functioneren van de constructie te beschouwen (Eurocode 0):

Gevolgenklasse 1 (GK 1):

LAAG: voor het verlies van mensenlevens, economische, sociale gevolgen voor het milieu klein of verwaarloosbaar; bij falen is het gevolg voor

- levensgevaar: verwaarloosbaar klein
- economische schade: klein

Gevolgenklasse 2 (GK 2):

MIDDELMATIG: voor het verlies van mensenlevens, economische, sociale gevolgen voor het milieu aanzienlijk; bij falen is het gevolg voor

- levensgevaar: verwaarloosbaar klein
- economische schade: groot

Gevolgenklasse 3 (GK 3):

HOOG: voor het verlies van mensenlevens, economische, sociale gevolgen voor het milieu zeer groot; bij falen is het gevolg voor

- levensgevaar: groot
- economische schade: groot

Constructie-elementen mogen zijn ingedeeld in een lagere gevolgenklasse dan de constructie waarvan ze deel uitmaken, indien mag worden verwacht dat de gevolgen van bezwijken van een geringere orde zijn.

Indien mag worden verwacht dat de gevolgen van bezwijken van constructies tijdens de uitvoeringsfase van een geringere orde zijn dan in de gebruiksfase mogen ze zijn ingedeeld in een lagere gevolgenklasse en omgekeerd als verwacht wordt dat de gevolgen groter zijn moeten ze zijn ingedeeld in een hogere gevolgenklasse.

2. Betrouwbaarheidsklassen

De betrouwbaarheidsklasse kan bepaald worden aan de hand van de 7 parameters samengevat in Tabel 5. Voor elke parameter kan de van toepassing zijnde index bepaald worden. De som van deze 7 indices geeft dan een indicatie van de betrouwbaarheidsklasse waarin men zich bevindt.

Als de som $< 9 \Rightarrow$ betrouwbaarheidsklasse BK 1

Als de som $< 12 \Rightarrow$ betrouwbaarheidsklasse BK 2

Als de som $\geq 12 \Rightarrow$ betrouwbaarheidsklasse BK 3

Parameter	Grens/categorie	Index
1. Uitgravingsdiepte	• $< 4\text{m}$	0
	• $< 10\text{m}$	2
	• $> 10\text{m}$	4
2. Herverdeling van de ankerkrachten of stempelkrachten mogelijk	• Geen aanwezig	2
	• Ja	0
	• Neen	4
3. Grondsoort ^(*)	• Veen en weinig vaste klei of leem ($q_c < 1 \text{ MPa}$)	3
	• Kw. klei ($q_c > 1 \text{ MPa}$)	2
	• leem ($q_c > 1 \text{ MPa}$)	1
	• Tertiaire klei	0
	• Zand	0
4. Afstand tot constructies ^(**) /uitgravingsdiepte	• < 1	4
	• 1 à 2	1
	• > 2	0
5. Grondwater	• Gespannen water	4
	• Diepte $<$ uitgravingsdiepte	2
	• Diepte $>$ uitgravingsdiepte	0
6. Type beschoeiing	• Berlijnse wand	3
	• Jet grout wand	2
	• Soil mix wand	2
	• Damwand	2
	• Palenwand	2
	• Onderschoeiing	2
	• Beschoeide sleuf	1
	• Diepwand	1
7. Duur functie van wand	• < 3 maand	0
	• < 1 jaar	2
	• > 1 jaar	4

Tabel 5. Bepaling van de betrouwbaarheidsklassen.

^(*) Betreft aanwezigheid over min. 1/3 van de te keren hoogte in de actieve zone of min. 1/3 van de hoogte in de passieve zone (meest negatieve te weerhouden)

^(**) Betreft alle constructies waarvan de BGT in het gedrang kan komen t.g.v. vervormingen van de kerende constructie en de grond erachter: gebouwen, (spoor)wegen, dijken, nutsleidingen, ...

Indien een monitoringplan geïmplementeerd wordt kunnen beschoeiingen van geotechnische categorie 2 (zie § 2.1) echter steeds beschouwd worden als een beschoeiing van betrouwbaarheidsklasse BK2, op voorwaarde dat:

- het monitorinplan voorafgaandelijk aan de beschoeiingswerken ter goedkeuring wordt voorgelegd. Een monitoringplan bevat daarbij ten minste:

- o een overzicht van de relevante parameters die gemonitord zullen worden (bv. waterpeilen voor en achter de wand, verplaatsingen van de wand, anker- of stempelkrachten, zettingen in de omgeving,...)
 - o de grenswaarden voor elk van deze parameters
 - o de tijdstippen waarop de monitoring uitgevoerd wordt en dit rekening houdende met de fasering van de werken
 - o een plan van aanpak indien grenswaarden benaderd worden en/of overschreden worden.
- de monitoring op een onafhankelijke wijze van de uitvoerders geschiedt.

