



GEOTEXTIEL

Ontwerpmethodieken

Syllabus

Studiedag 8-10-1985

INHOUDSOPGAVE

- Ontwerp filosofie.
ir. J. Stuip, TH Delft
- Reinforcing fabrics under embankments on soft sub-soils - a calculation method.
ir. P. Risseeuw, Enka Industrial Systems
- Voorlopige richtlijnen, eisen en keuringsmethoden voor de toepassing van geotextielen onder steenfunderingen.
Rapport werkgroep G2, Studie Centrum Wegenbouw
- Ontwerpmethode waterdoorlatende bodemverdedigingsconstructies.
ir. J. Konter, Rijkswaterstaat-Deltadienst
- Ontwerpen met verticale drainage.
ir. W.F.J. de Jager, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
- De toepassing van geotextielen in ontwateringssystemen voor cultuuronderzoek.
ir. L.C.P.M. Stuijt, Instituut voor Cultuurtechniek en Waterhuishouding
- De vertaling van ontwerpnormen in besteksspecificaties.
ing. C.D. Nederlof, Rijkswaterstaat-Deltadienst

ONTWERP FILOSOFIE

Ir. J. Stuip
TH Delft

1. Inleiding

Ondanks dat of misschien wel juist omdat de keuze voor toepassing van geotextielen en zeker de keuze voor het type geotextiel in het algemeen pas laat tijdens de ontwikkeling van het ontwerp gemaakt wordt is het noodzakelijk inzicht te hebben in de gang die het gehele realisatie proces dat een constructie doormaakt. Dit proces kan beschreven worden met een model, een opvatting over wat er zich in werkelijkheid afspeelt. Kennen alle betrokkenen dit model dan is het eenvoudiger om over de inhoud van de technische problemen te praten. Elke fase in het model kent n.l. zijn eigen karakteristieken d.w.z. in een bepaalde fase bepaalde dingen komen wel en andere dingen komen niet aan de orde in een bepaalde fase. De werkzaamheden kunnen daardoor beter worden ingedeeld, men werkt naar de beste oplossing met de minste inspanning. Discussies rond ontwerp problemen kunnen gerichter plaatsvinden. Het is ook van belang zich te realiseren dat de invloed die men heeft op het kostenniveau van het eindproduct tijdens het realisatieproces afneemt. Als dus met name in de beginfase geen duidelijk beeld is waar men naar toe moet werken is er slechts met steeds meer moeite -en kosten- bij te sturen.

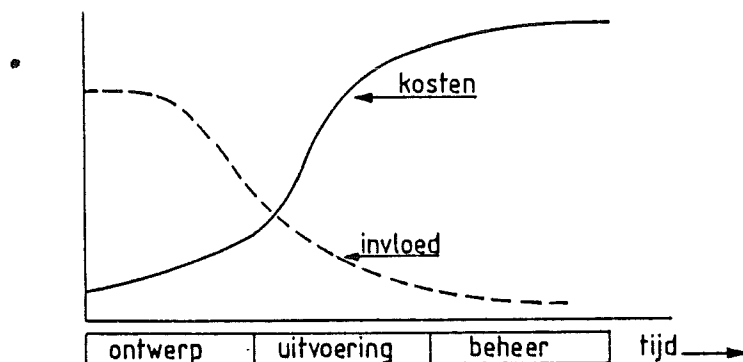


Fig. 1. Verloop van gesommeerde kosten en invloed daarop tijdens realisatie.

Bij sommige projecten zijn de fasen duidelijk herkenbaar, zoals bijvoorbeeld bij planologische en stedenbouwkundige projecten: er kan pas aan een volgende fase worden begonnen als de voorgaande fase is afgerond. Bij (civiel)technische projecten zijn de fasen soms niet zo duidelijk te onderscheiden en vinden terugkoppelingen plaats naar eerdere fasen. De trend is om zogenaamd "probabilistisch" te ontwerpen. Het moge in de loop van dit verhaal duidelijk worden dat ontwerpen alléén niet voldoende is ook al gebeurt dit probabilistisch. Het woord probabilistisch ontwerpen omvat in de praktijk ook meer. Een betere omschrijving van deze activiteit zou kunnen zijn: systematisch ontwerpen met behulp van statistische technieken. Maar ook dan wordt onder ontwerpen nog meer verstaan dan alleen maar het "tekenen" van een constructie. Een groot gedeelte van de realisatie van een project wordt in beschouwing genomen: van de vraagstelling tot en met het ontwerp van de uitvoering en voorschriften voor beheer, gebruik en onderhoud en controle daarop. De toepassing van de statistiek vindt pas laat in het ontwerpproces plaats, nadat er reeds één of nog meerdere schetsontwerpen beschikbaar zijn, voorzien van hoofdmetingen, materiaalkeuze als ook de belastingstoestanden. Pas als het

mogelijk is om de zgn. grenstoestanden goed te beschrijven kunnen er "probabilistische berekeningen" gemaakt worden ten behoeve van het vaststellen van de kans op falen van onderdelen of van een totaal ontwerp.

2. Procesmodel

Er zijn vele modellen denkbaar. Het meest eenvoudige is het fasen model. In het realisatie proces kunnen diverse verzamelingen van activiteiten geïnclassificeerd worden. Een verzameling met gemeenschappelijke karakteristieken wordt dan een eenheid of een fase genoemd en men spreekt dan over het fasenmodel. Wanneer er veel terugkoppelingen tussen deze fasen voorkomen wordt ook wel het spiraalmodel gebruikt. Een bekend fasenmodel voor civieltechnisch werken is gegeven in figuur 2. Dit model geeft de fasen aan voor wat betreft de technische realisatie. Planningstechnisch worden ook wel andere indelingen gemaakt zoals: identificatie—ontwerpen—beoordelingen, onderhandelingen, contracten—uitvoering, implementatie, supervisie, controle—monitoring, controle, evaluatie. In het vervolg zal alleen ingegaan worden op de fasen voor de technische realisatie zoals gegeven in figuur 2.

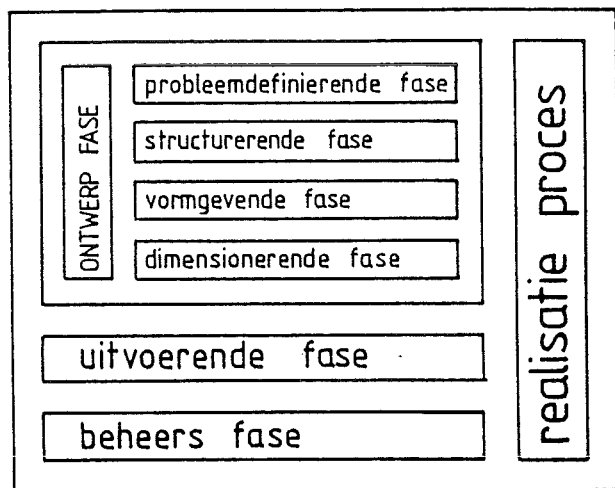


Fig. 2. Fasen in het realisatie proces.

Het gebruik van het woord realisatie in plaats van alleen maar ontwerp, is wellicht in de figuur reeds duidelijk maar wordt hierna nog kort toegelicht. Met name bij civieltechnische projecten heeft ook de uitvoering en zelfs het beheer een belangrijke invloed op de kwaliteit van het eindproduct. Het realisatie proces begint meestal met een vage behoefte om verbetering aan te brengen in een bepaalde ongewenste situatie, bijv. het verhogen van de veiligheid tegen overstrooming van lage gebieden. Deze vage behoefte wordt in de volgende fase steeds nader omschreven in termen die de ontwerper en de uitvoerder voor het inrichten van hun specifieke werkzaamheden nodig hebben. Zo zal in het voorbeeld van bescherming tegen overstrooming de vage behoefte in de laatste fase reeds omschreven moeten worden in termen van bijvoorbeeld een waterkering met een zodanige hoogte dat deze een combinatie van golven en waterstanden met

een bepaalde kans van overschrijden kan weerstand. Hieruit kan de ontwerper dan een waterkering met specifieke maten en bouwmaterialen ontwerpen.

Het ontwerp eindigt met het bestek. Het produkt van de uitvoering is een bepaalde constructie die aan de in vorige fasen gestelde eisen moet voldoen. In de gebruiksfase is het de gebruiker of beheerder die de kwaliteit in stand houdt met controle op de conditie van de constructie en een juist gebruik en onderhoud. Indien dit niet het geval is kan de - duurzame- kwaliteit in gevaar komen. De kwaliteit van de oplossing voor de bevrediging van de -doorgaans vaag geformuleerde- behoefte wordt dus door de activiteiten van alle fasen bepaald: vandaar dat over het realisatie proces gesproken wordt en niet alleen over het ontwerpen.

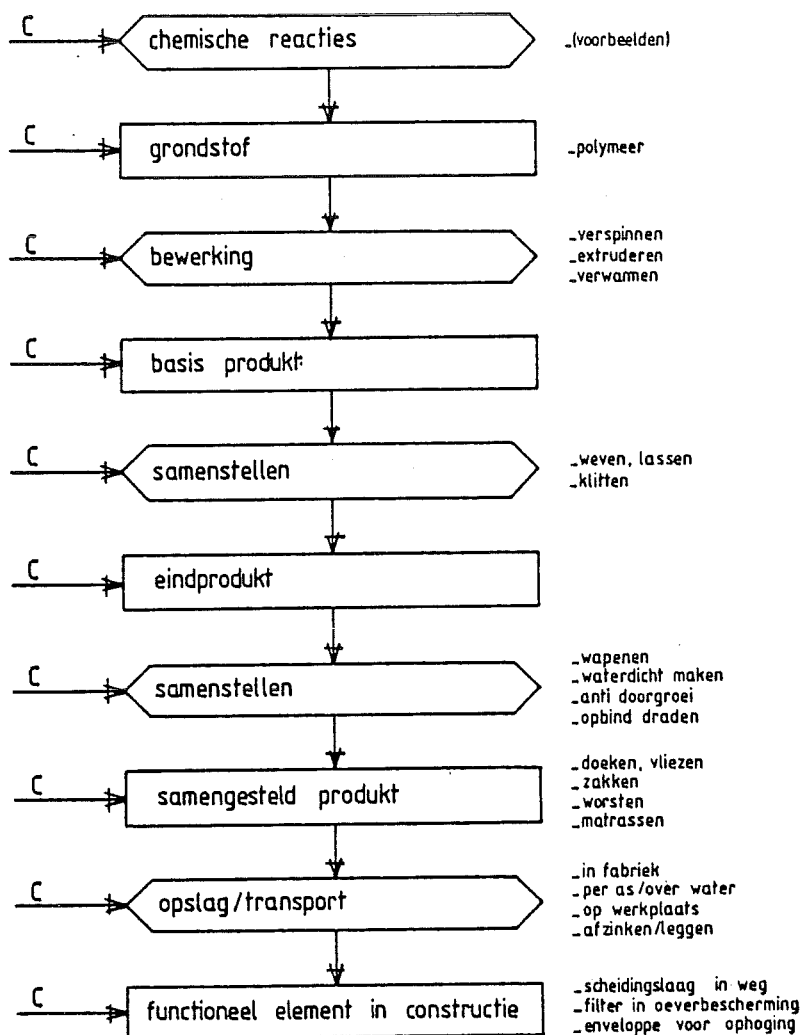


Fig. 3. Stroomschema produktie geotextielen, controle in alle fasen van realisatie "functioneel element"(=C).

Deze algemene beschouwing geldt ook voor de toepassing van geotextielen. Immers het geotextiel kan nog zo goed volgens de specificaties voor de garens zijn gefabriceerd als ook niet het weven, de samenstelling met andere componenten, het transport naar de bouwplaats, de opslag, in het werk brengen, bestorten, etc. volgens de voorschriften verloopt en ook geen grotere of andersoortige belastingen zullen voorkomen, dan kan het geotextiel falen als één van deze activiteiten anders is dan in de ontwerpfase randvoorwaarde was of als uitgangspunt was aangenomen. Controle op een juiste uitvoering van de activiteiten (proces controle) en/of behaalde resultaten (product controle) en een goede verslaggeving is aan het einde van elke fase van groot belang. Vaak nemen anderen het werk in een volgende fase over, en blijken uitgangspunten onjuist te zijn of kan niet of met veel inspanning aan de specificaties worden voldaan. Aanpassing van ontwerp of werkmethode of gebruik kunnen de dan eerder te behalen kwaliteit beïnvloeden. Vroegtijdige signalering van afwijkingen met een proces- of product controle in alle fasen kan ongecontroleerde improvisatie (hetgeen vaak kosten verhogend en/of kwaliteit verslechterend werkt) voorkomen.

Werkend van fase naar fase dienen er steeds keuzen te worden gemaakt. Het is van groot belang dat de keuze tussen alternatieven geschiedt op grond van hetzelfde informatieniveau betreffende deze alternatieven. Anders loopt men het risico dat dat alternatief verworpen wordt waar het meest van bekend is, dus ook de nadelen. En wellicht zijn die kleiner dan van de alternatieven waarvan men ze nog niet kent. Naarmate het realisatieproces verloopt dient de kennis omtrent de alternatieven, steeds minder in aantal, toe te nemen. Uiteindelijk moet alles voor het ene alternatief dat gerealiseerd gaat worden bekend zijn. Figuur 4 geeft schematisch de gang van zaken weer. In het begin van het proces: veel alternatieven met een laag -maar voor alle alternatieven hetzelfde- kennis niveau, en aan het eind: één alternatief met het hoogste kennis niveau. Eerder is gesuggereerd dat de "geotextiel ontwerper" doorgaans pas (te) laat bij het totaal ontwerp betrokken wordt. Het blijft echter toch zo dat het fasen model geldig blijft. Alleen de reeds ontwikkelde ideeën of genomen besluiten zijn dan randvoorwaarden geworden voor het ontwerp van het geotextiel.

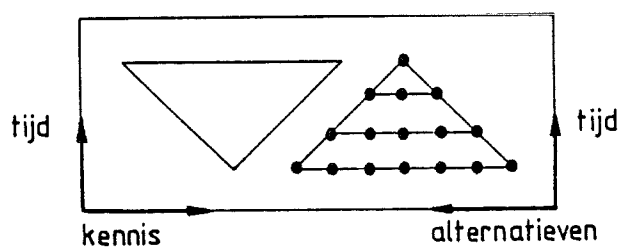


Fig. 4. Afname alternatieven en toename van kennis bij voortschrijdingen van het realisatie proces.

3. De fasen

Figuur 2 geeft de fasering van het realisatie proces. In het kort zullen hier de fasen worden toegelicht.

In het ontwerpproces worden 4 sub-fasen onderscheiden, te weten:

1. probleem definiërende fase
2. structurerende fase
3. vormgevende fase
4. dimensionerende fase

probleemdefiniërende_fase

In deze fase wordt getracht de gewenste verandering in een bestaande toestand zo concreet mogelijk te omschrijven.

Kenmerken van deze fase zijn:

- beschrijving van de functionele eisen ("objectives")
- beschrijving van randvoorwaarden die de natuur, de mens, de maatschappij etc. opleggen en van de uitgangspunten die worden aangenomen;
- beschrijving van de aard van de criteria op grond waarvan de te ontwikkelen ontwerp concepties worden beoordeeld.

Ook voor de toepassing van een geotextiel in bijvoorbeeld een bodemverdediging zal het nodig zijn om de functies te specificeren, zoals:

sterkte tijdens transport, tijdens afzinken, compartimentering van ballast, zanddichtheid, waterdichtheid, doorgroeimogelijkheid, e.d. Criteria -of in deze fase slechts nog maar de aard ervan- worden omschreven om te kunnen toetsen of aan de eisen die gesteld worden ten einde een bepaalde functie te kunnen vervullen, voldaan wordt. Voor het geotextiel kan de trekvastheid, of de rek of de duurzaamheid een eis zijn. Het "niveau" van de eis is het criterium, in deze eerste fase doorgaans nog slechts met hoog en laag aan te geven. In de volgende fasen wordt het niveau in absolute zin vastgesteld. Met behulp van testen wordt getoetst of dit niveau, criterium, gehaald wordt.

Voor de toepassing van een geotextiel zal het dus duidelijk moeten zijn wat precies de functie is. Moet het geotextiel alleen maar Grundlagen met verschillende karakteristieken scheiden, dient het voor drainage of is het alleen maar een filter? Heeft het een dragende functie, als enig element of in combinatie met andere elementen met een ander spanningsrekgedrag etc.?

Overigens moet een zinvolle toepassing van het geotextiel zelf uit een analyse van mogelijkheden voor het totale ontwerpconcept.

structurerende_fase

In deze fase wordt nagegaan op welke wijze de functie vervuld kan worden. Er staat nog geen concrete constructie voor ogen maar slechts een "structuur". Bekendheid met wetten van de mechanica's zijn nodig om de belastingen op en de sterkte -in de meest ruime zin des woords- van de constructie of onderdelen ervan zo goed mogelijk op elkaar af te stemmen. Zo zal voor een juiste toepassing van een geotextiel in

een wegconstructie duidelijk moeten zijn hoe het krachtenspel is tussen de verkeersbelasting, sterkte en stijfheid van toplaag van de wegverharding, van de wegfundering en het samenspel met het geotextiel. In deze fase worden dus verschillende mogelijke structuren, alternatieven, gegenereerd. Aan de hand van bovengenoemde criteria en inzicht in kosten bepalende factoren worden aan het eind van deze fase een aantal veel belovende alternatieven gekozen en in de volgende fasen nader uitgewerkt.

vormgevende fase

In deze fase wordt aan de gekozen structuren, weer met kennis van o.a. de mechanica's maar ook reeds bekendheid met uitvoeringsmethoden een vorm met hoofdmetingen gegeven en mogelijk bouw materiaal (-materialen) gekozen. Onzekerheden in de belastingen, in de eigenschappen van bouwmaterialen, fundering, kosten, etc. worden gekwantificeerd, zo mogelijk in statistische termen (gemiddelde waarde en spreiding). Wellicht blijkt dan nu reeds dat men gezien de grote onzekerheid (spreiding) en andere vormgevingen of andere materialen moet kiezen, m.a.w. dat het beter is om de (te grote) onzekerheid te vermijden. Dit geldt ook voor de controle van het "eindproduct". Als deze slechts met veel moeite (dus hoge kosten) met een acceptabele betrouwbaarheid uitgevoerd kan worden is het wellicht beter om een zodanig ontwerp en/of uitvoeringswijze te kiezen, waarbij vóóraf een zekere kwaliteit van het produkt gewaarborgd is. Een bekend voorbeeld daarvan is het strooien van veel dunne lagen om een granulair filter met een bepaalde dikte op te bouwen (o.a. toegepast bij de havendam van Hoek van Holland). Door de statistische uitmiddeling is de kans dat de gespecificeerde filteropbouw niet gehaald wordt acceptabel klein geworden. M.b.v. experimenten vóóraf, die in feite een simulatie van de uitvoeringswijze zijn, zijn de statistische kenmerken van het proces te bepalen. Controle tijdens het storten is dan nog wel nodig (proces controle) maar controle van het eindproduct (dikte en samenstelling filter) niet meer. Zo blijken in deze fase -en in de volgende- steeds meer koppelingen voor te komen naar vorige en volgende fasen.

Het "gedrag" van de tot nu toe ontwikkelde ontwerp concepten dient in deze vormgevende fase meer bekend te worden. Het "gedrag" van de constructie wordt beschreven in de "grenstoestand". Hierin wordt met behulp van een mechanisme -in de ruimste zin des woords- de overgang tussen falen en niet falen beschreven. Onder falen wordt hier dan verstaan "het niet kunnen vervullen van de functie". Deze was eerder reeds gedefinieerd, er waren eisen gesteld om de functie te kunnen vervullen en er zijn criteria gesteld om te kunnen toetsten of aan de eisen voldaan wordt. Er zijn talloze grenstoestanden voor constructies te noemen, zoals evenwichtsdraagvermogen, vermoeiing, grote deformaties (zonder verlies van stabiliteit), doorgaande erosie etc. Grenstoestanden worden doorgaans in twee categorieën ingedeeld al naar gelang de overschrijding ervan leidt tot falen en bezwijken of alleen maar falen. De eerste categorie omvat uiterste grenstoestanden (ultimate limite state, bijvoorbeeld verlies van evenwicht). De tweede categorie bevat grenstoestanden die de grens aangeven tussen het gebied waarin de constructie nog net bruikbaar is cq. op een acceptabele manier zijn functie nog net kan vervullen. (serviceability limit state). Deze laatste categorie heeft relaties met erosie, duurzaamheid, grotere doorbuiging, scheurvorming ed.

In annex I zijn een aantal grenstoestanden voor geotextielen-constructies opgesomd. Aan het einde van de vormgevende fase worden de "gegenereerde alternatieven" beoordeeld en worden een of enkele alternatieven in de volgende fase tot in detail uitgewerkt.

dimensionerende fase

In de dimensionerende fase wordt het functioneren van de constructie uitputtend bestudeerd en getoetst aan de hand van de gestelde criteria. Alle grenstoestanden dienen in een gekwantificeerde vorm bekend te zijn. Het zal doorgaans blijken dat er een gecompliceerd relatiepatroon tussen veel aspecten bestaat die allen de kwaliteit of de faalkans kunnen beïnvloeden. Een nog grotere systematiek en ordening wordt noodzakelijk. Een hulpmiddel hierbij is de techniek van de foutenboom. Dit is een schema waarin wordt weergegeven welke gebeurtenissen en gevolg-gebeurtenissen in hun onderlinge relatie een bijdrage kunnen leveren in de gebeurtenis dat de constructie (of een onderdeel daarvan) zijn functie niet kan vervullen (falen). Wil men de kans op deze gebeurtenis (faalkans) bepalen dan zal ook de (deel) faalkans van alle relevante onderdelen bekend moeten zijn. De grenstoestanden, dus het faalmechanisme en de karakteristieken van sterkte en belasting, moeten dan in termen van waarschijnlijkheid omschreven kunnen worden. De berekening van de (deel)faalkans wordt de probabilistische berekening genoemd. Het zal duidelijk zijn dat de berekening pas goed mogelijk is in deze fase van ontwerpproces. Het kwantificeren van (deel) faalkansen geschiedt ook wel m.b.v. experimenten op testonderdelen of op grond van andere ervaringen. Dergelijke gegevens worden bewaard in data banken. Zo zijn er statistische gegevens bekend over falen van elektrische schakelaars, hydraulische kleppen e.d. Voor civieltechnische elementen zijn dergelijke data banken (nog) niet beschikbaar. Een derde mogelijkheid voor kwantificering is "best engineering judgement", dus zelf een schatting maken. Men kan de foutenboom dan ook doorrekenen met een "pest", "opt" en "best" guess (pessimistische, optimistische en beste schatting). (Schaal)onderzoek kan een onderbouwing leveren voor de geschatte statistische parameters en faalmechanisme. Het karakter van dit onderzoek zal daar ook op gericht moeten zijn, dus ook de reactie van de constructie op belastingen groter en kleiner dan de "ontwerp belasting" zal onderzocht moeten worden (faal en/of bezwijk gericht onderzoek). In figuur 5 is zeer schematisch het principe van een foutenboom getekend voor het voorbeeld van bezwijken van een oeverbescherming.

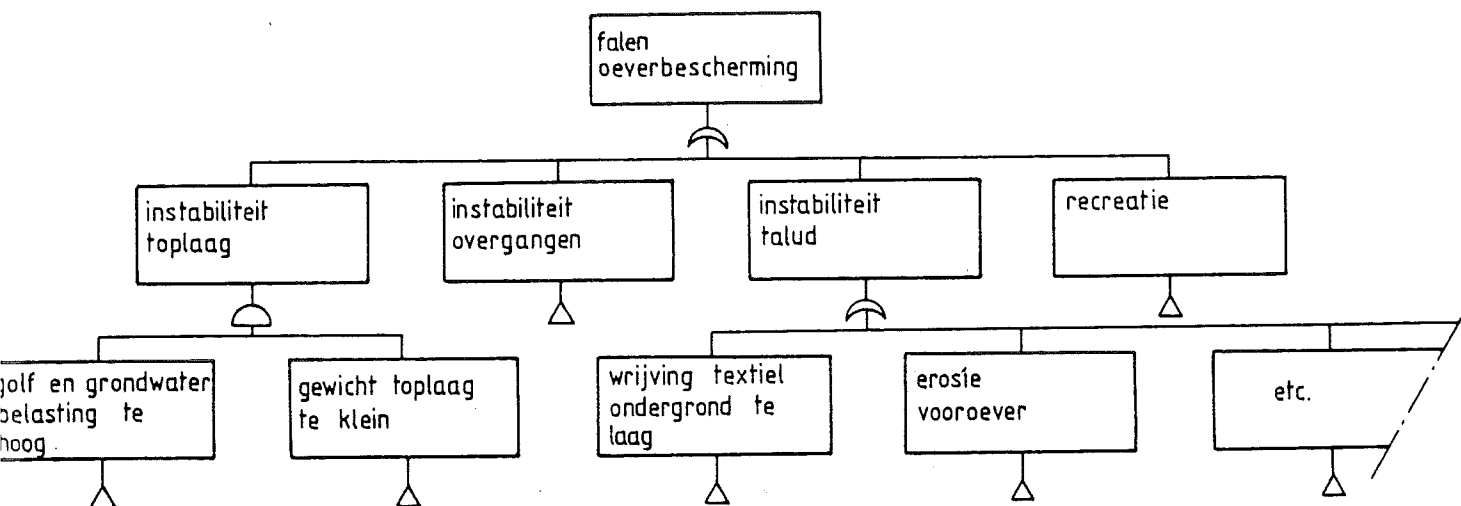


Fig. 5. Eenvoudige foutenboom voor bezwijken oeverbescherming.

Elke gebeurtenis ("hokje") heeft een bepaalde kans. De kans op de gevolggebeurtenis is het product van de deelkansen indien de deelkansen onafhankelijk en gezamenlijk op moeten treden (EN poort). In het geval dat voldoende is dat falen van één enkele gebeurtenis al aanleiding is voor falen (OF poort) —en wordt onafhankelijk gesteld— dan is de faalkans de som van de deel faalkansen. In de ontwerp praktijk wordt doorgaans vanwege de eenvoud van rekenen onafhankelijkheid verondersteld. In de beheerspraktijk blijkt steeds vaker dat dit een optimistisch uitgangspunt (dus er wordt een te lage faalkans berekend).

Het zal duidelijk zijn dat de faalkans niet alleen bepaald wordt door de sterkte van de constructie maar ook door de belasting. Dit geeft in principe twee wegen aan om de faalkans te verkleinen: sterkere constructie, hetgeen doorgaans eenvoudig is of lagere belastingen waarvoor een ander (totaal) ontwerp nodig is. Zo zou het verhang (= belasting) over een geotextiel in een oeverbescherming kleiner gemaakt kunnen worden door de (snelle) waterspiegel variaties in het op open water te beperken zou men het verval op een andere plaats in de oeverbescherming te concentreren, bijvoorbeeld m.b.v. een minder open bestorting. Naast belasting verlagen en/of sterkte te vergroten is de derde principiële methode "continue herstel". Een praktische uitwerking is bijvoorbeeld zandsuppletie voor een kust. Men accepteert schade tot een bepaald niveau en herstelt daarna weer in plaats van een "harde" constructie aan te brengen waar geen materiaal mag verdwijnen. De probabilistische berekeningen of faalkans berekeningen of betrouwbaarheidsanalyses zijn gebaseerd op de statistische beschrijvingen van sterkte en belasting. In het algemeen onderscheid men vier niveau's van "ingewikkeldheid" (schematisatie van de werkelijkheid) bij de berekeningen:

- niveau 0 — een deterministische beschouwing met vaststaande waarden voor een (grote) belasting en (kleine) draagkracht; men werkt met een overall-veiligheidscoëfficiënt.
- niveau I — een semi-probabilistische benadering, waarin karakteristieke waarden (gerelateerd aan de statistische eigenschappen van sterkte en belasting), gebruikt worden, en partiële veiligheidscoëfficiënten.
- niveau II — een methode, die met schematisaties van verdelingen en andere vereenvoudigingen de faalkans berekend.
- niveau III — een berekening die gebaseerd is op de exacte beschrijving van de statistische verdelingen.

In annex II is een voorbeeld uitgewerkt voor een wapening van een talud m.b.v. een geotextiel. Het blijkt dat m.b.v. de zgn. "prob-sommen" niet alleen de faalkans berekend wordt, maar dat tijdens de berekening ook inzicht ontstaat welke variabelen de meeste bijdrage leveren aan de faalkans. Met deze uitkomst is eventueel nader onderzoek beter te formuleren.

4. Uitvoeringsfase

Er kan onderscheid gemaakt worden tussen de voorbereidingen, de uitvoering zelf en de controle daarop. Ook voor de voorbereiding voor de uitvoering geldt dezelfde fasering als voor de ontwerpfase: stellen van eisen, generatie van alternatieven, keuze maken en een uitputtende analyse van de gekozen uitvoeringsmethode. Ook de analyse van allerlei uitvoeringshandelingen tot en met de planning toe kan in termen van waarschijnlijkheid worden uitgedrukt. Men hanteert dan weer de begrippen risico-betrouwbaarheid-of gevoeligheidsanalyse. Dergelijke voorbereidingen beperken improvisatie tijdens de werkelijke uitvoering en werken kostenbesparend. Ook voor deze analyse kan men de behandelde foutenboom-techniek gebruiken. Hierin staan dan de (kritieke) operaties en gebeurtenissen en hun onderlinge samenhang vermeld met als ongewenste topgebeurtenis een bepaalde vertraging in het werk of een kwaliteitsniveau dat niet gehaald wordt. Materieel, bouw materiaal, mankracht en maatregelen zijn van te voren bekend als zich inderdaad een "ongewenste gebeurtenis" voor zou doen: men kan rekening houden met die gebeurtenis én de te verwachte consequenties.

Kwaliteitsborging speelt uiteraard een rol in het gehele realisatie proces maar in de uitvoeringsfase wordt de kwaliteit van het eindproduct in hoge mate bepaald. Controle op het geleverde product of controle op het productieproces zijn essentieel (zie ook de opmerking hierover in "ontwerpfase").

Belangrijke elementen bij de kwaliteitsborging zijn:

- duidelijk omschreven specificaties van het te leveren product, zowel voor de grondstoffen als bewerkingen hiervan.
- bekwaam controle personeel met goede instructies.
- duidelijke regeling van de verantwoordelijkheden.
- betrouwbare en snelle stroom van informatie relevant voor de keuring.

Al te stringente keuringseisen voor natuurlijke materialen kunnen lijden tot onnodig dure constructies. De ontwerper moet de beperkingen van de (nog te leveren) natuurlijke materialen kennen en hier in het ontwerp rekening mee houden. De keuring moet objectief zijn en onafhankelijk van het keur-instituut. Dit pleit voor een hoge standaardisatie van de keur-testen.

5. Gebruiks-en beheerfase

Een goed gebruik en beheer vormt een belangrijke schakel in een duurzaam functioneren van de constructie. De mate waarin onderhoud zal plaatsvinden is in eerste instantie afhankelijk van het ontwerp en de wijze waarop de uitvoering plaats vond. Het gebruik zelf kan ook het onderhoud beïnvloeden.

Wanneer bijvoorbeeld ten gevolge van de ontwikkeling in de scheepvaart grotere schepen en hogere vaarsnelheden dan voor het ontwerp van een vaarweg waren aangenomen zullen voorkomen, dan is meer schade aan oever- en bodembescherming te verwachten, dus meer onderhoud. Voor de kwaliteitsborging in deze fase is van belang:

- vakmanschap en bekwaamheid van de beheerder t.a.v. controle en vroegtijdige signalering van afwijkingen van de gestelde "conditie" van de constructie; de beheerder zal moeten kunnen extrapoleren vanuit de situatie die hij frequent kan waarnemen waarbij het niveau van de belasting op de constructie doorgaans laag is maar de -minder frequent voorkomende- "ontwerp belasting" met een hoger belastingsniveau.
- goede verslaglegging van de vorige realisatiefasen; er moet bekend zijn welk product in feite afgeleverd is; dus niet alleen onderhoudsfilosofie en -regelgeving, die als uitgangspunt voor het ontwerp gelden, maar ook afwijkingen hiervan die zijn opgetreden tijdens de uitvoering (revisie tekeningen e.d).
- adequate financiële, personele en materiële middelen.

De conditie (sterkte) van een constructie zal in de tijd doorgaans afnemen, d.w.z. dat de faalkans toeneemt. Wanneer men blijft vasthouden aan het eenmaal vastgestelde niveau van de faalkans zal periodiek de faalkans vastgesteld moeten worden. Dit vereist een "monitoring" van de constructie. Met steekproeven zal de sterkte van de constructie gecontroleerd moeten worden. Dit kan met directe, niet destructieve methoden bijvoorbeeld men controleert het spannings-rek gedrag van de constructie in situ. Bij destructieve methoden belast men in situ of op monsters van de constructie in een laboratorium de uiterste draagkracht of een andere (kenmerkende) eigenschap. Of men beproeft "dummy" elementen die geen functie hebben in de constructie zoals draagkracht, waterscheiding e.d. maar wel onder dezelfde omstandigheden verkeren als de te controleren constructie en dus dezelfde "historie" meemaken. Figuur 6 geeft het beeld van afname van de conditie (=toename faalkans) als functie van de tijd en de tijdstippen van monitoring of inspectie. De intervallen nemen toe naarmate de grens van de geaccepteerde faalkans genaderd wordt. Men zou tot de waarschuwingsgrens kunnen spreken van "monitoring" en van deze grens tot de geaccepteerde faalkans van "close inspection".

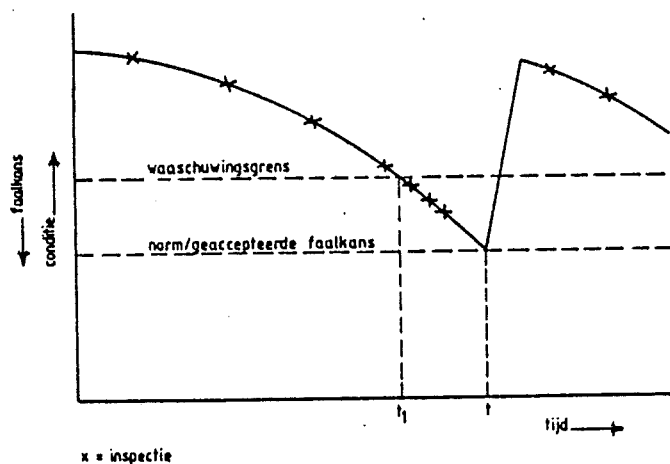


Fig. 6. Conditie, faalkans, monitoring en inspectie.

Vanwege de meestal ontoegankelijke ligging van de geotextielen is visuele inspectie moeilijk zonder een (gedeeltelijke) ontmanteling van de constructie. Meestal zijn verzakkingen, aan de oppervlakte uittredend zand e.d. aanwijzingen dat het geotextiel als filterelement niet meer functioneert. Dit wil nog niet zeggen dat de totale constructie van de oeverbescherming of zelfs het hele dijk of kanaaloever faalt. Dit moet volgen uit de analyse van de totale constructie. Deze analyse geeft dan ook aan wanneer een gedeeltelijk falen (bijv. lokaal zand uit ondergrond door geotextiel) niet meer acceptabel is. De inspectie, bijvoorbeeld op filterwerking, kan ook geschieden met verhangmetingen in de (filter) constructie. Zo zijn bijvoorbeeld de filtermatten onder enkele (steekproef)pijlers van de Stormvloedkering in de Oosterschelde uitgerust met waterspanningsmeters. De gevolgen van falen van de filterwerking zijn hier veel groter dan voor een oeverbescherming dus het is veel belangrijker eerder geïnformeerd te worden over de conditie van het filter. Grote dammen waarin filters voorkomen die er zorg voor moeten dragen dat de waterspanningen aan de benedenstroomse zijde van de dam laag blijven worden daarom ook uitgebreid. "Gemonitord" falen van een dergelijk filter leidt tot falen van de dam met zeer grote consequenties. In het ontwerpstadium zijn de "service ability" grenstoestanden beschreven. D.w.z. duurzaamheids aspecten zijn op een kwantitatieve manier omschreven. Dus niet alleen moet van het geotextiel bekend zijn wat bijvoorbeeld de bestendigheid tegen UV-straling, tegen micro organisme e.d. is -dit zijn sterke aspecten- maar ook moet bekend worden wat de UV-straling feitelijk is (geweest), welke micro organismen er inderdaad zijn (geweest) etc. Dus óók een monitoring van de "belasting" is noodzakelijk om het duurzaam functioneren van het geotextiel steeds te kunnen beoordelen. Chemische aantastingen van geotextielen kunnen voorkomen met schepen, tankwagens of leidingen. De beheerder dient op de hoogte te zijn van deze gebeurtenissen waarna eventueel onderzoek naar de conditie weer kan plaatsvinden in situ of met behulp van een "simulatie" in een laboratorium of teruggekoppeld kan worden naar ontwerp uitgangspunten.

Discussie

De bovenbeschreven algemene realisatie methode kan de indruk wekken theoretisch of academisch te zijn voor wat betreft de toepassing van een geotextiel. In de praktijk blijken de kosten van een geotextiel een fractie te zijn van de totale kosten van een project. Bijvoorbeeld voor toepassing in een oeverbescherming slechts ca. 1% van de totaal kosten en voor een versterking van de fundering van een wegconstructie ca. 5%. Men is snel geneigd om wat over te dimensioneren; maar t.a.v. welk aspect dan? Hierover is inzicht nodig in het faalmechanisme van de totale constructie en die van het geotextiel daarin. Als dan bekend is wat de consequentie van het falen van het geotextiel is kan pas een juiste keuze gemaakt worden. De consequenties kunnen verschillend zijn. Het falen van het geotextiel als onderdeel van de bescherming van een dijk rond een laag gelegen polder kan tot verlies van levens en goederen leiden en tot hoge kosten van het weer droogmaken en herinrichten van de polder. Het falen van een geotextiel als onderdeel van een eenvoudige slootkantbescherming heeft veel minder consequenties, er zal dus een ander geotextiel kunnen worden toegepast.

De consequenties van het falen van een geotextiel in de fundering van een weg zijn onprettig rijgedrag kan aanleiding geven tot onveilige situaties. Noodzakelijke reconstructie van de weg als gevolg van het falen brengen hoge kosten met zich mee.

Zo kan dus in het algemeen gesteld worden dat wellicht niet alle elementen uit bovenstaand betoog bruikbaar zijn voor toepassing van geotextielen maar dat men zich op zijn minst moet realiseren

- welke de rol van het geotextiel is,
- welke eisen men moet stellen om die rol te kunnen vervullen,
- op welke manier men aan de hand van ~~gekwantificeerde-criteria~~ voortdurend kan toetsen of inderdaad aan de eisen voldaan wordt (controle, monitoring, inspectie).

Annex I Enkele grenstoestanden voor geotextielen.

De beschrijving van de grenstoestand van een constructie geeft aan welk "gedrag" van de constructie nog net niet of net wel acceptabel is in relatie met het bedoelde functioneren ervan. In de beschrijving van het "gedrag" is ook het mechanisme van functioneren of niet-functioneren (=falen) beschreven.

Men onderscheidt uiterste grenstoestanden en gebruiksgrenstoestanden. Om tot uitdrukking te brengen dat in alle realisatie fasen de grenstoestanden onderzocht moeten worden onderscheidt men ook wel bouwphase-, gebruiksfase-, onderhoudsfase- en eventueel sloopfase grenstoestanden.

De volgende opsomming geeft enkele voorbeelden van grenstoestanden voor geotextielen toegepast in oever- of bodembescherming. Het is zeker geen volledige lijst; voor elke constructie zal de lijst er anders uitzien.

- zanddichtheid; een van de functionele eisen is dat onderliggend (= "bovenstrooms" van de grondwaterstroming) materiaal wordt tegengehouden; in welke mate hangt af van de schade die optreedt als inderdaad materiaal door het geotextiel getransporteerd is.
- waterdoorlatendheid; overdrukken dienen in een bepaalde mate voorkomen te worden om onderlinge samenhang van de constructie niet te verstoren.
- dichtslaan; korrels bovenstrooms van het geotextiel mogen slechts in zeer beperkte mate de porieën verstoppen.
- dichtslibben; het geotextiel mag maar in beperkte mate vervuilen.
- klapperen; wisselbelastingen en onvoldoende bovenbelasting kan leiden tot snelle bewegingen van het geotextiel met als gevolg een verlaagde zanddichtheid.
- vervorming onder- ; het geotextiel kan, afhankelijk van het type in grond beperkte mate vervormingen van de ondergrond (erosie, zetting, zakking) volgen.
- afschuiven bestorting/geotextiel;
- afschuiven geotextiel/ondergrond;
- afschuiven ondergrond/ondergrond;
- afschuiven ondergrond/geotextiel;
- stabiliteit over-; alle aansluitingen naar andere constructie onderdelen moeten dezelfde karakteristieken hebben.
- atmosfeer; slechts in bepaalde mate of in het geheel niet mag de sterkte van het geotextiel aangetast worden door UV-straling, temperatuur (wisselingen), wind, ijs, chemische- en biologische invloeden e.d.
- etc.