3. Risicoklassen

De Risicoklasse wordt bepaald uit de combinatie van een gevolgenklasse en een betrouwbaarheidsklasse volgens Tabel 6.

	GK 1	GK 2	GK 3
BK 1	RK 1	RK 2	RK 2
BK 2	RK 2	RK 2	RK 3
BK 3	RK 2	RK 3	RK 3

Tabel 6. Bepaling van de Risicoklassen (RK) volgens de Gevolgenklassen (GK) en de Betrouwbaarheidsklassen (BK).

4. Partiële factoren

De partiële factoren γ_F en γ_M staan in Tabellen 7, 8 en 9 voor berekeningen in Risicoklasse 1, 2 en 3.

Risicoklasse 1							
	Belasting γ_F				Grondparameters γ_M		
	γ_G (permanente last)		γ_Q (variabele last)		γ_V	γ_Φ	γ_c
	ongunstig	gunstig	ongunstig	gunstig			
DA 1/1	1.20	1.00	1.30	0.00	1.00	1.00	1.00
DA 1/2	1.00	1.00	1.10	0.00	1.00	1.10	1.25

Tabel 7. Partiële factoren bij de berekening DA 1/1 en DA 1/2 voor berekeningen in RK 1.

Risicoklasse 2							
	Belasting γ_F				Grondparameters γ_M		
	γ_G (permanente last)		γ_Q (variabele last)		γ_V	γ_Φ	γ_c
	ongunstig	gunstig	ongunstig	gunstig			
DA 1/1	1.35	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
DA 1/2	1.00	1.00	1.10	0.00	1.00	1.25	1.40

Tabel 8. Partiële factoren bij de berekening DA 1/1 en DA 1/2 voor berekeningen in RK 2.

Risicoklasse 3							
	Belasting γ_F				Grondparameters γ_M		
	γ_G (permanente last)		γ_Q (variabele last)		γ_V	γ_ϕ	γ_c
	ongunstig	gunstig	ongunstig	gunstig			
DA 1/1	1.50	1.00	1.80	0.00	1.00	1.00	1.00
DA 1/2	1.00	1.00	1.20	0.00	1.00	1.40	1.55

Tabel 9. Partiële factoren bij de berekening DA 1/1 en DA 1/2 voor berekeningen in RK 3.

Bijlage 2 (informatief)

Geotechnische Categorieën volgens NBN EN 1997-1:2005

1. *Algemene principes*

Om minimumeisen voor de omvang en het soort grondonderzoek, berekeningen en constructieve controles vast te stellen, moeten de complexiteit van ieder geotechnisch ontwerp inclusief de bijbehorende risico's worden onderkend.

Om geotechnische ontwerpeisen vast te stellen, werden in EC7 drie Geotechnische Categorieën GC nummers 1, 2 en 3, geïntroduceerd.

Een constructie wordt voorafgaand aan het grondonderzoek voorlopig ingedeeld in een Geotechnische Categorie. Deze categorie wordt getoetst en zo nodig aangepast in iedere stap van het ontwerp en de uitvoering van het project. Zo kan ook op basis van de resultaten van het grondonderzoek blijken dat de gekozen categorie dient te worden aangepast.

De procedures horend bij hogere categorieën mogen zijn gebruikt om een economischer ontwerp te rechtvaardigen, of indien de ontwerper deze meer geschikt acht.

De verschillende ontwerpaspecten van een project kunnen vereisen dat verschillende Geotechnische Categorieën zijn toegepast. Het is niet vereist dat het gehele project volgens de hoogste van deze categorieën wordt behandeld.

2. *Geotechnische Categorieën GC 1*

Onder GC 1 worden enkel kleine en relatief eenvoudige constructies, met verwaarloosbaar risico gerekend.

Eengezinswoningen behoren niet tot GC 1.

3. *Geotechnische Categorieën GC 2*

Tot GC 2 behoren conventionele typen constructies en funderingen zonder buitengewone risico's en/of complexe grondgesteldheid en sollicitaties.