Grenstoestanden bouwfase

- bestorten ; slechts in beperkte mate is schade t.g.v. bestorting toelaatbaar.
- afzinken ; krachten en vervormingen zijn slechts tot een bepaald niveau toelaatbaar.
- slepen ; bij transport over water mag bijvoorbeeld het zinkstuk maar in beperkte mate vervormen.
- verwarmen ; bij verbindingen met andere materialen, als asfalt, is slechts in beperkte mate verwarming toelaatbaar, teneinde negatieve beïnvloeding van de gespecificeerde eigenschappen te voorkomen.
- etc.

Annex II Probabilistische berekening van geotextiel als wapening van een talud (niveau II berekening).

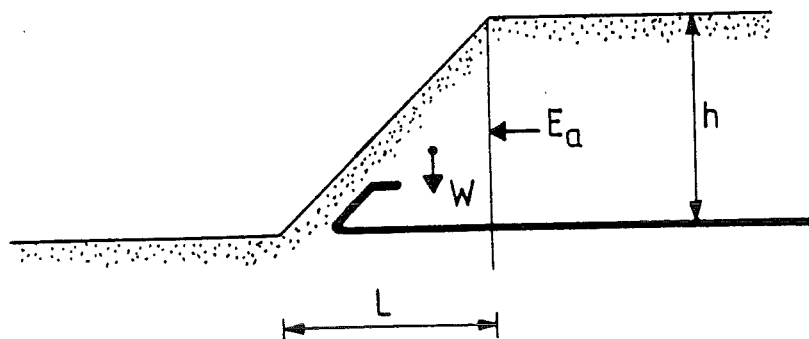


Fig. II.1. Wapening van talud met geotextiel.

Om te voorkomen dat het talud volgens het bezwijkmechniasme "schuiven over horizontaal vlak" afglijdt is een wapening met geotextiel aangebracht. Verondersteld wordt dat het geotextiel de trekkracht kan leveren (sterk genoeg is). Onderzocht wordt, in dit voorbeeld, wat de invloed van de wrijving tussen het doek en de grond is op de kans op falen volgens geschetst bezwijkmodel.

De belasting is de actieve gronddruk E_a .

$$S = E_a = 1/2 \rho g h^2 \tan^2(45 - \phi/2)$$

waarin: S = belasting

ρ = specifieke dichtheid van de grond

g = versnelling van de zwaartekracht

h = hoogte van het talud

ϕ = hoek van inwendige wrijving van de grond

De "sterkte" (= reactie tegen belasting) wordt geleverd door de wrijvingskracht langs het scheidingsvlak grond-geotextiel:

$$R = \int_0^L \tau \, dL$$

$$\tau = 1/2 \rho g h L \tan \phi^*$$

waarin: L = lengte geotextiel

$\tan \phi^*$ = wrijvingscoëfficiënt grondgeotextiel

Falen treedt op als $R < S$ of $R - S < 0$.

Men definieert $Z = R - S$ als betrouwbaarheidsfunctie met gemiddelde $\mu(z)$ en standaardafwijking $\sigma(z)$.

De kans op falen wordt gegeven door het oppervlak van de kansdichtheidsfunctie van Z links van het nulpunt (zie figuur II.2).

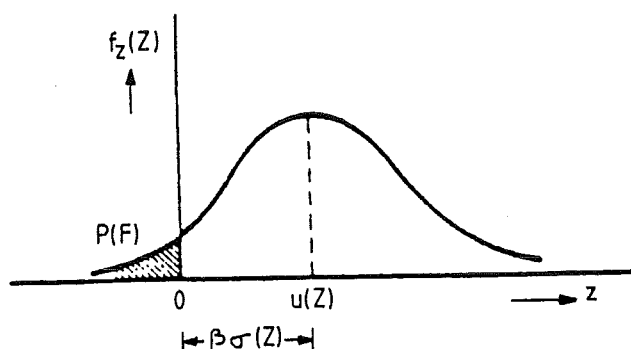


Fig. II.2. Faalkans = oppervlak links van $Z=0$.

De verhouding $\mu(z)/\sigma(z) = \beta$ noemt met betrouwbaarheidindex.
Afgeleid kan worden voor de faalkans $P(F)$:

$$P(F) = P(Z < 0) = \Phi_N \left(\frac{0 - \mu(z)}{\sigma(z)} \right) = \Phi_N (-\beta)$$

Hierin is Φ_N de normale verdeling met $\mu = 0$ en $\sigma = 1$; enkele waarden voor Φ_N is in de tabel aan het einde van deze annex gegeven.
De standaardafwijking van Z kan berekend worden volgens

$$\sigma(z) = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta z}{\delta x_i} \right)^2 \times \sigma(x_i)^2 \right)}$$

waarin n = aantal (normaal verdeelde) stochastische variabelen.
 x_i = stochastische variabele

Wanneer we in het voorbeeld aannemen dat alléén $\tan \phi^*$ normaal verdeeld is dan is

$$\begin{aligned} \sigma(\tan \phi^*) &= \frac{dz}{d(\tan \phi^*)} \sigma(\tan \phi^*) = \\ &= 1/2 \rho g h L \sigma(\tan \phi^*) \end{aligned}$$

In onderstaande tabel zijn de waarden opgenomen voor diverse variabelen in de betrouwbaarheidsfunctie Z (D= deterministisch, N= normaal).

variabele	type	μ	σ
$\rho \text{ kg/m}^3$	D	1600	—
$g \text{ m/s}^2$	D	9,81	—
$h \text{ m}$	D	5	—
$L \text{ m}$	D	4	—
$\tan \phi^*$	N	0,58	0,10
ϕ^0	D	27	—

zodat:

$$\mu(Z) = \mu(R) - \mu(S)$$

$$= 17,3 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\sigma(Z) = 15,7 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\beta = \mu(Z)/\sigma(Z) = 1,11$$

In de tabel voor de standaardnormale verdeling (zie einde van deze annex) kan dan afgelezen worden $P(F) = 14\%$.

Voor een tweemaal zo grote spreiding in de wrijving tussen geotextiel en grond ($\sigma(\tan \phi^*) = 0,2$) wordt $\sigma(Z) = 31,4 \times 10^3 \text{ N}$, $\beta = 0,55$ en $P(F) = 29\%$. In de praktijk zullen ook de andere variabele een stochastisch karakter hebben. Als we in dit voorbeeld hiermee rekening houden en geschatte, reële waarden voor gemiddelde en standaardafwijking invoeren dan zien we de grote invloed van de bijdrage in de faalkans van de spreiding van $\tan \phi^*$ en in tweede instantie die van ϕ (onderstaande tabel laatste kolom). Willen we de faalkans verlagen dan zullen we dus deze spreiding moeten verlagen door bijvoorbeeld of een "ruwer" geotextiel of wellicht een meer homogene laag grond langs het scheidingsvlak.

variabele	μ	σ	$\left(\frac{\delta Z}{\delta x_i} \cdot \sigma x_i \right)^2$	%*
$\rho \text{ kg/m}^3$	1600	150	$2,86 \cdot 10^6$	0,6
$g \text{ m/s}^2$	9,81	—	—	—
$h \text{ m}$	5	0,5	$30,2 \cdot 10^6$	6,2
$L \text{ m}$	4	0,1	$5,2 \cdot 10^6$	1,0
$\tan \phi$	0,58	0,1	$246 \cdot 10^6$	50,2
$\tan(45-\phi/2)$	0,61	0,06	$206 \cdot 10^6$	42,0
			$490 \cdot 10^6$	100,0
* $\left(\frac{\delta Z}{\delta x_i} \cdot \sigma(x_i) \right)^2 / \sigma^2(Z) \text{ in } \%$				

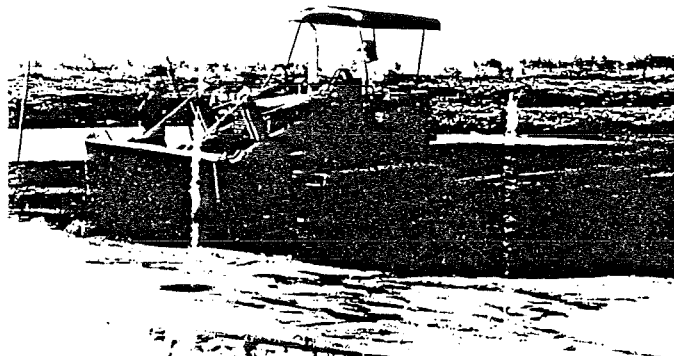
De probabilistische som is dus niet alleen maar een berekening t.b.v. faalkans bepaling maar geeft ook inzicht in het voorkomen van zwakke schakels en kan richting geven aan nader onderzoek.

β	$\phi_N(\beta)$	β	$\phi_N(\beta)$
0,0	0,50	-3,5	$0,23 \times 10^{-3}$
-0,5	0,31	-4,0	$0,32 \times 10^{-4}$
-1,0	0,16	-4,5	$0,34 \times 10^{-5}$
-1,5	$0,67 \times 10^{-1}$	-5,0	$0,29 \times 10^{-6}$
-2,0	0,23	-5,5	$0,19 \times 10^{-7}$
-2,5	$0,62 \times 10^{-2}$	-6,0	$0,99 \times 10^{-9}$
-3,0	0,13		

Tabel. Verdelingsfunctie voor de standaard normale verdeling.

REINFORCING FABRICS UNDER
EMBANKMENTS ON SOFT SUB-SOILS
- A CALCULATION METHOD

Ir. P. Risseuw
Enka Industrial
Systems



Installation of the first layer of fill on top of Stablenka 200 (test embankment in Indonesia).

REINFORCING FABRICS UNDER EMBANKMENTS ON SOFT SUB-SOILS - A CALCULATION METHOD

Wim Voskamp, Paul Risseuw
Enka Industrial Systems, The Netherlands

Since 1975 many efforts have been made using models, test sections and instrumented actual projects to find out how and to what extent synthetic reinforcing materials can render a contribution towards the stability of embankments on soft sub-soil (a typical cross section is shown in fig.1.).

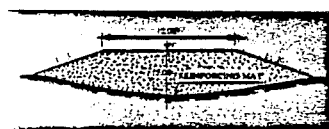


Figure 1.

Executed projects with reinforcing fabrics range from breakwaters to embankments under roads.

This article gives an overview of the calculation methods used with the design of these type of structures.

The calculation of the stability of these embankments can be done in two typical ways:

- the limit equilibrium method
- the finite element method

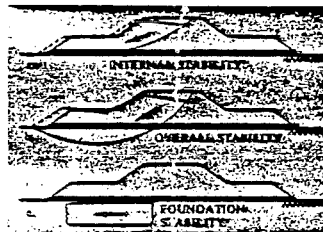
As the finite element method is very sophisticated and only some engineers have already enough experience with this type of design the simplified limit equilibrium method is mostly used.

This article explains the use of this limit equilibrium method.

In general three types of failure modes can be specified:

- a) Internal stability
- b) Overall stability
- c) Foundation stability

Figure 2



Normally the slope of the embankment is chosen in such a way that the internal stability of the embankment is assured.

Of course the bearing capacity of the subsoil itself must be sufficient to carry the load of the fill preventing pressing through of the fill in the sub soil.

A method to determine the bearing capacity of the sub soil is developed by Prandtl in 1921.

A useful table to determine the various parameters of this method has been made by Pilot (figure 3).

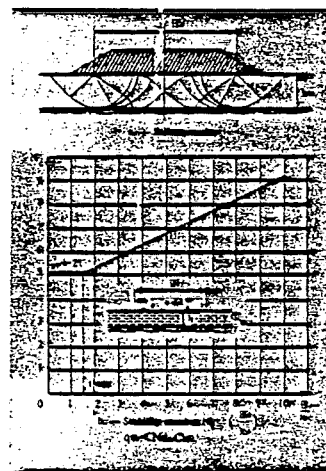


Figure 3.

G. Pilot bearing capacity calculation.

Enka Industrial Systems
Geotechnics

The thickness of the homogeneous low bearing sub-soil determines the circular sliding plane according to figure 6.

In this case it is assumed that the undrained shear strength in the top layer of the sub-soil is insufficient to resist the active earth pressure from the fill, so the embankment tends to deform horizontally, as shown in Figure 4.

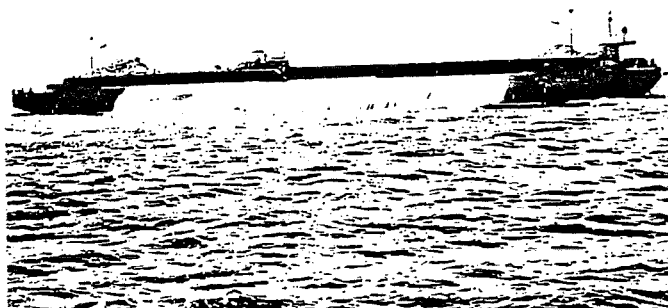

$$S_t = Pa_t$$

If an embankment on cohesive, undrained, unconsolidated sub-soil is constructed in a short time, the undrained

Breakwater Port Said, built on a Stabilenka 200 reinforcing fabric.



Placing of reinforcing fabric



If the sub-soil is fully saturated and pore water pressure is maximum, then $\phi = 0$, this results in

unconsolidated shear-strength of the sub soil (S_u) may be used for the calculation of the horizontal equilibrium.

$$Pa2 = \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2 \alpha - 2 \cdot Su \cdot h - q_{si} \cdot h$$

$$Pp = \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2 \alpha - 2 \cdot Su \cdot h - q_{si} \cdot h$$

To check if the shaded area is not fully squeezed-out the following equation must be compiled with

$$Pp - 2Su \cdot L > Pa2$$

The force in the fabric is $S2 = Su \cdot L$.

The internal stability of the shaded area must be checked. This is verified in figure 6.

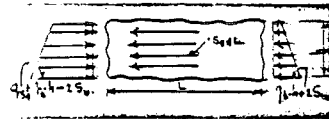


Figure 6

The resulting horizontal force on the shaded area must be withstood by the internal friction in the shaded area.

$$q_{si} = 4 \cdot Su \leq \frac{Su \cdot L}{h} \quad (\text{see fig. 3})$$

Failure of overall stability (sliding, figure 2b)

The calculation of the stability against sliding along a circular slip circle is based on the method of Bishop (figure 7).

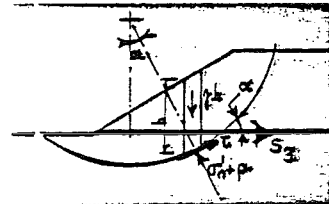


Figure 7

The factor of safety (F) according to this method is

$$F = \frac{\sum \frac{c + (\gamma h - p) \tan \phi}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi / F)}}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

For the introduction of the geotextile the calculation can be modified. Mostly computer programmes are used to execute these calculations.

The restoring moment due to the geotextile may be determined assuming that the fabric force acts tangential to the sliding plane at the point of intersection with the geotextile or parallel to the geotextile at this point.

Mostly the fabric is limited by

- 1) the ultimate strength of the fabric
- 2) the minimum force to pull the fabric out of the soil (loss of shear resistance along the fabric).

The actual force (S_1) is depending on the stress/strain characteristics of the fabric.

Combination of forces

When we combine these forces in the fabric and plot them on the places where they exist, we find a line of required forces in the fabric.



Construction of an embankment in Hong Kong, 1982.



Placing of Stablenka 200 reinforcing fabric, Hong Kong 1982.

Based upon the required safety factors a minimum needed fabric force line can be plotted. This line should be lower than the available fabric force (figure 8).

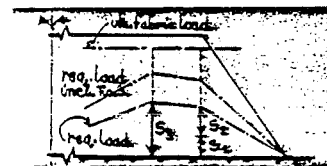


Figure 8

Reinforcing fabrics

In some cases the time that the fabric force is needed is only limited e.g. in case of temporary structures, but mostly the fabric must keep its reinforcing capacities for a longer period. In case of an embankment on soft sub soil the required force must be available during most of the consolidation process, this means sometimes some years. If the shear resistance of the soil is increased the required force decreases and

after some years the fabric reinforcement is not necessary anymore.

When a fabric has a high creep factor, so becomes under a continuous loading, the embankment will become instable after a short time. Therefore when the creep characteristics of the fabric are very important the required force must be available for a longer time.

The creep characteristics of the fabrics are determined by the type of polymer that is used for the yarns. The creep of polyester for example is less than 2% in two years compared to that of polypropylene which creeps more than 10% per year.

Further the stress/strain behaviour of the fabric is important. When the elongation is too much or when the strength is low, no reinforcing of the soil is achieved because the deformations are too large or the ultimate strength is achieved too fast.

Figure 9 gives the lines connecting the points of the ultimate strength of various fabrics with different polymers.

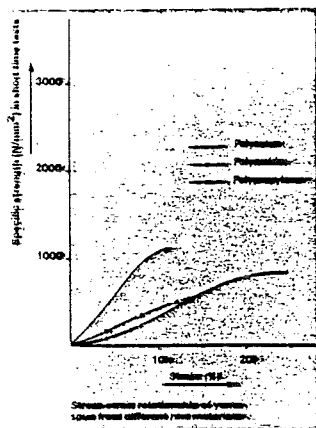


Figure 9
Ultimate strength/strain points of various fabrics made of different polymers.

When the creep is introduced in the stress/strain behaviour of the various polymer fabrics, it will be clear that if a reinforcing fabric is needed, which means a high strength (more than 200 kN/m) and a strain less than approx. 10% at break only polyester can be used. The creep of polypropylene is too much so the fabric cannot act as reinforcing fabric, although the strength level is acceptable (figure 10).

STABILENKA[®] which is high modulus polyester fabric produced by Enka bv is used in many projects all over the world as reinforcing fabric.

The stress/strain characteristics of this fabric comply with the necessary requirements (figure 11).

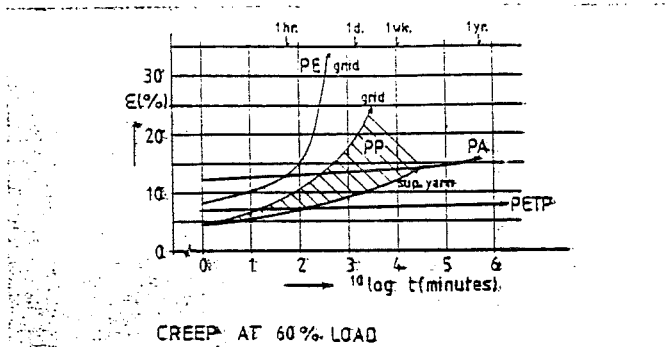


Figure 10 Typical stress/strain data for various fabrics

The construction of test embankments for several projects has proved that this calculation method is reliable and that the use of reinforcing fabrics for the increase of the stability of embankments and to speed up the construction of it, is a very interesting option.

• CII 1984

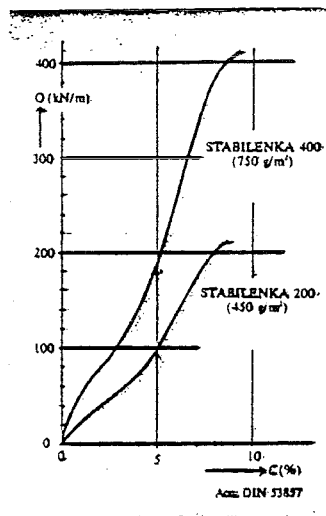


Figure 11

Comparison of Predicted and Observed Behaviour of Two Test Embankments

R. K. Rowe and K. L. Soderman

Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London,
Ontario N6A 5B9, Canada

ABSTRACT

The results of finite element analyses of two test embankments, one geotextile reinforced the other a blank control section, are compared with field observations and the results of a simple limit equilibrium analysis. The results of both types of analyses indicate good agreement between predicted and observed failure heights. The geotextile reinforcement was found to significantly increase embankment stability for this case. The finite element analysis provided useful information concerning the development of plastic failure within the soil and the deformations which occurred as tension developed in the reinforcement. It is suggested that this information, which is not provided by simple limit equilibrium analysis, may be essential to the safe design of reinforced embankments.

1. INTRODUCTION

In October 1979, two test embankments were constructed on a soft 3 to 3.5 m thick clay-peat deposit located in the vicinity of Highway 6 at Almere in The Netherlands. The tests were performed with the objective of assessing the effect of geotextile reinforcement upon the stability of embankments on soft soil.¹ Failure of the reinforced sandfill occurred when it had been constructed to a nominal height 2.75 m above original ground whereas the corresponding height for the unreinforced fill was 1.75 m (see Figs 1 and 2). The field observation for these two test sections together with limited soils data were reported in 1981.¹

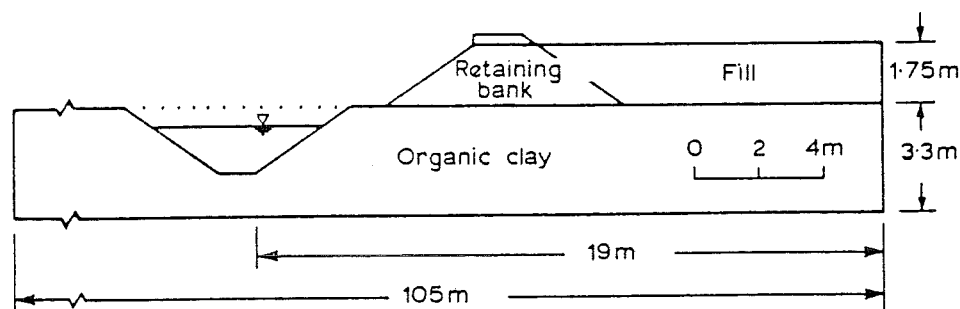


Fig. 1. Blank section geometry.

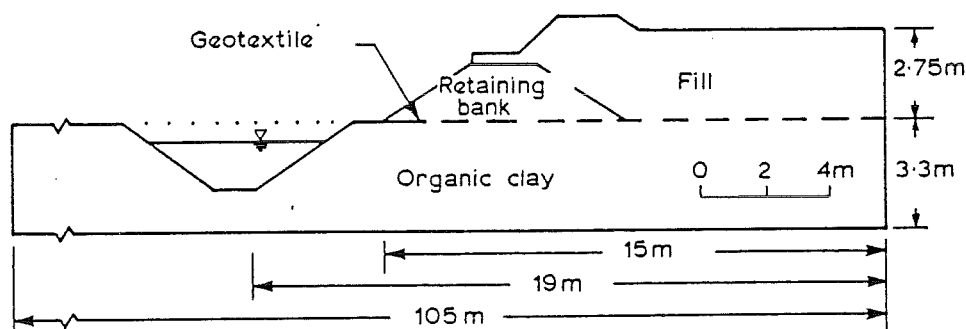


Fig. 2. Reinforced section geometry at reference line I.

In this paper, the results of a detailed finite element analysis of these two test embankments will be compared with both field observation and the results of simplified analyses. The implications for design using geotextiles will then be discussed.

2. CONSTRUCTION OF THE TEST SECTIONS

The construction and performance of the test sections have been reported in detail in the SCW report¹ and will only be briefly summarized here. To ensure that the embankments could be brought to failure, a ditch was constructed as shown in Figs 1 and 2. The excavated material was used to form a boundary bank which would retain the fill material. At one location, the construction of the boundary bank alone caused failure and a second section had to be selected for the unreinforced embankment.

Both the unreinforced section and the reinforced section had a length of 60 m. In the reinforced section, Stablenka 200 polyester reinforcing mat was laid in 25 m lengths in the transverse (load carrying) direction.

The fabric was placed prior to construction of the clay retaining bank and extended to the outer toe of this bank. The fabric was instrumented with two rows of 10 strain gauges (referred to as reference lines 1 and 2). After completion of the retaining bank, fill was placed hydraulically until failure occurred. The elapsed time between the beginning of filling and collapse was 25 and 6 h for the reinforced and blank sections, respectively.

3. METHOD OF ANALYSIS

The Almere test embankments were analysed using a plane strain nonlinear elasto-plastic soil structure interaction analysis program (EPSSIA) which is based on the general soil structure interaction technique proposed by Rowe *et al.*²

The soil was idealized as a nonlinear elasto-plastic material with a Mohr–Coulomb failure criterion and a nonassociated flow rule (see ref. 3 for details). The geotextile was treated as a structural membrane with a linear axial stiffness and negligible flexural rigidity. Provision was made for slip between the geotextile and the soil above and/or below the geotextile. At each point on the interface, the displacement of the soil and geotextile were compatible until the shear stress reached the shear strength defined by a Mohr–Coulomb criterion at the interface. Once the shear strength was reached, slip (i.e., differential tangential displacement between the soil and geotextile) occurred at this location. For each geotextile node, there was a soil node above and a soil node below the geotextile. Thus slip could occur independently above and/or below the inclusion.

4. NUMERICAL DETAILS

The finite element mesh used to analyse the blank and reinforced sections involved 1208 and 1274 constant strain triangular elements respectively. The boundaries were located as shown in Figs 1 and 2. In both cases, the lateral boundaries were taken to be smooth rigid. The base was assumed to be rough rigid although the interface shear stresses between the clay and the base were not permitted to exceed the shear strength of the soil.

The numerical construction sequence simulated, as nearly as possible,

the field construction sequence, including the ditch excavation and placement of the clay retaining bank. Construction of the reinforced and blank sections was simulated using 8 lifts and a total of 100 load steps, and 6 lifts and a total of 60 load steps respectively.

5. SELECTION OF PARAMETERS

5.1. Soil properties

The embankments were constructed on organic clay which typically extended to a depth of 3.3 m and was underlain by dense sand. The short time to failure, together with the fact that no pore pressure dissipation was observed would suggest that undrained failure occurred within the clay. On the basis of cone penetration data,¹ the undrained shear strength of the organic clay was determined to be 8 kPa.

The investigators at Almere did not report any data relating to the Young's modulus of the clay. On the basis of empirical correlations with data for other clays having similar void ratio and shear strengths, the undrained Young's modulus of the Almere clay was estimated to be 1 MPa ($E_u/c_u \approx 125$ where E_u is the undrained modulus of the soil and c_u is the undrained cohesion of the soil). Poisson's ratio for undrained loading was assumed to be 0.49.

The initial stress state in the organic clay was defined by a saturated unit weight of 13 kN/m³, $K_0 = 0.5$ and a watertable at 1.6 m below original ground surface.

The stiffness of a granular material may be approximately represented in terms of Young's modulus which is a function of stress level. Several investigators have related Young's modulus to the minor principal stress, σ_3 , by Janbu's equation:

$$E/P_a = K(\sigma_3/P_a)^n$$

where K and n are experimentally determined parameters and P_a is atmospheric pressure.

The reported bulk unit weight of the fill was 18 kN/m³ which is consistent with a loose to medium sand having a friction angle of 30 to 35°. Based on empirical correlations with similar sand³ ϕ , K , n were taken to be 33°, 66 and 0.5 respectively. Poisson's ratio was assumed to be 0.35 and a dilatancy angle of zero was adopted.

The pore pressure distribution within the fill during hydraulic filling is uncertain. To bracket the probable situation, two limiting cases were considered; namely that of a perched watertable at the level of the fill up to, but not exceeding, the height of the clay retaining bank; and that of no pore pressure at all within the sand.

5.2. Geotextile and soil-geotextile properties

The stress-strain curve for Stabilenka 200 is shown in Fig. 3. Based on these data, the secant modulus of the geotextile over the appropriate stress range is 2000 kN/m. Creep may reduce this value to some extent. Using the data given in Fig. 4, the modulus was adjusted for the creep which would occur over a 25 h period at an average load of 40 kN/m. The adjusted modulus, E_f , used in the analysis was 1900 kN/m.

No data were available regarding the interface shear properties of the soil and geotextile used at Almere. Interface shear tests performed on similar geotextiles indicate that the fill-geotextile friction angle is approximately the same as the angle of internal friction for loose to medium sand. Similarly, tests on the interface properties between

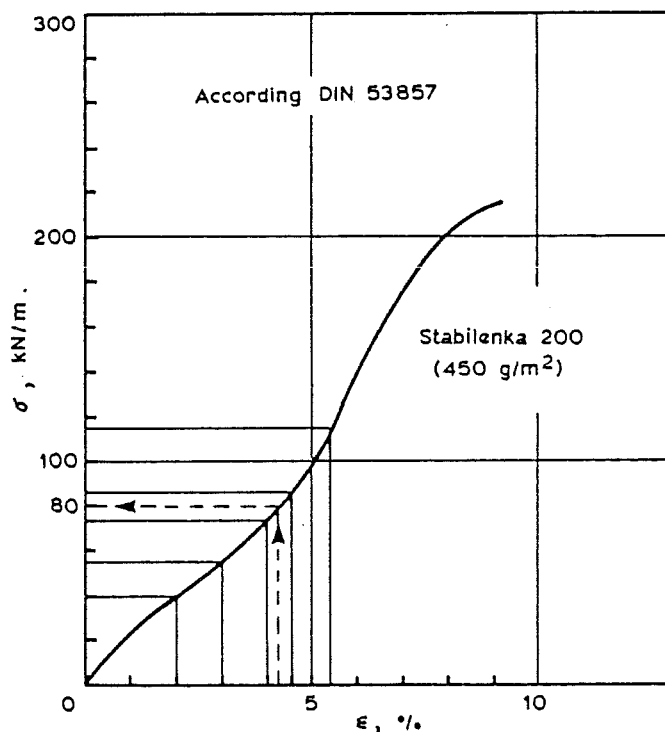


Fig. 3. Stress-strain relationship for reinforcing fabric.¹

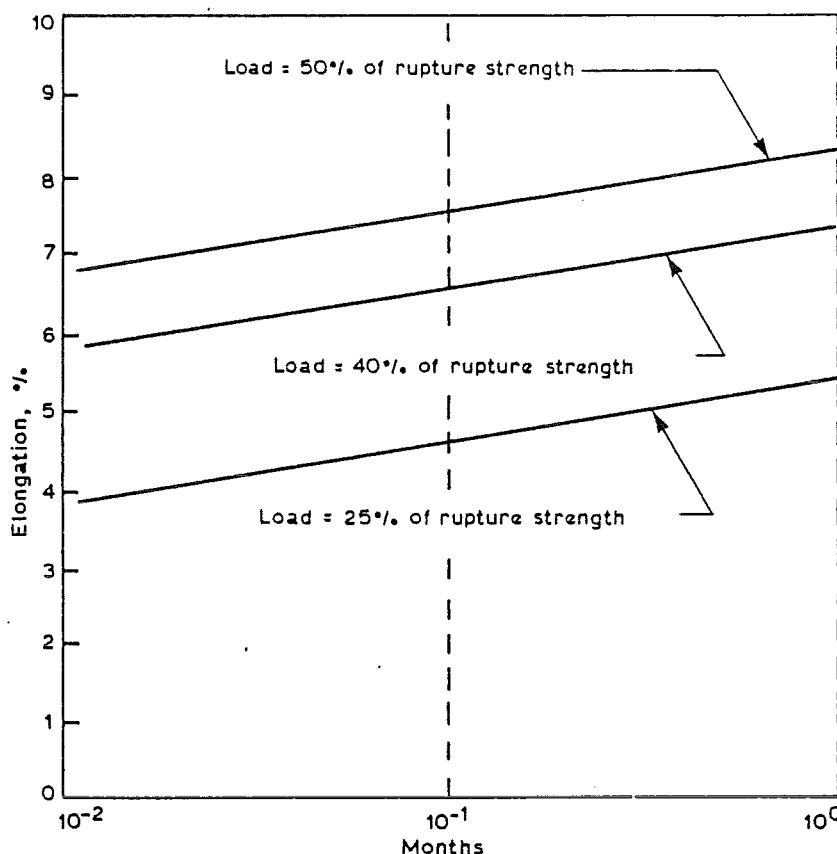


Fig. 4. Creep behaviour of Stablenka 200 under continuous stress at different loads.⁴

geotextile and soft clay indicate an interface shear strength close to that obtained for the soil alone. This would set an upper limit of approximately 8 kPa for the shear strength of the fabric-clay interface. To bracket the probable field conditions, analyses were performed for values of the clay-fabric interface strength equal to 5 kPa and 8 kPa.

6. DISCUSSION OF THE OBSERVED AND PREDICTED BEHAVIOUR

6.1. Unreinforced (blank) section

In finite element analyses, collapse of an embankment is indicated when (i) a small increment in load gives a very large increase in the deformation of the embankment; and (ii) the mode of deformation and the plastic region indicate the presence of a failure mechanism. The mode of deformation is given by a 'velocity field' such as that shown in Fig. 5(a).

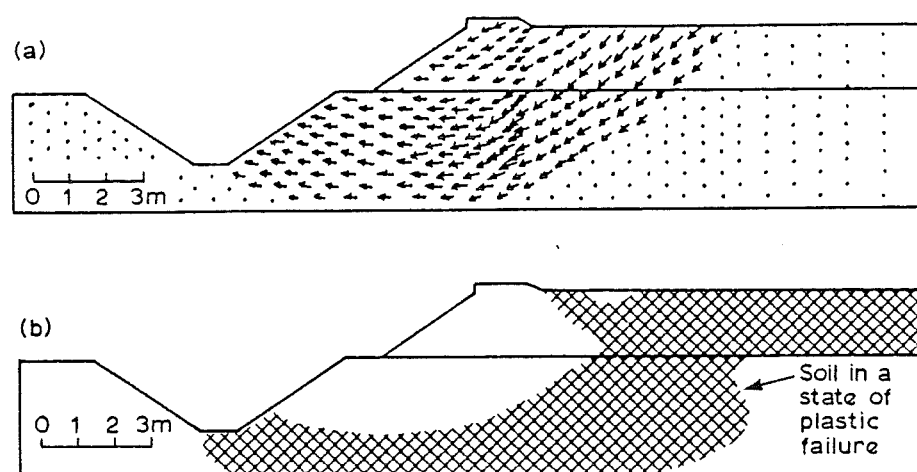


Fig. 5. (a) Velocity field at an embankment height of 1.8 m: perched watertable in the fill; (b) Plastic region at an embankment height of 1.8 m: perched watertable in the fill.

The arrows in the velocity field show the direction and the relative magnitude of the soil displacements caused by a small increment in load. The cross-hatched region in Fig. 5(b) shows where the soil has reached its shear strength and is in a state of plastic failure. Superimposing Fig. 5(a) onto Fig. 5(b) would indicate the presence of a failure mechanism involving a rotational failure through the toe of the slope and tangent to the base stratum.

The results shown in Figs 5(a) and (b) are for the unreinforced section assuming a perched watertable in the fill. The fill height versus toe displacement relationship indicated a dramatic increase in displacement at a height of 1.8 m which, together with the velocity field and plastic regions shown in Figs 5(a) and (b), indicate embankment collapse at a fill height* of 1.8 m. This is very close to the observed failure height of 1.75 m.

The displacements and plastic region obtained assuming zero pore pressure in the fill for a fill height of 1.8 m (see Fig. 6) indicated that under these conditions the embankment would be close to, but not at, collapse. For this case the predicted collapse height was 1.92 m. These results would suggest that the field conditions were more likely to correspond to

*The height of fill depends upon the position where it is measured (see Fig. 1). The minimum distance between the ground surface and the top of the fill was 1.75 m. The maximum distance was 2 m. The corresponding distances for the reinforced embankment were 2.75 m and 3 m. In this report the minimum height will be adopted as the nominal height.

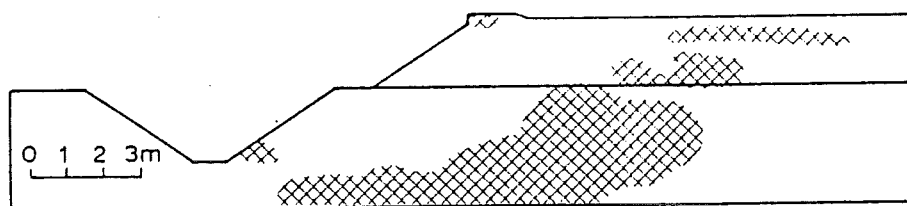


Fig. 6. Plastic region at an embankment height of 1.8 m: no pore pressure in the fill.

the perched watertable case than to the zero pore pressure case for the sandfill. Depending upon which limit is considered, the difference between the predicted and observed failure height ranges from 3% to 10%.

6.2. Fabric reinforced section

The reinforced embankment experienced a relatively ductile failure at a height of 2.75 m after 25 h of sand filling. This is in marked contrast to the rapid failure of the unreinforced section at a corresponding height of 1.75 m. Local variations in soil properties may have been a contributing factor to the different behaviour of the two embankments. However, it seems likely that the geotextile was the major contributing factor to the differences in observed behaviour.

The observed strains at three locations in the geotextile are shown in Figs 7, 8 and 9. Construction of the clay retaining bank, prior to placing the hydraulic fill, appears to have induced initial strains slightly in excess of 1%. These strains remain relatively constant until the fill reaches a height of 1 m. There is a gradual increase in fabric strain with increasing fill height between 1 and 2 m, and a rapid increase in strain for fill heights in excess of 2 m. At a fill height of 2.75 m, the observed strains reach a peak and then reduce to some extent during failure.

The results of analyses performed for the limiting cases of a perched watertable and no pore pressure in the fill, assuming a clay-fabric interface strength of 5 kPa, are summarized in Figs 7 to 13. The theoretically determined strains, given in Figs 7 to 9, exhibit the same general trends as the observed strains except for the fact that the theory consistently underpredicts the strains by an amount approximately equal to the difference between the predicted and observed initial strains in the fabric prior to placing the sandfill. It would appear that the actual construction procedure adopted in forming the clay bank resulted in an additional prestraining of the fabric by about 1%.

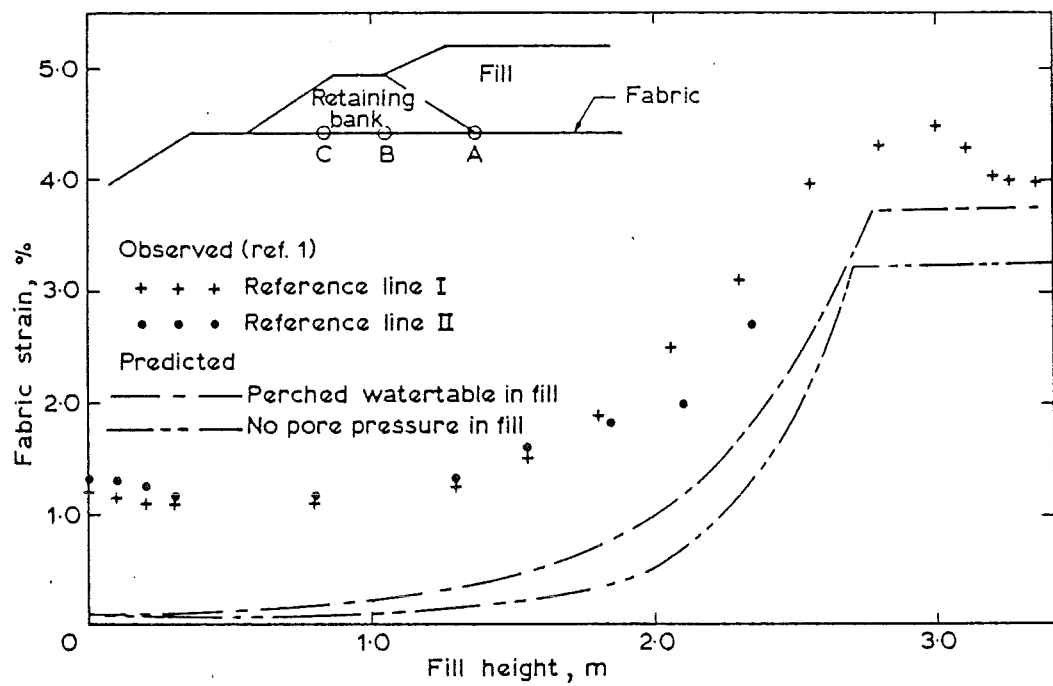


Fig. 7. Comparison of predicted and observed fabric strains at strain gauge location A (fabric-clay interface strength = 5 kPa).