Voor de Belgische praktijk wordt GC 2 opgedeeld in 2 deelcategorieën GC 2A en GC 2B.

Deze opdeling werd gemaakt omdat ook relatief eenvoudige constructies zoals eengezinswoningen onder GC 2 worden ingedeeld (met dus inherent de verplichting om een - zij het beperkt - grondonderzoek uit te voeren).

Onderscheid tussen Geotechnische Categorie GC 2A en GC 2B

GC 2A: Eengezinswoningen en andere projecten met beperkte omvang en/of belasting, en met beperkte risicograad.

- Gebouwen met maximum 3 bouwlagen, een maximale uitgravingdiepte van 2.5m, en een oppervlakte < 250 m².

GC 2B: Projecten van gemiddelde en grote omvang en/of grote belasting, en met gemiddelde risicograad

Voorbeelden van conventionele constructies of onderdelen daarvan die overeenkomen met Geotechnische Categorie 2B:

- funderingen op staal ;
- plaatfunderingen ;
- paalfunderingen ;
- wanden en andere grond- of waterkerende constructies ;
- ontgravingen ;
- brugpijlers en landhoofden ;
- ophogingen en grondconstructies ;
- grondankers en andere verankeringsystemen ;
- tunnels in hard, niet-gescheurd gesteente waarbij geen speciale eisen zijn gesteld aan waterdichtheid of andere eigenschappen.

4. Geotechnische Categorieën GC 3

GC3 omvat alle geotechnische constructies die niet behoren tot GC 1 of GC 2.

Tot Geotechnische Categorie 3 behoren bijvoorbeeld:

- zeer grote of ongewone constructies;
- constructies met abnormale risico's of ongebruikelijke of buitengewoon moeilijke grondgesteldheid en/of aangrijpende belastingen;
- constructies in sterk aardbevingsgevoelige gebieden;
- constructies in gebieden met onstabiele ondergrond of met continue bodembewegingen en waarvoor afzonderlijk onderzoek of speciale maatregelen nodig zijn.

Bijlage 3 (informatief)

Bepaling horizontale beddingsconstante k_h

Hieronder worden drie methoden beschreven om de horizontale beddingsconstante k_h te bepalen.

1. Vuistregel op basis van de conusweerstand q_c uit een elektrische sondering

Vereenvoudigend kan men uitgaan van volgende vuistregel die gebruik maakt van een enkelvoudig, lineair verenmodel en gebaseerd is op de resultaten van een elektrische sondering:

$$k_h \text{ [MN/m}^3\text{]} = 1 \text{ à } 2 q_c \text{ (normaal geconsolideerde grond)}$$

$$= 2 \text{ à } 4 q_c \text{ (overgeconsolideerde grond, Tertiaire lagen)}$$

In deze vergelijkingen wordt q_c uitgedrukt in MPa.

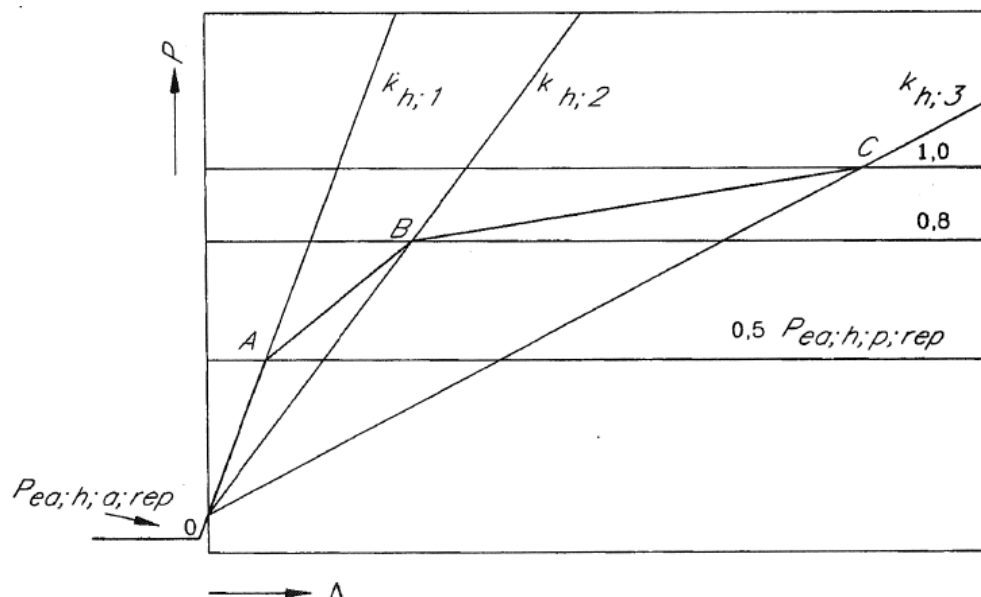
Om de realiteit beter te benaderen kan men de waarde van k_h ook laten variëren in functie van de horizontale verplaatsing, naar analogie met het verenmodel DSheet (Geodelft) en zoals voorgesteld in CUR 166 (zie Figuur 3). Als vuistregel geldt dan dat de secantwaarden van $k_{h,i}$ als volgt afgeleid worden:

$$k_{h,1} = 2 k_{h,2}$$

$$k_{h,2} = 1 \text{ à } 2 q_c \text{ (normaal geconsolideerde grond)}$$

$$= 2 \text{ à } 4 q_c \text{ (overgeconsolideerde grond, Tertiaire lagen)}$$

$$k_{h,3} = k_{h,2} / 2$$



Figuur 3. Constructie van de vervormingsafhankelijke beddingsconstante (naar CUR 166). P is de horizontale gronddruk, Δ de horizontale verplaatsing.

2. Op basis van ervaringsgegevens (CUR 166)

Alternatief kan men ook uitgaan van de waarden voor k_{h1} , k_{h2} en k_{h3} voorgesteld in CUR 166 gebaseerd op ervaringsgegevens (Tabel 10). Wanneer er vereenvoudigend met een enkelvoudig lineair verenmodel wordt gerekend, dient de waarde voor k_{h2} (kolom 1) in rekening gebracht worden.

		$k_{h,1}$ (kN/m ³)		$k_{h,2}$ (kN/m ³)		$k_{h,3}$ (kN/m ³)	
		1) $p_0 < p_h < 0,5 p_{ea;h;p;rep}$		$0,5 p_{ea;h;p;rep} \leq p_h \leq 0,8 p_{ea;h;p;rep}$		$0,8 p_{ea;h;p;rep} \leq p_h \leq p_{ea;h;p;rep}$	
		1 2)	2 3)	1 2)	2 3)	1 2)	2 3)
Zand	q_c (MPa)						
los	5	12000	27000	6000	13500	3000	6750
matig	15	20000	45000	10000	22500	5000	11250
vast	25	40000	90000	20000	45000	10000	22500
Klei	q_c (MPa)						
slap	0.5	2000	4500	800	1800	500	1125
matig	1.0	4000	9000	2000	4500	800	1800
vast	4.0	6000	13500	4000	9000	2000	4500
Veen	q_c (MPa)						
slap	0.2	1000	2250	500	1125	250	560
matig	0.6	2000	4500	800	1800	500	1125
1)	de waarden in deze kolom te gebruiken bij actieve gronddruk $p_{ea;h;rep}$						
2)	representatieve waarde van het lage gemiddelde als een lage beddingsconstante ongunstig is						
3)	representatieve waarde van het hoge gemiddelde als een hoge beddingsconstante ongunstig is						
p_0	is de neutrale gronddruk in kN/m ²						
$p_{ea;h;p;rep}$	is de representatieve waarde van de maximale horizontale gronddruk bij spanningsverhoging (passief) in kN/m ²						
p_h	is de maximale horizontale druk in kN/m ² voor het betreffende traject van de beddingsconstante						

Tabel 10. Representatieve waarden voor het laag- en hooggemiddelde van de horizontale beddingsconstante bij spanningsverhoging, behorend bij Figuur 3 (naar CUR 166).

3. Methode op basis van pressiometerproef (NF P 94-282)

Ten slotte kan de horizontale beddingsconstante ook worden bepaald aan de hand van de pressiometermodulus, E_M , bepaald met de pressiometerproef volgens Ménard:

$$k_h = 2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{E_{str} I_{str}}{B_0} \right)^{\frac{1}{3}}} \quad (3)$$

In deze vergelijking is α een empirische coëfficiënt, functie van de aard van het terrein (zie Tabellen 11 en 12), $E_{str} I_{str}$ het traagheidsmoment van een wandelement met lengte B_0 .