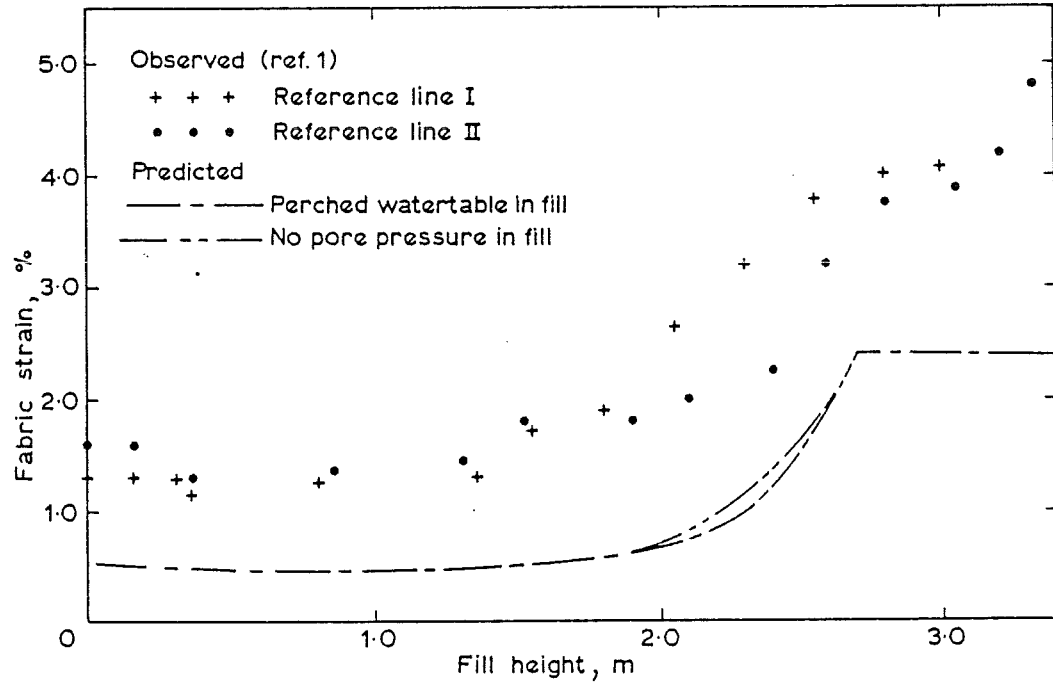


Fig. 8. Comparison of predicted and observed fabric strains at strain gauge location B (fabric-clay interface strength = 5 kPa).

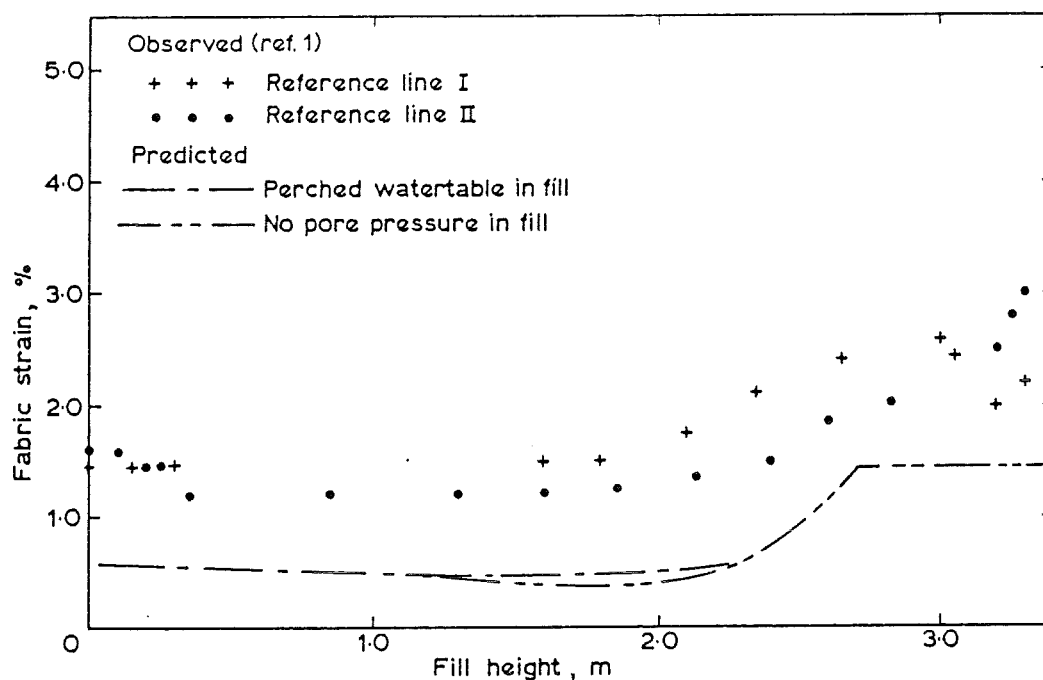


Fig. 9. Comparison of predicted and observed fabric strains at strain gauge location C (fabric-clay interface strength = 5 kPa).



Fig. 10. Plastic region at an embankment height of 1.8 m: perched watertable (fabric-clay interface strength = 5 kPa).

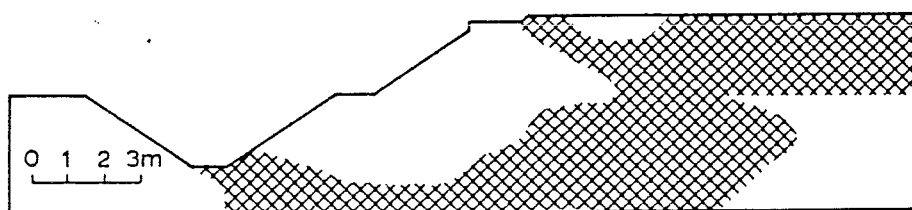


Fig. 11. Plastic region at an embankment height of 2.05 m: perched watertable (fabric-clay interface strength = 5 kPa).

The analysis indicates that for fill heights less than 1 m, the clay is largely elastic and the lateral deformations are small. As the fill is increased from 1 m to 2 m, there is extensive plastic failure within the clay. Growth of the plastic region gives rise to increases in lateral and

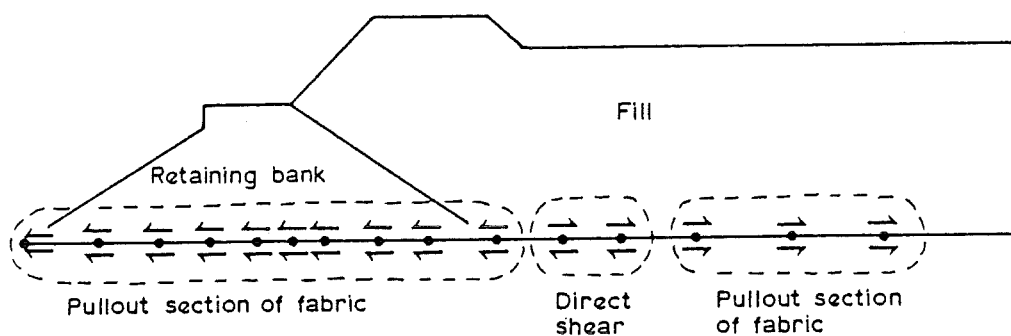


Fig. 12. Direction of shear stresses between soil and fabric.

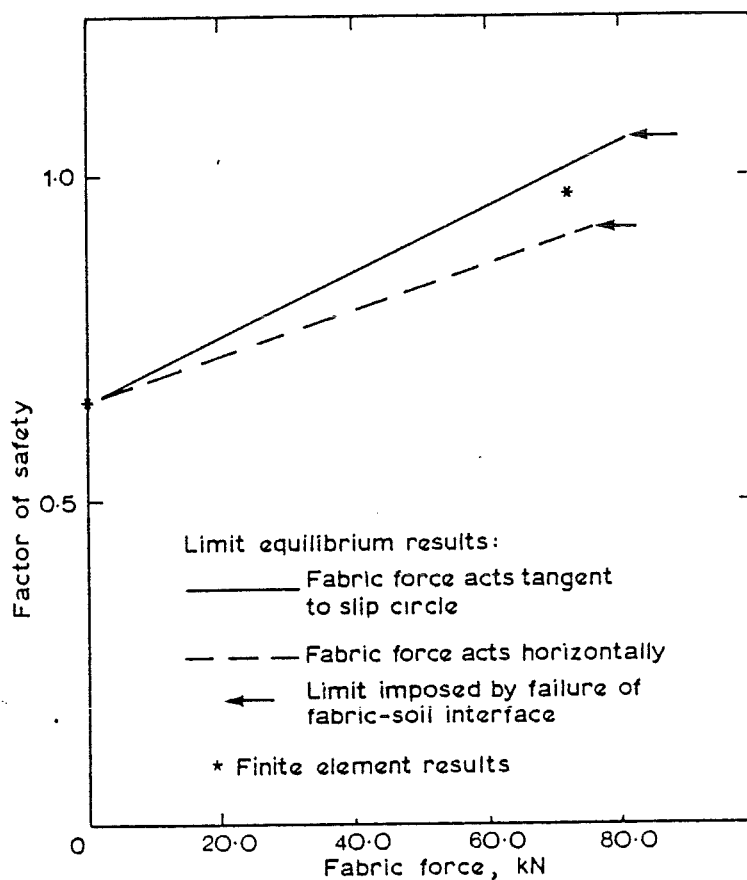


Fig. 13. Factor of safety versus mobilized fabric force for perched watertable in fill (fabric-clay interface strength = 5 kPa).

vertical deformations which are reflected by increased strain in the fabric. At a given height, the geotextile reduces plasticity within the soil. For example, in the unreinforced case the analysis predicted failure at a fill height of 1.8 m (see Fig. 5). At the same height in the reinforced embankment the displacements are smaller and, as shown in Fig. 10, the plastic region is not contiguous.

The results of an analysis with a perched watertable indicate a contiguous plastic region in the soil at a fill height of 2.05 m (see Fig. 11). This is approximately 15% higher than the corresponding height for the unreinforced embankment. The development of a contiguous plastic region represents the first stage of collapse for the embankment; the embankment is now completely dependent upon the geotextile for the support of additional fill. Further fill is added until, at a height of 2.66 m, the geotextile-soil interface strength is reached over a significant length of the fabric and the geotextile cannot sustain any additional load. This corresponds to the limiting strain shown in Figs 7, 8 and 9. Continued filling results in very large deformations. The theory predicts collapse at a fill height of 2.66 m. In the analysis, the interface properties which were adopted did not permit strain softening. However, it is suspected that some strain softening did occur in the field and this may explain the observed reduction in strain which occurred during failure.

Figure 12 indicates the directions of the shear stresses acting between the soil and fabric. The portion of geotextile beneath the retaining bank is providing anchorage to resist the tensile forces in the fabric being developed at the critical section. Beneath the retaining bank, the shear stresses exerted by the soil onto the fabric are in the same direction on both sides of the fabric. Failure of the embankment occurs when these shear stresses reach the limiting interface shear strength and pullout of the fabric from the soil occurs. The portion of the fabric just inside the retaining bank is experiencing direct shear; the shear stresses imposed by the soil on one side of the fabric are in the opposite direction to the shears imposed by the soil on the other side of the fabric. This position corresponds to the location of the critical failure zone and represents the point of maximum tension within the geotextile. To the right of the critical zone, there is a second region where the soil provides anchorage to the fabric. Again, the fabric is tending to be pulled out of the soil although pullout does not actually occur in this region since the available shear resistance to the right of the critical zone exceeds that available to the left of the critical zone (i.e., beneath the retaining bank, see Fig. 12).

Since complete collapse is dependent upon failure of either the fabric or the soil-fabric interface, the parameters defining these two potential modes of failure are of considerable importance. In this particular case, the fabric had a very high modulus and tensile strength, and collapse appears to have been controlled by failure of the clay-fabric interface

beneath the retaining bank. Limiting the available shear strength to a value of 5 kPa in this region results in a slight underprediction of the observed failure height. This value is considered to represent a lower limit to the interface shear induced by placing the sand fill.

Analyses performed assuming a fabric-clay interface strength of 8 kPa considerably overestimated the failure height. Reasonable agreement between observed and predicted behaviour could only be obtained by assuming that the average shear resistance mobilized at the clay-fabric interface was in the range from 5 to 6 kPa. Some actual strength reduction may have occurred at the fabric-clay interface due to disturbance of the clay during construction. However, it is considered that this discrepancy between the in situ clay strength and the interface strength used to obtain good theoretical predictions is largely attributable to unpredicted residual interface shear stresses developed during construction of the clay retaining bank. The strains in the geotextile are an indirect indication of the magnitude of the interface shear stresses. The unpredicted component of the initial fabric strains, of approximately 1%, represents 25% of the failure strain. It may be inferred that approximately 25% of the available interface shear strength was used in resisting these residual interface forces and this implies an actual interface shear strength of between 7 and 8 kPa.

An analysis was also performed for the limiting case assuming no pore pressure within the sand. As might be anticipated, the increase in fill shear strength reduces the fabric strains at a given fill height (see Figs. 7, 8, 9), increases the height of fill required to develop contiguous plasticity to 2.25 m and increases the height at which fabric pullout and collapse occurs to 2.73 m.

7. LIMIT EQUILIBRIUM ANALYSIS

Several investigators^{5, 6} have modified limit equilibrium techniques to include the effect of geotextiles (although the precise details of the modification differ). For purposes of comparison with the finite element results and the observed behaviour, the authors also modified a conventional simplified Bishop limit equilibrium program. This program (FABISH) includes the following features:

- (i) the restoring moment due to the geotextile may be determined assuming that the fabric force either acts parallel to the original

geotextile position (i.e. horizontally) or tangential to the slip circle at the point of intersection between the slip circle and the geotextile;

- (ii) The fabric force is taken to be the minimum of: (a) the force mobilized at a user specified fabric strain, (b) the ultimate strength of the fabric,* (c) the minimum force required to pull the fabric out of the soil on either side of the potential slip circle* (this involves an integration of the available shear strength along the fabric-soil interface).

The results of a conventional stability analysis of the unreinforced embankment are compared with the finite element results in Table 1 for the limiting case of a perched watertable in the sand and zero pore pressure in the sand. In both cases, the finite element and limit equilibrium results agree to within approximately 5%. Assuming a perched watertable, the limit equilibrium and finite element results straddle the observed failure height and are sufficiently accurate for most practical purposes.

TABLE 1
Blank Section Predicted and Observed Results

<i>Assumption</i>	<i>Embankment failure height</i>		
	<i>Limit equilibrium</i>	<i>Finite element</i>	<i>Observed</i>
Perched watertable in fill	1.7	1.8	1.75
No pore pressure in fill	1.8	1.9	

The reinforced embankment was analysed for a range of assumed mobilized strains within the fabric as shown in Figs 13 and 14.

The stability analysis gives a linear increase in factor of safety with increasing mobilized fabric force until the limiting force is reached. The limiting force will depend upon the geotextile-soil interface properties and the location of the slip circle in question, and varies depending upon the method of calculating the factor of safety. In this particular case, the limiting force is controlled by pullout of the geotextile from the soil. The factors of safety deduced assuming this force acts at a tangent to the slip

*A factor of safety may be applied to both of these quantities.

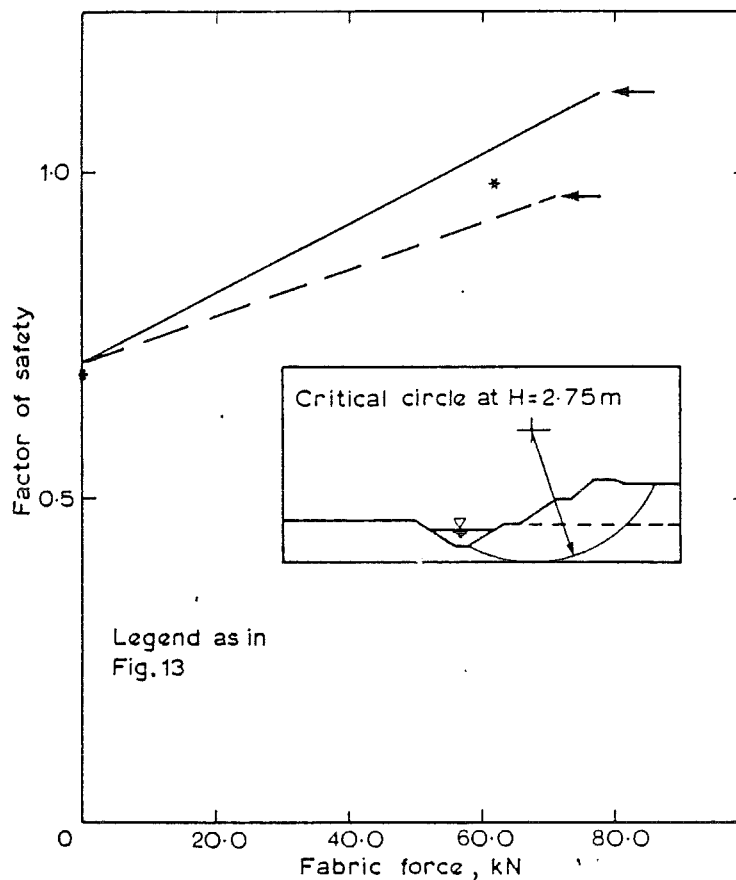


Fig. 14. Factor of safety versus mobilized fabric force for no pore pressure in the fill (fabric-clay interface strength = 5 kPa).

circle and horizontally are 1.06 and 0.92, respectively, for a perched watertable. The corresponding values for zero pore pressure in the fill are 1.12 and 0.96. The factors of safety determined from the limit equilibrium analysis bracket the corresponding finite element values of 0.97 and 0.98.

On the basis of these calculations, it would appear that for this case the limit equilibrium calculation assuming that the fabric force acts horizontally provides a reasonable, and conservative, prediction of the embankment collapse.

8. DISCUSSION

In this particular case, failure appears to have been governed by fabric pullout from the soil at a relatively low level of fabric strain (4–5%). Under these circumstances, both the finite element and limit equilibrium approach provided a good indication of the failure height of the

embankment. It is likely that these methods would provide good predictions for other geotextile reinforced embankments under similar conditions involving failure of the fabric-soil interface at low strain levels.

Other analyses performed by the authors⁷ indicate that predictions of embankment stability determined using a limiting force based on failure of the fabric or fabric-soil system may be quite unconservative under different circumstances. Frequently, the modulus of the fabric is sufficiently low that very large fabric strains would be developed (possibly of the order of 25–30%) before the limiting force is attained. In these cases, the embankment may often have failed even though the factor of safety based on limit equilibrium is greater than unity. Post peak strength loss at these large strains may further reduce the validity of calculations which assumed either an ideal rigid plastic or elasto-plastic material.

In addition to checking for failure of the fabric and the fabric-soil interface, it is recommended that the strain in the fabric should also be limited. The force mobilized in the fabric will depend upon the modulus and the allowable strain. The allowable strain will also depend upon the type of soil underlying the proposed embankment but on the basis of a limited number of cases studied to date, probably should not exceed 5% if the fabric is expected to play a significant reinforcing role. The choice of allowable fabric strains is particularly troublesome in limit equilibrium calculations since they provide no information regarding the size of the plastic region and the magnitude of the deformation under design conditions. Furthermore, previous experience relating embankment performance with the factor of safety may not be applicable to reinforced embankments on soft foundations.

The finite element technique has the advantage of providing an indication of the magnitude of the soil movements, the fabric strain and the plastic region under working conditions and at 'failure'. It is recommended that reinforced embankments should be designed such that there is no contiguous plastic region under working conditions. This may be somewhat conservative but is considered warranted in view of the potential problems associated with the time dependent behaviour of an embankment which is only being held together by the reinforcement. In the Almere case, this approach would limit the reinforced embankment height to less than 2.05 m and hence would imply a 'factor of safety' in excess of 1.34. For the same 'factor of safety' the maximum design height of an unreinforced embankment would be approximately 1.3 m.

9. CONCLUSION

The results of an analysis of both an unreinforced and a geotextile reinforced test embankment have been compared with the observed field behaviour. On the basis of this comparison it is concluded that:

- (1) both the finite element analysis and a simplified limit equilibrium analysis provide a good indication of the collapse height of these embankments;
- (2) both techniques indicate that the geotextile did significantly increase the stability of the embankment;
- (3) considerable caution should be used in applying these techniques to the prediction of collapse height for other reinforced embankments. It is suggested that there are common situations where both techniques may lead to unconservative predictions of collapse height unless consideration is given to both the development of plastic failure within the soil and the soil deformations which occur as the fabric force is mobilized;
- (4) the fabric force used in stability analyses should be limited to the minimum of: the available fabric-soil interface strength, or fabric tensile strength (both divided by an appropriate factor of safety), or the force corresponding to a maximum allowable strain within the fabric.

ACKNOWLEDGEMENT

The work described in this paper was funded by the Natural Science and Engineering Research Council of Canada under Grant No. A1007.

REFERENCES

1. Study Centre for Road Construction (SCW), *Stability of Slopes Constructed with Polyester Reinforcing Fabric*, Arnhem, The Netherlands (1981).
2. Rowe, R. K., Booker, J. R. and Balaam, N. P., Application of the initial stress method to soil-structure interaction. *Int. J. Num. Methods in Eng.*, **12** (1978) 873-80.
3. Rowe, R. K., Reinforced embankments: analysis and design. *J. Geotech. Eng., ASCE*, **110** (1984) 231-46.

4. Risseeuw, P., Mechanical properties of Stablenka reinforcing fabrics subjected to long-term loads, *Enka Information IEN 9427*, Arnhem, The Netherlands (1982).
5. Fowler, J., Theoretical design consideration for fabric reinforced embankments. *Proc. Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas*, **2** (1982) 665-70.
6. Jewell, R. A., A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations. *Proc. Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas*, **2** (1982) 671-6.
7. Soderman, K. L., The design of embankments on soft soils, *Ph.D. Thesis, University of Western Ontario* (in preparation).

VOORLOPIGE RICHTLIJNEN, EISEN
EN KEURINGSMETHODEN VOOR DE
TOEPASSING VAN GEOTEXTIELEN
ONDER STEENFUNDERINGEN

Rapport werkgroep G2
Studie Centrum
Wegenbouw

STUDIE CENTRUM WEGENBOUW

VOORLOPIGE RICHTLIJNEN, EISEN EN
KEURINGSMETHODEN VOOR DE TOEPASSING VAN
GEOTEXTIELEN ONDER STEENFUNDERINGEN

CONCEPT-VERSIE

RAPPORT WERKGROEP G2

SEPTEMBER 1984

Inhoud:

blz.:

Inleiding

DEEL I THEORIE

I.1.	Toepassingsgebied	1
I.2.	Gevolgdde werkwijze	1
I.3.	Functies en bijbehorende eigenschappen	3
I.3.1.	Scheiding	3
I.3.2.	Filter	5
I.3.3.	Membraanwapening	7
I.3.4.	Horizontale wapening	9
I.3.5.	Klankbodemfunctie	12
I.3.6.	Zijdelingse drainage	12
I.4.	Reken- of ontwerpmethoden, eisen en testmethoden	15
I.4.1.	Scheiding	15
I.4.2.	Filter	23
I.4.3.	Membraanwapening	27
I.4.4.	Horizontale wapening	45
I.4.5.	Klankbodem	46
I.5.	Literatuur	47

Inhoud: (vervolg)

blz.:

DEEL II SELECTIE PROCEDURE

II. 0. Algemene procedure	1
II. 1. Overzicht	2
II. 2. Vaste parameters (uitgangspunten)	5
II. 3. Variabele parameters	5
II. 4. Ontwerpprocedure	6
II. 5. Vervangende aslast	8
II. 6. Spreidingsfactor aggregaat	9
II. 7. Ongeïndraineerde schuifsterkte ondergrond	10
II. 8. Wapening	11
II. 9. Scheiding	21
II.10. Filter	24
ONTWERPBLAD	25

Inleiding

In dit rapport wordt een aantal voorlopige richtlijnen gegeven voor de toepassing van geotextielen onder steenfunderingen met de bijbehorende eisen die aan de geotextielen moeten worden gesteld. Tevens wordt een aantal keuringsmethoden gegeven, waarmee kan worden nagegaan of de geotextielen aan de gestelde eisen voldoen.

Het rapport is gebaseerd op de huidige inzichten van de leden van de SCW-werkgroep G2. Het rapport loopt in feite vooruit op het eindresultaat van een gericht onderzoek dat de werkgroep heeft geïnitieerd om tot meer definitieve richtlijnen te komen.

De dringende reden voor deze procedure wordt gevonden in de in de praktijk aangetroffen verwarrende situatie rond besteksvoorschriften ten aanzien van geotextielen en in de behoefte aan meer inzicht die er op dit gebied bestaat.

Het rapport bestaat uit twee gedeelten:

- I. Een meer theoretisch gericht gedeelte, waarin de voorlopige richtlijnen, eisen en keuringsmethoden worden afgeleid en onderbouwd.
- II. Een meer praktisch gericht gedeelte, waarin de gebruiker met behulp van een aantal ontwerptabellen tot een verantwoord ontwerp kan komen en de mogelijkheid wordt geboden om bijbehorende richtlijnen, eisen en keuringsmethoden vast te stellen.

Het rapport is tot stand gekomen onder verantwoordelijkheid van Werkgroep G2 van het Studie Centrum Wegenbouw, die als volgt is samengesteld:

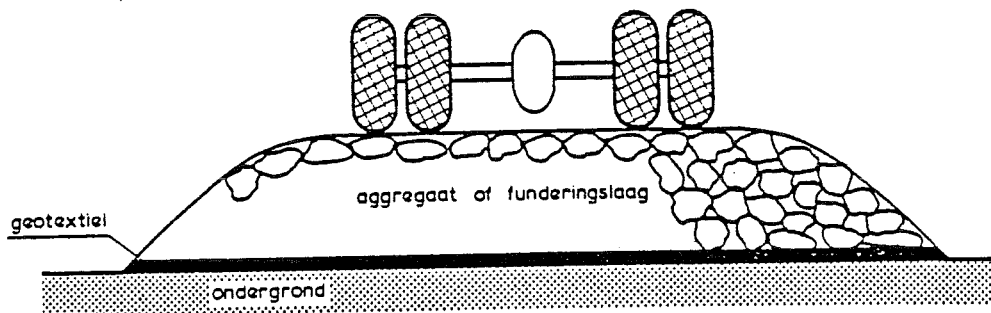
- ing. A.H. Verhagen, voorzitter
- ir. J.G. Bakker
- ir. C. van den Berg
- ir. J. Brakel
- ir. M.H.M. Coppens
- ing. G.N. de Groot
- ir. E. Janse
- ir. C.J. Kenter
- ing. M.A. Koldenhof
- ir. M.A. Maagdenberg
- ir. P. Risseeuw
- ir. G.M. Sluimer
- ir. J.J.M. van de Vring

DEEL I: THEORIE

I.1. Toepassingsgebied

De in dit rapport gegeven richtlijnen en specificaties hebben betrekking op de toepassing van een geotextiel onder de fundering van een weg zonder top laag op een weinig draagkrachtige ondergrond.

Hierin is tevens de bouw fase voorafgaande aan het aanbrengen van een top laag begrepen, indien deze bouw fase maatgevend is voor de dimensionering van de wegconstructie. Figuur 1 laat een doorsnede van een dergelijke weg zien.

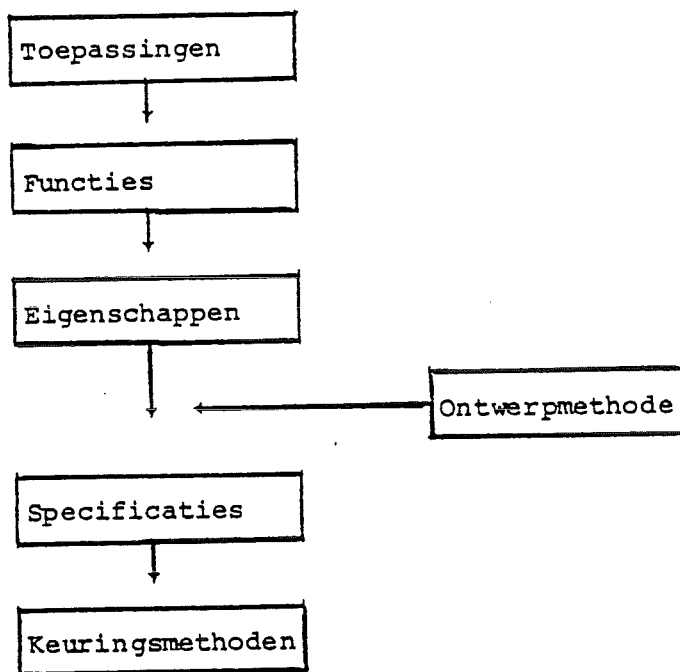


Figuur 1: Doorsnede beschouwde wegconstructie

De beoordeling van de totale wegconstructie, inclusief top laag, is buiten beschouwing gebleven. Dit is met name gedaan omdat enerzijds over een mogelijke wapenende werking van een geotextiel in wegen met top laag erg weinig bekend is en anderzijds verwacht kan worden dat het geotextiel bij een onvoltooide top laagconstructie het sterkst wordt aangesproken. Naast een wapenende werking kan een geotextiel in bovengenoemde wegconstructies ook een scheidende werking hebben. Hetgeen hierover wordt opgemerkt in dit rapport, kan eveneens gelden voor verharde wegen, met name wanneer de aggregaatlaag vrij dun is en de ondergrond een geringe draagkracht heeft.

I.2. Gevolgde werkwijze

De gevolgde werkwijze is weergegeven in onderstaand schema.



Figuur 2: Gevolgde werkwijze

Qua toepassingen beperkt dit rapport zich dus tot de voornoemde toepassing van een geotextiel onder de fundering van een weg zonder top laag of een weg in de bouw fase, wanneer de top laag nog niet aanwezig is. Binnen deze toepassing kan het geotextiel een aantal functies hebben, zoals scheiding, filtratie, membraanwapening, horizontale wapening, klankbodem bij verdichten en zijdelingse drainage.

Voor elk van deze functies is een aantal eigenschappen van het geotextiel van belang. Hier dienen, afhankelijk van de functie die het geotextiel moet vervullen, specificaties voor te worden opgesteld.

Dit is slechts mogelijk indien een ontwerp- c.q. rekenmethode voorhanden is, waarin de gezamenlijke werking van ondergrond, geotextiel en fundering onder invloed van de heersende belastingen wordt beschreven. Tot slot moet met behulp van een daarvoor geschikte keuringsmethode worden onderzocht of een aangeboden geotextiel aan de gewenste specificaties voldoet. Hiertoe zijn keuringsmethoden geselecteerd en beschreven.

I.3. Functies en bijbehorende eigenschappen

In dit hoofdstuk wordt een omschrijving gegeven van de functies die in het algemeen aan geotextielen in een wegfundering worden toegeschreven. Deze zijn: scheiding, filtratie, klankbodem bij verdichten, membraanwapening, horizontale wapening en zijdelingse drainage.

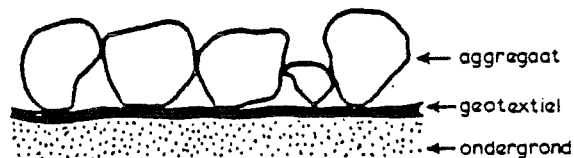
Naast de omschrijving van deze functies wordt ingegaan op de mogelijke positieve effecten ervan op het gedrag van de wegfundering, waarbij in het kort een oordeel over de relevantie wordt gegeven.

Voorts wordt aangegeven, welke eigenschappen van het geotextiel voor het vervullen van een bepaalde functie van belang zijn.

I.3.1. Scheidingsfunctie

Omschrijving:

Door de scheidingsfunctie wordt voorkomen dat de funderingslaag in de ondergrond dringt onder invloed van de belasting, die op de funderingslaag wordt uitgeoefend (zie figuur 3).



Figuur 3: Scheidingsfunctie

Relevantie:

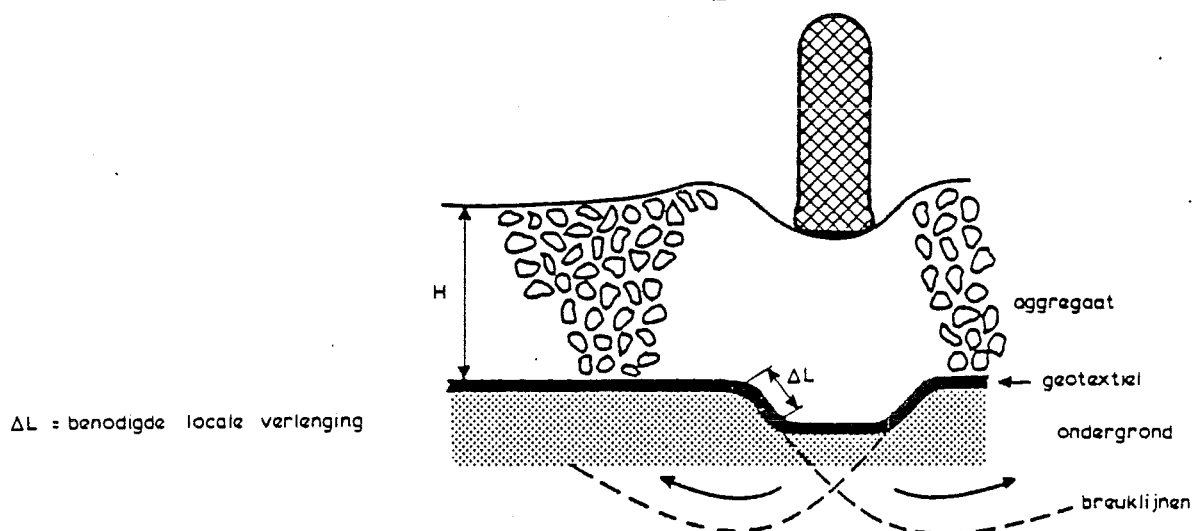
Dit is een zeer belangrijke functie die algemeen wordt erkend en ook aantoonbaar is.

Effect:

Het effect van de scheidingsfunctie moet vooral gezocht worden in het feit dat de oorspronkelijk gedimensioneerde aggregaatlaag ook werkelijk kan worden aangebracht en langer in de oorspronkelijke kwaliteit in stand blijft.

Relevante eigenschappen:

- Doorpunssterkte
Het aggregaat wordt onder invloed van de belasting met een bepaalde kracht in het geotextiel gedrukt. Het geotextiel moet een dusdanige sterkte hebben dat het aggregaat niet door het geotextiel heen wordt geponst.
- Uitscheursterkte
Als in het geotextiel door een of andere oorzaak een beschadiging of scheurtje is opgetreden, is het van belang dat het geotextiel niet verder uitscheurt, wanneer het wordt belast.
- Breuksterkte, breukrek, kracht-rekgedrag
Om de scheidingsfunctie naar behoren te kunnen blijven vervullen, is het van belang dat het geotextiel intact blijft bij vervormingen van ondergrond en aggregaatlaag. Deze vervormingen hebben, vooral bij een weinig draagkrachtige ondergrond en een geotextiel zonder wapenende werking, vaak een discontinu karakter. Dat wil zeggen, dat het gedeelte van de ondergrond onder de wielen wordt weggeperst, terwijl het naastliggende deel veel minder verplaatst. Er ontstaan zo grote locale zettingsverschillen (zie figuur 4).



Figuur 4: Locale zettingsverschillen en verlenging geotextiel

Eenzijds kan men dit benaderen als een wapeningsprobleem. Dat wil zeggen men kiest een geotextiel met dusdanige sterkte-eigenschappen dat de spoorvorming en het bezwijken van de ondergrond en de wegfundering wordt beperkt of voorkomen. Dit komt later aan de orde bij de membraanwapeningsfunctie. Anderzijds kan men het benaderen als een vervormingsprobleem.

Als er wel grote spoorvorming en bezwijken van de ondergrond en de fundering optreedt met grote locale zettingsverschillen, moet geëist worden dat het geotextiel het vermogen heeft om de benodigde verlenging te kunnen mobiliseren. Dus in feite moet het geotextiel bij kunnen trekken vanonder het aggregaat omdat geen enkel geotextiel in staat is een dergelijk grote rek over dergelijk kleine afstand te leveren. Aldus kunnen de zettingsverschillen door het geotextiel worden gevolgd zonder dat het scheurt. Dit vermogen tot bijtrekken neemt toe met het produkt van de ontwikkelde kracht en rek in het geotextiel.

Dit is nader toegelicht in hoofdstuk I.4.1. en in literatuur [18].

- **Kruip- en relaxatiegedrag**

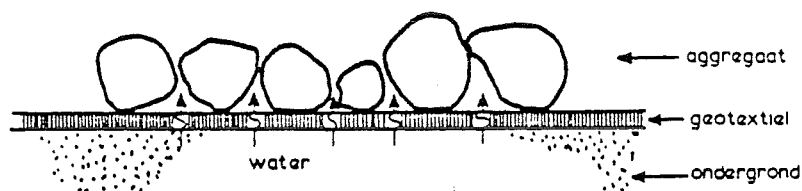
Daar, waar het kracht-rekgedrag van het geotextiel van belang is (bijvoorbeeld bij grote vervormingen van de ondergrond), is ook het kruip- en relaxatiegedrag van het geotextiel van belang. Indien bijvoorbeeld de spoorvorming bij iedere lastovergang enigszins toeneemt, wordt een geotextiel, dat niet kruipt en niet relaxeert voortdurend meer opgespannen, hetgeen remmend werkt op verdere toename van de spoorvorming. Indien echter de spanning uit het geotextiel wegrelaxeert of het geotextiel kruip vertoont, dan zal de spoorvorming blijven toenemen. Immers, de totale rek is bij het opnieuw bereiken van de benodigde spanning in het geotextiel groter geworden, hetgeen gevolgen heeft voor het hierboven genoemde "intact blijven" van het geotextiel.

I.3.2. Filterfunctie

Omschrijving:

De filterfunctie, die nauw verwant is aan de scheidingsfunctie, voorkomt dat fijne deeltjes uit de ondergrond in de wegfundering dringen, terwijl er wel water in en uit de fundering en ondergrond kan stromen (zie figuur 5).

Dit transport van fijne deeltjes wordt meestal veroorzaakt door hoge waterspanningen in de ondergrond als gevolg van de verkeersbelasting (zogenaamd "pompeffect").



Figuur 5: Filterwerking

Relevantie:

De filterfunctie is een belangrijke functie die algemeen wordt erkend.

Effect:

Fijne gronddeeltjes (slib en lutum) maken de fundering gevoelig voor vocht en vorst. Door te voorkomen dat fijne deeltjes in de fundering kunnen dringen, blijft de fundering, ook op lange termijn, even ongevoelig voor vocht en vorst als direct na aanleg van de weg.

Relevante eigenschappen:

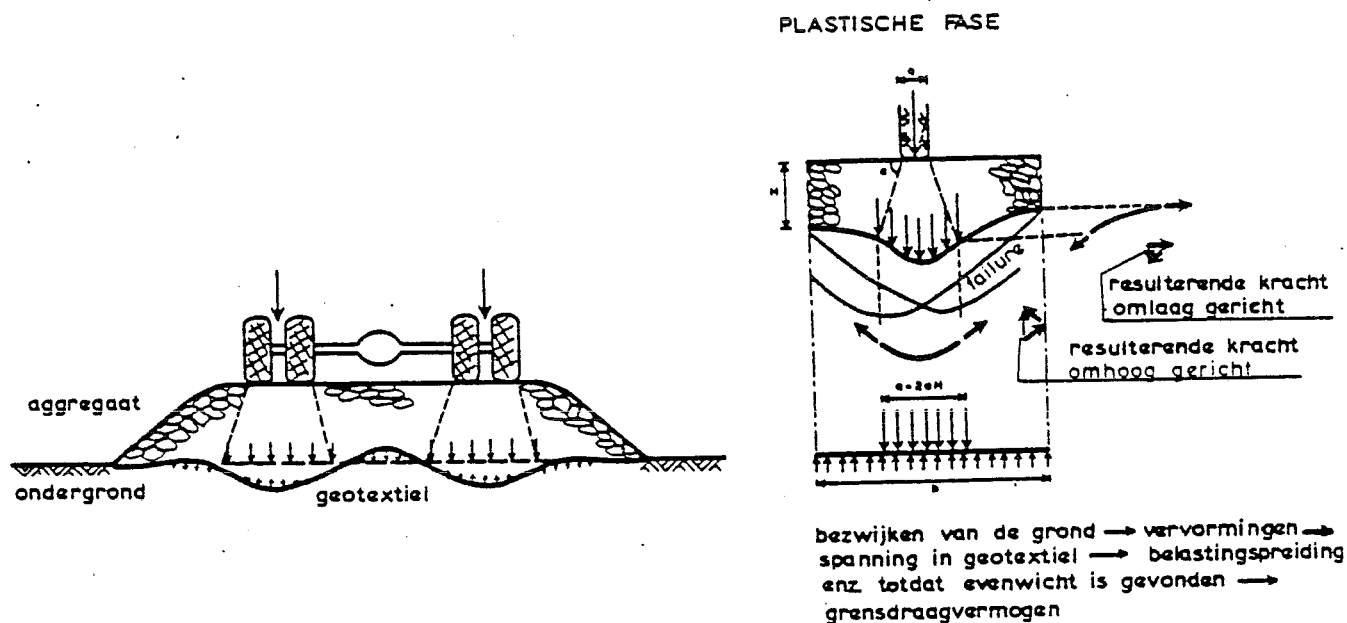
- Gronddichtheid
Om te voorkomen dat deeltjes uit de ondergrond door het geotextiel in de fundering dringen, moet de grootte van de openingen in het geotextiel afgestemd zijn op de diameter van deze deeltjes.
- Waterdoorlatendheid
Om te voorkomen dat er waterdrukken aan de onderzijde van het filter optreden, zal de waterdoorlatendheid van het geotextiel groter moeten zijn dan of gelijk moeten zijn aan de waterdoorlatendheid van de ondergrond. Dit geldt zowel op korte als op lange termijn. Daarom moet worden nagegaan of het geotextiel op lange termijn niet ontoelaatbaar dichtslaat.

I.3.3. Membraanwapeningsfunctie

Omschrijving:

De membraanwapeningsfunctie wordt gemobiliseerd bij een zekere spoorvorming en is daarom vooral van belang bij wegen op een zeer slechte ondergrond of na een groot aantal lastovergangen. Tijdens de spoorvorming wordt het geotextiel als een membraan uitgerekt. Door de verticale componenten van de spanningen die hierbij in het geotextiel ontstaan, wordt de verkeersbelasting over een groter gebied gespreid, zie figuur 6. De spoorvorming en daarmee de belastingspreiding door het geotextiel gaat zolang door totdat evenwicht is bereikt, dat wil zeggen tot de ondergrond de gespreide belasting zonder verdere plastische vervorming kan opnemen.

De membraanwapening is dus in feite vooral een wisselwerking tussen belasting, geotextiel en ondergrond.



Figuur 6: Membraanwapening

Relevantie:

De membraanwapening kan belangrijk zijn voor wegen zonder top laag op een weinig draagkrachtige ondergrond of voor de bouw fase van een weg waarin de top laag niet aanwezig is. Door membraanwapening kan spoorvorming sterk worden verminderd en is het in bepaalde gevallen mogelijk om een weg aan te leggen, waar dat anders niet kon.

De membraanwapening is in het buitenland zowel in de praktijk als in het laboratorium aangetoond (zie bijvoorbeeld Webster en Watkins [1], Webster en Alfors [2], Kinney [3]). In Nederland is één proefvak - het proefvak te Moordrecht - speciaal opgezet om membraanwapening aan te tonen (zie Kenter en Sellmeijer [4]). De overige proefvakken tonen - meestal door toepassing van te slappe en te zwakke geotextielen - de wapeningsfunctie niet erg duidelijk aan, hoewel een aantal (bijvoorbeeld het SCW proefvak Nieuwkerk a/d IJssel, zie lit. [5]) wel enigszins in die richting wijst.

Effect:

De voordelen van de membraanwapening zijn voornamelijk belastingspreiding, minder spoorvorming en de mogelijkheid tot reductie van de funderingsdikte. Daarnaast is het in een aantal situaties mogelijk om een weg aan te leggen met een geotextiel waar dat zonder geotextiel niet mogelijk zou zijn.

Relevante eigenschappen:

- Kracht-rekgedrag, stijfheidsmodulus, breuksterkte
Het effect van de membraanwapening is groter naarmate het geotextiel stijver is, dat wil zeggen naarmate bij geringere vervormingen hogere krachten worden ontwikkeld. De belastingspreidende werking is dan groter, waardoor bij een kleinere spoorvorming een evenwichtssituatie bereikt kan worden.
Daarnaast is ook de breuksterkte van belang, in die zin dat de in het geotextiel ontwikkelde krachten kleiner moeten zijn dan de breuksterkte.
- Kruip- en relaxatiegedrag
Het kruipgedrag is met name van belang voor doorgaande spoorvorming bij statische belasting, bijvoorbeeld een stilstaande vrachtauto. De relaxatie speelt meer bij permanente vervorming en spoorvorming een rol.

Als er geen relaxatie optreedt zal het geotextiel onder spanning blijven, ook na passage van de last. Hierdoor wordt de weg enigszins "voorgespannen". Als er wel relaxatie optreedt, zullen de spanningen in het geotextiel wegebben en zal een even grote lastspreidende "membraan"-werking pas weer bij een extra vervorming worden gemobiliseerd. Overigens kan het wegebben van spanningen uit het geotextiel ook worden veroorzaakt door relaxatie van de fundering en de ondergrond.

1.3.4. Horizontale wapeningsfunctie

Omschrijving:

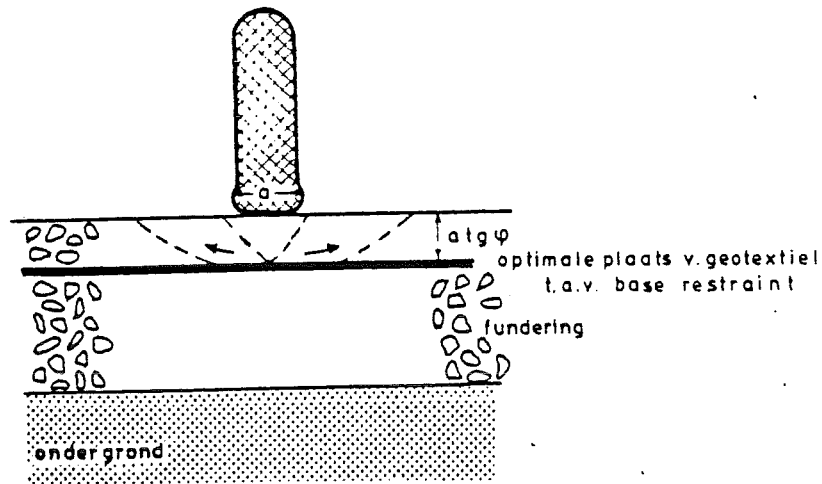
De horizontale wapeningsfunctie, in de internationale literatuur veelal aangeduid met "lateral restraint" is het tegengaan van zijdelingse beweging van funderingsmateriaal en ondergrond over het geotextiel. Het geotextiel houdt als het ware het funderingsmateriaal en de ondergrond bij elkaar door ontwikkeling van wrijvingskrachten tussen geotextiel en funderingsmateriaal enerzijds en tussen geotextiel en ondergrond anderzijds. Deze twee deeleffecten worden wel aangeduid met "base restraint" respectievelijk "subgrade restraint" (fig. 7a en 7b).

Er zijn slechts geringe vervormingen nodig om de benodigde wrijvingskrachten te mobiliseren, zodat het kracht-rekgedrag van het geotextiel minder van belang is. De horizontale wapeningsfunctie is in de literatuur onder anderen beschreven door Haliburton [6], Akinmuro [22], Ingold [23].

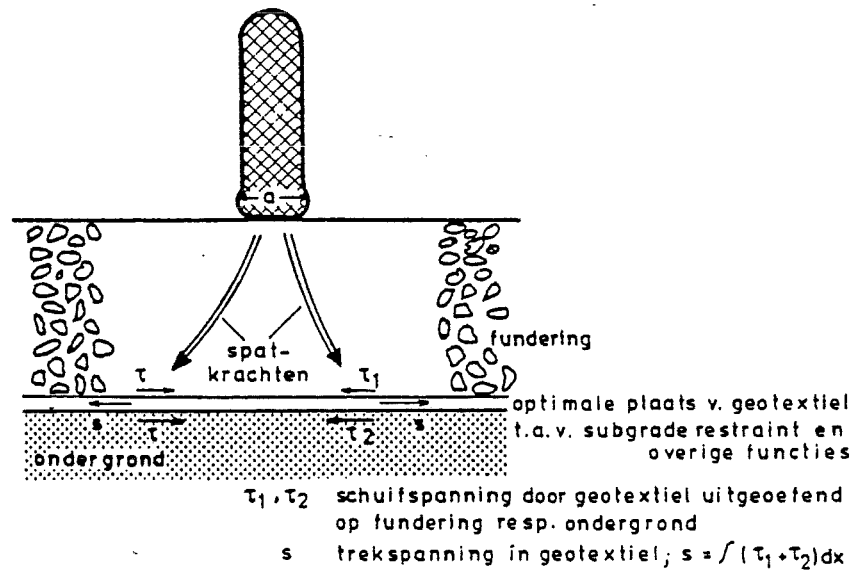
Relevantie:

De horizontale wapeningsfunctie komt vooral tot uiting bij een niet te slechte grondslag of een niet te zware verkeerslast. De ondergrond zal dan niet bezwijken, maar alleen enige deformatie vertonen.

Het bovengenoemde vrij sterke effect van de membraanwapening is dan nog niet tot ontwikkeling gekomen waardoor het minder sterke effect van de horizontale wapening zichtbaar kan worden.



Figuur 7a: Base restraint



Figuur 7b: Subgrade restraint

Verder wordt het effect van horizontale wapening ook zichtbaar bij slappe geotextielen met een geringe sterkte, omdat bij dergelijke geotextielen membraanwapening te verwaarlozen is.

In de praktijk en in laboratoriumopstellingen is het effect van horizontale wapening inderdaad ook gemeten, waarbij bleek dat het niet onbelangrijk kan zijn (zie onder andere Potter en Currer [7], Robnett et al [8] en Barenberg [9]).

Overigens is het hierboven beschreven mechanisme van horizontale wapening alleen nog maar een veronderstelling, die nog niet in detail door metingen is geverifieerd. Ook heeft men het fenomeen "horizontale wapening" niet kwantitatief kunnen onderbouwen met een rekenmethode.

Effect:

Het effect van horizontale wapening is, dat de ondergrond bij eenzelfde verkeerslast minder zwaar wordt belast, omdat het funderingsmateriaal de last beter spreidt. Bovendien vervormt de ondergrond bij eenzelfde belasting iets minder omdat het enigszins wordt vastgehouden door het geotextiel. Het gevolg is minder spoorvorming of een hogere toelaatbare verkeerslast, en voorts een stijver weggedrag. Dat kan ook zichtbaar worden na een groot aantal lastovergangen.

Het effect van base restraint wordt groter naarmate het geotextiel dichter bij de optimale diepte van $tg\phi_{aggr.}$ * bandbreedte ($\sim 0,2$ m) wordt aangebracht [22, 23]. Dit kan impliceren dat of een zeer dunne funderingslaag moet worden toegepast of dat een geotextiel in de funderingslaag wordt gelegd (zie fig. 7a.). In de praktijk wordt het geotextiel echter meestal tussen de ondergrond en fundering gelegd, waarbij de funderingsdikte groter is dan de voor base restraint optimale dikte (fig. 7b). Base restraint is in het algemeen echter ten opzichte van de overige functies van minder belang.

Relevante eigenschappen:

Horizontale wapening lijkt weinig gevoelig te zijn voor materiaaleigenschappen van het geotextiel. Wellicht is de ruwheid enigszins van belang. Ook wordt door sommige auteurs (zie bijvoorbeeld Webster en Watkins [1], Webster en Alford [2], Robnett et al [8]) een wat groter effect gevonden bij stijvere inlagen, maar vooralsnog is dit niet kwantificeerbaar.

I.3.5. Klankbodemfunctie

Omschrijving:

Deze functie betreft het leveren van een betere "klankbodem" bij de verdichting van het aggregaat bij toepassing van een geotextiel.

Relevantie:

Er is hier in wezen geen sprake van een echte functie, maar eerder van een afgeleide van de scheidingsfunctie en wellicht de horizontale wapeningsfunctie. Een echt klankbodemeffect is tot op heden niet goed aangetoond en wordt ook wel betwijfeld. Wel wordt in de praktijk gevonden, dat met een geotextiel beter kan worden verdicht, doch dit is het gevolg van bovengenoemde twee andere functies.

Effect:

Een gunstig effect is, dat, evenals bij scheiding en filtratie, de ondergrond zich niet met het aggregaat vermengt tijdens het verdichtingsproces. De aangebrachte laagdikte functioneert dan ook volledig. Mogelijk is ook de verdichting van het aggregaat iets beter.

Relevante eigenschappen:

Hiervoor wordt verwezen naar de scheidingsfunctie, de filterfunctie en de horizontale wapeningsfunctie.

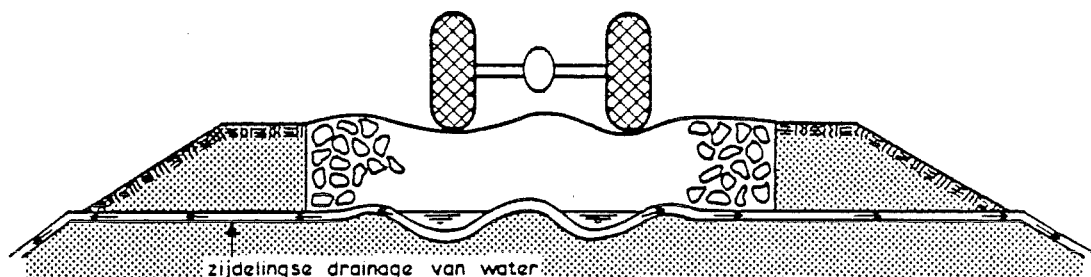
I.3.6. Zijdelingse drainagefunctie

Omschrijving:

De zijdelingse drainage, in internationale literatuur veelal aangeduid met "lateral drainage" is het vermogen van het geotextiel om water uit de ondergrond en/of het weglichaam zijdelings af te voeren tot buiten het weglichaam (zie figuur 8). Het water stroomt hierbij in het vlak van het geotextiel.

Omdat de wegfundering een veel groter afvoerend vermogen heeft dan het geotextiel is deze functie alleen van belang indien de wegfundering is opgesloten door ondoorlatende lagen en het geotextiel wordt doorgezet tot buiten deze ondoorlatende lagen; het overtollige water in de wegfundering kan door het geotextiel zijdelings worden afgevoerd.

Ook kan in sommige gevallen een zekere hevel- of siphonwerking van belang zijn om bijvoorbeeld water uit de wielsporen over de opbollingen weg te zuigen en af te voeren.



Figuur 8: Zijdelingse drainage

Relevantie:

De zijdelingse drainage is een weinig uitgesproken en betrekkelijk onduidelijke functie van het geotextiel.

Effect:

Het gunstige gevolg van de zijdelingse drainage zou een geringere plasvorming, een iets verhoogde draagkracht van ondergrond en fundering kunnen zijn. Veel effect moet er zeker niet van worden verwacht.

Relevante eigenschappen:

- Waterdoorlatendheid in het vlak onder bovenbelasting
Bij afvoer van water in het vlak van het geotextiel speelt de waterdoorlatendheid een grote rol. Aangezien de waterdoorlatendheid soms sterk afhankelijk is van de bovenbelasting die in de praktijk aanwezig is, dient deze ook in beschouwing genomen te worden.
- Siphonwerking of hevelwerking
De siphonwerking is vooral van belang als van het geotextiel een waterafvoer in het vlak verwacht wordt, terwijl het niet horizontaal of zelfs plaatselijk onder tegenschot ligt.

- Dichtslaan

Door dichtslaan van het geotextiel in de tijd met gronddeeltjes kan een afname van de waterdoorlatendheid optreden. Dit is vooral bij doorstroming in het vlak een zeer belangrijk verschijnsel.

I.4. Reken- of ontwerpmethoden, eisen en testmethoden

In hoofdstuk I.3. is een meer kwalitatieve omschrijving gegeven van de diverse functies met de daarbij behorende eigenschappen van geotextielen onder een wegfundering.

In dit hoofdstuk wordt de relatie tussen de relevante functies en eigenschappen meer gedetailleerd samengevat in een reken- of ontwerpmethode, waarbij aangegeven wordt op welke wijze een kwantitatieve eis afgeleid kan worden voor de verschillende geotextieleigenschappen.

Om naar behoren te kunnen beproeven of de geotextielen aan de gestelde eisen voldoen, wordt tevens in het kort aangegeven welke testmethoden dienen te worden gebruikt.

I.4.1. Scheiding

I.4.1.1. Uitscheursterkte

Rekenmethode:

De meest ongunstige situatie met betrekking tot doorponsen gevolgd door uitscheuren ontstaat als zich op de ondergrond onder het geotextiel een scherp uitsteeksel bevindt. Een dergelijke uitsteeksel zal zeker zo nu en dan aanwezig zijn, zelfs al wordt geëist dat het terrein van te voren wordt opgeschoond. De kans dat hierbij inderdaad doorponsen optreedt is zeer groot. Het geotextiel kan er slecht op worden gedimensioneerd.

Op zich kan het weinig gevaar als het geotextiel op een enkele plek doorboord is. Het wordt pas ontoelaatbaar als dit gat het begin is van een grote scheur. In dit opzicht is de scheursterkte belangrijk.

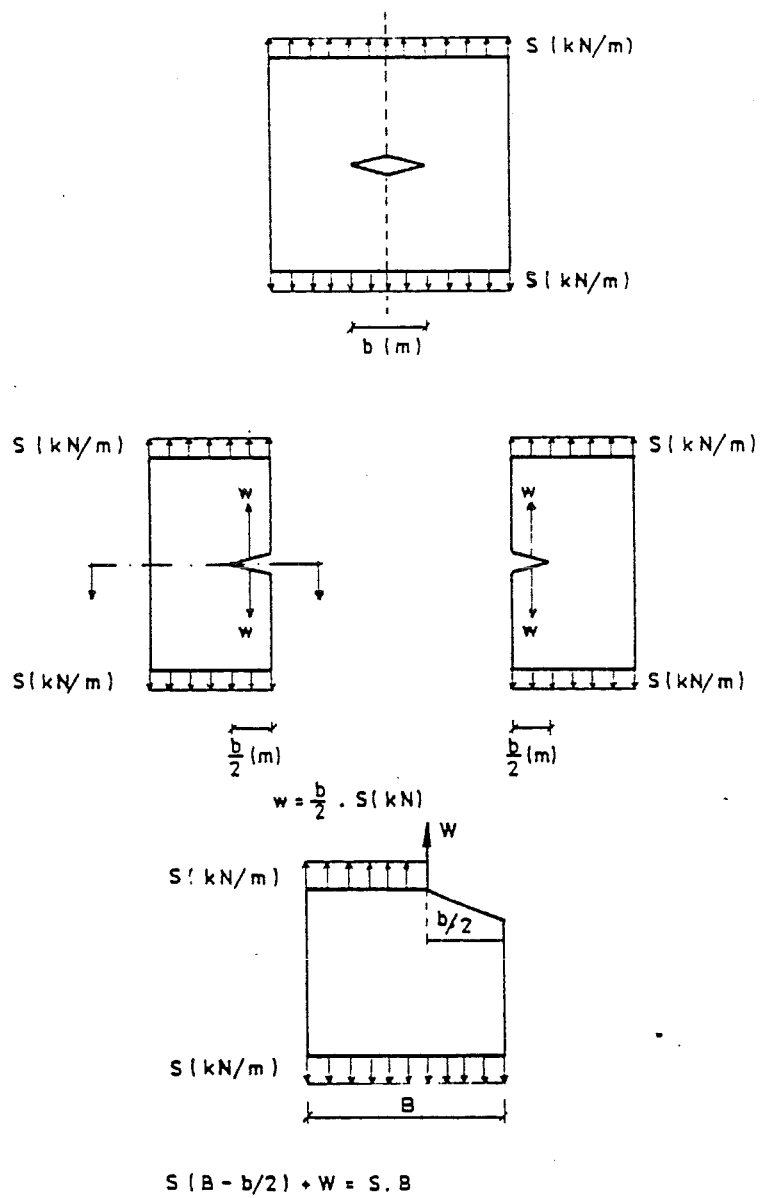
De scheursterkte als zodanig wordt in het algemeen gedefinieerd als een kracht, nodig om een van te voren al dan niet opzettelijk geïnitieerde scheur in omvang te doen toenemen. De scheursterkte als hier gebruikt, kan het best geïnterpreteerd worden als de scheursterkte die gevonden wordt uit de trapezium-scheurtest.

Om deze kracht W (kN), die aan beide zijden van de scheur optreedt, te relateren aan een spanning S (kN/m) in het geotextiel dient de kracht omgerekend te worden over een zekere breedte b (m) van het geotextiel, waardoor een rekenspanning $\frac{W}{\frac{1}{2} b}$ (kN/m') bepaald is (zie figuur 9). Deze breedte b hangt af van de grootte van de scheur/beschadiging, respectievelijk het aantal scheuren/beschadigingen per lengte-eenheid loodrecht op de spannings-(wapenings)richting van het geotextiel. Bij de hier beschouwde toepassing is de spanning het grootst in de dwarsrichting van de weg.

Over het aantal scheuren/beschadigingen per lengte-eenheid is niet veel op voorhand bekend. Een aanname van één scheur/beschadiging per meter is sterk overtrokken en kan als een bovengrens beschouwd worden. De afmetingen van de scheur c.q. beschadiging zal per definitie klein zijn. Immers, er moet geëist worden dat een ontstane beschadiging niet groter wordt, uitscheurt, onder een opgelegde spanning. De breedte b van de beschadiging wordt aangehouden op 2 cm, hetgeen als een bovengrens beschouwd moet worden. Dit betekent dat de aan het geotextiel opgelegde spanning S^* (kN/m) over deze 2 cm opgenomen moet worden door de scheursterkte W (kN) optredend aan één of twee zijden van de beschadiging van 2 cm, afhankelijk van een plaats in het midden of aan de rand van het geotextiel. Dit betekent dat $W = 0,01 S^*$ respectievelijk $W = 0,02 S^*$, W (kN) en S^* (kN/m). Het eerste geval wordt maatgevend verondersteld, omdat, als er een beschadiging ontstaat aan de rand van het geotextiel deze zich of aan de rand van, respectievelijk buiten de weg bevindt, of onder de wegfundering zelf, maar dan ter plaatse van een overlap die groot is in relatie tot de initiële beschadiging.

Eisen:

Geëist moet worden dat het geotextiel, waarin een gat is aangebracht, niet verder uitscheurt als het onder spanning wordt gebracht. De grootte van de vereiste breukspanning S (kN/m) van het geotextiel is door de wapeningsfunctie, en in mindere mate door de scheidingsfunctie, bepaald. De scheursterkte W (kN) moet groter dan of gelijk zijn aan 0,01 maal deze breukspanning S (kN/m).

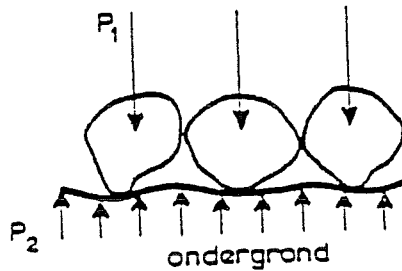


Figuur 9: Ditscheursterkte

I.4.1.2. Doorponssterkte

Rekenmethode:

Een tweede situatie waarbij doorponsen kan optreden is hieronder aangegeven:



grote stenen uit aggregaat
geotextiel

Grote en scherpe stenen uit het aggregaat kunnen zich door het geotextiel heen in de ondergrond ponsen.

De druk p_1 vanuit het aggregaat is gelijk aan de gespreide verkeerslast en het funderingsgewicht, dus:

$$p_1 = \frac{F/2}{(na+2eh)(a+2eh)} + \gamma \cdot h$$

waarin:

F = aslast

a = bandbreedte

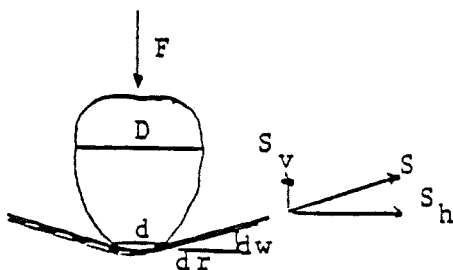
n = aantal banden per ashelft

e = belastingspreidingsfactor van het aggregaat

H = aggregaathoogte

De druk p_2 vanuit de ondergrond is gelijk aan de druk p_1 , verminderd met de belastingspreiding door het geotextiel.

De situatie kan als volgt schematisch worden weergegeven voor het geval er geen wapeningswerking is en $p_1 = p_2 = p$.



$$F = p \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Ter plaatse van het contactpunt korrel-geotextiel geldt:

$$\pi \cdot d \cdot s_v = p \cdot \frac{\pi d^2}{4} - p \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

$$d \cdot s_v = \frac{p}{4} (D^2 - d^2)$$

$$s_v = \frac{p}{4d} (D^2 - d^2)$$

$$s_v : s = dw : \sqrt{(dw)^2 + (dr)^2}$$

$$s_v = s \cdot \sqrt{\frac{(dw)^2}{(dw)^2 + (dr)^2}} = s \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{(dr)^2}{(dw)^2}}}$$

De vereiste geotextielspanning over de omtrek van de punt van de korrel die door wil ponsen kan dus berekend worden en hangt af van de tangens van de raaklijn van het geotextiel dw/dr , de diameter d van de punt van de korrel, de grootste diameter D van de korrel en de heersende bovenbelasting.

Deze spanning S (N/m) kan omgerekend worden naar een doorpunssterkte P (N) met $S \cdot \pi \cdot d = P$.

In het algemeen kan van geval tot geval met afstemming van uitbuiging en voorspanning een eis afgeleid worden. Voor de ontwerprichtlijn is een aantal veilige waarden gegeven die aansluiten bij gangbare geotextielen. De minimale zakking van het stempel bij de CBR-potproef dient 0,025 te bedragen.

Eisen:

Het geotextiel moet de bovengenoemde spanningstoestand zonder scheuren kunnen verdragen. Een geringe mate van doorboring, waarbij de steen het ontstane gat vult, is toegestaan, mits het geotextiel hierbij niet verder uitscheurt.

Testmethode:

Voor de bepaling van de doorponssterkte wordt gebruik gemaakt van een CBR-potproef. De voor verschillende korrelpunten berekende doordrukkrachten zijn naar de grotere diameter van het CBR-stempel omgerekend met behulp van de in de berekening gebruikte spanning.

I.4.1.3. Energie-absorptie

Rekenmethode:

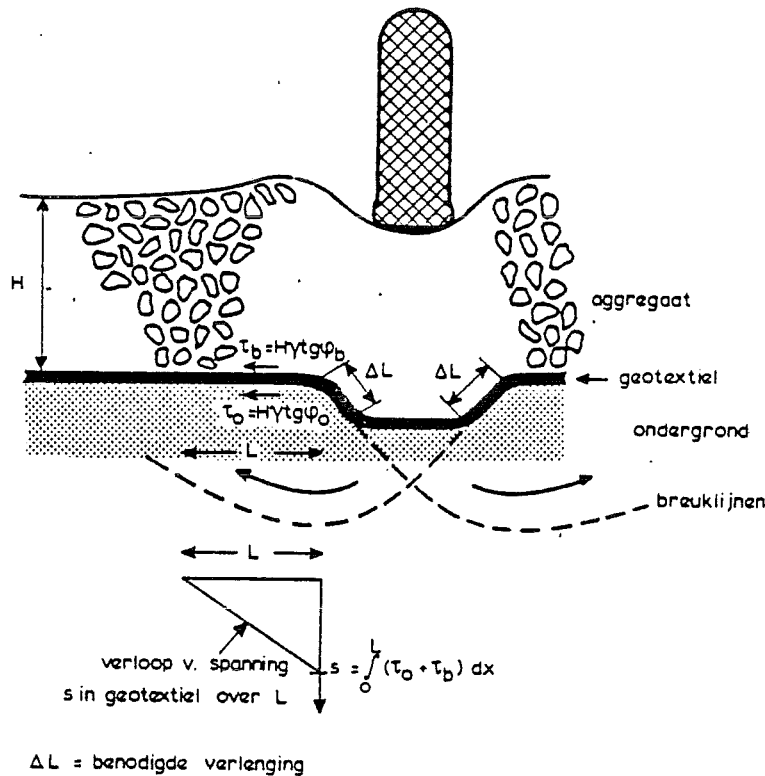
De in deel II van deze richtlijnen gegeven dimensionering bevat die combinaties van aggregaathoogte H en van sterkte S en stijfheid E van het geotextiel, waarbij de ondergrond net niet bezwijkt of sterk deformeert. Het geotextiel heeft daarbij, indien nodig, een wapeningsfunctie. In de praktijk worden echter nogal eens combinaties van aggregaathoogten en geotextielen toegepast waarbij de evenwichtssituatie van de ondergrond minder duidelijk gedefinieerd is. Dit komt vooral voor bij zeer slechte ondergrond ($c_u < 20 \text{ kN/m}^2$). Het gevolg is dat pas bij grote spoorvorming een evenwicht ontstaat, hetgeen mogelijk is door een zekere versteviging van de ondergrond, door de gunstiger geometrie na spoorvorming en door de grotere aggregaaddikte die ter plaatse van het spoor wordt gecreëerd door het regelmatig uitvullen van deze sporen.

In dit soort constructies heeft het geotextiel in het algemeen geen wapeningsfunctie. Het heeft het "bezwijken" van de ondergrond niet tegen kunnen gaan. Wel wordt het geotextiel geacht een scheidingsfunctie te hebben. Deze scheidingsfunctie heeft het geotextiel echter alleen, indien het heel blijft, dat wil zeggen indien het de grote spoorvorming zonder scheuren kan volgen. De cohesieve ondergrond bezwijkt veelal via breuklijnen: een wig grond wordt onder de wielen weggeperst, terwijl de naastliggende grond een veel geringere vervorming ondergaat. Dit leidt tot grote zettingsverschillen. Deze kunnen alleen door een geotextiel worden gevolgd, indien de grote verlenging die ter plaatse van het breukvlak van de ondergrond nodig is, kan worden gemobiliseerd door "bijtrekken" van materiaal uit het geotextiel aan weerszijden van het breukvlak.

Deze mogelijkheid tot bijtrekken is afhankelijk van:

- de spanning in het geotextiel
- de bij deze spanning horende rek, ofwel de elasticiteitsmodulus van het geotextiel
- de lengte L terzijde van het breukvlak, waarover de spanning in het geotextiel wordt afgebouwd. Deze afstand is voornamelijk afhankelijk van de schuifspanning tussen geotextiel en de funderingslaag τ_b en dus van de hoogte en het volumegewicht van de funderingslaag.

In onderstaande figuur is dit nader toegelicht.



Figuur 10: "Bijtrekken" geotextiel

De verlenging ΔL is gelijk aan de geïntegreerde rek:

$$\Delta L = \int_0^L \varepsilon(x) dx = \int_0^L \frac{S(x)}{E} dx$$

Uit narekenen van pull-out tests (zie v.d. Berg en Kenter [18]) blijkt dat de schuifspanning τ bij benadering constant is over L . Daarmee is $S(x)$ te schrijven als:

$$S(x) = \hat{S}(1 - \frac{x}{L}) = \hat{S}(1 - \frac{x(\tau_o + \tau_b)}{S}) = \hat{S} - x(\tau_o + \tau_b) = \hat{S} - x \cdot H\gamma(\operatorname{tg}\phi_1 + \operatorname{tg}\phi_2)$$

waarin:

H = hoogte aggregaat

γ = soortelijk gewicht aggregaat

ϕ_1 = wrijvingshoek tussen aggregaat en geotextiel

ϕ_2 = wrijvingshoek tussen ondergrond en geotextiel

$\hat{S}$ = breukspanning als $x = 0$

Hiermee wordt:

$$\begin{aligned} \Delta L &= \int_0^L \frac{\hat{S} + x \cdot H\gamma(\operatorname{tg}\phi_1 + \operatorname{tg}\phi_2)}{E} dx = \frac{\hat{S}x}{E} \frac{x^2 H\gamma(\operatorname{tg}\phi_1 + \operatorname{tg}\phi_2)}{2E} \Big|_0^{\hat{S}/H\gamma(\operatorname{tg}\phi_1 + \operatorname{tg}\phi_2)} = \\ &= \frac{\hat{S}^2}{2EH\gamma(\operatorname{tg}\phi_1 + \operatorname{tg}\phi_2)} = \frac{\hat{\epsilon} \hat{S}}{2 H\gamma(\operatorname{tg}\phi_1 + \operatorname{tg}\phi_2)} = \frac{\hat{A}}{H\gamma(\operatorname{tg}\phi_1 + \operatorname{tg}\phi_2)} \end{aligned}$$

Hierin is $\hat{A}$ bij benadering het oppervlak (energie) dat onder de spanning-rekcurve is geborgen bij een spanning $\hat{S}$ (of bijbehorende rek $\hat{\epsilon}$). Invullen van een aantal praktijkwaarden, zoals:

$$H = 0,4 \text{ m}$$

$$\gamma = 15 \text{ kN/m}$$

$$\operatorname{tg}\phi_1 + \operatorname{tg}\phi_2 = 1$$

$$\Delta L = \text{spoordiepte} = 0,3 \text{ m}$$

geeft:

$$\hat{S} \cdot \hat{\epsilon} = 4 \text{ of } S_{\text{breuk}} \cdot \epsilon_{\text{breuk}} \approx 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

In een proefvak te Nieuwerkerk aan de IJssel waar een vlies werd toegepast met $\hat{S} \cdot \hat{\epsilon} \approx 2 \text{ à } 3$ of $S_{\text{breuk}} \cdot \epsilon_{\text{breuk}} \approx 6$ (plane strain-waarden) bleek het vlies inderdaad te scheuren.

Eisen:

Indien een geotextiel wordt toegepast in een wegconstructie waarbij de stabiliteit van de ondergrond niet gewaarborgd is, zal het geotextiel de - doorgaans discontinue - vervorming van de ondergrond moeten kunnen volgen. Hiertoe moet een eis aan het produkt van de breukspanning S_{breuk} en de breukrek ϵ_{breuk} worden gesteld.

Keuringsmethode:

Striptest.

I.4.2. Filter

I.4.1.1. Zanddichtheid

Rekenmethode:

Het geotextiel moet voorkomen, dat fijne deeltjes uit de ondergrond in de funderingslaag worden geperst. Dit proces wordt beheerst door een aantal factoren:

- a. de optredende gradiënten op de grens van ondergrond en geotextiel
- b. de consistentie en de cohesie van de ondergrond
- c. de korrelverdeling van de ondergrond
- d. de zanddichtheid van het geotextiel, die bepaald wordt door de grootte van de openingen in het geotextiel, alsmede de verdeling hierin.

De gradiënten op de grens van ondergrond en geotextiel worden voornamelijk bepaald door de verkeersbelasting. Door de verkeersbelasting worden de fijne deeltjes uit de ondergrond als het ware in de funderingslaag gepompt. De hierbij optredende gradiënten zijn in het algemeen bijzonder hoog, maar van korte duur.

De gradiënt is in ieder geval voldoende hoog om losse fijne deeltjes ook inderdaad te transporteren. Een van de factoren die dit transport tegengaat is de consistentie en cohesie van het ondergrondmateriaal. Een voldoende parameter om dit te beschrijven is de ongedraineerde schuifsterkte c_u bij het maximale vochtgehalte zoals dit ter plaatse van de overgang geotextiel/ondergrond optreedt.

Praktijkervaring heeft geleerd dat bij $c_u > 100 \text{ kN/m}^2$ geen deeltjes meer uit de ondergrond worden losgemaakt en in de funderingslaag worden gepompt. Dit betekent dat het bij c_u -waarden $> 100 \text{ kN/m}^2$ niet meer zinvol is om een geotextiel als scheidings- of filterlaag toe te passen (overigens ook niet als wapeningslaag).

Bij een ondergrond met $c_u < 100 \text{ kN/m}^2$ kan wel transport van deeltjes optreden en is toepassing van een geotextiel om dit tegen te gaan wel zinvol. De grootte van de openingen in het geotextiel moet daarbij worden afgestemd op de diameter van de deeltjes uit de ondergrond.

Eisen:

Bij een ondergrond bestaande uit natuurlijk afgezet materiaal is het voldoende om te eisen dat de grootste korrel uit de ondergrond ($d_{\max}$) niet door de grootste opening ($O_{\max}$) in het geotextiel heen kan. In eerste instantie zullen fijnere deeltjes wel door het geotextiel migreren, maar na verloop van tijd vormt zich in de ondergrond een natuurlijk filter dat verder transport tegengaat. Als praktische eis wordt bij oeverbeschermingen wel gesteld:

$$O_{90} < d_{90} \text{ voor weefsels of}$$

$$O_{90} < 1.8 d_{90} \text{ voor niet-geweven geotextielen}$$

waarin O_{90} wordt bepaald met behulp van de testmethode van het Waterloopkundig Laboratorium.

In de wegebouw waar de waterdebieten door het geotextiel veel geringer en minder langdurig zijn, zal ongetwijfeld een aanzienlijk minder zware eis kunnen worden gehanteerd. In feite is nooit bij toepassing van een voor de wegebouw gangbare geotextiel een ernstige vervuiling van het aggregaat geconstateerd. Voorlopig kan er daarom, zonder nadere eisen te stellen, van worden uitgegaan, dat alle gangbare geweven en niet-geweven geotextielen voldoen op het punt van zanddichtheid. Netvormige geotextielen, waarbij de mazen aanzienlijk groter zijn, lijken minder geschikt in dit opzicht. Een tamelijk arbitraire eis voor de zanddichtheid O_{90} voor het textiel die het bovenstaande in een getalwaarde vangt is:

$$O_{90} = 1000 \mu.$$

Keuringsmethode:

Zanddichtheidsbepaling volgens het NEN ontwerp.

I.4.2.1. Waterdoorlatendheid

Rekenmethode:

De waterdoorlatendheid van een geotextiel wordt veelal gegeven via de formule:

$$\Delta h = a v^m$$

waarin:

a = weerstandcoëfficiënt van het geotextiel

Δh = potentiaalval over het geotextiel (m)

v = filtersnelheid (m/s)

m = exponent, die afhangt van het type stroming:

$m = 1$ laminair

$m = 2$ turbulent

$1 < m < 2$ overgang

Als maat voor de doorlatendheid wordt dan wel genomen: Δh_1 , dat is de potentiaalval over het geotextiel bij een filtersnelheid van 0,01 m/s.

Op deze wijze wordt het probleem omzeild om het verhang over het geotextiel te meten. Een andere wijze waarop dit is gedaan, is door de stroming te schrijven volgens Darcy:

$$v = k_i = k \frac{\Delta h}{e} = \frac{k}{e} \Delta h \quad (1)$$

waarin:

e = dikte van het geotextiel

k = permeabiliteit van het geotextiel

$\frac{k}{e}$ wordt gedefinieerd als de permitiviteit van het geotextiel. Deze grootheid is veel eenduidiger en gemakkelijker te meten dan de permeabiliteit.

Eisen:

Geëist moet worden, dat er zich over het geotextiel geen grote potentiaalval kan opbouwen. Een wat conservatieve uitwerking hiervan is, dat de doorlatendheid van het geotextiel groter of gelijk moet zijn aan die van de ondergrond. Bij de toepassing waar het hier om gaat - de toepassing onder steenfunderingen van wegen - zal de ondergrond in het algemeen bestaan uit behoorlijk ondoorlatende klei- en veengronden. De initiële doorlatendheid van de gangbare geotextielen is in alle gevallen zeer veel groter. Na verloop van tijd zullen - zoals aangetoond bij onderzoek naar het verloop van de doorlatendheid van geotextielen in oeverbeschermingen - de geotextielen min of meer dichtslaan met fijne deeltjes uit de ondergrond en zal de doorlatendheid sterk afnemen. Dit dichtslaan zal bij geotextielen in de wegenbouw niet zo sterk optreden omdat de vervuiling vanuit de grond komt en zich hier een natuurlijk filter zal opbouwen. In oeverbeschermingen komt een groot deel van de vervuiling van het geotextiel uit het water.

Niettemin werd bij bovengenoemd onderzoek naar geotextielen in oeverbeschermingen aangetoond, dat zich ondanks het "dichtslaan" geen noemenswaardige druk opbouwde onder het geotextiel.