Grondsoort	Veen	Klei		Leem		Zand		Grind	
	α	E_M/p_I	α	E_M/p_I	α	E_M/p_I	α	E_M/p_I	α
Overgeconsolideerd of (zeer) dichtgepakt of (vrij) vast	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normaal geconsolideerd of matige gepakt of matig vast	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Ondergeconsolideerd, verweerd en geroerd of losgepakt of weinig vast	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	-	-
E_M	Pressiometermodulus bepaald met de pressiometerproef volgens Ménard								
p_I									
α									

Tabel 11. Aanbevolen waarden voor de empirische grondparameters (naar Tabel F.3.1 uit NF P 94-282).

Rots	
Type	α
Zeer weinig scheuren	2/3
Normaal	1/2
Zeer veel scheuren	1/3
Zeer verweerd	2/3

Tabel 12. Aanbevolen waarden voor de empirische parameters van rotsachtige ondergrond (naar Tabel F.3.2 uit NF P 94-282).

Bijlage 4 (informatief)

Bepaling elasticiteitsmodulus op basis van de elektrische sondering

In Tabel 13 worden richtwaarden gegeven voor het afleiden van de elasticiteitsmodulus E uit de resultaten van elektrische sonderingen.

Deze richtwaarden zijn enkel geldig voor gebruik in een lineair elastisch, perfect plastisch model (bijv. Mohr-Coulomb model).

Indien meer complexe materiaalmodellen gebruikt worden, dienen de inputgegevens afgeleid worden uit laboproeven of gespecialiseerd in situ onderzoek.

Grondsoort	Bijmenging	Pakkingsdichtheid/ consistentie	q_c (MPa)	E NC (MPa)	E OC (MPa)
grind		matig	10-20	40 - 60	nvt
		dicht	>20	60 - 100	nvt
	leem- of kleihoudend	matig	10-20	30 - 50	nvt
		dicht	>20	50 - 90	nvt
zand		los	2 - 4	6 - 12	nvt
		matig	4 - 10	12 - 30	nvt
		dicht	10 - 15	30 - 45	nvt
		zeer dicht	>15	45 - 75	90 - 150
	leem- of kleihoudend	los	2 - 4	6 - 12	nvt
		matig	4 - 10	12 - 30	nvt
		dicht	10 - 15	30 - 45	nvt
		zeer dicht	>15	45 - 60	90 - 120
leem	-	weinig vast	0.4 -1	1 - 2	nvt
		matig vast	1 - 2	2 - 5	nvt
		vrij vast	2 - 4	5 - 10	nvt
		vast	>4	10 - 15	nvt
	zandhoudend	weinig vast	0.4 -1	2 - 3	nvt
		matig vast	1 - 2	3 - 6	nvt
		vrij vast	2 - 4	6 - 12	nvt
		vast	>4	12 - 16	nvt
klei	-	weinig vast	0.4 -1	1 - 2	nvt
		matig vast	1 - 2	2 - 5	nvt
		vrij vast	2 - 4	5 - 10	10 - 20
		vast	>4	10 - 15	20 - 30
	zandhoudend	weinig vast	0.4 -1	2 - 3	nvt
		matig vast	1 - 2	3 - 6	nvt
		vrij vast	2 - 4	6 - 12	12 - 24
		vast	>4	12 - 16	24 - 32
veen		weinig vast	0.2 -0.5	0,6 - 1,4	nvt
		matig vast	0.5 -1	1,4 - 2,6	nvt
		vast	>1	2,6 - 4	nvt

Tabel 13. Richtwaarden voor de elasticiteitsmodulus E op basis van de conusweerstand uit een elektrische sondering (NC = normaal geconsolideerde grond; OC = overgeconsolideerde grond).