Indien wordt geëist, dat het geotextiel een factor 10 doorlatender is dan de meest doorlatende slappe ondergrond (i.c. veen met $k = 10^{-5}$ m/s), dan zal zeker geen overdruk onder het geotextiel ontstaan.

$$k > 10^{-4} \text{ m/s}$$

Veelal wordt in plaats van de doorlatendheid k de drukval ΔH bepaald bij een doorstroomsnelheid van 0,01 m/s. Uit formule (1) volgt dan bij aanname van een geotextiële dikte $e = 0,001$ m, dat:

$$\Delta H < 0,1 \text{ mwk}$$

Keuringsmethode:

Waterdoorlatendheidsproef volgens NEN ontwerp.

1.4.3. Membraanwapening

Literatuur

De laatste jaren is een aantal methoden gepubliceerd waarmee getracht wordt het effect van membraanwapening te berekenen.

Een eerste poging hiertoe is ondernomen door Nieuwenhuis [10]. Hij stelde de evenwichtsvergelijking voor het geotextiel op. De zogenaamde membraanvergelijking loste hij op voor een aantal belastingsverdelingen. De reactiekrachten vanuit de ondergrond werden hierbij met behulp van een beddingsconstante berekend. Dit is tevens het zwakke punt van de rekenmethode van Nieuwenhuis. Het plastische grondgedrag, dat een weinig draagkrachtige grondslag onder een flinke aslast al gauw vertoont is moeilijk te beschrijven met een beddingsconstante. Bovendien wordt geen rekening gehouden met het bezwijkdraagvermogen van de grond.

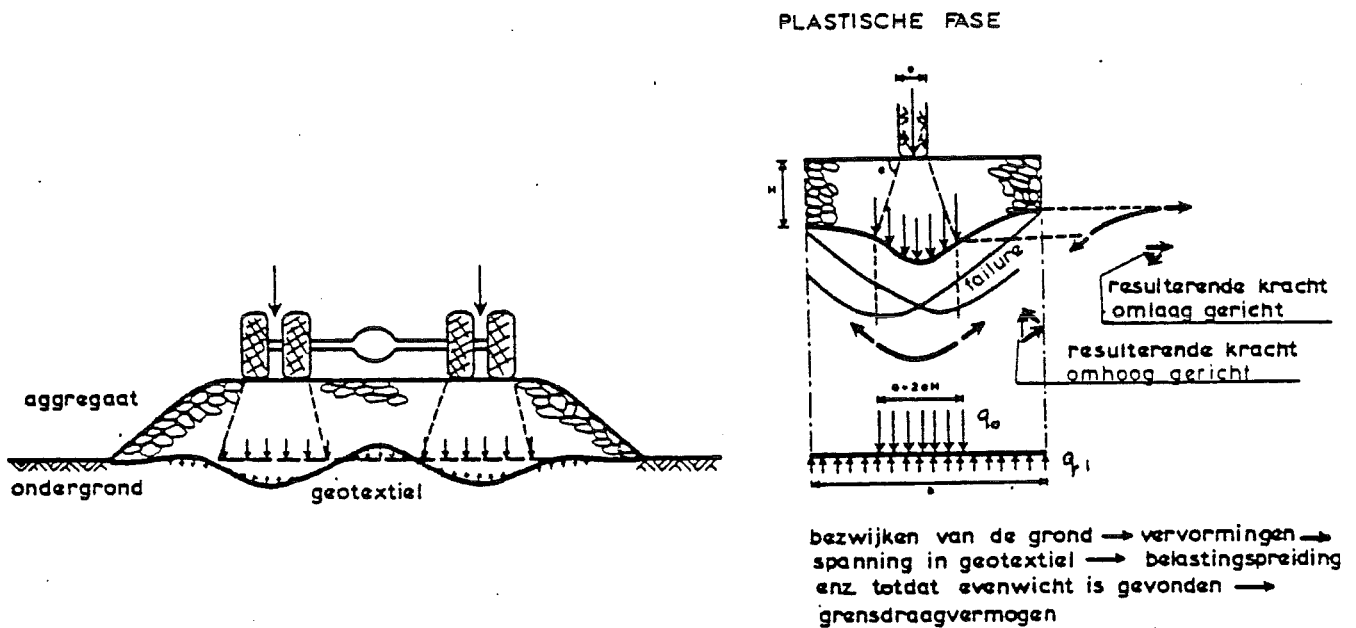
Bakker [11] heeft deze twee nadelen van de methode Nieuwenhuis in zijn rekenmethode ondervangen. Hij gaat uit van het bezwijkdraagvermogen van de grond. Echter in zijn methode is niet voldaan aan de evenwichtsvoorwaarde voor het geotextiel omdat de uitbuiging van het geotextiel vrij willekeurig als een geknikte lijn is aangenomen.

Ludwig [12] heeft een soortgelijke rekenmethode als Bakker opgesteld. Hij neemt alleen aan dat geotextiel sinusvormig uitbuigt. Giroud en Noiray [13] gaan eveneens van een soortgelijke methode als Bakker uit, alleen nemen zij een parabool aan voor de uitbuigingslijn van het geotextiel. Zoals hierna zal blijken, is dit een goede keuze, omdat hiermee in een aantal gevallen toevallig wordt voldaan aan de evenwichtsvoorwaarde voor het geotextiel. Verder houden Giroud en Noiray via een empirische formule rekening met het aantal lastovergangen. Bakker, Ludwig, Giroud en Noiray gaan uit van het bezwijkdraagvermogen van de ondergrond, hetgeen op zich een goede aanname is. Zij passen echter alleen de plasticiteitstheorie verkeerd toe. Zij nemen namelijk aan dat de grond alleen onder het wiel weggeperst wordt en dat de funderingslaag bovenop de naastliggende zone als een stabiliserende bovenbelasting werkt. Echter, bij sterke belastingspreiding door het geotextiel wordt deze weggeperste, plastische wig grond veel breder. Het gewicht van de funderingslaag naast het wiel werkt dan niet stabiliserend, maar eerder destabiliserend. Dit houdt in, dat de bovengenoemde rekenmethoden onveilig zijn en wel met name bij een zeer slechte grondslag, als veel belastingspreiding van een geotextiel wordt geeist. Vrij recent is nog een nieuwe rekenmethode gepubliceerd door Perrier [14]. Perrier gaat evenals Nieuwenhuis uit van de membraanvergelijking. Voor de ondergrond neemt hij echter een betrekkelijk willekeurige empirische relatie aan.

De enige rekenmethode, waarbij aan het evenwicht van zowel het geotextiel als van de ondergrond wordt voldaan, is de rekenmethode door Sellmeijer et al [15], v.d. Berg et al [18] en Kenter en Sellmeijer [4]. Deze methode brengt bovendien het plastisch grondgedrag op de juiste wijze in rekening. Ook kan met deze methode het cumulatief effect van een groot aantal lastovergangen worden berekend. De methode is getoetst met behulp van een drietal proefvakken, waarbij een goede overeenkomst tussen rekenresultaten en meetresultaten werd gevonden. De methode Sellmeijer zal daarom worden gebruikt om ontwerprichtlijnen en specificaties voor de hier beschouwde toepassing van geotextielen onder een wegfundering op te stellen. Omdat deze methode in feite de kern van dit rapport is, zal deze in de volgende hoofdstukken uitvoerig worden beschreven.

Rekenmethode van Sellmeijer; Uitgangspunten en afleiding

De hier beschreven rekenmethode berekent het effect van de zogenaamde membraanwapening door een kunststof inlage tussen een weinig draagkrachtige ondergrond en de aggregaatlaag van een onverharde weg of een nog te verhardende weg in de bouwfase. In fig. 11a is een dwarsprofiel van een dergelijke weg weergegeven.



Figuur 11: Principe van membraanwapening

De vrachtauto wordt verondersteld midden op de weg te rijden. Echter met een geringe aanpassing van de rekenmethode kan ook een excentrische belastingsituatie worden doorgerekend. Verder is de rekenmethode 2-dimensionaal, hetgeen overeenkomt met de tamelijk extreme situatie, waarin een lange rij auto's de weg berijdt. Het sluit echter goed aan bij het 2-dimensionale karakter van de blijvende spoorvorming. De belangrijkste vergelijkingen voor een dergelijk systeem zijn de evenwichtsvergelijking voor het geotextiel en die voor de ondergrond.

Verondersteld wordt, dat het geotextiel zich als een buigingsslap membraan gedraagt, dat enerzijds wordt belast door de verkeerslast q_0 en het gewicht van het aggregaat γH en anderzijds door de reacties vanuit de ondergrond q_1 . De ondergrond en het geotextiel zullen onder invloed van de wiellast vervormen (zie fig. 11b). Het geotextiel wordt hierbij uitgerekt en komt onder spanning. Hierdoor ontlast het geotextiel de zone onder de wiellast en belast de zone naast de wiellast. Met andere woorden:

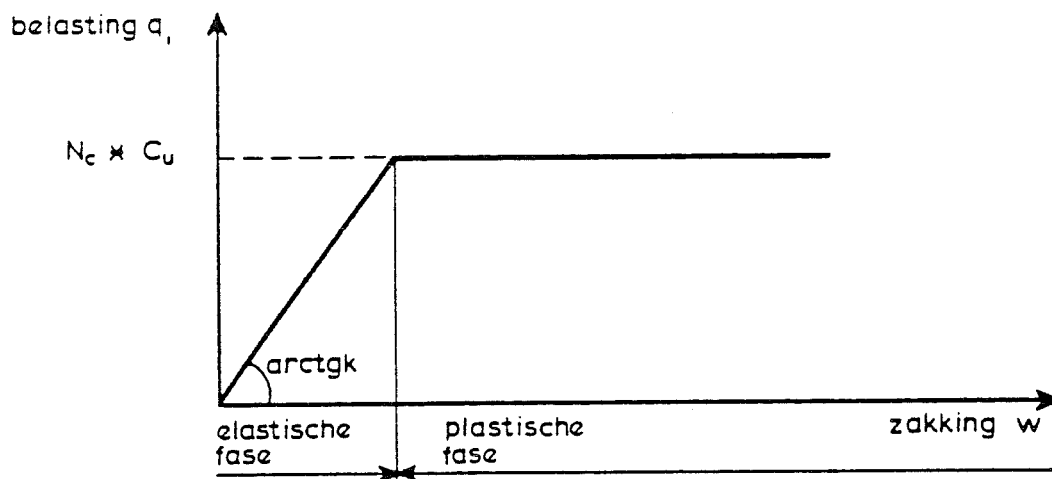
Het geotextiel spreidt de spanning op de ondergrond.
De evenwichtsvergelijking is in dat geval:

$$S_0 \frac{d^2 w}{dx^2} = - (q_0 - q_1) - \gamma H \quad (1)$$
$$S = S_0 \sqrt{\left(\frac{dw}{dx}\right)^2 + 1}$$

waarin:

- S = trekspanning in het geotextiel
- S_0 = horizontale component van S
- w = verticale verplaatsing van het geotextiel
- x = horizontale afstand tot de as van de vrachtauto
- γ = volumegewicht aggregaat
- H = hoogte aggregaat.

Voorts wordt verondersteld, dat de ondergrond zich bi-lineair elasto-plastisch gedraagt. Dat wil zeggen: een fase van lineair elastisch gedrag, gevolgd door een fase van star plastisch gedrag (zie fig. 12).



Figuur 12: Spannings-zakking gedrag van ondergrond.

In de lineair elastische fase wordt het grondgedrag beschreven via een beddingsconstante k :

$$q_1 = k \cdot w \text{ (elastische fase)} \quad (2)$$

In de star plastische fase wordt het grondgedrag als volgt beschreven met behulp van de draagkracht-formules van Brinch Hansen:

$$q_1 = N_c \left(c + \frac{3}{4} B \bar{\gamma} \operatorname{tg}^2 \phi \right) \text{ (plastische fase)} \quad (3)$$

waarin:

- c = cohesie van de ondergrond
- ϕ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond
- $\bar{\gamma}$ = effectief volumegewicht van de ondergrond
- N_c = draagkrachtfactor
- B = breedte van de weg

De gespreide verkeerslast q_0 wordt verondersteld constant van grootte te zijn; met andere woorden een rechthoekige belastingsverdeling volgens:

$$q_0 = \frac{F}{2(na + 2eH)(a + 2eH)} \quad (4)$$

waarin (zie ook fig. 11):

F = aslast

a = breedte van de band

n = aantal banden

H = aggregaathoogte

e = belastingspreidingsfactor van het aggregaat.

Zoals reeds eerder vermeld, wordt deze belasting q_0 verondersteld over de gehele lengte van de weg aanwezig te zijn.

De evenwichtsvergelijkingen voor het geotextiel en de ondergrond worden simultaan opgelost met de randvoorwaarde dat het geotextiel aan de zijkant van de weg voldoende verankerd is. Voor de elastische fase volgt dan uit (1) en (2):

$$\frac{k w}{q_0} = 2 \operatorname{ch}(\beta - \alpha) \operatorname{ch} \xi \operatorname{sh} \eta / \operatorname{sh} \beta \quad (5.1)$$

$$\frac{k w}{q_0} = 2 \operatorname{ch}(\beta - \alpha) \operatorname{ch} \xi \operatorname{sh} \eta / \operatorname{sh} \beta + 1 - h(\xi - \alpha + \eta) \quad (5.2)$$

$$\frac{k w}{q_0} = 2 \operatorname{ch} \alpha \operatorname{ch}(\xi - \beta) \operatorname{sh} \eta / \operatorname{sh} \beta \quad (5.3)$$

met:

$$\alpha = \frac{1}{2} A \sqrt{k/S_0};$$

$$\beta = \frac{1}{2} B \sqrt{k/S_0};$$

$$\eta = \frac{1}{2} (na + 2eH) \sqrt{k/S_0} ;$$

$$\xi = x \sqrt{k/S_0} ;$$

A = spoorbreedte.

De eerste vergelijking geldt in $0 < \xi < \alpha - \eta$, dat wil zeggen tussen de as van de weg en de door het aggregaat gespreide wiellast. De tweede vergelijking geldt in $\alpha - \eta < \xi < \alpha + \eta$, dat wil zeggen onder de door het aggregaat gespreide wiellast. De derde vergelijking geldt in $\alpha + \eta < \xi < \beta$, dat wil zeggen tussen de door het aggregaat gespreide wiellast en de rand van de weg.

Uit de oplossing (5) blijkt duidelijk dat de waarde van de parameter k/S_0 een grote invloed heeft. Bij invullen van reële waarden voor k en S_0 blijkt dat de waarde van k/S_0 zelfs voor sterke geotextielen en een bijzonder zachte ondergrond relatief groot is. In dat geval zijn de verplaatsingen buiten het gebied $\alpha - \eta < \xi < \alpha + \eta$ verwaarloosbaar. Dit betekent dat de spanningstoestand van de ondergrond nauwelijks beïnvloed wordt door het geotextiel. Met andere woorden: zolang de ondergrond zich nog elastisch gedraagt is het effect van membraanwapening door het geotextiel vrijwel nihil.

Vergelijkt men echter de waarde van de door het aggregaat gespreide verkeersbelasting q_0 voor enkele reële gevallen met het draagvermogen van de ondergrond, dan blijkt dat bij een wat slechtere ondergrond al bij zeer kleine verkeerslasten het grensdraagvermogen wordt overschreden. De ondergrond zal dan niet meer elastisch reageren, maar plastisch.

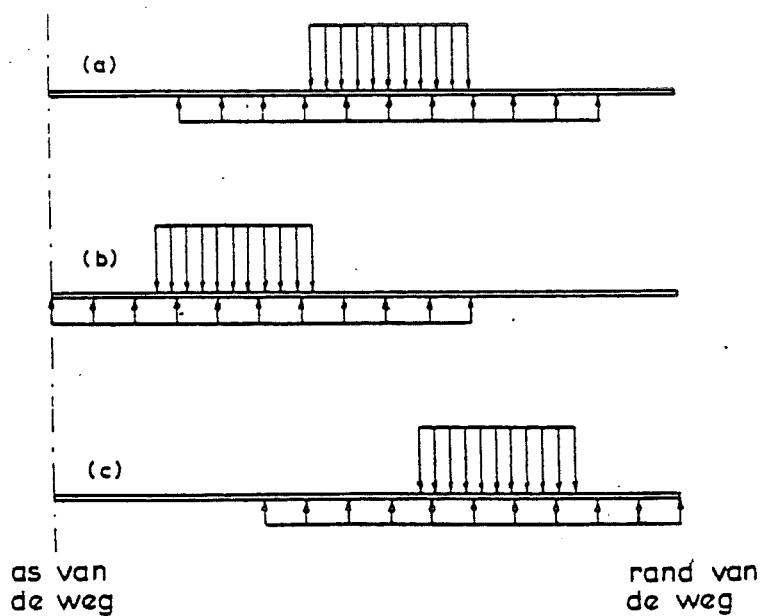
De breedte van deze plastische zone - de zogenaamde bezwijkbreedte b - volgt uit de gelijkstelling van de totale ondergrondreacties q_1 aan de som van de wiellast $F/2$ en het gewicht van het aggregaat γH :

$$b * q_1 = \frac{F}{2(a+2eH)} + \gamma H b \quad (6)$$
$$\text{of } b = \frac{F}{2(q_1 - \gamma H)(a+2eH)}$$

waarin:

γ = volumegewicht aggregaat.

Voor de plaats van de plastische zone bestaan er drie mogelijkheden, zie figuur 13.



Figuur 13: Positie plastische zone.

In geval a ligt de plastische zone centrisch onder de wiellast. Dit is de meest voorkomende situatie.

In geval b raken de respectievelijke plastische zones van de twee wielen ter weerszijden van de as elkaar midden onder de auto. Verdere uitbreiding van het plastische gebied kan dan alleen nog maar plaatsvinden in de richting van de kant van de weg. De wiellast ligt dan excentrisch ten opzichte van de plastische zone.

In geval c is een uitbreiding van het plastische gebied buiten de rand van de weg onwaarschijnlijk en zal dit plastische gebied een grotere uitbreiding krijgen naar de as van de weg toe.

Vergelijking (1) wordt nu, gecombineerd met vergelijking (3) en (6), opgelost voor elk van de drie gevallen. De oplossing bevat echter nog de onbekende spanningsparameter S_0 . Deze kan worden bepaald uit de comptabiliteitsvoorwaarde. Deze houdt in dat de verlenging ten gevolge van de rekken in het geotextiel gelijk moet zijn aan de verlenging zoals die kan worden bepaald uit de uitbuigingslijn van het geotextiel. Dit is alleen waar, als het geotextiel aan de rand van de weg plaatsvast is, dat wil zeggen niet naar binnen wordt getrokken. Indien de krachten in het geotextiel groot zijn, zal er in dit opzicht aandacht moeten worden besteed aan de verankering.

Uiteindelijk wordt de oplossing dan:

$$\Delta s = \frac{1}{4} \frac{(b-na-2eH+d)^2}{b-na-2eH} \frac{1}{\lambda}$$

$$\lambda^3 = \frac{2E}{3q_2 B} \cdot \frac{(b-na-2eH)^2 + 3d^2}{b^2}$$

$$S_m = \frac{1}{2} q_2 b \sqrt{\left(\frac{b-na-2eH+d}{b}\right)^2 + \lambda^2}$$

waarin:

Δs = spoordiepte (top-dal), elastisch en plastisch gecombineerd

E = elasticiteitsmodulus van het geotextiel

S_m = maximum trekspanning in het geotextiel

d = parameter, die afhankelijk is van de plaats van de plastische zone

$$d = 0 \quad \text{als } b < A; b < B-A \text{ (geval a)}$$

$$d = B-A \quad \text{als } b > A; b < B-A \text{ (geval b)}$$

$$d = B-A-b \quad \text{als } b < A; b > B-A \text{ (geval c)}$$

$$q_2 = q_1 - \gamma H$$

Als $d \neq 0$, dus in de gevallen waarin de plastische zone zich uitstrekt tot de wegas of wegrand en de wiellast excentrisch staat ten opzichte van deze zone, geeft de oplossing twee waarden voor Δs en S_m . Fysisch betekent dit dat de zettingen ter weersijden van het wiel niet gelijk zijn. Dit wordt in de praktijk ook inderdaad waargenomen.

De uiteindelijke oplossing geeft de spoorvorming als functie van alle invoerparameters. Anderzijds kan men een zekere, nog aanvaardbare, spoordiepte invoeren en met behulp van de gegeven oplossing de vereiste elasticiteitsmodulus en sterkte van het geotextiel uitrekenen. Door dit voor een aantal aggregaathoogten te doen, kan men het economisch optimum bepalen tussen de besparing op het aggregaat enerzijds en de kosten van het geotextiel anderzijds.

Vervangende aslast bij een groot aantal lastovergangen

De methode Sellmeijer kan zonder meer worden gebruikt indien slechts enkele zware lastovergangen maatgevend zijn voor de dimensionering van de wegconstructie. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn bij een weg in de bouwphase. Hierin wordt de weg veelal door zwaar bouwverkeer belast terwijl de funderingslaag nog onverdicht is en de toplaag met zijn belastingspreidende werking nog niet aanwezig is.

In dat geval kan gedimensioneerd worden op het bezwijkdraagvermogen, dat wil zeggen op een draagkrachtcoëfficiënt N_c , die theoretisch gelijk is aan 5,14. In veel gevallen zal echter de weg worden belast in een groot aantal lastovergangen, waarbij elke last het draagvermogen van de weg maar gedeeltelijk aanspreekt. Maar al deze lastovergangen kunnen samen een spoorvorming veroorzaken die maatgevend is voor het wegontwerp.

In dat geval dient men te dimensioneren op het vormveranderingsdraagvermogen van de weg, dat wil zeggen op die belasting, waarbij de vervorming progressief toe gaat nemen. Voor wegfundaties zonder geotextiel bedraagt de draagkrachtcoëfficiënt N_c^* voor dit punt circa 2/3 van de coëfficiënt voor het bezwijkdraagvermogen, dus $N_c^* \approx 3$. Als een geotextiel wordt toegepast, mag men echter ook voor het vormveranderingsdraagvermogen een draagkrachtfactor van ≈ 5 hanteren in verband met het gunstige effect van de horizontale wapening. In hoofdstuk I.4.4. wordt hierop nader ingegaan. Dit betekent, dat ook in dat geval de methode Sellmeijer, waarin een $N_c = 5,14$ is opgenomen, kan worden gebruikt. Wel zal in het geval van een groot aantal lastovergangen, een vervangende aslast moeten worden geïntroduceerd.

Een vervangende aslast is gedefinieerd als de aslast die in één lastovergang hetzelfde effect resorteert als de werkelijke aslast in het werkelijke aantal lastovergangen.

Uit de resultaten van een proefvak in Moordrecht, dat speciaal was opgezet om de methode Sellmeijer te toetsen, is door Kenter en Sellmeijer [4] de volgende formule voor de vervangende aslast afgeleid:

$$F_e = F_s \sqrt[6.2]{N}$$

waarin:

F_s = werkelijke aslast

F_e = vervangende aslast

N = aantal lastovergangen in fase zonder toplaat.

De formule is verder getoetst aan de resultaten van de proefvakken van Webster en Watkins [1] (zie blz. I.37) en bleek daar bij verschillende maten van spoorvorming en verschillende aantallen lastovergangen goed te voldoen.

Practische uitwerking van de methode Sellmeijer

De methode Sellmeijer is geprogrammeerd op de Hewlett Packard pocket-calculator HP 41CV. De naam van het programma is GEOL.

Met behulp van het programma GEOL kan vrijwel elke weggeometrie en belastingsituatie worden doorgerekend.

Invoerparameters zijn:

breedte weg	: B [m]
breedte band	: a [m]
wielafstand	: A [m] (h.o.h. afstand tussen de wielen)
afstand aantal banden	: n (n=2 bij dubbellucht, n=1 bij enkellucht)
aantal auto's	: 1 of 2 naast elkaar op de weg
aslast	: F [kN]
spreading wiellast in funderingslaag:	e (tangens van de hoek waarover de wiellast in het aggregaat wordt gespreid)
volume gewicht funderingsmateriaal	: γ [kN/m ³]
effectief volumegewicht ondergrond	: $\bar{\gamma}$ [kN/m ³]
cohesie ondergrond	: c [kN/m ²]
wrijvingshoek grond	: ϕ [graden]
aanvaardbare spoordiepte	: s [m] Standaard wordt een plastische spoordiepte = 3 x elastische spoordiepte voorgesteld, echter iedere andere plastische spoordiepte kan worden ingevoerd.

Verder dient te worden opgegeven voor welke reeks van aggregaathoogten een berekening wordt gewenst.

Dit gaat via

H-min [m] : minimum funderingshoogte, waarvoor een berekening wordt gewenst

H-max [m] : maximum funderingshoogte, waarvoor een berekening wordt gewenst

H-step [m] : verschil tussen twee opeenvolgende funderingshoogten, waarvoor een berekening wordt gewenst.

Uitgevoerd worden:

benodigde funderingshoogte : H [m]
 breedte plastische zone : b [m]
 benodigde stijfheid weefsel : E [kN/m']
 maximaal optredende spanning in weefsel: S [kN/m']

Een voorbeeld van een GEOL berekening is gegeven in figuur 14.

GEOLON WEEFSELS
 IN DE WEGENBOUW

BREEDTE WEG	4,00 m (B)	VOL GEW AGGR	16,0 kN/m ³
BREEDTE BAND	0,20 m (a)	VOL GEW EFF	4,0 kN/m ³
WIELAFSTAND	1,70 m (A)	ONGED SCH ST	15,0 kN/m ²
AANTAL BAND	2 (n)	HOEK INW WRY	0,0 GRADEN
AANTAL AUTO :		s<el>	= 0,046 m
ASLAST	100 kN (F)	s<pl>	= 0,138 m
SPR IN AGGR	0,50 (e)	s	= 0,104 m
HOOGTE AGGR	: H [m]	H	b
E-MOD WEEFSEL	: E [kN/m]	E	S
MAX WEEFSEL SP	: S [kN/m]	0,20	1,69
konditie	: s <= b/4	0,30	1,38
SPOORDIEPTE	: s [m]	0,40	1,10
elast <el>	plast <pl>	0,50	1,03
BEZWIJKBREEDTE	: b [m] 2*	0,60	ELAST VERPL ALLEEN
		0,80	ELAST VERPL ALLEEN

Figuur 14: Voorbeeld van een GEOL berekening.

Met behulp van het programma GEOL is in deel II van dit rapport een aantal praktische ontwerptabellen gemaakt, waarmee specificaties voor de treksterkte en de stijfheidsmodulus van het te gebruiken geotextiel zijn af te leiden.

In te voeren grondparameters

De grondparameters die in het in hoofdstuk 3 beschreven rekenmodel ingevoerd dienen te worden zijn:

- het effectieve volumegewicht $\bar{\gamma}$ van de ondergrond $[\text{kN/m}^2]$
- de cohesie c van de ondergrond $[\text{kN/m}^2]$
- de hoek van inwendige wrijving ϕ van de ondergrond $[\text{graden}]$

Een dergelijke onderverdeling in ϕ en c is echter alleen van belang voor meer statische belastingen. Bij snelle belastingen, zoals verkeerslasten, op een cohesieve ondergrond kan de draagkracht van de ondergrond met behulp van één parameter worden beschreven, namelijk de ongedraineerde schuifsterkte c_u . Voor de ϕ -waarde kan in dat geval 0° worden ingevoerd.

In tabel 1 wordt het verband tussen de c_u -waarde en een aantal andere veel gebruikte grondparameters gegeven.

Deze zijn:

- de sondeerwaarde q_c
- de beddingsconstante volgens Westergaard k
- de CBR-waarde
- de dynamische elasticiteitsmodulus E .

Het verband tussen E en c_u is afgeleid uit de formule van Kvalstad [19]. Het verband tussen k en E is afgeleid uit de formules van Boussinesq [20]. Het verband tussen c_u , CBR en q_c is afgeleid uit de grafieken van Barenberg [22]. Uit deze grafieken volgt voor het verband tussen invoerparameter c_u en de belangrijkste in situ meetwaarde q_c :

$$q_c [\text{kN/m}^2] = 10 c_u [\text{kN/m}^2]$$

Uit de formules van Kvalstad kan voor dit verband worden afgeleid:

$$q_c = 15 c_u$$

Een dergelijke spreiding wordt meer algemeen in de literatuur gevonden. Ook het verband tussen c_u en de andere grootheden onderling is niet exact, doch moet gezien worden als een vuistregel.

Tabel 1 moet als volgt worden gelezen:

parameter in linker kolom = A * parameter in bovenrij, waarbij A de betreffende tabelwaarde is.

Voorbeeld: $c_u = 30$ CBR

	CBR [%]	c_u [kN/m ²]	q_c [kN/m ²]	k_{stat} Westergaard [kN/m ³]	E_{dyn} [kN/m ²]
CBR [%]	1	33×10^{-3}	$3,5 \times 10^{-3}$	$5,5 \times 10^{-5}$	$8,5 \times 10^{-5}$
c_u [kN/m ²]	30	1	0,1	$1,6 \times 10^{-3}$	$2,5 \times 10^{-3}$
q_c [kN/m ²]	280	10	1	$1,6 \times 10^{-2}$	$2,5 \times 10^{-2}$
k_{stat} Westergaard [kN/m ³]	18×10^3	600	60	1	1,6
E_{dyn} [kN/m ²]	12×10^3	400	40	0,65	1

Tabel 1

Toetsing van de methode Sellmeijer aan proefvakken

De methode Sellmeijer c.q. het programma GEOL is getoetst aan een drietal proefvakken. Dit is uitgebreid beschreven door Kenter en Sellmeijer [4]. In dit hoofdstuk zullen de belangrijkste resultaten van de toetsing worden samengevat.

Het eerste proefvak was speciaal opgezet om de rekenmethode te toetsen. Het proefvak was gelegen in het weinig draagkrachtige veengebied van de gemeente Moordrecht.

Er waren twee gewapende secties aanwezig met respectieve funderingslagen van 0,34 m en 0,44 m en verder een ongewapende sectie. Het toegepaste geotextiel was erg sterk en stijf (treksterkte 200 kN/m'), zodat bij een merkbare spoorvorming zeker een wapenende werking moet worden verwacht.

Gezien de draagkracht van de ondergrond trad deze spoorvorming niet meteen op, maar pas na een groter aantal lastovergangen. Bij de proeven werd dus het vormveranderingsdraagvermogen van de weg aangesproken. In tabel 2 zijn de gemeten waarden van spoorvorming en aggregaathoogte vergeleken met de berekende waarden.

sectie-nr.	gemeten			berekend	
	c_u [kN/m ²]	aggregaat-hoogte [m]	spoor-vorming [m]	aggregaat-hoogte [m]	spoor-vorming [m]
1	36	0,34	0,13	0,33	0,13
2	28	0,44	0,12	0,45	0,12
3	31	0,45	0,20	ongewapend	

Tabel 2: Proefvak te Moordrecht.

Het tweede proefvak was gelegen op een zeer slechte ondergrond ($c_u = 15$ à 20 kN/m²) te Nieuwerkerk a/d IJssel. Het proefvak was opgezet onder auspiciën van het Studie Centrum Wegenbouw en is gedetailleerd beschreven in een SCW-publicatie [5]. De toegepaste funderingslaag van 0,40 m dik en de toegepaste geotextielen waren niet sterk en stijf genoeg om een wezenlijk membraanwapeningseffect te geven. Dat bleek ook bij de sectie met de slechtste ondergrond (sectie 1), waar de wegconstructie bij de eerste lastovergang op een aantal plaatsen bezweek. Het geotextiel scheurde hierbij. Het bezwijkdaagvermogen van de weg werd dus kennelijk overschreden.

Na aanvullen van de funderingslaag tot 0,50 m à 0,55 m dikte bleek de wegconstructie juist stabiel. Tijdens de proeven werd met behulp van elektrische rekstrookjes de rek in het geotextiel gemeten.

Hoewel de proefvakken niet bepaald geëigend waren voor het aantonen van een membraanwapeningseffect, kon toch het bezwijken bij 0,4 m aggregaat en het juist niet bezwijken bij 0,50 à 0,55 m aggregaat goed met de berekeningen worden verklaard. Ook de gemeten rek bleek met de berekende rek overeen te komen. In de SCW-publicatie over dit proefvak [5] is eveneens een toetsing van de methode Sellmeijer opgenomen. Men komt hierbij tot soortgelijke conclusies.

Het derde proefvak waaraan het programma GEOL en de rekenmethode zijn getoetst, is het uit de literatuur bekende proefvak van Webster en Watkins [1]. Hierbij werd een aantal secties, die elk een andere inlage bevatten, belast door een heen en weer rijdende vrachtauto. De spoorvorming werd gemeten als functie van het aantal lastovergangen. Voor de toetsing is gekeken naar de sectie met het T16 membraan, hetgeen een vrij sterk weefsel bevatte. Er mocht dus bij enige spoorvorming zeker een membraanwapeningseffect worden verwacht. Tabel 3 geeft een overzicht van de meet- en rekenresultaten. De gemeten spoorvorming is ingevoerd in GEOL en de voor evenwicht benodigde funderingshoogte is berekend. Hierbij is gebruik gemaakt van de formule voor de equivalente aslast, die met behulp van het proefvak te Moordrecht was afgeleid (zie blz. I.29 en [24]).

aantal last- overgangen met 80 kN aslast	equivalente aslast [kN]	toegepaste aggregaat- hoogte [m]	gemeten aggregaat- hoogte	gemeten spoor- diepte [m]
9600	346	0,35	0,38-0,39	0,075
20000	390	0,35	0,40	0,15
37000	430	0,35	0,38	0,28

Tabel 3: T16 proefvak van Webster en Watkins [1].

Samenvatting rekenmethode voor membraanwapening

Kort samengevat heeft de ontwikkelde rekenmethode de volgende karakteristieken:

- Het grondgedrag is bi-lineair elasto-plastisch verondersteld, dat wil zeggen een lineaire beddingsconstante tot aan bezwijken en star-plastisch gedrag na bezwijken.
- Aan evenwicht van de ondergrond wordt voldaan via een beddingsconstante beschouwing in de elastische fase en via een karakteristiekenmethode (Brinch-Hansen) in de plastische fase; tegelijkertijd wordt aan evenwicht van het geotextiel voldaan via de membraanvergelijking.
- In het algemeen is de elastische fase van geen betekenis en is de inlage hierin slap ten opzichte van de grond.
- In vrijwel alle praktische gevallen bezwijkt de ondergrond aanvankelijk onder de verkeerslast en het gewicht van de fundering. Door de hierbij optredende vervormingen ontstaat een spanning in het geotextiel waardoor de wiellast over een grotere breedte wordt gespreid. Dit proces van vervorming c.q. spreiding zet door tot de verkeerslast over een zo groot oppervlak is gespreid, dat de ondergrond net niet meer bezwijkt.
- De spreiding in de fundering vindt plaats volgens een op te geven spreidingsfactor, die kan worden bepaald met behulp van de CBR-waarden.
- De spreiding in de fundering is in lengterichting van de weg even groot als in dwarsrichting.
- De spreiding door het geotextiel in lengterichting van de weg is verwaarloosd. De berekening is dus 2-dimensionaal en vergelijkbaar met de tamelijk extreme situatie waarbij een lange rij vrachtauto's achter elkaar rijdt.
- Het geotextiel is aan de zijkant van de weg verankerd verondersteld.
- Bij een op te geven spoorvorming (bijvoorbeeld 3 x de elastische) kan voor een bepaalde weggeometrie en belasting worden uitgerekend hoe groot de benodigde funderingshoogte is bij toepassing van een bepaald geotextiel. Het geotextiel wordt hierbij gekarakteriseerd door de stijfheid E en de maximaal optredende spanning S .

- Het aantal lastovergangen kan in rekening worden gebracht via invoering van een equivalente aslast.
- Toetsing van de rekenmethode aan enkele proefvakken heeft geleerd, dat de rekenmethode de praktijk goed benadert en enigszins aan de veilige kant is.
- Het effect van horizontale wapening (zie vervangende aslast, blz. I.37 en hoofdstuk I.4.4.) is verdisconteerd in de methode.

Eisen:

Geëist moet worden, dat het geotextiel bij een bepaalde verkeerslast, wegfundering en ondergrond een dusdanig hoge elasticiteitsmodulus en breuksterkte bezit, dat de wegconstructie niet bezwijkt en de toelaatbare spoorvorming niet wordt overschreden. Met behulp van deel II van dit rapport zijn hiervoor specificaties af te leiden.

Keuringsmethode:

De elasticiteitsmodulus en breuksterkte kunnen bij worden bepaald met behulp van de wide width strip test en met behulp van een 10 cm strip-test (NEN 948).

I.4.4. Horizontale wapening

Over het effect van horizontale wapening is meermalen gepubliceerd, bijvoorbeeld door Haliburton [6] en Potter en Currer [7]. Ook wordt in veel artikelen melding gemaakt van wapeningseffecten, die aan horizontale wapening moeten worden toegeschreven, aangezien de toegepaste geotextielen te weinig stijfheid of sterkte hadden voor een merkbaar membraanwapeningseffect (bijvoorbeeld Robnett et al [8], Barenberg [9] en een deel van de proefvakken van Webster en Watkins [1]). Er is echter tot op heden geen rekenmethode ontwikkeld om het horizontale wapeningseffect te kwantificeren. Daarom moet voor de kwantitatieve bepaling van dit effect uitsluitend van empirische gegevens worden uitgegaan.

Empirische gegevens die hiervoor kunnen worden gebruikt, zijn de proefresultaten van Barenberg [9]. Deze resultaten zijn verkregen uit schaalproeven met een vrij licht vlies. Barenberg vindt, dat coëfficiënt N_C^* voor het vormveranderingsdraagvermogen gelijk is aan 3,3 zonder geotextiel en gelijk aan 6 met geotextiel. Blijkbaar gedraagt de wegconstructie zich bij toepassing van een geotextiel tot veel hogere verkeerslasten min of meer elastisch. Omdat het door Barenberg gebruikte geotextiel niet erg stijf en sterk is, moet het grootste gedeelte van dit effect aan horizontale wapening worden toegeschreven. Steward [18] heeft de resultaten van Barenberg wat gewijzigd op grond van praktijkervaring. Hij hanteert in zijn richtlijnen een $N_C^* = 2,8$, wanneer geen geotextiel wordt toegepast en een $N_C^* = 5,0$, wanneer wel een geotextiel wordt toegepast.

Als conclusie voor de Nederlandse richtlijnen mag gelden, dat de coëfficiënt N_C^* , die het vormveranderingsdraagvermogen bepaalt, ongeveer gelijk aan 3 is zonder geotextiel en ongeveer gelijk aan 5 met geotextiel. Deze toename is het gevolg van horizontale wapening. Deze bevindingen zijn verwerkt in de methode Sellmeijer, zodat daarmee dus ook het effect van horizontale wapening kan worden berekend.

Omdat horizontale wapening betrekkelijk weinig afhangt van de eigenschappen van het geotextiel, zullen geen nadere specificaties voor het geotextiel worden gegeven in verband met deze functie.

I.4.5. Klankbodem

Omdat de klankbodemfunctie - zo die al bestaat - een afgeleid effect van de scheidingsfunctie en de horizontale wapeningsfunctie is, wordt hier verder niet apart ingegaan op kwantificering van deze functie. Verwezen wordt naar hetgeen onder hoofdstuk I.4.1. "Scheiding" en hoofdstuk I.4.4. "Horizontale wapening" wordt opgemerkt.

1.5. Literatuur

- 1 Webster, S.L., Watkins, J.E.,
"Investigation of construction techniques for tactical bridge approach roads across soft ground",
Technical Report S-77-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1977.
- 2 Webster, S.L., Alford, S.J.,
"Investigation of construction concepts for pavement across soft ground",
Technical Report S-78-6, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1978.
- 3 Kinney, T.C.,
"Small scale load tests on Soil-Geotextile-Aggregate Systems"
S.I.C.G., 1982, Las Vegas.
- 4 Kenter, C.J., Sellmeijer, J.B.
"Draagkrachtverbetering bij de toepassing van Geolon kunststofweefsels onder steenfunderingen van wegen",
Rapport van Laboratorium voor Grondmechanica aan Nicolon B.V., LGM CO-254920/20, december 1983.
- 5 Studie Centrum Wegenbouw,
"Praktijkonderzoek kunststofvliezen, Ervaringen met proefvakken in Nieuwerkerk a/d IJssel",
SCW publ.
- 6 Halibruton, T.A., Lawmaster, J.D., King, J.K.,
"Potential use of geotechnical fabric in airfield runway design",
School of Civil Engineering, Oklahoma State University, October 1980.

- 7 Potter, J.F., Currer, E.W.H.,
"The effect of a fabric membrane on the structural behaviour of a granular road pavement",
Transport and Road Research Laboratory, TRRL report 996, 1981.
- 8 Robnett, Q.L., Lai, J.S., Lavin, J.G., Murch, L.E., Murray, C.D.,
"Use of geotextiles in road construction: An experimental study",
First Canadian symposium on Geotextiles, 1980.
- 9 Barenberg, E.J.,
"Design procedures for soil-aggregate systems with Mirafi 500 x fabric",
University of Illinois, Urbana Champaign, October 1980.
- 10 Nieuwenhuis, J.D.,
"Membrane and the bearing capacity of road bases",
C.I.S.T., Paris, April 1977.
- 11 Bakker, J.G.,
"Mechanical behaviour of membrane in road foundations",
C.I.S.T., Paris, 1977.
- 12 Ludwig, W.,
"Die kostensparende Anwendung von Kunststoffvlies im Strassen- und Wegenbau",
Amt der Kärntner Landesregierung, Klagenfurt.
- 13 Giroud, J.P., Noiray, L.,
"Design of geotextile reinforced unpaved roads",
Woodward Clyde Consultants, Chicago.
- 14 Perrier, H.,
"Sol bichouche renforcé par géotextile",
Rapport de Recherche LPC no. 125, Paris, October 1983.

- 15 Sellmeijer, J.B., Kenter, C.J., v.d. Berg, C.,
"Calculation method for fabric reinforced road",
S.I.C.G., Las Vegas, 1982.
- 16 v.d. Berg, C., Sellmeijer, J.B., Kenter, C.J.,
"Geotextiel in de wegenbouw",
Ingenieursblad, Kon. Vlaamse Ingenieursvereniging, april 1983.
- 17 Steward, J., Williamson, R., Mohny, J.,
"Guidelines for use of fabrics on construction and maintenance of
low-volume roads",
Report no. FHWA-TS-205, USDA, Forest Service, Portland, Oregon,
June 1977
- 18 v.d. Berg, C., Kenter, C.J.,
"Sterkte en rek van een scheidingsinlage in een wegfundering",
Wegen, februari 1983.
- 19 Kvalstad, T.J.,
"Soil reaction stresses on the base structure of gravity platforms
during installation",
Design parameters in geotechnical engineering, BGS, London, 1979,
Vol. 3.
- 20 Boussinesq, J.,
"Applications des potentiels a l'étude de l'équilibre et du
mouvement des solides élastique",
Paris, 1885.
- 21 Studie Centrum Wegenbouw,
"Ontwerp flexibele verhardingen; Algemene Beschouwingen",
Mededeling 28, november 1971.

- 22 Akinmusuro, J.O., Akinbolade, J.A., Odigie, D.O.,
"Bearing Capacity Tests on Fiber Reinforced Soil",
S.I.C.G., Las Vegas, 1982.
- 23 Ingold, T.S., Miller, K.S.,
"Analytical and Laboratory Investigations of Reinforced Clay",
S.I.C.G., Las Vegas, 1982.
- 24 v.d. Berg, C.,
"Geolon kunststofweefsel getoetst aan de praktijk",
Wegen, juli/augustus 1984.

DEEL II: SELECTIEPROCEDURE

SELECTIEPROCEDURE VOOR GEOTEXTIELEN IN WEGFUNDERINGEN

II.0. Algemene procedure

Bij het selecteren van een geotextiel voor een bepaalde toepassing zal in eerste instantie deze toepassing zelf nader in beschouwing moeten worden genomen. Daaraan gekoppeld, moet worden omschreven welke functies het geotextiel in die bepaalde toepassing moet vervullen.

Deze functies geven een inzicht in de eigenschappen van het geotextiel die relevant zijn voor deze specifieke toepassing.

Als deze functies en bijbehorende eigenschappen bekend zijn, dan moet met behulp van ontwerpmethodieken de relatie tussen constructie, functies en eigenschappen zodanig worden uitgewerkt dat kwantificering van de eigenschappen mogelijk is. Als deze specificaties voor de eigenschappen bekend zijn, waaraan het geotextiel voor deze toepassing dus moet voldoen, kan aan de hand hiervan een adequaat geotextiel worden geselecteerd.

Schematisch weergegeven verloopt de selectieprocedure van geotextielen voor een bepaalde toepassing als volgt:

1. Beschouwing van de constructie als zodanig volgens gangbare technische normen.
2. Omschrijving van de gewenste functies van het geotextiel met de daarbij behorende eigenschappen.
3. Kwantificering van de eigenschappen waaraan het geotextiel moet voldoen met behulp van ontwerpmethodieken.
4. Specificatie van het geotextiel.
5. Selectie van het geotextiel.

Bij de vaststelling van de hierna beschreven selectieprocedure voor geotextielen in wegfunderingen is in principe de bovengenoemde procedure gevolgd. Voor een beter begrip verdient het aanbeveling deel I van deze handleiding, de theoretische beschouwing, door te nemen.

ccw.57

II.1. Overzicht

De selectieprocedure is gebaseerd op de 3 voornaamste functies van geotextielen in een wegfundering:

- Wapeningsfunctie
- Scheidingsfunctie
- Filterfunctie.

Aan de hand van deze 3 functies wordt bepaald welke eigenschappen van het geotextiel van belang zijn en welke eisen hieraan moet worden gesteld voor bepaalde omstandigheden en randvoorwaarden. Deze randvoorwaarden bestaan uit:

- Belasting op de weg
- Wegfundering
- Ondergrond.

Bij bepaling van de eisen en specificaties wordt gebruik gemaakt van de ontwerp- en rekenmethoden zoals die in deel I beschreven zijn. In het kort is de samenhang tussen functies, eigenschappen, ontwerpmethoden en eisen als volgt:

Wapeningsfunctie

Het betreft hier de "membraanwapeningsfunctie". Hierbij vindt last-spreiding plaats door uitbuiging en bijbehorende opspanning van het geotextiel. De lastspreiding is direct gekoppeld aan de E-modulus van het geotextiel en de spoorvorming. Bij een bepaalde belasting, wegfundering en ondergrond, wordt de E-modulus van het geotextiel gegeven, waarbij geen bezwijken van de wegfundering meer op zal treden. Deze E-modulus, E (kN/m), en de daarbij berekende spanning, S (kN/m), worden als eisen aan het geotextiel gesteld. Voorts wordt om te voorkomen dat een geotextiel onder de berekende opgelegde spanning een doorgaande scheurvorming gaat vertonen bij een kleine beschadiging, een eis aan de doorscheursterkte gesteld.

Scheidingsfunctie

Uitgangspunt is dat het geotextiel geen gaten of scheuren mag vertonen. Gaten zouden veroorzaakt kunnen worden door doorponsen van aggregaatkorrels door het geotextiel. Om dit te voorkomen wordt een eis gesteld aan de doordruksterkte $P(N)$ van het geotextiel.

Scheuren kunnen veroorzaakt worden door te grote spoorvorming die door het geotextiel niet kan worden gevolgd. Om dit te voorkomen wordt een eis gesteld aan de verlenging die het geotextiel moet kunnen leveren. Deze eis wordt uitgedrukt als treksterkte x breukrek, $\hat{S} \cdot \hat{\epsilon}$ (kN/m). Voorts wordt om te voorkomen dat een geotextiel bij een kleine beschadiging een doorgaande scheurvorming gaat vertonen, een eis gesteld aan de doorscheursterkte.

Filterfunctie

Het geotextiel moet voorkomen dat er gronddeeltjes uit de ondergrond in de fundering dringen, terwijl het wel water moet doorlaten. Hiervoor worden er eisen gesteld aan de gronddichtheid, O_{90} (μm) en de waterdoorlatendheid, ΔH (mwk).

In hoofdstuk II.4. van dit deel wordt de selectie- of ontwerpprocedure stapsgewijs beschreven. Hierbij wordt verwezen naar de overige hoofdstukken, waar de benodigde informatie is te vinden. Hoofdstuk II.4 doet daarmee tevens dienst als "wegwijzer" voor dit deel.

In deel II is een aantal ontwerptabellen opgenomen, waarmee men enerzijds tot een verantwoord ontwerp kan komen en waarmee anderzijds specificaties voor het toe te passen geotextiel kunnen worden afgeleid. Deze ontwerptabellen zijn gebaseerd op de ontwerp- en rekenmethoden die in deel I uitgebreid zijn beschreven, onder andere op het programma GEOL. Bij deze berekeningen is voor een aantal parameters een vaste waarde aangenomen. Hierop wordt in hoofdstuk II.2. nader ingegaan.

De overige parameters zijn in de tabellen gevarieerd. In principe kunnen de tabellen daarom alleen worden gebruikt indien de betreffende wegconstructie niet te veel afwijkt van de hier beschouwde wegconstructie op het punt van deze vast aangenomen parameters. Bij twijfel verdient het aanbeveling een aparte berekening te (laten) maken. Dit geldt in het bijzonder als de gekozen oplossing op de grens van de mogelijkheden ligt, dus bij zeer slechte grondslag of zeer dunne funderingslagen.

Tot slot dient nog te worden opgemerkt, dat in de hier gegeven ontwerpprocedure slechts voor enkele parameters een veiligheidscoëfficiënt is opgenomen. Slechts in de treksterkte S en scheursterkte W zit een veiligheid 3 verdisconteerd in verband met mogelijke kruip.

De hier beschouwde vrij lichte wegconstructies worden in het algemeen zonder al te veel veiligheid ontworpen. Het al dan niet toepassen van een veiligheidscoëfficiënt wordt daarom aan de ontwerper overgelaten.

II.2. Vaste parameters (uitgangspunten)

Bij de vervaardiging van de ontwerptabellen is in de ontwerpmethoden voor een aantal parameters die betrekking hebben op de verkeersbelasting, de wegfundering en de ondergrond een vaste waarde ingevoerd. Deze zijn:

Verkeersbelasting:

Wielconfiguratie	: 2 wielen aan elk uiteinde as
Bandbreedte	: 0,2 m
Bandenspanning	: ca. 625 kN/m ²
Spoorbreedte	: 1,70 m
Aantal auto's naast elkaar	: 1

Wegfundering:

Wegbreedte	: 4 m
Volumegewicht aggregaat	: 18 kN/m ³
Maximasle korreldiameter aggregaat	: 0,04 m

Ondergrond:

Effectief volumegewicht	: .. kN/m ³
Hoek van inwendige wrijving op	: 0° (ongedraineerde belasting)

II.3. Variabele parameters

De variabele parameters in de hier gegeven selectieprocedure zijn:

Verkeersbelasting:

Aslast	: F [kN]
--------	----------

Wegfundering:

Spreidingsfactor aggregaat	: e
Aggregaathoogte	: H [m]

Ondergrond:

Ongedraineerde schuifsterkte	: c_u [kN/m ²]
------------------------------	------------------------------

De waarden van deze parameters kunnen worden bepaald met de betreffende formules en tabellen, volgens de instructies van hoofdstuk II.4.

II.4. Ontwerpprocedure

Aan de hand van de hieronder gegeven instructies kunnen waarden worden bepaald voor de variabele parameters, genoemd in hoofdstuk II.3. Verder worden specificaties afgeleid voor het toe te passen geotextiel. De gevonden waarden kunnen worden verzameld op het "Ontwerpblad Geotechnieken onder Wegfunderingen", waarvan een voorbeeld is opgenomen als uitklapblad achterin dit rapport.

De ontwerpprocedure is verder als volgt:

0. Bepaal de aslast in geval van enkele maatgevende lastovergangen of bepaal de equivalente aslast ingeval van een groot aantal lastovergangen volgens hoofdstuk II.5.
1. Bepaal spreidingsfactor van de fundering met behulp van hoofdstuk II.6., tabel 1.
2. Bepaal c_u ondergrond met behulp van hoofdstuk II.7., tabel 2.
3. Kies een funderingsdikte of een aantal funderingsdikten, waartussen men een optimum wil bepalen.
4. Bepaal met behulp van hoofdstuk II.8. via tabellen 3 t/m 29, "Wapeningsfunctie", welke eisen aan het geotextiel gesteld worden ten aanzien van de elasticiteitsmodulus E (kN/m), en de scheursterkte W (N).
5. Bepaal of maximale korreldiameter van het funderingsmateriaal groter of kleiner dan 0,02 m is.
6. Bepaal korrelvorm van het funderingsmateriaal (puntig of afgerond).
7. Bepaal met behulp van hoofdstuk II.9 via de tabellen 30 en 31, "Scheidingsfunctie", de vereiste doordrukkracht P (N) van het geotextiel.
8. Bepaal met behulp van hoofdstuk II.9 via de tabellen 32 en 33, "Scheidingsfunctie", het vereiste produkt van treksterkte $\times$ breukrek, $S \cdot \epsilon$ (kN/m) van het geotextiel.

9. Bepaal met behulp van hoofdstuk II.9 via tabel 34, "Scheidingsfunctie", de vereiste scheursterkte W (N) van het geotextiel. Is deze scheursterkte kleiner dan de scheursterkte die bij 4 gevonden is, dan is de scheursterkte die bij 4 gevonden is maatgevend. Is deze scheursterkte groter dan de scheursterkte die bij punt 4 gevonden is, dan is deze scheursterkte maatgevend.
10. Bepaal met behulp van hoofdstuk II.10 de vereiste gronddichtheid, O_{90} (10^{-6} m), en de waterdoorlatendheid van het geotextiel uitgedrukt in de drukval ΔH (mwk) bij een doorstroomsnelheid van 0,01 m/s.
11. Geef aan of er bijzondere eisen aan de duurzaamheid gesteld dienen te worden. In het algemeen bezitten de geotextielen, opgebouwd uit polyamide, polyester, polypropreen en polyetheen een voldoende duurzaamheid ten aanzien van de chemische en bacteriologische invloeden.

II.5. Vervangende aslast

Indien slechts één of enkele lastovergangen maatgevend zijn voor de dimensionering van de constructie kan men uitgaan van de werkelijke aslast. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn in de bouwfase van een weg, waar zwaar bouwverkeer de nog onverdichte funderingslaag berijdt en de belastingspreidende werking van de top laag nog niet aanwezig is. Indien een groter aantal lastovergangen maatgevend is voor de uiteindelijke spoorvorming, dient te worden uitgegaan van de vervangende aslast. Als voorlopige indicatie kan de formule worden gebruikt die bij proefvakken te Moordrecht is gevonden [4]:

$$F_e = F_s \sqrt[6.2]{N}$$

met:

F_e = vervangende aslast [kN]

F_s = werkelijke aslast [kN]

N = aantal lastovergangen in fase zonder verharding .

II.6. Spreidingsfactor aggregaat

De spreidingsfactor e van het aggregaat is gedefinieerd als de tangens van de hoek waaronder de belasting in het aggregaat wordt gespreid. Deze spreidingsfactor is afhankelijk van de stijfheid van de verschillende lagen. Voor een slappe ondergrond met een lage CBR-waarde ($< 2\%$) kunnen voorlopig de volgende richtwaarden in de funderingslaag worden aangehouden:

Richtgetallen zijn gegeven in tabel 1.

soort aggregaat	CBR [%]	e-waarde
onverdicht zand	< 5	0,25
onverdichte lava, silex, slakken	10	0,30
opgespoten zand na verdichting	8-12	0,30
fijne dekzanden na verdichting	12-18	0,35
grindhoudend zand na verdichting	15-20	0,35
zand gestabiliseerd met cement + asfalt-emulsie	25-50	0,40
lava en silex na verdichting	30-60	0,45
hoogovenslakken na verdichting	40-70	0,50

Tabel 1.

II.7. Ongedraineerde schuifsterkte ondergrond

Voor de bepaling van de c_u -waarde van de ondergrond kan gebruik worden gemaakt van de conusweerstand q_c met behulp van de relatie $q_c = 15 \cdot c_u$. De conusweerstand moet worden bepaald op 0,5 m, 1,0 m en 1,5 m onder de conutbodem. Indien er weinig belastingspreiding wordt gewenst, kunnen de op 0,5 m gevonden waarden worden aangehouden. Indien er enige belastingspreiding wordt gewenst, kan met het gemiddelde van de op 0,5 m en 1,0 m gevonden waarden worden volstaan, en als de belastingspreiding groot moet zijn, moet het gemiddelde van de op 0,5 m, 1,0 m en 1,5 m gevonden waarden genomen worden.

Voor een goede interpretatie is het nuttig de weersomstandigheden gedurende de sondering te noteren.

Als er slechts een indicatie van de CBR-waarde van de ondergrond aanwezig is kan de c_u -waarde bepaald worden met de relatie:

$$c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 20 \text{ à } 30 \cdot \text{CBR (\%)}. \quad .$$

Eventueel kan de c_u -waarde worden bepaald via visuele beoordeling, waarbij gebruik kan worden gemaakt van onderstaand overzicht.

algemene benaming	ongedraineerde schuifspanning (kN/m ²)	terreinaanduiding
hard	$c_u : > 150$	bros of zeer taai
stijf	$c_u : 100-150$	niet met de hand kneedbaar
stijf tot vast	$c_u : 75-100$	niet met de hand kneedbaar
vast	$c_u : 50- 75$	met moeite met de hand kneedbaar
zacht tot vast	$c_u : 40- 50$	met moeite met de hand kneedbaar
zacht	$c_u : 20- 30$	gemakkelijk met de hand kneedbaar
zeer zacht	$c_u : < 20$	squeezed tussen de vingers bij het kneden met de hand

Tabel 2

II.8. Wapening

Met behulp van de tabellen 3 t/m 29 kan de elasticiteitsmodulus E , de treksterkte S en de scheursterkte W van het toe te passen geotextiel worden bepaald als functie van de aslast en van de spreidingsfactor e van de funderingslaag.

De navolgende tabellen 3 t/m 29 geven waarden van E , S en W van aslasten F van 100 kN, 200 kN, 300 kN en spreidingsfactoren e van 0,5, 0,4 en 0,3.

Indien de volgens II.5 berekende aslast niet precies gelijk is aan één van de aslasten waarop de tabellen zijn gebaseerd kan tussen de tabellen worden geïnterpoleerd. Bij twijfel verdient het aanbeveling een aparte berekening te (laten) maken.

In de gegeven waarden voor de treksterkte S en scheursterkte W zit een veiligheidsfactor 3 verdisconteerd in verband met mogelijk kruip van het geotextiel.

Verder wordt met X in de tabel aangegeven, dat de omstandigheden (met name ten aanzien van ondergrond) dermate kritisch geworden zijn dat een aparte meer op de specifieke situatie toegespitste berekening aanbevelenswaardig is. Een blanco in de tabel betekent, dat de omstandigheden dermate gunstig zijn, dat geen geotextiel hoeft te worden toegepast met een wapeningsfunctie.

De elasticiteitsmodulus E (kN/m), de breukspanning S (kN/m) en de scheursterkte W (kN) in de tabellen 3 t/m 29 zijn bepaald bij een totale spoorvorming $\Delta S = 0,15$ m in de ondergrond.

Indien een andere spoorvorming ΔS_A (m) van toepassing is, kunnen de daarbij behorende elasticiteitsmodulus E_A (kN/m), de breukspanning S_A (kN/m) en de scheursterkte W_A (kN/m) met behulp van de volgende relaties worden bepaald:

$$E_A = \left(\frac{0,15}{\Delta S_A} \right)^3 \cdot E \text{ (kN/m)}$$

$$S_A = \left(\frac{0,15}{\Delta S_A} \right) \cdot S \text{ (kN/m)}$$

$$W_A = \left(\frac{0,15}{\Delta S_A} \right) \cdot W \text{ (kN)}$$

Vervangende) aslast + F = 100 kN

= 0,5

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	2700	1000	250											
H = 0,4 m	X	X	1100	150												
H = 0,5 m	X	2600	300													
H = 0,6 m	X	1400														

abel 3

= 0,5

Treksterkte S (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	190	100	40											
H = 0,4 m	X	X	90	20												
H = 0,5 m	X	150	30													
H = 0,6 m	X	90														

abel 4

= 0,5

Scheursterkte W (kN)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	1,9	1,0	0,4											
H = 0,4 m	X	X	0,9	0,2												
H = 0,5 m	X	1,5	0,3													
H = 0,6 m	X	0,9														

abel 5

Vervangende) aslast $F = 100 \text{ kN}$

$\mu = 0,4$

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$H = 0,3 \text{ m}$	X	X	5000	2000	800	300	30									
$H = 0,4 \text{ m}$	X	X	2400	800	150											
$H = 0,5 \text{ m}$	X	X	1200	180												
$H = 0,6 \text{ m}$	X	7000	500													

Tabel 6

$\mu = 0,4$

Treksterkte S (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$H = 0,3 \text{ m}$	X	X	290	120	100	50	5									
$H = 0,4 \text{ m}$	X	X	170	80	20											
$H = 0,5 \text{ m}$	X	X	100	30												
$H = 0,6 \text{ m}$	X	230	50													

Tabel 7

$\mu = 0,4$

Scheursterkte W (kN)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$H = 0,3 \text{ m}$	X	X	2,9	1,2	1,0	0,5	0,05									
$H = 0,4 \text{ m}$	X	X	1,7	0,8	0,2											
$H = 0,5 \text{ m}$	X	X	1,0	0,3												
$H = 0,6 \text{ m}$	X	2,3	0,5													

Tabel 8

Vervangende) aslast + F = 100 kN

= 0,3

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

(kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
= 0,3 m	X	X	X	3800	1900	1000	500	180								
= 0,4 m	X	X	5100	2100	900	300	40									
= 0,5 m	X	X	3100	1100	300											
= 0,6 m	X	X	2000	500												

bel 9

= 0,3

Treksterkte S (kN/m)

(kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
= 0,3 m	X	X	X	280	190	120	80	40								
= 0,4 m	X	X	300	180	100	50	5									
= 0,5 m	X	X	200	100	40											
= 0,6 m	X	X	150	60												

bel 10

= 0,3

Scheursterkte W (kN)

(kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
= 0,3 m	X	X	X	2,8	1,9	1,2	0,8	0,4								
= 0,4 m	X	X	0,3	1,8	1,0	0,5	0,05									
= 0,5 m	X	X	0,2	1,0	0,4											
= 0,6 m	X	X	0,15	0,6												

bel 11

Vervangende) aslast + F = 200 kN

= 0,5

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	8300	4800	2800	1700	900	400	80					
H = 0,4 m	X	X	X	X	3600	1800	800	160								
H = 0,5 m	X	X	X	3800	1400	330										
H = 0,6 m	X	X	X	1700	230											

Tabel 12

= 0,5

Treksterkte S (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	500	360	250	180	120	60	20					
H = 0,4 m	X	X	X	X	260	160	80	20								
H = 0,5 m	X	X	X	240	120	40										
H = 0,6 m	X	X	X	120	20											

Tabel 13

= 0,5

Scheursterkte W (kN)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	5,0	3,6	2,5	1,8	1,2	0,6	0,2					
H = 0,4 m	X	X	X	X	2,6	1,6	0,8	0,2								
H = 0,5 m	X	X	X	2,4	1,2	0,4										
H = 0,6 m	X	X	X	1,2	0,2											

Tabel 14

Vervangende) aslast + F = 200 kN

= 0,4

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	8600	5900	3500	2300	1500	900	500	230			
H = 0,4 m	X	X	X	X	7300	4100	1500	1300	600	200						
H = 0,5 m	X	X	X	X	3800	1900	800	190								
H = 0,6 m	X	X	X	4700	1900	600										

Tabel 15

= 0,4

Treksterkte S (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	540	420	320	250	180	130	80	40			
H = 0,4 m	X	X	X	X	450	310	220	150	80	80						
H = 0,5 m	X	X	X	X	270	170	90	30								
H = 0,6 m	X	X	X	280	150	6										

Tabel 16

= 0,4

Scheursterkte W (kN)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	5,4	4,2	3,2	2,5	1,8	1,3	0,8	0,4			
H = 0,4 m	X	X	X	X	4,5	3,1	2,2	1,5	0,8	0,2						
H = 0,5 m	X	X	X	X	2,7	1,7	0,9	0,3								
H = 0,6 m	X	X	X	2,8	1,5	0,6										

Tabel 17

Vervangende) aslast + F = 200 kN

= 0,3

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	7100	5000	3600	2600	1300	1300	900	570	330
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	8800	5600	3700	2400	1600	1000	600	240	20		
H = 0,5 m	X	X	X	X	9000	5200	3100	1800	1000	470	120					
H = 0,6 m	X	X	X	X	5700	300	1600	700	200							

abel 18

= 0,3

Treksterkte S (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	530	440	360	290	240	190	150	100	60
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	550	420	330	250	180	130	90	40	5		
H = 0,5 m	X	X	X	X	520	370	270	190	120	70	20					
H = 0,6 m	X	X	X	X	360	240	150	90	30							

abel 19

= 0,3

Scheursterkte W (kN)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	5,3	4,4	3,6	2,9	2,4	1,9	1,5	1,0	0,6
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	5,5	4,2	3,3	2,5	1,8	1,3	0,9	0,4	0,05		
H = 0,5 m	X	X	X	X	5,2	3,7	2,7	1,9	1,2	0,7	0,2					
H = 0,6 m	X	X	X	X	3,6	2,4	1,5	0,9	0,3							

abel 20

Vervangende) aslast + F = 300 kN

= 0,5

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	7000	4900	3400	2400	1600	1000	600	230
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	6500	4000	2400	1400	700	170				
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	5000	2600	1200	400							
H = 0,6 m	X	X	X	X	4900	2100	600									

abel 21

= 0,5

Treksterkte S (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	55	440	350	270	210	150	100	50
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	430	340	240	160	90	25				
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	350	220	130	45							
H = 0,6 m	X	X	X	X	310	170	60									

abel 22

= 0,5

Scheursterkte W (kN)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	5,5	4,4	3,5	2,7	2,1	1,5	1,0	0,5
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	4,3	3,4	2,4	1,6	0,9	0,3				
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	3,5	2,2	1,3	0,5							
H = 0,6 m	X	X	X	X	3,1	1,7	0,6									

abel 23

Vervangende) aslast + F = 300 kN

$\mu = 0,4$

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	6900	5100	3900	2900	2100	1600
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	X	8600	5800	4000	2700	1800	1100	600	260	
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	X	6800	4200	2500	1500	700	200				
H = 0,6 m	X	X	X	X	X	6100	3400	1800	700							

Tabel 24

$\mu = 0,4$

Treksterkte S (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	600	500	420	350	290	240
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	X	600	470	380	300	220	160	100	45	
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	X	470	340	250	170	90	30				
H = 0,6 m	X	X	X	X	X	400	270	170	90							

Tabel 25

$\mu = 0,4$

Scheursterkte W (kN)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	6,0	5,0	4,2	3,5	2,9	2,4
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	X	6,0	4,7	3,8	3,0	1,2	1,6	1,0	0,5	
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	X	4,7	3,4	2,5	1,7	0,9	0,3				
H = 0,6 m	X	X	X	X	X	4,0	2,7	1,7	0,9							

Tabel 26

Vervangende) aslast + F = 300 kN

= 0,3

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	8200	6500	5200	4100
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	7000	5200	3900	3000	2200	1600
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	X	X	X	7300	5100	3600	2500	1700	1100	600	300
H = 0,6 m	X	X	X	X	X	X	X	6200	4100	2600	1600	900	400			

abel 27

= 0,3

Treksterkte S (kN/m)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	730	640	560	500
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	600	500	430	360	300	240
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	X	X	X	560	450	360	290	220	160	100	50
H = 0,6 m	X	X	X	X	X	X	X	470	360	270	190	130	60			

abel 28

= 0,3

Scheursterkte W (kN)

c_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
H = 0,3 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	7,3	6,4	5,6	5,0
H = 0,4 m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	6,0	3,0	4,3	3,6	3,0	2,4
H = 0,5 m	X	X	X	X	X	X	X	X	5,6	4,5	3,6	2,9	2,2	1,6	1,0	0,5
H = 0,6 m	X	X	X	X	X	X	X	4,7	3,6	2,7	1,9	1,3	0,6			

abel 29

II.9 Scheiding

In de navolgende tabellen 30 en 31 wordt de vereiste doordrukkracht P , te bepalen volgens de CBR potproef, gegeven als functie van de aggregaatvorm.

In de tabellen 32 en 33 wordt het vereiste product van treksterkte en breukrek gegeven als functie van de belastingspreidingsfactor en van het aggregaat.

Al deze tabellen gaan uit van een werkelijke aslast van 100 kN. De equivalente aslast is in dit geval niet van belang. Indien de werkelijke aslast veel afwijkt van 100 kN is een aparte berekening gewenst.

In tabel 34 is de scheursterkte vermeld, die het geotextiel moet hebben om verdere scheurvorming tegen te gaan, wanneer een scherpe steen uit de fundering door het doek ponst.

Deze waarde dient te worden vergeleken met de waarde gevonden onder punt 4 of hoofdstuk II.8. De grootste van de twee waarden is maatgevend en dient op de ontwerptabel te worden ingevuld.

$\alpha = 0,5$

Doordrukkracht P (N)

$D_{\max} = 0,04$ m

aggregaatvorm puntig

σ_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\alpha = 0,3$ m	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300
$\alpha = 0,4$ m	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
$\alpha = 0,5$ m	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400
$\alpha = 0,6$ m	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100

bel 30

$\alpha = 0,5$

Doordrukkracht P (N)

$D_{\max} = 0,04$ m

aggregaatvorm afgerond

σ_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\alpha = 0,3$ m	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
$\alpha = 0,4$ m	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
$\alpha = 0,5$ m	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
$\alpha = 0,6$ m	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500

bel 31

$\alpha = 0,5$

Treksterkte x Breukrek $S \cdot \epsilon$ (kN/m)

σ_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\alpha = 0,3$ m	X	X	10	10	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$\alpha = 0,4$ m	X	X	10	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$\alpha = 0,5$ m	X	X	10	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$\alpha = 0,6$ m	X	X	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

bel 32

= 0,5

Elasticiteitsmodulus E (kN/m)

E_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$H = 0,3$ m	X	X	10	10	10	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$H = 0,4$ m	X	X	10	10	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$H = 0,5$ m	X	X	10	10	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$H = 0,6$ m	X	X	10	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

abel 33

= 0,4

Scheursterkte W (kN)

E_u (kN/m ²)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$H = 0,3$ m	X	X	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$H = 0,4$ m	X	X	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$H = 0,5$ m	X	X	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$H = 0,6$ m	X	X	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

abel 34

II.10 Filter

Waterdoorlatendheid

De waterdoorlatendheid, uitgedruk in de drukval ΔH over het geotextiel bij een doorstroomsnelheid 0,01 m/s, moet voldoen aan:

$$\Delta h = 0,1 \text{ mwk}$$

Gronddichtheid

Aan de gronddichtheid wordt alleen bij een ondergrond met $c_u > 100 \text{ kN/m}^2$ een eis gesteld. Deze is:

$$O_{90} < 1000 \text{ } \mu\text{m}$$

Bij een cohesieve ondergrond met $c_u < 100 \text{ kN/m}^2$ hoeft geen eis te worden gesteld.

ONTWERPBLAD GEOTEXTIELEN IN WEGFUNDERINGEN

ingevoerde waarden		verkeersbelasting, wefundering en ondergrond
werkelijke aslast	: F_s	[kN]
equivalente aslast	: F_e	[kN]
spreidingsfactor aggregaat	: e	[-]
korrelvorm aggregaat	:	puntig/afgerond
maximale korreldiameter	: d_{max}	[m]
funderingsdikte	: H	[m]
ongedraineerde schuifsterkte	: c_u	[kN/m ²]
ondergrond		

VEREISTE EIGENSCHAPPEN GEOTEXTIEL		keuringsmethode
elasticiteitsmodulus: E (kN/m')		10*20 cm striptest weefsel
breuksterkte : S (kN/m')		20*10 cm striptest vliezen
scheursterkte : W (N)		10 cm striptest weefsel
doordrukkracht : P (N)		20 cm striptest vliezen
grond dichtheid : ρ_{90} (10 ⁻⁶ m)		trapeziumscheurtest
waterdoorlatendheid : ΔH (mwk)	0,1	CBR-potproef
		droge zeefproef

3. Keuringsmethoden.

Voor het toetsen van de in hoofdstuk 1.4 gestelde criteria wordt gedacht aan de volgende testmethoden:¹⁾

- a. ter bepaling van de elasticiteitsmodulus, breuksterkte en energie absorptie:
 - voor weefsels een uni-axiale trekproef op een 100 mm brede strip met een trek lengte van 200 mm,
 - voor vliezen een uni-axiale trekproef op een 200 mm brede strip met een trek lengte van 100 mm.
- b. ter bepaling van de scheursterkte de trapezium-scheurtest
- c. ter bepaling van de doorpanssterkte de CBR-plunjerproef
- d. ter bepaling van de grond dichtheid de droge zeefproef volgens de Ontwerp NEN
- e. ter bepaling van de weerstand tegen doorstroming van water de methode volgens de Ontwerp NEN

ad a uni-axiale trekproef

monsternamen

overeenkomstig ISO 186.1977

afmeting van het proefstuk

weefsels :	breed	100 mm	$\pm$ 1 mm
	lang	400 mm	$\pm$ 1 mm
vliezen :	breed	200 mm	$\pm$ 1 mm
	lang	300 mm	$\pm$ 1 mm

klimaat

overeenkomstig ISO 139- natte condities

trekbank

een vervormingsgestuurde trekbank: ϵ is constant

uitvoering van de proef

Het trekstuk wordt zodanig in de trekbank ingespannen dat tussen de klemmen de volgende trek lengten resteren:

- weefsels : 200 mm $\pm$ 2 mm
- vliezen : 100 mm $\pm$ 1 mm

Vervolgens wordt het trekstuk met een constante treksnelheid van $\epsilon = 2\%/min$ (weefsels 4 mm/min en vliezen 2 mm/min) tot bezwijken getrokken.

-
- 1) In een uitgebreider rapport wordt nader ingegaan op alle voor- en nadelen van de verschillende proefmethoden. Tevens zal in dit rapport een gefundeerde onderbouwing van de definitieve keuze van de verschillende proefmethoden en -procedures worden gegeven.

ad b trapezium scheurtest

monstername

overeenkomstig ISO 186.1977

afmeting van het proefstuk

breed : 75 mm $\pm$ 1 mm

lang : 150 mm $\pm$ 1 mm

klimaat

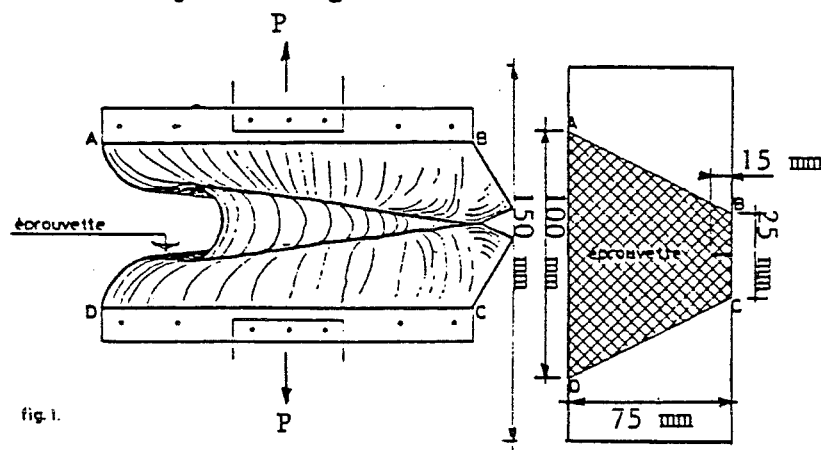
overeenkomstig ISO 139- natte condities

trekbank

een vervormingsgestuurde trekbank: $\dot{\epsilon}$ is constant

uitvoering van de proef

Het trekstuk wordt overeenkomstig figuur 1 zodanig in de trekbank, waarvan de klemmen 25 mm $\pm$ 1 mm uitelkaar staan, geplaatst dat de trek lengte verloopt van 25 mm $\pm$ 1 mm aan de ene zijde tot 100 mm $\pm$ 1 mm aan de andere zijde. Het trekstuk aan de korte zijde over een lengte van 15 mm $\pm$ 1 mm inknippen. Vervolgens wordt het trekstuk met een constante treksnelheid van $\dot{\epsilon} = 2\%$ /min (0,5 mm/min) tot bezwijken toe getrokken.



ad c CBR-plunjertest

monstername

overeenkomstig ISO 186.1977

afmeting proefstuk, proefopstelling en uitvoering proef

overeenkomstig DIN 54307

klimaat

overeenkomstig ISO 139- natte condities

ad d karakteristieke poriegrootte in droge toestand

volledig overeenkomstig de Ontwerp NEN 5168

ad e weerstand tegen doorstroming van water

volledig overeenkomstig de Ontwerp NEN 5167

ONTWERPMETHODE WATERDOORLATENDE
BODEMVERDIGINGSCONSTRUCTIES

ir. J. Konter
Rijkswaterstaat-
Deltadienst

ir. J.L.M. Konter

1. Inleiding

Bij het ontwerp van een bodemverdedigingsconstructie bij Waterbouwkundige constructies zijn twee aspecten van belang:

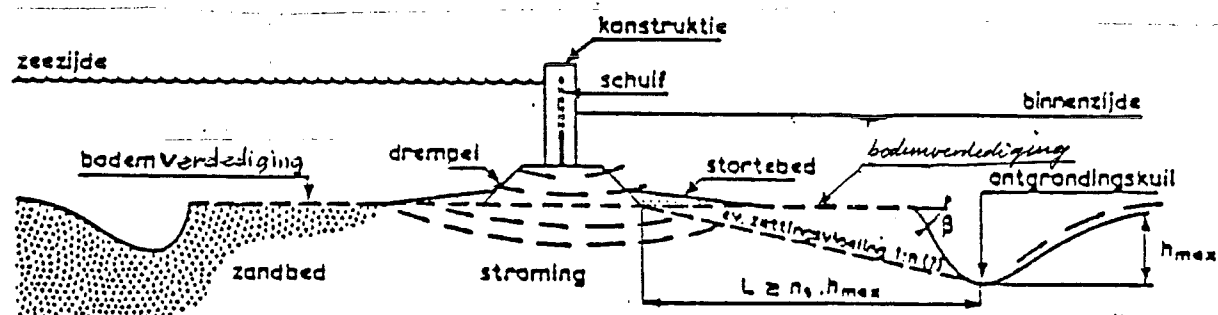
1. de horizontale dimensionering, met andere woorden over welk gebied moet de bodem verdedigd worden;
2. de verticale dimensionering, met andere woorden hoe ziet de (filter)opbouw van beneden naar boven eruit. Welke filtereisen moeten er gesteld worden aan bodemverdedigingsconstructies in het algemeen en aan geotextielen in het bijzonder.

Ook de stabiliteit van de toplaag is hierbij van essentieel belang.

Na een korte inleiding over de horizontale dimensionering zal voornamelijk aandacht worden besteed aan de filtereisen en methoden om de stabiliteit van de toplaag (matranden) te bepalen.

2. Bodembescherming bij waterbouwkundige constructies

De bodem in de nabijheid van een waterbouwkundige constructie dient te worden verdedigd tegen de aanval van stroom en golven.



Figuur 1: Bodemverdediging bij waterbouwkundige constructies

In dit geval wordt het zandbed verdedigd door de drempel ter plaatse van de constructie en de bodemverdediging ter weerszijden daarvan. De drempel beschermt het zandbed tegen uitspoeling onder invloed van het ter plaatse geconcentreerde verval.

De bodemverdediging verdedigt het zandbed tegen de eroderende werking van stroom en golven waarbij het direct tegen de drempel aansluitende gedeelte (stortebed) het onderliggende zandbed tevens beschermt tegen uitspoelen onder invloed van het plaatselijk uittredende grondwater.

Om 'de beschermende functie uit te kunnen oefenen, dienen zowel drempel als bodemverdediging onder alle ontwerp-omstandigheden stabiel te zijn. Naast het onderzoek op zanddichtheid, moet dan ook onderzoek worden verricht naar de stabiliteit van samenstellende lagen van de drempel en van de bodemverdediging (filterlaag en toplaag).

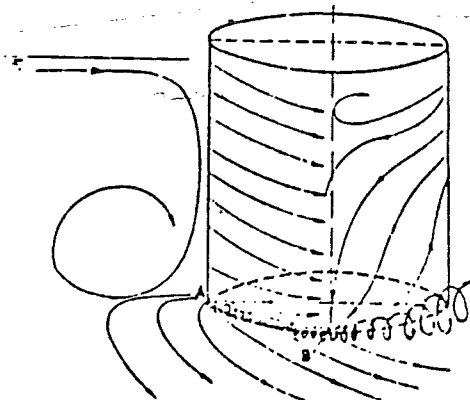
Benedenstrooms van de bodemverdediging ontstaat een ontgrondingskuil. De diepte van de ontgrondingskuil neemt af bij toenemende lengte van de bodemverdediging. De maximaal toelaatbare diepte van de ontgrondingskuil wordt in hoofdzaak bepaald door grondmechanische aspecten (afschuiving en zettingsvloeiing).