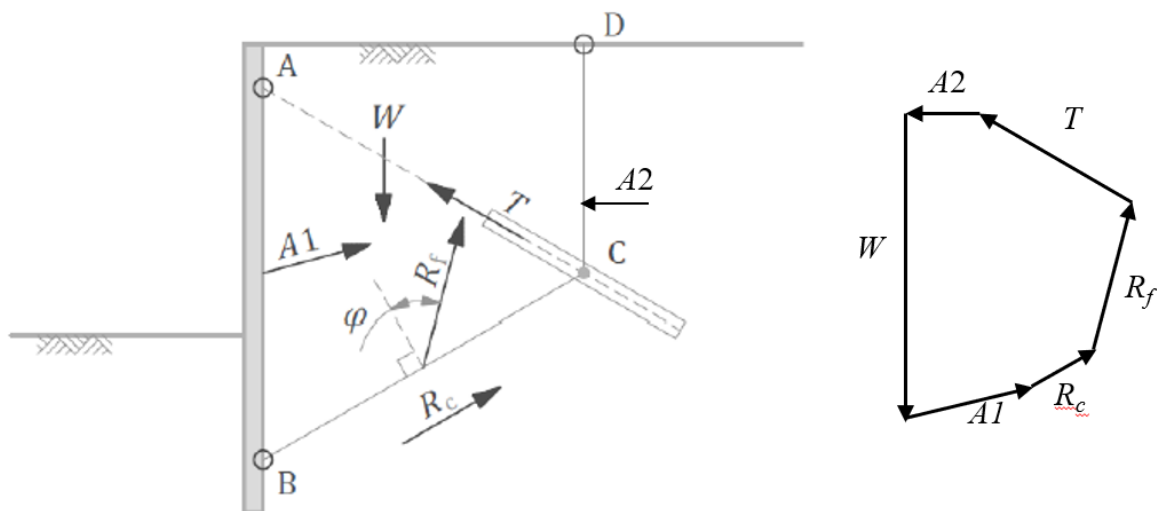
Bijlage 5 (informatief)

Richtlijnen voor de toepassing van de methode van Kranz in België

De verificatie van het zogenaamde "Kranz"-evenwicht houdt in dat er bij een naar achter verankerde keerwand nagegaan wordt of er voldoende veiligheid is tegen het optreden van een grenstoestand waarbij een volume grond afschuift in de richting van de keerwand via een hooggelegen glijvlak.

In het algemeen houdt deze verificatie in dat de "vrije lengte" (L_{free}) van de ankers of de "equivalente vrije lengte" ($L_{\text{free,eq.}}$) van trekpalen voldoende groot dient te zijn om deze grenstoestand te vermijden.

Figuur 4 illustreert, voor het geval van een enkelvoudige verankerde wand in een homogene grond, hoe deze grenstoestand beschouwd kan worden.



ABCD: het grondvolume dat zich bevindt tussen de achterkant van de grondkerende wand, AB, het conventionele bezwijkvlak, BC, en het verticale oppervlak door het punt C waar de resulterende ankerkracht T aangrijpt

W het effectieve gewicht van het volume ABCD

T de destabiliserende kracht uitgeoefend door het anker op het volume ABCD

A2 de destabiliserende gronddruk uitgeoefend op CD

A1 de stabiliserende reactiekracht uitgeoefend door de keerwand

R_f de aan de wrijvingshoek gerelateerde schuifweerstand van de grond op het glijvlak BC

R_c de additionele wrijvingsweerstand gerelateerd aan de cohesie van de grond

Figuur 4 – Kranz-evenwicht ter bepaling van de ankerlengte om interactie met de keerwand te vermijden

Een belangrijke opmerking bij figuur 4 is dat er een aantal aannames dienen te gebeuren voor de bepaling van het grondvolume ABCD.

Zo wordt bij een ingebedde keerwand het punt B meestal ter hoogte van het dwarskrachtennulpunt genomen.

Het punt C bevindt zich:

- in het geval van groutankers : in het midden van de groutwortel (L_{fixed})
- in het geval van trekpalen : in het midden van het gedeelte van de trekpaal waar er een effectieve krachtsoverdracht naar de grond plaatsvindt (deze zone bevindt zich sowieso achter de actieve wig in weerstandbiedende grond).

De methode van Kranz dient voor alle relevante fasen van de BGT methode geverifieerd te worden:

- uit een BGT berekening voor een welbepaalde fase i volgt een ankerkracht $F_{\text{serv},k,i}$. Indien de hoek van het glijvlak BC met de horizontale kleiner of gelijk is aan de hoek van inwendige wrijving van de grond (φ') dient de variabele nevenbelasting ter hoogte van de zone AD verwaarloosd te worden; alternatief kan er voor de zone AD een berekening met én zonder variabele nevenbelasting uitgevoerd worden en wordt de meest nadelige situatie weerhouden.
- De aangrijpende krachten op het "Kranz" grondvolume voor een welbepaalde fase i worden karakteristiek beschouwd (BGT); door het sluiten van de krachtenveelhoek kan dan een opneembare ankerkracht T_i bepaald worden;
- Vervolgens dient er voldaan te worden aan $F_{\text{serv},k,i} \leq T_i/1,5$.