De belangrijkste randvoorwaarden die onderzocht moeten worden voor een goed ontwerp van de bodemverdediging, zijn:

- grondmechanische randvoorwaarden: bodemgesteldheid, zeefkromme porositeit (zettingstvloeingsgevoeligheid), hoek inwendige wrijving;
- hydraulische randvoorwaarden: waterstanden, debieten en/of stroomsnelheden, stroombeeld, turbulentie. De hydraulische randvoorwaarden worden voornamelijk bepaald door de geometrie van de constructie.

3. bodembeschermingsconstructie rondom kunstwerken

Wanneer een kunstwerk (bijv. brugpijlers, poten van boorplatforms) aan beide zijden door water wordt omstroomd treedt een bijzonder complexwervelsysteem op. Het water duikt aan de voorzijde van de pijler naar beneden, rolt zich vlak boven de bodem op en "glijdt" al roterend vlak boven de bodem langs beide zijkanten van de pijler verder.



Figuur 2: Stroombeeld rondom een pijler

Een dergelijke roterende waterbeweging kan zonder bodemverdedigingsconstructie aanzienlijke ontgrondingen veroorzaken. De grootte van het te verdedigen gebied kan worden afgeleid uit de vorm van de ontgrondingskuil zoals die zonder bodemverdediging zou ontstaan.

De diepte van de ontgrondingskuil in de evenwichtssituatie volgt uit:

$$\frac{d_s}{b} = f_1 \left(\frac{u}{u_c} \right) * \left(1.5 \tanh \frac{d_o}{b} \right) * f_2 (\text{vorm}) * f_3 \left(\frac{l}{b}, \alpha \right)$$

waarin:

d_s = maximum diepte ontgrondingskuil

b = breedte van het kunstwerk

u = gemiddelde ongestoorde stroomsnelheid

u_c = critieke stroomsnelheid voor bodemmateriaal of bestorting in de situatie zonder kunstwerk

d_o = oorspronkelijke waterdiepte

α = aanstroomhoek

l = lengte van het kunstwerk

1,5 = factor die m.b.v. experimenten is bepaald, maar "veiligheidshalve" wel op 2,0 wordt gesteld.

Voor de functie f_1 wordt de volgende betrekking aangehouden:

$$f_1 (u/u_c) = 0 \quad \text{voor} \quad u/u_c \leq 0,5$$

$$f_1 (u/u_c) = (2 u/u_c - 1) \quad \text{voor} \quad 0,5 \leq u/u_c \leq 1,0$$

$$f_1 (u/u_c) = 1 \quad \text{voor} \quad u/u_c \geq 1,0$$

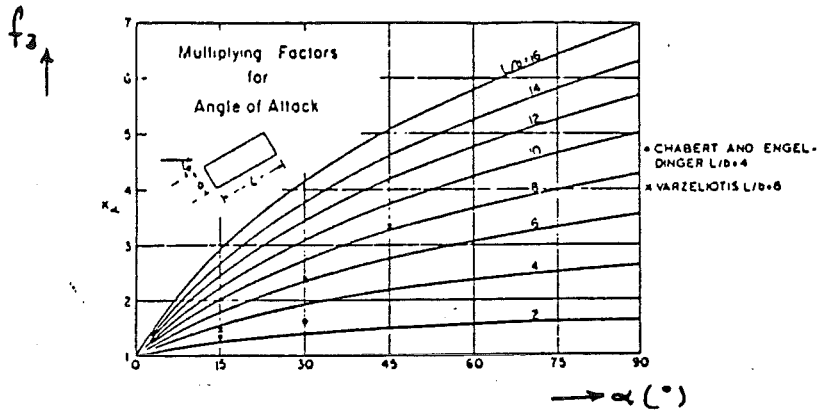
Voor de functie f_2 geldt:

$f_2 (\text{vorm}) = 1,0$ voor cirkelvormige pijlers of pijlers met een ronde voorkant

$f_2 (\text{vorm}) = 0,75$ voor gestroomlijnde pijlers

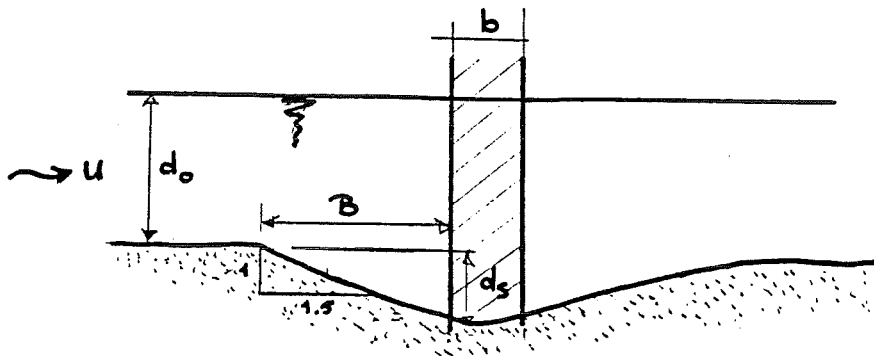
$f_2 (\text{vorm}) = 1,3$ voor rechthoekige pijlers

$f_3 (\alpha, l/b)$ volgt uit onderstaande figuur.



Figuur 3: Factoren f_3 voor de aanstroomrichting van de pijler

Uit proeven is gebleken dat de hellingen van de ontgrondingskuil zonder bodemverdediging in de evenwichtssituatie ca. 1 op 1,5 bedragen.



Figuur 4: Vorm ontgrondingskuil

Buiten de ontgrondingskuil is er een dynamisch evenwicht van aanzanding en erosie. Alleen het gebied van de ontgrondingskuil moet dus worden verdedigd.

Voor een cirkelvormige pijler ($f_1 = f_2 = f_3 = 1,0$) geldt bijvoorbeeld

$$B = 1,5 d_s = 1,5 \cdot 1,5 b \tanh d_0/b$$

De diameter van het te beschermen gebied D bedraagt $D = b + 2B$.

Voor slanke pijlers $d_0/b = 2,0$ volgt: $B = 2,25b$ en $D = 5,5b$ met andere woorden voor slanke cirkelvormige pijler bedraagt het minimaal te verdedigen oppervlak 5,5 maal de pijlerdiameter.

De bodemverdedigingsconstructie dient zanddicht aan te sluiten op de pijler, bijvoorbeeld met een zanddicht geotextiel. Om de stabiliteit te verzekeren dient het geotextiel te worden verzwaard met bijvoorbeeld stortsteen met een laagdikte van circa 3 x de nominale stortsteendiameter, zoodat op een tussenlaag van grind of fijne stortsteen om beschadigingen van het geotextiel te voorkomen.

De bovenkant van de verdedigingsconstructie dient even beneden het bodemniveau te worden aangebracht om te voorkomen dat de verdediging teveel aan de doorgaande stroom wordt blootgesteld.

4. Eisen filterconstructies

Aan waterdoorlatende bodem- en oeververdedigingsconstructies worden de volgende eisen gesteld:

- De constructie moet het vermogen bezitten weerstand te bieden aan de krachten veroorzaakt door golven en stroom.
- De constructie moet een goede filterwerking blijven garanderen. Dit houdt in dat de zanddichtheid van de verdedigingsconstructie wordt gewaarborgd, zodat er bij de heersende belastingomstandigheden geen zand uit de ondergrond wordt uitgespoeld. Daarnaast dient de waterdoorlatendheid van de constructie voldoende grootte te zijn en te blijven om de waterafvoer uit de ondergrond zonder overdrukken te laten plaatsvinden. De overdrukken verminderen het effectieve gewicht van de constructie, waardoor de stabiliteit van de constructie in gevaar kan komen. Hierbij kan onder andere gedacht worden aan het afglijden van een oeververdedigingsconstructie van de oever.

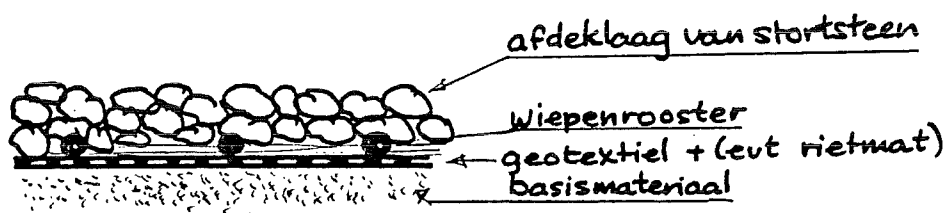
Een goede verdedigingsconstructie wordt verkregen door toepassing van een filter bestaande uit een aantal opeenvolgende lagen van zand grind en stenen.



De lagen worden van beneden naar boven steeds grover, waardoor de constructie naar boven toe steeds waterdoorlatender wordt. De korrelgrootten van de opeenvolgende lagen moeten aan bepaalde eisen voldoen teneinde ook de zanddichtheid te kunnen garanderen.

Als eerste benadering kan worden gesteld dat de gemiddelde diameter van de (boven)filterlaag 4 à 5 maal zo groot mag zijn dan de onderliggende laag. Deze constructie is "in den droge" goed te verwezenlijken, "in den natte" is zij uitvoeringstechnisch moeilijker te realiseren en leidt, ook in verband met ongelijkmatigheden van de ondergrond tot grotere laagdiktes dan theoretisch noodzakelijk zijn.

Een economischere oplossing kan veelal worden verkregen door de filterfunctie in de bodemverdedigingsconstructie over te laten nemen door een geotextiel. Het geotextiel vervangt dan één of meerdere lagen van het granulaire filter.



Op dit geotextiel wordt soms een rooster van wiepen aangebracht dat dienst doet bij het afzinken van de constructie terwijl het bovendien de stabiliteit van de stortstenen op hellingen verhoogt.

Afhankelijk van de zwaarte van de toplaag is soms een tussenlaag van grind of een rietmat noodzakelijk om beschadigingen van het geotextiel tijdens het storten van de grove stenen te voorkomen.

Veelal is het economisch gebleken de ballast direct op het geotextiel te bevestigen, voorbeelden hiervan zijn de betonblokkenmat, de steenasfaltmat en de grindwiepenmat.

De funderingsmatten van de stormvloedkering in de Oosterschelde geven een voorbeeld hoe met behulp van geotextielen in een fabriek een complete granulaire filterconstructie kan worden vervaardigd, die daarna in zijn geheel zeer nauwkeurig kan worden afgezonken. Het direct bevestigen van de ballast op het geotextiel, of het vervaardigen van een complete filtermat stelt grote eisen aan de sterkte van het geotextiel.

5. Filtereisen geotextielen

Om te kunnen beoordelen of een geotextiel aan de gestelde eisen betreffende zanddichtheid en waterdoorlatendheid voldoet worden door het Waterloopkundig Laboratorium kenmerkende grootheden voor de openingsgrootte en de waterdoorlatendheid opgesteld.

Waterdoorlatendheid

De mate waarin een geotextiel waterdoorlatend moet zijn, wordt bepaald door de ter plaatse optredende verhangen. Onder verhang wordt verstaan het verschil in waterdruk tussen twee punten en de afstand tussen die punten. Verschillen in stijghoogten in een bodemverdedigingsconstructie kunnen ontstaan door uittredend grondwater (kwel), of externe hydraulische omstandigheden zoals peilvariatiën in rivieren of kanalen en getijbeweging of golven bij dijken.

Verschillen in waterdruk geven stroming van water. De grootte van het verhang i en de doorlatendheid k van de grond bepalen de stroomsnelheid u_f in het grondpakket volgens

$$u_f = k \cdot i$$

De k -waarde is afhankelijk van de grondsoort. Voor enkele veel voorkomende grondsoorten geldt.

grondsoort	k -waarde (m/s)
klei	10^{-9} à 10^{-11}
veen	10^{-7} à 10^{-9}
fijnzand	10^{-4} à 10^{-5}
rivierzand	10^{-4}

De waterdoorlatendheid van het geotextiel wordt gekarakteriseerd door het verhang i_1 , zijnde het verhang dat optreedt wanneer door het geotextiel een stroom met een gestandariseerde stroomsnelheid van 0,01 m/s wordt gevoerd. De waarde van i_1 wordt met een eenvoudige laboratoriumtest bepaald.

Het verhang i_1 in een zandpakket bij een filtersnelheid van 0,01 m/s en een k -waarde van 10^{-4} m/s bedraagt 100. De waarde van i_1 van het geotextiel moet derhalve lager zijn dan 100.

zanddichtheid

De filterwerking van het geotextiel wordt behalve door de waterdoorlatendheid bepaald door de zanddichtheid. Een belangrijke parameter is het zogenaamde zanddichtheidsgetal. Dit is de verhouding tussen een bepaalde karakteristieke poriegrootte O_{90} of O_{98} van het geotextiel en een bepaalde karakteristieke korreldiameter (D_{15} of D_{85}) van het te beschermen bodemmateriaal.

Welke poriegehalte en diameter als karakteristiek gekozen moeten worden is afhankelijk van de stromingscondities. Bij een statische belastingtoestand kan zich onder het geotextiel een natuurlijk filter opbouwen. Dat wil zeggen de kleinere korrels worden door de grotere korrels tegengehouden.

Voor de zanddichtheid van het geotextiel moet in dat geval een klein deel van de korrels de ondergrond zijn dan de grootste openingen in het filter. Als eis wordt gesteld:

$$\frac{O_{90}}{D_{90}} \leq 1,0$$

Bij zeer extreme (dynamische) omstandigheden is het geotextiel zanddicht als de grootste openingen in het filter (O_{98}) kleiner zijn dan de kleinste zandkorrels (D_{15}).

$$\frac{O_{98}}{D_{15}} < 1,0$$

De waarden van O_{90} en O_{98} worden met een zeefmethode bepaald. Het geotextiel vormt dan een zeef voor een aantal nauwbegrensde fracties. De waarden van D_{15} en D_{90} volgen uit een zeefanalyse van de ondergrond.

Dichtslaan/dichtslibben

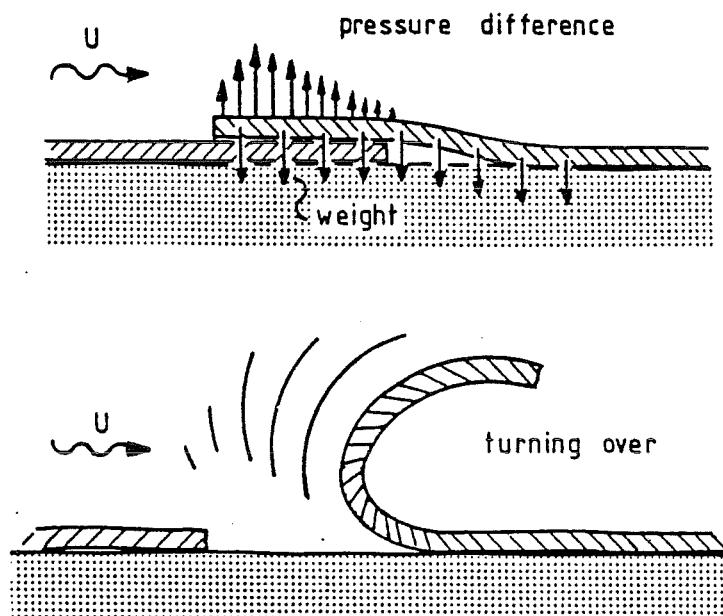
De waterdoorlatendheid van het kunststoffilter kan afnemen door dichtslaan of dichtslibben.

Dichtslaan ontstaat doordat de korrels uit de te beschermen laag de openingen in het geotextiel gaan afsluiten. Dit treedt alleen bij een statische belastingstoestand en vooral wanneer de openingen in het geotextiel gelijkmatig zijn verdeeld (bijvoorbeeld gaten) en de korrelverdeling van de ondergrond uniform is.

Dichtslibben van het geotextiel ontstaan door vervuiling door neerslag van slib op het geotextiel, opeenhoping van slib onder het geotextiel en door aankoeken van chemische verbindingen. Uit praktijkonderzoek van de kunststoffen in Kust en Oeverwerken is gebleken dat vooral ijzerverbindingen dichtslibben kunnen veroorzaken. De andere vormen van dichtslibben en dichtslaan bleken geen noemenswaardige nadelige gevolgen te hebben. De indruk bestaat dat dichtslibben een eindig proces is met als ondergrens de waterdoorlatendheid van de ondergrond.

5. Bepaling van de stabiliteit van matranden

Bodemverdedigingen die in den natte worden uitgevoerd bestaan veelal uit matachtige elementen van beperkte afmetingen. Bij het samenvoegen van deze elementen tot een aaneengesloten bodemverdediging ontstaan overlappen, die een locale discontinuïteit vormen bij het loodrecht aanstromen. Onder extreme omstandigheden kunnen hoge stroomsnelheden en turbulentie de stabiliteit van de matrand in gevaar brengen (zie figuur 5).



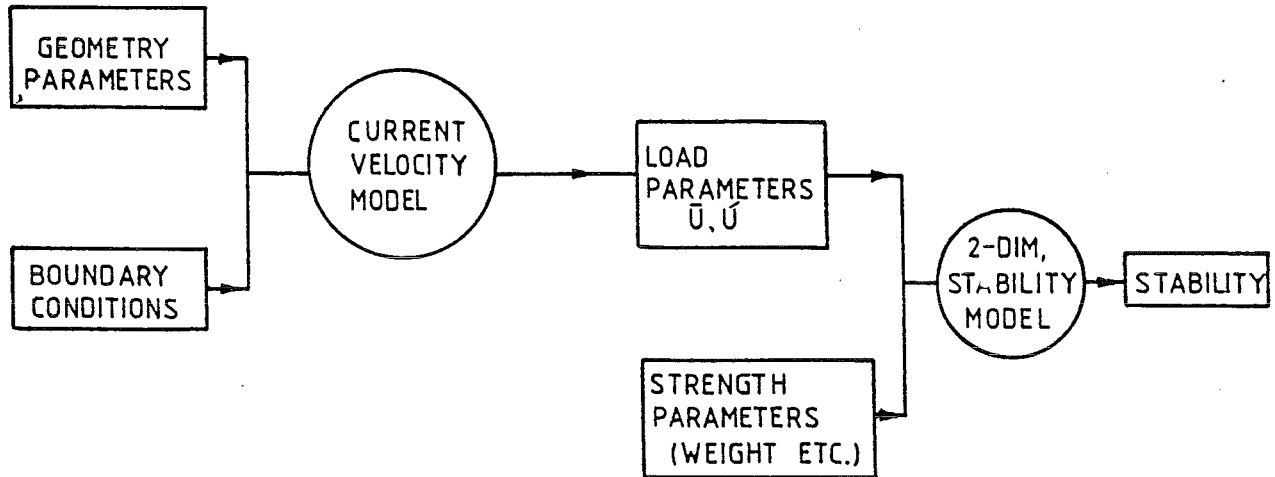
Figuur 5: Instabiliteit van een matrand

De stabiliteit van de matrand hangt enerzijds af van de hydraulische belasting op de matrand en aan de andere kant van de sterkte parameters van de mat (gewicht, stijfheid).

Voor het voorspellen van de stabiliteit kunnen 2 strategieën worden onderscheiden. Op de eerste plaats een strategie waarin de belastingen en sterkte apart worden bepaald. De intensiteit van verdeling van de belastingen wordt bepaald door de randvoorwaarden (zoals het getij en de golfhoogte) en de geometrieparameters (zoals de vorm van de constructie en de bodem). Deze geometrieparameters veranderen de randvoorwaarden in een stromingspatroon, die de belasting op de bodemverdediging veroorzaakt (stroomsnelheid en turbulentie). De belastingen kunnen worden gevonden met een schaalmodel of een mathematisch model. De sterkte van de matrand, uitgedrukt in kritieke stroomsnelheid is een functie van de factoren die de stabiliteit bepalen zoals gewicht, waterdoorlatendheid, stijfheid enz.

De relatie tussen kritieke stroomsnelheid en stabiliteitsparameters kan worden gevonden met behulp van een 2-dimensionaal stabiliteitsmodel, bijvoorbeeld met gootproeven.

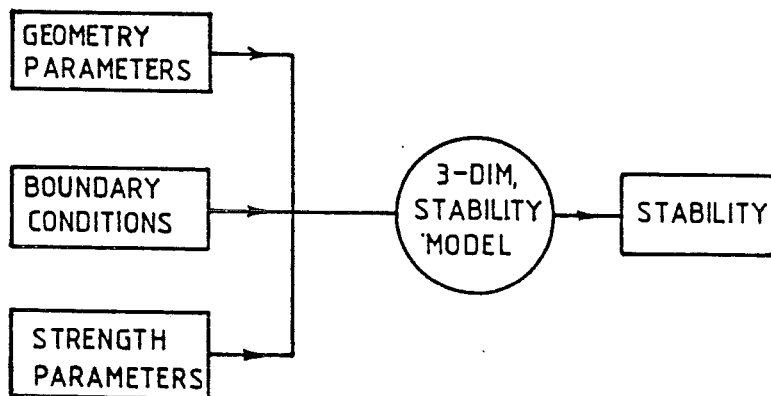
De eerste strategie is geïllustreerd in figuur 6.



Figuur 6: Strategie I

Het verband tussen beide modellen is vaak gecompliceerd en vermindert de nauwkeurigheid van het hele voorspelsysteem.

Deze problemen kunnen worden vermeden in de tweede strategie: één 3-dimensionaal model waarin de belastingen en de stabiliteitskenmerken op dezelfde schaal worden gereproduceerd geven direct uitsluitsel over de stabiliteit van de matrand (zie figuur 7).

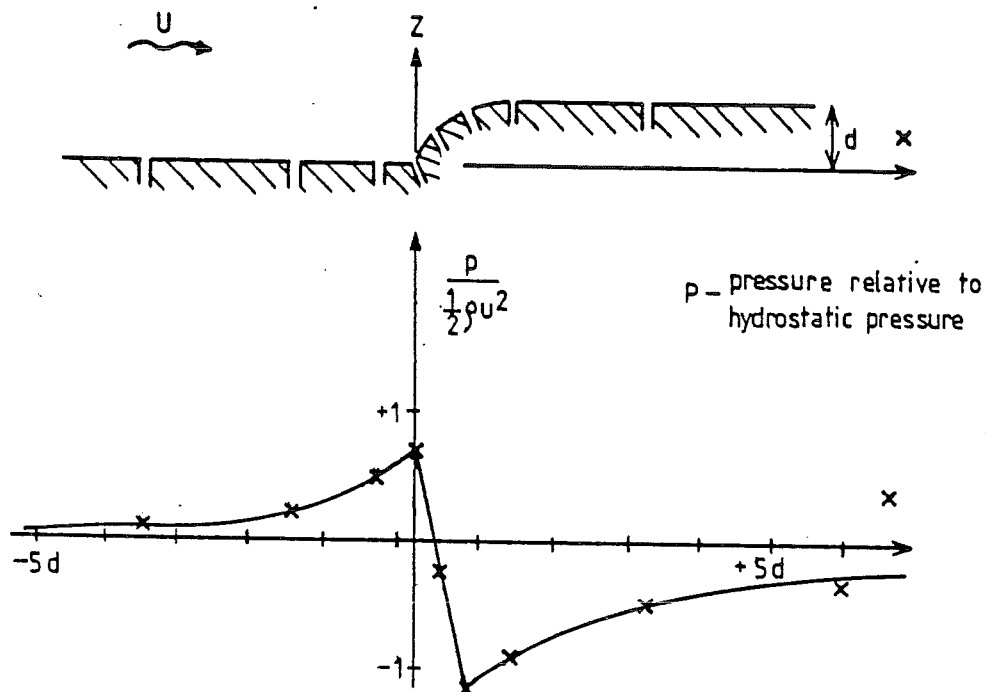


Figuur 7: Strategie II

Zowel bij een 3-dimensionaal als bij een 2-dimensionaal stabiliteitsmodel moeten de krachten van de waterbeweging die op de matrاند werken en de krachten die het omhoogkomen van de matrاند tegenwerken op dezelfde schaal gereproduceerd worden. Dit is goed mogelijk als de zwaartekracht de voornaamste tegenwerkende kracht is, (zoals bij de stabiliteit van individuele stenen). Bij matranden speelt echter ook de waterdoorlatendheid en de stijfheid van de mat een belangrijke rol. Inzicht op de invloed van waterdoorlatendheid en sterkte is dus een vereiste.

Invloed waterdoorlatendheid en locale geometrie

De invloed van de locale geometrie op de stabiliteit van de matrاند is onderzocht met drukmetingen. Er ontstaat een drukverdeling zoals in figuur 8 is weergegeven.



Figuur 8: Drukverdeling rond de matrاند

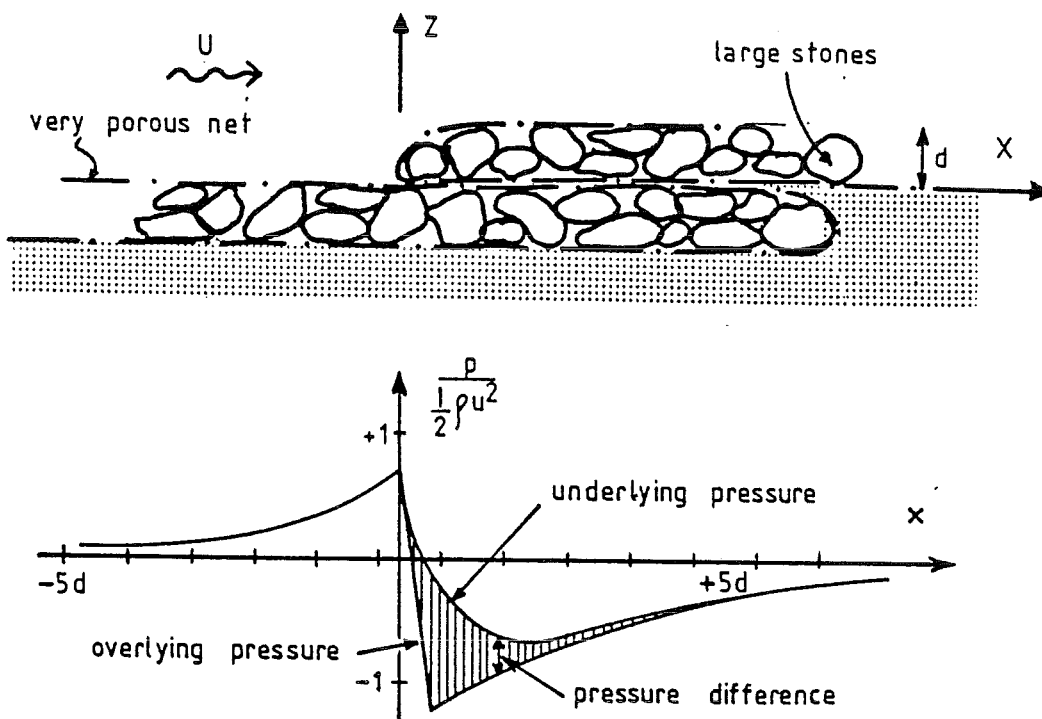
Ter plaatse van de matrاند zijn gekromde stroomlijnen aanwezig die afwijkingen van de hydrostatische drukverdeling tot gevolg hebben. Bij een boven de bodem gelegen krommingsmiddelpunt neemt de druk toe en bij een onder de bodem liggend krommingsmiddelpunt neemt de druk af ten opzichte van de hydrostatische druk.

Niet alleen de geometrie maar ook de waterdoorlatendheid van ondergrond en geotextiel is van belang.

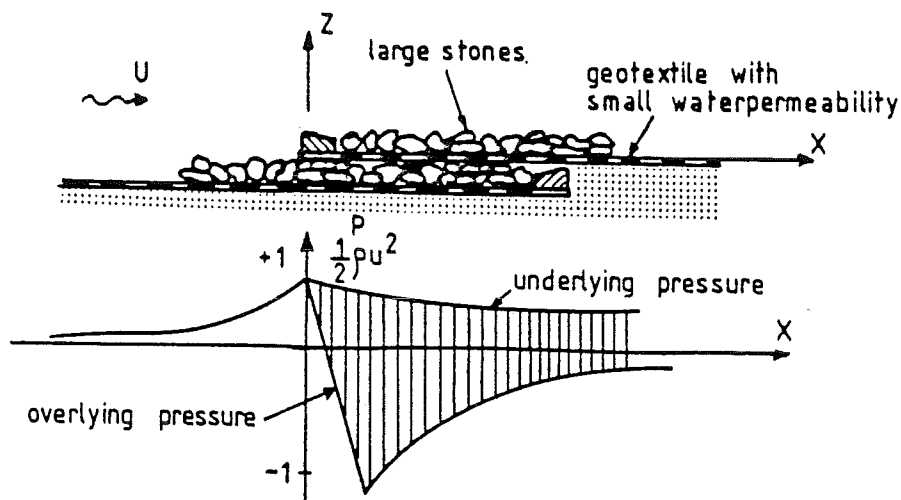
De figuren 9 en 10 geven een indruk van deze invloed op het drukverschil over de mat.

De druk aan de bovenzijde wordt nauwelijks beïnvloed door de waterdoorlatendheid maar de druk tussen ondergrond en geotextiel is sterk afhankelijk van de waterdoorlatendheid van de matconstructie.

Proeven wijzen uit dat de kritieke stroomsnelheid voor een constructie zoals figuur 9 circa 2 à 3 maal zo hoog is, als van een constructie zoals figuur 10.



Figuur 9: Invloed waterdoorlatendheid in geval van een gabion boven op een andere gabion



Figuur 10: Invloed van waterdoorlatendheid bij matten met een geotextiel als basis.

Een goede reproductie van de waterdoorlatendheid in het schaalmodel is moeilijk. Kleine afwijkingen in de waterdoorlatendheid hebben echter geen invloed op de stabiliteit. De gelineariseerde waterdoorlatendheidscoëfficiënten $K = U_f/i$ zijn

		K
zand		10^{-4} m/s
geotextiel		10^{-3} m/s
stenen of blokken D	0,1 m	10^{-1} m/s
net		1 m/s
kanaal		10 m/s

Uit deze tabel volgt dat een geotextiel hydraulisch waterdicht is ten opzichte van de blokken van de blokkenmat. Ook in een schaalmodel is het verschil in waterdoorlatendheid tussen geotextiel en blokken groot zodat ook in model goede drukverdeling ontstaat.

Een soortgelijke beschouwing geldt voor de stijfheid van matten. De blokkenmat bijvoorbeeld kan worden opgevat als een rij van volledig stijve elementen (de blokken) verbonden door flexibele scharnieren (het geotextiel). De belangrijkste functie van het geotextiel is het verbinden van de individuele blokken in horizontale richting.

De stijfheid van het geotextiel in verticale richting is te verwaarlozen. Dit betekent dat alleen het gewicht van de blokken de weerstand van het blok tegen oplichten bepaalt. De lengte van de blokken in stroomrichting is ook belangrijk.

De drukverschillen concentreren zich rondom de bovenstroomse rand van het blok (zie figuur 8). Daarom zijn blokken aan de matrand met een lengte van 5 maal de blokhoogte stabielere dan blokken met een lengte van 2 maal de blokhoogte.

Kritieke stroomsnelheid

Met de drukverdeling van figuur 8 kan de kritieke stroomsnelheid worden afgeleid.

Aan de bovenzijde van de overlap is een onderdruk aanwezig, waarvan de grootte benaderd kan worden door:

$$\Delta p = 1/2 C_L \rho_w U^2 \quad (7.1)$$

Δp = drukverschil (lift) (N/m²)

C_L = liftcoëfficiënt (-)

ρ_w = dichtheid water (kg/m³)

U = locale stroomsnelheid (m/s)

Als het drukverschil groter is dan het gewicht onder water, dan wordt de mat opgelicht. De verstoring wordt hierdoor groter, het drukverschil neemt toe, de mat kan omklappen, hetgeen een bezwijken van de bodemverdediging kan inhouden.

Een kritieke toestand ontstaat derhalve als:

$$1/2 C_L \rho_w U^2 = (\rho_m - \rho_w) g d = \rho_w \Delta g d \quad (7.2)$$

waarin:

ρ_m = dichtheid van de mat (kg/m³)

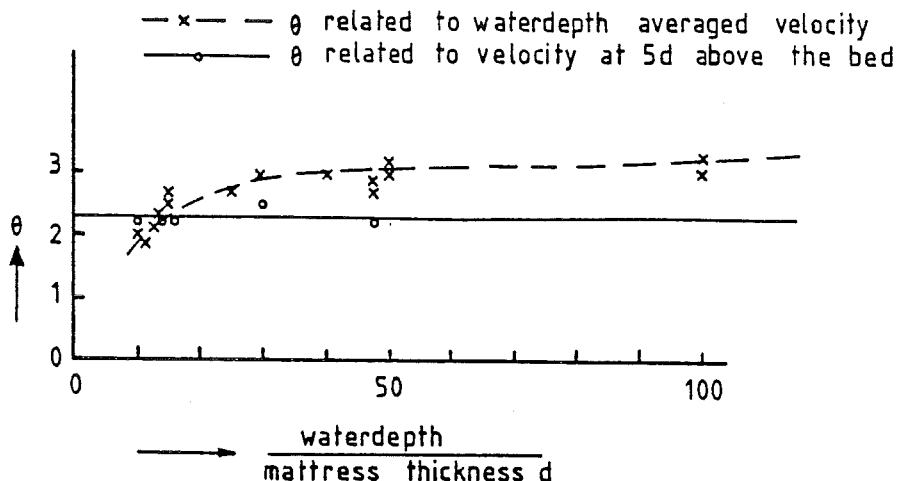
d = dikte van de mat (m)

Na enige herleiding kan (7.2) worden geschreven als:

$$\frac{U_{kr}}{\sqrt{\Delta g d}} = \sqrt{\frac{2}{C_L}} = \theta \quad (7.3)$$

Voor de veel bij de Stormvloedkering toegepaste blokkenmat blijkt $\theta = 2,0$ bij een waterdiepte van 2 m.

Uit proeven met een grotere waterdiepte blijkt θ toe te nemen volgens figuur 11, als in plaats van de locale stroomsnelheid op 5d boven de mat wordt uitgegaan van de gemiddelde stroomsnelheid in de verticaal.



Figuur 11: Invloed waterdiepte op θ

De θ blijkt zoals vermeld bij de blokkenmat ook af te hangen van de stroomrichting ten opzichte van de aangevallen bloklengthe. Als de lengte kleiner is, dan is ook de kantelingsarm kleiner en derhalve de kritieke stroomsnelheid kleiner.

In de onderstaande tabel zijn van enige bodemverdichtingen de θ -waarden verzameld ontleend aan onderzoek in ca. 2 m diep water.

type zinkstuk	θ overlap	θ rand ontgrondings- kuil
blokkenmat (200 kg/m ²)	2	1.4
zoolstuk (200 kg/m ²)	2	1.4
steenafaltmat	2	1.4
grindworstenmat	1.4	1.1

Bij stroming uit één richting kan met het verschijnsel omklappen rekening worden gehouden door tegen de stroom in te werken. Bij zinkwerk in rivieren wordt dit steeds gedaan. Voor werken in getijgebieden kan deze methode in ieder geval worden toegepast voor de richting met de grootste stroomsnelheden.

Een andere oplossing is het toepassen van een randbalk in een gestroomlijnde vorm en van voldoende breedte loodrecht op de stroom om een groot tegenwerkend kantelmoment te kunnen mobiliseren. Het volledig inpakken van de overlap door een bestorting kan ook een oplossing zijn.

ONTWERPEN MET VERTICALE DRAINAGE

Ir. W.F.J. de Jager
Dienst Weg- en
Waterbouwkunde

Ontwerpen met verticale drainage

1. Inleiding
2. Wat is verticale drainage
 - 2.1. Toepassingsgebied
 - 2.2. De geprefabriceerde drains met toepassing van geotextiel
3. Het ontwerp van een vertikaal drainagesysteem
 - 3.1. Algemeen
 - 3.2. De consolidatieberekening
 - 3.3. De ontwerpberekening
4. Functie-analyse van de drain
 - 4.1. Algemeen
 - 4.2. Mechanische invloeden
 - 4.3. Filtertechnische invloeden
 - 4.4. Biologische en chemische invloeden
5. Kwaliteitsbeheersing
 - 5.1. Algemeen
 - 5.2. Het classificatiesysteem
 - 5.3. Kwaliteitscriteria voor de drains
6. Uitvoeringsaspecten
 - 6.1. Installatie, opslag en transport
 - 6.2. Meetsystemen in de praktijk
 - 6.3. Besteksbepalingen
7. Aandachtspunten

Delft, 3 oktober 1985

W.F.J. de Jager

1. Inleiding

1.1. Voor grondconstructies wordt ten behoeve van een versneld consolidatieproces dikwijls gebruik gemaakt van verticale drainage. In het verleden werden daartoe in de meeste gevallen zanddrains of "zandpalen" in de grond gemaakt. In de zeventiger jaren zijn, in aansluiting op de door Kjellman ontwikkelde kartonnen drain, een groot aantal stripvormige kunststofdrains op de markt gebracht. Hiervan wordt beweerd dat zij net zo goed of zelfs beter functioneren dan zanddrains. De kwaliteitscontrole van deze laatste moet primair gericht zijn op de wijze van uitvoering en de zorgvuldigheid daarvan. Voor prefabdrains is het echter noodzakelijk en doelmatig kwaliteits-eisen aan het produkt zelf te stellen. Dit is des te meer van belang omdat men de beschikbare consolidatietijd steeds verder wil verminderen, waartoe een dicht stramen van prefabdrains juist goede perspectieven biedt. Bij het stellen van eisen aan de prefabkunststofdrain moet in het oog worden gehouden, dat de eisen zijn afgestemd op de toepassing in het terrein en op de functie die de drains daarin vervullen.

De doelstelling van verticale drainage is:

" een sneller verloop van het zettingsproces en een versnelde toename van de schuifweerstand in de slecht doorlatende ondergrond te bewerkstelligen ".

De primaire functie van de drains is: het met geringe relatieve weerstand ten opzichte van de omringende grond opnemen en het verticaal transporteren van weggeperst grondwater.

1.2. In Nederland is tot 1974 voor het bereiken van dit doel vrijwel uitsluitend gebruik gemaakt van zandpalen. Jarenlange ervaring in de uitvoering, met op de achtergrond een aantal theoretische beschouwingen, hebben geleid tot een aantal praktijkregels ten aanzien van het aanbrengen van dergelijke drains en het dimensioneren van het drainageontwerp van een project.

De introductie van de geprefabriceerde kunststofdrains heeft het denken over verticale drainage weer in belangrijke mate gestimuleerd. De verticale drainagewereld is geconfronteerd met een platte strip van - ten opzichte van de zandpaal - geringe afmetingen ($100 \times 3 \text{ à } 4 \text{ mm}^2$), al dan niet opgebouwd uit elementen waaraan specifieke functies als filtermedium en transportmedium worden toegeschreven en bovendien vervaardigd uit voor grondmechanici vreemde materialen.

Het ontstaan van enige twijfels in eerste instantie omtrent de werking van dergelijke drains en de levensduur ervan is derhalve niet vreemd.

1.3. Tot nu toe is het onder meer in Nederland gebruikelijk, dat een nieuw type drain pas voor een werk wordt toegelaten, nadat de producent c.q. leverancier het functioneren van zijn drain heeft aangetoond aan de hand van langdurige metingen in een terreinproef. Deze voorwaarde is weliswaar begrijpelijk, maar biedt helaas geen garantie voor goed functioneren van het draintype in een willekeurige constructie. Niet alleen is, net als bij zanddrains, de zorgvuldigheid van de uitvoering van belang, ook de materiaalkwaliteit dient hetzelfde en bovendien constant te zijn.

Van grote invloed zijn ook de omstandigheden waaronder de drain moet functioneren, zoals de aard van de grond, het al of niet aanwezig zijn van een horizontaal gelaagde structuur, de aard van de constructie, veel of weinig ophoging en daardoor grote of kleine drukken in de ondergrond, en grote of kleine verticale en horizontale deformaties enz. enz.

Dat hierdoor in de praktijk belangrijke afwijkingen ten opzichte van de ontwerpverwachtingen kunnen optreden is reeds een aantal malen gebleken.