Voor meer informatie en richtlijnen m.b.t. de methode van Kranz en voor complexere situaties (nevenbelasting, grondwaterdrukken, meerdere ankerrijen, heterogene grondgelaagdheid, ...) wordt verwezen naar de gespecialiseerde literatuur, bv. de EAB [26] en de EAU 2012 [27].

Referenties

- [1] NBN EN 1997-1:2004 Eurocode 7: geotechnisch ontwerp. Deel 1: algemene regels (+AC:2009).
- [2] NBN EN 1997-1/A1:2014 Eurocode 7: geotechnisch ontwerp. Deel 1: algemene regels.
- [3] NBN EN 1997-1 ANB:2014 Eurocode 7: geotechnisch ontwerp. Deel 1: algemene regels. Nationale Bijlage.
- [4] NBN EN 1997-1 ANB:2022 Eurocode 7: geotechnisch ontwerp. Deel 1: algemene regels. Nationale Bijlage. (vervangt bij publicatie [3])
- [5] BGGG. Standaardprocedures voor geotechnisch onderzoek : Sonderingen – Deel 1 : Planning, uitvoering en rapportering, 2012 (beschikbaar via www.bggg-gbms.be)
- [6] WTCB infofiche 56.1 Berlijnse wanden. Type 1 : beschottingen aanbrengen tijdens de uitgraving, 2012.
- [7] WTCB infofiche 56.2 Berlijnse wanden. Type 2 : beschottingen aanbrengen voor de uitgraving, 2012.
- [8] WTCB infofiche 56.3 Palenwanden. Type 1 : in elkaar geplaatste palen (secanspalenwand), 2012.
- [9] WTCB infofiche 56.4 Palenwanden. Type 2 : naast elkaar geplaatste palen die elkaar raken, 2012.
- [10] NBN EN 1536+A1:2015 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk. Boorpalen.
- [11] WTCB infofiche 56.5 "Soil mix" -wanden. Type 1 : wanden opgebouwd uit kolommen, 2012.
- [12] WTCB infofiche 56.6 "Soil mix" -wanden. Type 2 : wanden opgebouwd uit panelen, 2012.
- [13] WTCB Monografie 22 SBRCURnet-WTCB Handboek Soilmixwanden. Ontwerp en Uitvoering. 2017 (incl. Erratum 2018).
- [14] NBN EN 14679:2005 - Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk. Deep Mixing.
- [15] WTCB infofiche 70.01 Uitvoering van stalen damwanden, 2014.
- [16] NBN EN 12063:1999 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk. Damwanden
- [17] WTCB infofiche 70.02 Uitvoering van diepwanden, 2014.
- [18] NBN EN 1538+A1:2015 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk. Diepwanden

- [19] NBN EN 12716:2019 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk. Jet grouting
- [20] WTCB infofiche 72.01 Ondermetselen van bestaande funderingen, 2015.
- [21] WTCB infofiche 72.02 Onderschoeien van bestaande funderingen door middel van beschoeide sleuven, 2015.
- [22] NBN EN 1990:2002 Eurocode. Grondslagen van het constructief ontwerp.
- [23] NBN EN 1990 ANB:2013 Eurocode 0. Grondslag voor het constructief ontwerp. Nationale Bijlage.
- [24] Bishop, A. W., The use of the slip circle in the analysis of slopes. Geotechnique, Vol. 5 issue 1, (1955); Proc. Europ. conf. on stability of earth slopes, Stockholm, Vol. I, pp 1-14 (1954).
- [25] Janbu, N., Application of composite slip surfaces for stability analysis. Proc. Europ. conf. on stability of earth Slopes, Stockholm, Vol. 3, pp 43-49 (1954)
- [26] EAB Recommendations on Excavations, 2nd Edition 2009 Wiley – Ernst & Sohn, edited by the TC "Excavations" of the German Society for Geotechnics (DGGT).
- [27] EAU 2012 Recommendations of the "Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways, 9th Edition 2015 ,Wiley – Ernst & Sohn
- [28] NBN EN 1537: 2013 - Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk. Ground Anchors.
- [29] Morgenstern, N. R., Price, V. W., The analysis for the stability of general slip surfaces. Geotechnique, Vol 15, pp 79-93 (1965).