Van grote waarde is de uitvoering van vergelijkbare terreinproeven op een aantal draintypen zoals die in uitvoering zijn ^{gewaast} ten zuidoosten van Amsterdam,

Een bezwaar van alle terreinproeven is echter dat deze geen gerichte uitkomsten geven over het functioneren van de constructieve elementen van de drains in relatie met de omringende grond.

Het is daarom noodzakelijk tevens laboratoriumproeven uit te voeren en zo goed mogelijk de uitkomsten daarvan te relateren aan metingen in het terrein. Dergelijke laboratoriumproeven zijn ook veel geschikter als testmethode, omdat zij uniform en reproduceerbaar kunnen zijn, veel minder tijd en geld vergen, waardoor de optimalisering van bestaande draintypen en de ontwikkeling van nieuwe bevorderd wordt.

1.4. Het ontbreken van gestandaardiseerde kwaliteitseisen in combinatie met bekendheid met bepaalde drainmerken, bij enkele opdrachtgevende overheden, heeft geleid tot het opnemen in bestekken van met merknaam genoemde drains. Tevens dienen voor dergelijke werken dan drains geaccepteerd te worden die als gelijkwaardig produkt kunnen worden beschouwd. Indien echter geen standaard produkteisen bestaan is de beoordeling van gelijkwaardigheid in de praktijk moeilijk en relatief subjectief. Dit vormt een potentiële bron tot conflicten tussen opdrachtgevers en aannemers, hetgeen des te storender is naarmate de samenstelling van de ondergrond en de aard van de aan te leggen grondconstructie het eenvoudig en eenduidig bepalen van het goed functioneren van de gemaakte drainage bemoeilijken.

Uit het vorenstaande mag blijken dat de ontwikkeling van verticale prefab-drains weliswaar een belangrijke stap voorwaarts kan betekenen voor versnelde consolidatie, maar dat ordening door kwaliteitseisen noodzakelijk is om tegenvallers en conflicten te voorkomen.

2. Wat is vertikale drainage.

Onder verticale drainage wordt een systeem van vertikaal in de grond aangebrachte drains verstaan, waarmee het verticale watertransport in de grond wordt verbeterd.

Wanneer op samendrukbare en slecht waterdoorlatende grondlagen (klei en/of veen) een belasting wordt aangebracht, zoals bijvoorbeeld een grondlichaam voor een weg, zal in eerste instantie deze belasting door het in de poriën van deze grondlagen ingesloten water worden opgenomen. Hierdoor zullen de waterspanningen in deze grondlagen sterk toenemen. Het verschil tussen de optredende verhoogde waterspanningen en de hydrostatische waterspanning wordt de wateroverspanning genoemd.

De toename van de waterspanning heeft tot gevolg dat een grondwaterstroming ontstaat, waardoor het overspannen poriënwater uit deze grondlagen stroomt in de richting van de aangrenzende grondlagen waar een lagere wateroverspanning of zelfs alleen de hydrostatische waterspanning heerst. Dit proces wordt consolidatie genoemd. Door het wegstromen van het overspannen water uit de poriën zullen de samendrukbare en slecht waterdoorlatende grondlagen worden samengedrukt, waarbij de bovenbelasting geleidelijk door de korrelstructuur zal worden opgenomen. Afhankelijk van de waterdoorlatendheid kan de periode waarover dit consolidatieproces plaatsvindt variëren van enige jaren tot enige tientallen jaren.

Met een vertikaal drainage systeem is het nu mogelijk het consolidatieproces in samendrukbare en slecht waterdoorlatende grond wezenlijk te doen versnellen,

2.1 Toepassingsgebied

Een vertikaal drainagesysteem wordt toegepast wanneer bij ophoogwerkzaamheden stabiliteitsproblemen zijn te verwachten, dan wel het zettingsproces voor de ingebruikname van de constructie grotendeels dient te zijn voltooid.

De vakgebieden binnen de Civiele Techniek die deze methode hiertoe gebruiken zijn:

- De weg- en spoorbouw, b.v. bij de aanleg van een aardebaan, een verbreding van het weglichaam.
- De waterbouw, b.v. bij het aanleggen van een dijk, een dijkverzwaring.

- De woning- en utiliteitsbouw, bij het bouwrijp maken van terreinen.

Hiernaast zijn nog enkele speciale toepassingen mogelijk, zoals bij infiltratie van rivierwater in de duinen ten behoeve van drinkwaterwinning.

2.2. De geprefabriceerde drains met toepassing van geotextiel

Momenteel zijn vele merken en typen drains verkrijgbaar, die globaal in de volgende hoofdgroepen zijn in te delen.

- Vliesdrains

Deze drains bestaan uit een circa 5 mm dikke strip genaald-prikt vlies. Dit kan zowel een genaaldprikt en chemisch gebonden vezelvlies zijn, als een continu filamentvlies. De strip wordt direct na fabricage van een breed vlies (zie hoofdstuk 4) in strips van de gewenste breedte (meest gangbaar 100 mm) gesneden en opgewikkeld.

- Samengestelde drains

De samengestelde drains bestaan uit een kern omhuld met een vlies als filtermantel. De kern bestaat in het algemeen uit een platte synthetische strip voorzien van een profilering, die als afstandhouder van het filtermateriaal de verticale waterafvoer mogelijk maakt. Evenzo kan de kern bestaan uit een geperforeerde ronde buis ($\varnothing$ 30 á 50 mm) of een samenstel van in een plat vlak tegen elkaar aanliggende rechthoekige of ronde buisjes ($\varnothing$ 2 á 3 mm), waarvan de buitenwanden geperforeerd zijn. Bij de assemblage van dit type drain kunnen drie verschillende methoden worden toegepast:

- Het filter wordt om de kern gevouwen, en op de overlap in lengterichting vastgelijmd of -gelast.
- Het filter wordt aan de profilering van de kern vastgelijmd.
- Het filter wordt aan de zijranden van de kern vastgelast.

Afhankelijk van de grootte van de perforatie-openingen is de samengestelde drain ook als monolietdrain zonder filtermantel op de markt.

- Sandwichdrains

Een speciaal type geprefabriceerde verticale drain is de zogenaamde sandwichdrain, waarbij de zanddrain in combinatie is gebracht met een geotextiel. De drain bestaat uit een filtermantel, een kous van geotextiel, gevuld met grof zand.

3. Het ontwerp van een verticaal drainagesysteem

De noodzaak van een verticaal drainagesysteem hangt af van de volgende factoren:

- De grondgesteldheid
- Het ontwerp bovenbouw
- De tijdplanning

Op basis van uit grondonderzoek verkregen gegevens betreffende de relevante grondparameters en de uit het ontwerp bovenbouw en tijdplanning voortkomende randvoorwaarden, kan getoetst worden of het drainagesysteem werkelijk nodig is. Deze toetsing is gebaseerd op:

- Een stabiliteitsberekening

Blijkt uit een stabiliteitsberekening met ongedraineerde grondparameters dat de kans op instabiliteit van de ondergrond groot is, dan zal een verticaal drainagesysteem toegepast moeten worden.

Omdat gevaar van instabiliteit alleen langs de randen van een ophoging plaats vindt, zal de drainage voor wat dit criterium betreft in ieder geval bij deze randen moeten worden aangebracht.

- Een consolidatieberekening

Blijkt uit een consolidatieberekening dat de consolidatietijd (T_{90}) zonder gebruik van verticale drainage groter is dan binnen de tijdplanning beschikbaar, dan is voor wat dit aspect betreft een verticaal drainagesysteem nodig.

In tegenstelling tot instabiliteit, die vooral aan de randen van de ophoging optreedt, zal de traagste consolidatie midden onder de ophoging plaatsvinden.

Het grondonderzoek zal gericht moeten zijn op de bepaling van:

- De horizontale en verticale variaties in de opbouw van de ondergrond. Deze variatie kan in het terrein worden bepaald met behulp van over het werk verspreide sonderingen met kleefmantel, eventueel aangevuld met waterspanningssonderingen en met boringen t.b.v. laboratoriumonderzoek.

- De samendrukkingsconstanten C_s , C_p , C'_s en C'_p .
- de consolidatiecoëfficiënten c_v en c_h , waarbij:
- De (en) gedraineerde schuifsterkte (ϕ , c en ϕ' , c')
- De erosiegevoeligheid van de te draineren lagen.

3.2. De consolidatieberekening

- De totale zetting

In Nederland wordt meestal de gecombineerde formule van Terzaghi-Koppejan toegepast.

$$S_i = \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log t \right) H_i \ln \frac{p_i + d_0}{p_i}$$

waarin: S_i = samendrukking laag i (m)
 H_i = dikte samendrukbare laag i (m)
 p = druk (N/m^2)
 C = samendrukkingsconstante (-)

Hierbij is de primaire zetting de zetting die in de tijd optreedt als gevolg van het consolidatieproces, en welke met behulp van het drainagesysteem wordt versneld. De seculaire zetting treedt als een soort kruipverschijnsel op, ook nadat het poriewater tijdens het primaire zettingsproces is afgevoerd. Deze vorm van zetting is niet met behulp van een drainagesysteem te versnellen. Voor verdere, uitgebreide informatie wordt verwezen naar één van de vele grondmechanica handboeken.

- Het zettingverloop

Indien een grote zetting wordt verwacht is het nuttig te weten hoe de zetting in de tijd verloopt. Een eenvoudige formule waarmee de tijd, ^{waarin} een bepaald consolidatiepercentage wordt bereikt, kan worden berekend is weer te geven als:

$$t_v = \frac{(0,5 H_i)^2}{c_v}$$

waarin: t_v = tijd dat een bepaald consolidatiepercentage wordt bereikt (s)

H_i = dikte samendrukbare laag i (m)

T = tijdparameter (-)

c_v = consolidatiecoëfficiënt (m^2/s) = $k/m_v \gamma_w$

met k = doorlatendheidscoëfficiënt (m/s)

m_v = samendrukkingscoëfficiënt (m^2/kN)

γ_w = volumegewicht water (kN/m^3)

De dimensielloze parameter T staat in direkt verband met het consolidatiepercentage. Zo is bij een T van 0,848 ongeveer 90% van de eindzetting bereikt ($T_{90} = 0,848$). Voor het praktisch einde van de consolidatie wordt vaak $T_{99} = 2,0$ aangehouden.

3.3. De ontwerpberekening

De theorie gaat er van uit dat elke drain een verticale cylinder grond bedient met de zelfde lengte als de drain. Afhankelijk van het patroon waarin de drains geplaatst zijn zal de equivalente diameter van deze grondcylinder 1,05 of 1,13 keer de drainafstand zijn.

Een tweede uitgangspunt is dat de horizontale doorsneden gelijk blijven, met andere woorden, het maaiveld zakt gelijkmatig ondanks de grote verschillen in consolidatiegraad als functie van de drainafstand. Ten slotte wordt verondersteld dat de drain als ideale bron werkt, zonder weerstand tegen doorstroming, en dat voor de grondwaterstroming de wet van Darcy geldt.

In het algemeen wordt bij de eenvoudige consolidatieberekening uitgegaan van de formules voor radiale afstroming van Barron-Kjellman:

$$\bar{U}_h = 1 - \exp(-8T_h/\mu) \text{ ofwel } t = \frac{D^2}{8c_h} \ln \frac{1}{1-\bar{U}_h} \quad \text{waarin:}$$

$\bar{U}_h$ = de gemiddelde consolidatiegraad (-)

$$\mu = \frac{n^2}{n^2-1} (\ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} (1 - \frac{1}{4n^2})) \quad (-)$$

T_h = dimensielloze tijdparameter $c_h t/D^2$ (-)

t = consolidatietijd (s)

c_h = consolidatiecoëfficiënt $k_h/m_v \gamma_w$ (m^2/s)

n = D/d_{eq} (-)

d_{eq} = equivalente diameter van de drain. Voor een platte strip geldt: $d_{eq} = 2(b+d)/\pi$ (m)

b, d = breedte resp. dikte van de drainstrip (m)

Door de uitwerking van deze formules in de grafiek van fig. kan op een eenvoudige wijze de vereiste drainafstand worden afgelezen, indien een gegeven consolidatiegraad binnen een gestelde termijn moet worden gerealiseerd. (1)

Meer geavanceerde consolidatieberekeningen kunnen worden uitgevoerd met behulp van numerieke rekenmethoden.

4. Functieanalyse van de drain

4.1 Algemeen

Het verticale drainagesysteem heeft voornamelijk tot doel het versnellen van het consolidatieproces. De primaire functie van de drain is hierin het opnemen en transporteren van grondwater uit de omringende lagen met een relatief lage intree weerstand en relatief hoge afvoercapaciteit. Het kunnen vervullen van deze functie over de gewenste periode hangt behoudens de grondgesteldheid af van invloeden van verschillende aard:

- mechanische
- filtertechnische
- biologische en chemische

4.2 Mechanische invloeden

- Installatie

De drain wordt zowel voor als tijdens het uitoefenen van de drainerende functie onderworpen aan uitwendige krachten, welke bij overschrijding van de toelaatbare materiaalspanningen de werking van de drain volledig ongedaan kunnen maken. Tijdens het installeren, waarbij de drain van een droge (bovengronds) in een juist natte toestand (in de grond) komt te verkeren wordt de drain op trek belast.

De grootte van deze trekkracht is onder meer afhankelijk van de wijze van uitvoeren (drukken, trillen of spuiten) en de zorgvuldigheid waarmee e.e.a. plaats vindt. Bij de huidige aanbrengtechniek wordt de drain veelal omsloten door de stalen lans, waarmee de drain op diepte gebracht wordt. Geschiedt het aanbrengen met een gelijkmatige snelheid, dan zal de betreffende trekkracht vermoedelijk niet hoog zijn, daar praktisch alleen de weerstand van het afrollen overwonnen dient te worden. Indien de installatielans evenwel op het punt staat een laag met een relatief geringere weerstand te passeren, zal plotseling de inbreng snelheid relatief sterk toenemen. Op de drain wordt nu een extra versnellingskracht, een stootkracht uitgeoefend, welke in staat is één of meerdere samenstellende delen te doen bezwijken, hetgeen in de praktijk is gebleken.

- Horizontale gronddruk

Ook eenmaal in de grond kunnen op de drain nog belangrijke trekkrachten uitgeoefend worden, namelijk als gevolg van horizontale deformaties. De drain moet in staat zijn deze deformaties te volgen zonder bezwijken. Een en ander betekent, dat de drain over een betrekkelijk geringe lengte relatief grote verlengingen moet kunnen ondergaan. De grootte van de door dit verschijnsel opgewekte trekkracht is dus afhankelijk van de elasticiteitsmodulus van het materiaal van de draincomponenten.

Ten gevolge van de horizontale gronddruk zal de drain worden samengedrukt. Hierdoor wordt het doorstroomprofiel van de drain en derhalve ook de afvoercapaciteit verkleind. Bij de volle vliesdrain kan het effect groot zijn doordat het vlies als zodanig wordt samengedrukt. Bij de samengestelde drain met een geprofileerde kern zal het filtervlies in de door de profilering gevormde verticale afvoerkanaal kunnen worden gedrukt.

- Verticale samendrukking

Vanwege de kleefinteractie grond/drain zal de drain in de zelfde mate worden samengedrukt als de te consolideren lagen. Omdat de buigstijfheid veel kleiner is dan de samendrukbaarheid van de drain in de lengterichting zal de drain deze samendrukking opvangen door aanvankelijk plaatselijk uit te buigen en vervolgens in een later stadium bij steeds groter wordende zettingen te knikken. Het knikken en het samendrukken van de drain kan bij een ondoordachte keuze of profilering van het transportmedium tot gevolg hebben, dat het verticale watertransport ernstig wordt belemmerd.

De mechanische krachten zijn voornamelijk een functie van parameters als de ophoging H , de ophoogsnelheid dH/dt , de dikte van de samendrukbare lagen L , en de hier van afhangende relatieve zetting S/L .

4.3 Filterttechnische invloeden

- Waterdoorlatendheid en transportcapaciteit

De functie van het filter is gronddeeltjes tegen te houden en poriewater met zo min mogelijk hydraulische weerstand door te laten. De eisen die aan een filter worden gesteld zijn in wezen tegenge steld. Naarmate het filter minder doorlatend is voor deeltjes zal de hydraulische weerstand groter zijn. De keuze van een filter is altijd een compromis tussen de doorlatendheid voor water en de gronddeichtheid van het filter. Naast horizontale gronddruk kan dus ook verstopping door deeltjes de oorzaak vormen van een drukval over de drain, en daarmee van een vermindering van de verticale transportcapaciteit.

De beweging van gronddeeltjes wordt veroorzaakt door het verschijnsel erosie, een proces waarin de volgende factoren een rol spelen:

- De erosiegevoeligheid van de grond (klei)

De erosiegevoeligheid van de klei is afhankelijk van de (colloïdale) bindingskrachten tussen de kleideeltjes. De krachten tussen de deeltjes worden bepaald door het soort kleimineraal, de geadsorbeerde ionen aan het kleioppervlak en de samenstelling van het poriewater. Het blijkt dat de erosiegevoeligheid toeneemt in de reeks kaolinit, illiet en montmorilloniet, en dat verder de gevoeligheid geringer is naarmate de electrolietconcentratie in het poriewater hoger is en het percentage uitwisselbaar natrium kleiner.

- De hydraulische gradiënt aan het kleioppervlak

Bepalend voor het feit of een deeltje erodeert is het evenwicht tussen de bindingskrachten en de hydraulische krachten. Direkt na het installeren en het aanbrengen van een ophoogslag kan de hydraulische gradiënt, d.i. het potentiaalverschil per eenheid van lengte, en daarmee de schuifspanning op de deeltjes rond de drain zeer groot zijn.

- Het voorkomen van scheuren in het grondskelet

Het voorkomen van kleine scheurtjes en andere mogelijke

kanaalvormingen langs bijvoorbeeld plantenresten kan het optreden van erosie versterken. Dit kan verklaard worden uit het feit dat in de scheurtjes aan het oppervlak van de klei een hoge hydraulische gradiënt en dus ook schuifspanning heerst.

Komt een gronddeeltje eenmaal tot eroderen dan zal het door de grondwaterstroming worden meegevoerd, en afhankelijk van het krachtenevenwicht worden afgezet, bezinken, blijven zweven of volledig worden meegevoerd. Bij afzetting voor of tegen het filter kan een zeer slecht waterdoorlatende filterkoek ontstaan, terwijl afzetting in het filter tot gevolg kan hebben dat de filterporiën geheel of gedeeltelijk worden geblokkeerd.

Een ander aspect betreffende de waterdoorlatendheid is de verkleding en versmering van de grond rond de drain als gevolg van het inbrengen van de inbrenglans. Bij het inbrengen zal het volume dat de lans inneemt worden verdrongen, terwijl de grond eromheen ten gevolge van een omlaag gerichte kleefinteractie lans-grond omlaag zal worden getrokken.

Vervolgens zal tijdens het omhoogtrekken van de lans de kleefinteractie omhoog gericht zijn. Hierdoor kunnen met name in sterk gelaagde ondergrond de aanwezige zandlensjes worden dichtgesmeerd, hetgeen uiteraard een negatief effect heeft op de doorlatendheid van de grond rond de drain.

Het kunnen afvoeren van voldoende water om het consolidatieproces in de gewenste periode T_{90} te doen plaatsvinden hangt behalve van de waterdoorlatendheid en transportcapaciteit gedurende deze periode ook af van de drainafstand D in relatie met de grondgesteldheid, alsmede van de al eerder genoemde parameters H , dH/dt , L en S .

4.4 Biologische en chemische invloeden

Behalve fysische zijn ook biologische en chemische invloeden van belang voor de duurzaamheid en de kwaliteit van het verticale drainage systeem, zoals het ^{doen} optreden van desintegratie van de kunststoffen. In dit kader dient de levensduur van de drainmaterialen afgestemd te zijn op de periode, dat de drain geacht wordt naar behoren te functioneren.

5. Kwaliteitsbeheersing

5.1 Algemeen

Op grond van praktijkresultaten is gebleken dat een betere beheersing van de kwaliteit van een drainagesysteem gewenst is. Ervaringen met dezelfde typen drains wisselden elkaar af van goed tot slecht, zonder dat een direkte oorzaak kon worden aangewezen. Met behulp van laboratoriumtests is het mogelijk gemaakt een kwaliteitsstandaard in te voeren om zodoende - het falen van een vertikaal drainagesysteem zoveel mogelijk te voorkomen. Omdat de kwaliteit van het systeem niet alleen bepaald wordt door de kwaliteit van de drain, maar evenzo door de grondgesteldheid in relatie tot de geometrie van het werk, het ontwerp en de uitvoering, wordt aanbevolen de totale kwaliteitsbeheersing als volgt op te splitsen:

- Een classificatiesysteem, waarin de invloeden van de grondgesteldheid en de geometrie van het werk in geometrische en tijdparameters (de zogenaamde ontwerpparameters) zijn uitgedrukt.
- Kwaliteitscriteria voor de verticale drains, gebaseerd op het bovengenoemde classificatiesysteem.

5.2 Het classificatiesysteem

Uitgaande van de invloedsfactoren kunnen de volgende voor de classificatie van belang zijnde parameters worden geanalyseerd.

- De zetting S kan met behulp van grondmechanische berekeningen uit het grondonderzoek worden afgeleid. In relatie tot de laagdikte L is de relatieve zetting S/L een direkte indicatie voor de samendrukbaarheid van de ondergrond.
- De laagdikte L is met de wateroverspanning bepalend voor de op de drain werkende horizontale gronddruk.
- De grootte van de ophoging H is tesamen met de ophoogsnelheid dH/dt en de waterdoorlatendheid van de grond bepalend voor de mate van wateroverspanning.
- De karakteristieke consolidatietijd (meestal T_{90}) kan met behulp van grondmechanische berekeningen uit het grondonderzoek worden afgeleid. In relatie tot de drainafstand D geeft T_{90} , omgerekend naar een standaard drainafstand van $D=2,50m$, een indicatie voor de doorlatendheid. Gecombineerd met de zetting S en de grote van de wateroverspan-

ning wordt een indicatie verkregen van de grootte van de waterafvoer.

- De erosie van deeltjes is naast de gegeven grondgesteldheid mede afhankelijk van de grootte van de grondwaterstroming: H , dH/dt , S en T_{90} .

Op basis van deze parameters kan onderstaand classificatieschema worden samengesteld, waarmee een indeling kan worden gemaakt naar het type werk. Hierin zijn:

- H netto ophoging (m)
- dH/dt gemiddeld ophoogtempo (m/maand)
- S zetting (m)
- L drainlengte (m)
- S/L relatieve samendrukking van het consoliderende lagenpakket (%)
- $H+S$ bruto ophoging (m)
- $T_{90}(D=2,50m)$ consolidatietijd bij een standaard drainafstand $D=2,50m$

Om een vergelijking mogelijk te maken tussen verschillende projecten, is een theoretische standaard drainafstand van 2,50m voorgesteld. Om tot deze standaard afstand te komen is een conversiefactor ψ geïntroduceerd:

$$T_{90}^{2,50} = \psi * T_{90} \quad \text{waarin } \psi = \left(\frac{2,50}{D}\right)^2 * \frac{\mu(D=2,50)}{\mu(D)}$$

$$\text{met } \mu(D) = \frac{n^2}{n^2-1} \left(\ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \left(1 - \frac{1}{4n^2}\right) \right) \quad \text{en } n = \frac{D}{d}$$

waarin d is de (equivalente) diameter van de drain.

Door het classificatiesysteem op deze wijze uit geometrische en tijdparameters op te bouwen kan een ontwerper zonder degelijke grondmechanische kennis reeds in een vroegtijdig stadium zien tot welke klasse zijn ontwerp behoort.

5.3 Kwaliteitscriteria voor de drains

5.3.1 Algemeen

De garantie dat de drain tijdens het gehele consolidatieproces zijn functie naar behoren zal vervullen heeft, afgezien van eisen aan duurzaamheid en betrouwbaarheid, geleid tot het instellen van kwaliteitseisen t.a.v. de volgende eigenschappen:

- de treksterkte en elasticiteit van de gehele drain
- de treksterkte en elasticiteit van het filter
- de filterkwaliteit
- de afvoercapaciteit

5.3.2 De treksterkte en elasticiteit van de gehele drain

Aan de drain als geheel worden de volgende eisen gesteld:

- de treksterkte P bij bezwijken moet meer bedragen dan 0,5 kN,
- de rek ϵ bij bezwijken moet meer bedragen dan 2%,
- de rek bij $P = 0,5$ kN moet minder zijn dan 10%,
- de eventuele lijm/lasnaad van het filter moet intact blijven bij de gegeven waarden van P en ϵ .

De bepaling van de sterkte en elasticiteit dient te worden uitgevoerd met een standaard trekproef, waarbij een trekstuk van 350 (± 3) mm wordt getrokken met een constante treksnelheid van 200 mm/min, ofwel $d\epsilon/dt = 57\%/min$. De verlenging wordt met behulp van externe extensie-opnemers over een lengte van 100 (± 1) mm in het midden van de inspanlengte gemeten.

5.3.3. De treksterkte en elasticiteit van het filter

Gezien de geometrie van de doorsnede van een drain (wijze waarop het filter om de kern zit) is geen éénduidig criterium t.a.v. de trek-rek relatie voor het filtermateriaal te geven, uitgaande van een eenvoudige uni- of biaxiale trekproef. Het criterium voor treksterkte en elasticiteit van het filter wordt ondervangen door de criteria ontleend aan de langeduur doorstroombeproeving voor de afvoercapaciteit van de drain en voor het intact blijven van het filter.

5.3.4. Filterkwaliteit

5.3.4.1. Waterdoorlatendheid van het filter

Het door de grond naar de verticale drain toestromende water dient met een zo gering mogelijke weerstand het filter te passeren. Hiertoe zal het filter tenminste een zekere permittiviteit dienen te bezitten

$$\theta = k \cdot d_f \text{ in v.} = k \cdot i. = k \cdot \frac{d_f}{\Delta H}$$

Uit een benaderende berekening kan voor alle klassen eenzelfde criterium voor de permittiviteit worden vastgesteld voor het in de grond aanwezige verontreinigde filter: $\theta > 300 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$

Voor de bepaling van deze weerstand is een beproevingsmethode in ontwikkeling, waarbij het filter met een kleisuspensie wordt doorgestroomd. In afwachting van verdere onderzoekresultaten wordt de doorstroomproef volgens het NEN-ontwerp gehanteerd:

$$\theta_{\text{NEN}} > f \cdot 300 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}, \text{ met arbitrair } f = 100.$$

5.3.4.2. Retentiecapaciteit van het filter

De uit de grond geërodeerde en met de grondwaterstroming meegevoerde deeltjes mogen het filter niet doen verstoppem.

Bovendien mogen ze de afvoercapaciteit niet te sterk reduceren door in de verticale afvoerkanalen te bezinken.

Het kan niet voorkomen worden, dat gekoppeld aan een goede waterdoorlatendheid van het filter een aantal gronddeeltjes in de drain zal bezinken; de volumieke hoeveelheid bezinksel zal beperkt dienen te blijven. Op grond van een globale berekening kan m.b.t. het filter het criterium worden gesteld, dat:

" 90% van de deeltjes die het filter onder de praktijkomstandigheden kunnen passeren niet groter mag zijn dan $20 \text{ }\mu\text{m}$. "

In combinatie met de in ontwikkeling zijnde doorstroomproef m.b.v. kleisuspensie kan deze methode ook dienen ter bepaling van een relevante O_{90} van het filter.

In afwachting van de verdere ontwikkeling van deze methode zal voorlopig het NEN-ontwerp voor de droge W.L. zeefproef moeten worden gehanteerd. Bij deze proef wordt een schoon filter gedurende 5 minuten droog gezeefd met verschillende standaard korrelfracties.

Op grond van de in de praktijk toegepaste geprefabriceerde drains in combinatie met de hiermee bereikte resultaten onder een groot aantal ondergrond- en belastingcondities wordt momenteel arbitrair gesteld dat de O_{90} van het filter kleiner moet zijn dan ca. $120 \text{ }\mu\text{m}$.

5.3.5. Afvoercapaciteit

De afvoercapaciteit wordt bepaald door de volgende factoren:

- 1 - Weerstand tegen doorstroming van water in de lengterichting van een gestrekte drain.
- 2 - Weerstand tegen doorstroming van water in de lengterichting van een gevouwen drain.
- 3 - Weerstand van het filter tegen doorstroming van het water loodrecht op het filter. (zie 5.3.4.1.).

ad 1 - De afvoercapaciteit van de kern, in de lengterichting van een gestrekte drain, werd tot op heden vrij algemeen bepaald met behulp van kortdurende doorstroomproeven.

Omdat bij het functioneren van een drain in praktijk bleek dat ook een aantal tijdseffekten een rol kunnen spelen is besloten de drain gedurende een langere periode onder een celdruk te laten staan in de langeduur doorstroomproef.

Tengevolge van de horizontale gronddruk zal het filter enigszins in het filter gedrukt worden, waardoor het vrije doorstroomprofiel zal worden verkleind.

Bovendien kan ook de kern zelf worden samengedrukt.

Voor het goed functioneren van een geprefabriceerde verticale drain mag de weerstand tegen doorstroming niet te groot worden.

Op basis van een aantal benaderende berekeningen kunnen we elke hoofdcategorie onderverdelen in twee subcategorien. De verschillende klassen uit het classificatie-schema kunnen zo in een zestal categorien worden ingedeeld, waar voor criteria kunnen worden opgesteld.

* De afvoercapaciteit q_d {m³/s} van een gestrekte drain bij een celdruk P {kN/m²} en een constant debiet Q {m³/s} dient groter of gelijk te zijn aan bepaalde waarden.

In onderstaande tabel zijn de voor de zes categorien bepaalde waarden voor Q , P en q_d gegeven.

Hoofdcategorie		A		B		C	
subcategorie criteria		1	2	1	2	1	2
Q [m ³ /s] =		5.10 ⁻⁶	5.10 ⁻⁶	5.10 ⁻⁶	5.10 ⁻⁶	5.10 ⁻⁶	5.10 ⁻⁶
P [kN/m ²] =		150	150	250	250	350	350
q _d [m ³ /s] ≥		25.10 ⁻⁶	50.10 ⁻⁶	25.10 ⁻⁶	50.10 ⁻⁶	25.10 ⁻⁶	50.10 ⁻⁶

ad 2 - Weerstand tegen doorstroming van water in de lengterichting van een gevouwen drain (afvoercapaciteit van de geknikte drain).

Als gevolg van de kleefinteractie grond/drain zal de drain de verticale samendrukking van de verschillende grondlagen moeten volgen. Hierdoor zal de drain gaan plooien, vouwen of knikken. Dit veroorzaakt naast de invloed van de horizontale gronddruk op de afvoercapaciteit een verdere reductie. Deze afname van de afvoercapaciteit kan met het verloop van het consolidatieproces steeds sterker worden.

Op grond van zowel terreinmetingen als laboratoriumproeven is een indicatie verkregen dat met dit verschijnsel rekening gehouden dient te worden indien $S/L > \overset{15\%}{\text{bedraagt}}$.

Derhalve zal voor die klassen waarbij $S/L > 15\%$ een aanvullend criterium voor de afvoercapaciteit gesteld ^{dienen} te worden.

* De afvoercapaciteit q_d {m³/s} van een gevouwen drain dient groter of gelijk te zijn aan 75% van de criteria gesteld aan de gestrekte drain (zie tabel 5.3.5. ad 1).

6. Uitvoeringsaspecten

6.1 Installatie, opslag en transport

De installatie geschiedt met behulp van een dragline, een hydraulische kraan of een heistelling die voorzien is van een makelaar waarlangs de inbrenglans verticaal geleid op en neer kan bewegen. De minimale lengte van zowel de stelling als van de inbrenglans wordt uiteraard bepaald door de te installeren drainlengten.

De drainrol wordt in een aanr de stelling bevestigd magazijn geplaatst. Vervolgens wordt de drain vanuit dit magazijn over een geleiderol tot bovenin de stelling gevoerd, waar zij over een tweede geleiderol door de inbrenglans naar beneden wordt geleid. Onderaan de inbrenglans wordt de drain van een ankerplaatje voorzien, waarna de lans inclusief de drain tot de gewenste diepte wordt gebracht, en de lans zonder de verankerde drain weer uit de grond wordt getrokken. Zodra de lans uit de grond is wordt de in de grond achter gebleven drain afgeknipt en een nieuw ankerplaatje aan de drain bevestigd om daarna op de plaats van de volgende drain in de grond gebracht te worden.

In praktijk zijn er voor het installeren van geprefabriceerde drains de volgende mogelijkheden:

- De inbrenglans wordt de grond ingetrild, waarbij het trilblok centrisch of excentrisch op de inbrenglans aangebracht kan zijn.
- De lans wordt de grond ingedrukt, hetgeen door middel van zowel een druk- als een trekrichting kan plaatsvinden.
- De inbrenglans wordt door een spuitlans de grond ingebracht. Deze methode wordt in het algemeen beperkt tot het passeren van aanwezige stijve lagen, omdat anders een van de voordelen ten opzichte van de zanddrains vervalt, n.l. het vermijden van wateroverlast en vervuiling.

In praktijk is gebleken dat zowel de installatie als de wijze van opslag en transport van invloed kan zijn op de kwaliteit van de drain. In het bijzonder met betrekking tot de temperatuur, vochtigheid en UV-bestendigheid. Met name de lijmnaad kan gevoelig zijn voor extreme temperatuurscondities. Hiermee dient dan ook terdege rekening gehouden te worden.

6.2 Meetsystemen in de praktijk

Om het verticale drainagesysteem op zijn werking te controleren kunnen veldmetingen worden verricht. De kwaliteitscontrole dient gericht te zijn op de volgende elementen:

1 De stabiliteit van de ondergrond

De meest kritische fase met betrekking tot de stabiliteit van de ondergrond is de fase waarin de bovenbelasting wordt aangebracht. Gedurende de ophoogslag zal de waterspanning toenemen, terwijl de korrelspanning bij slecht waterdoorlatende grond gelijk blijft, zodat de veiligheid tegen instabiliteit afneemt. Kenmerken waaraan een dergelijk dreigend gevaar kan worden herkend zijn te hoog oplopende waterspanningen en te grote grondbewegingen van het maaiveld aan de teen van het talud van de ophoging. Maatregelen die hiertegen kunnen worden genomen zijn: o.a.:

- het vertragen van de ophoogsnelheid door kleinere ophoogslagen en grotere tijdsstoppen tussen de verschillende slagen.
- het verwijderen van een deel van de reeds aangebrachte ophoging.
- het bijplaatsen van nieuwe verticale drains.
- het aanbrengen van steunbermen aan de randen van de ophoging.
- het verlagen van de grondwaterstand.

2 De consolidatietijd

Ten aanzien van de consolidatietijd ligt de kwaliteitsbewaking minder kritisch. Kenmerken waaraan voortijdig kan worden getoetst dat de gewenste consolidatiegraad binnen de gestelde tijdplanning wordt verkregen zijn het vergelijken van optredende zettingen en waterspanningen met vooraf berekende waarden. Indien nodig kunnen de volgende maatregelen worden getroffen:

- het bijplaatsen van nieuwe verticale drains.
- het aanbrengen van een extra voorbelasting, die na het bereiken van de gewenste consolidatiegraad weer kan worden verwijderd.

De meting van horizontale en verticale gronddeformaties worden uitgevoerd door het waterpassen van zakbaken of piketten. Waterspanningen worden gemeten met behulp van waterspanningsmeters of, indien de stijghoogte niet te groot is, met open peilbuizen.

Een verdere controle op het verloop van het consolidatieproces is mogelijk door toepassing van debietmetingen. Door het opvangen van het water uit de drain kan de effectiviteit van het drainagesysteem op de meest directe wijze worden aangetoond. Voor deze meting is het wel noodzakelijk dat de drain uitsluitend naar boven afwatert.

Hoewel bovengenoemde metingen in principe eenvoudig en goedkoop zijn, zal het al of niet toepassen en de uitgebreidheid van een meetsysteem afhangen van de grootte van het werk en de risico's van het niet goed functioneren van het drainagesysteem.

6.3 Besteksbepalingen

Het doel van besteksbepalingen is het garanderen, c.q. het zo min mogelijk laten aantasten van de kwaliteit van de drain en het verticale drainagesysteem als geheel voor zover dit afhankelijk is van de wijze van opslag, transport en uitvoering. Dit houdt in dat gewezen wordt op het feit dat bijvoorbeeld voldoende grondmechanische gegevens beschikbaar moeten zijn of dat bij het in de grond gaan van de drains voorzichtig te werk moet worden gegaan.

Verder wordt in de bepalingen de verhouding geregeld tussen de opdrachtgever en de aannemer, opdat stoornissen in de relatie worden voorkomen en het werk naar behoren kan worden uitgevoerd.

7. Aandachtspunten

- + Op grond van het voorgaande verdienen de volgende aspecten extra aandacht van allen, die betrokken zijn bij de toepassing van verticale drainage.

1. Kwaliteitsbeheersing moet worden nagestreefd uitgaande van:

- doelstelling en primaire functie van V.D.
- functie-analyse van de drain.

met de hulp van:

- + een classificatiesysteem van beperkte omvang
- + éénduidige kwaliteitscriteria, ontleend aan standaard laboratoriumproeven (trekproef, langeduurdoorstoomproef, filterproef)
- + éénduidige besteksbepalingen.

2. Bij de voorbereiding van het ontwerp is een degelijk grondonderzoek op basis van de geologie en inschakeling van een geotechnisch adviseur een verantwoorde investering, zeker waar inzicht in gevolgen van deze werkwijze (de formatie~~ver~~loop, milieu-effecten) steeds meer gevraagd wordt. Hiermee is tevens het belang van een prognose voor de uitvoering (tijdsettingsverloop) een toetsing daarvan m.b.v. meetsystemen (kwaliteitscontrole van project en drain) voldoende aangegeven.

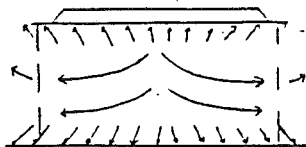


fig 1a. Waterbeweging zonder verticale drainage.

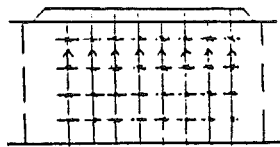


fig 1b. Waterbeweging met verticale drainage.

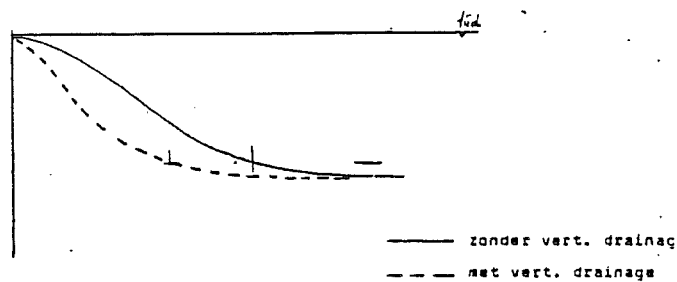


fig 2. Principeverloop van de consolidatie in de tijd.

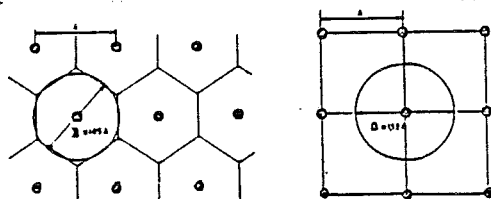


Fig. Plaatsingspatroon drains

- $D = 1,05 A$ bij een patroon van gelijkbenige driehoeken.
- $D = 1,13 A$ bij een patroon van vierkanten.

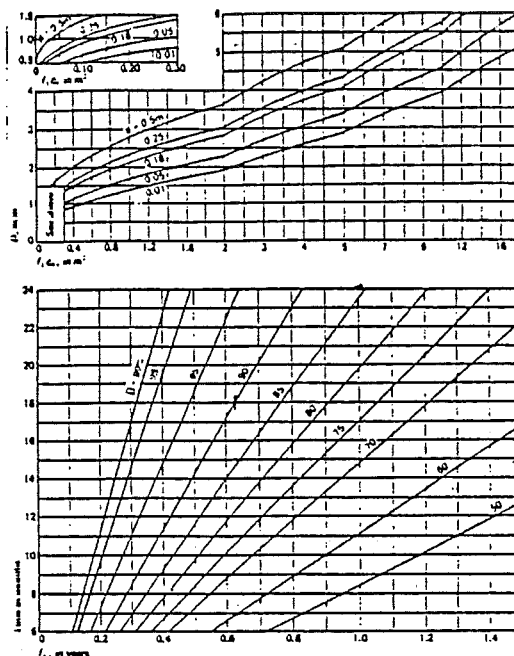
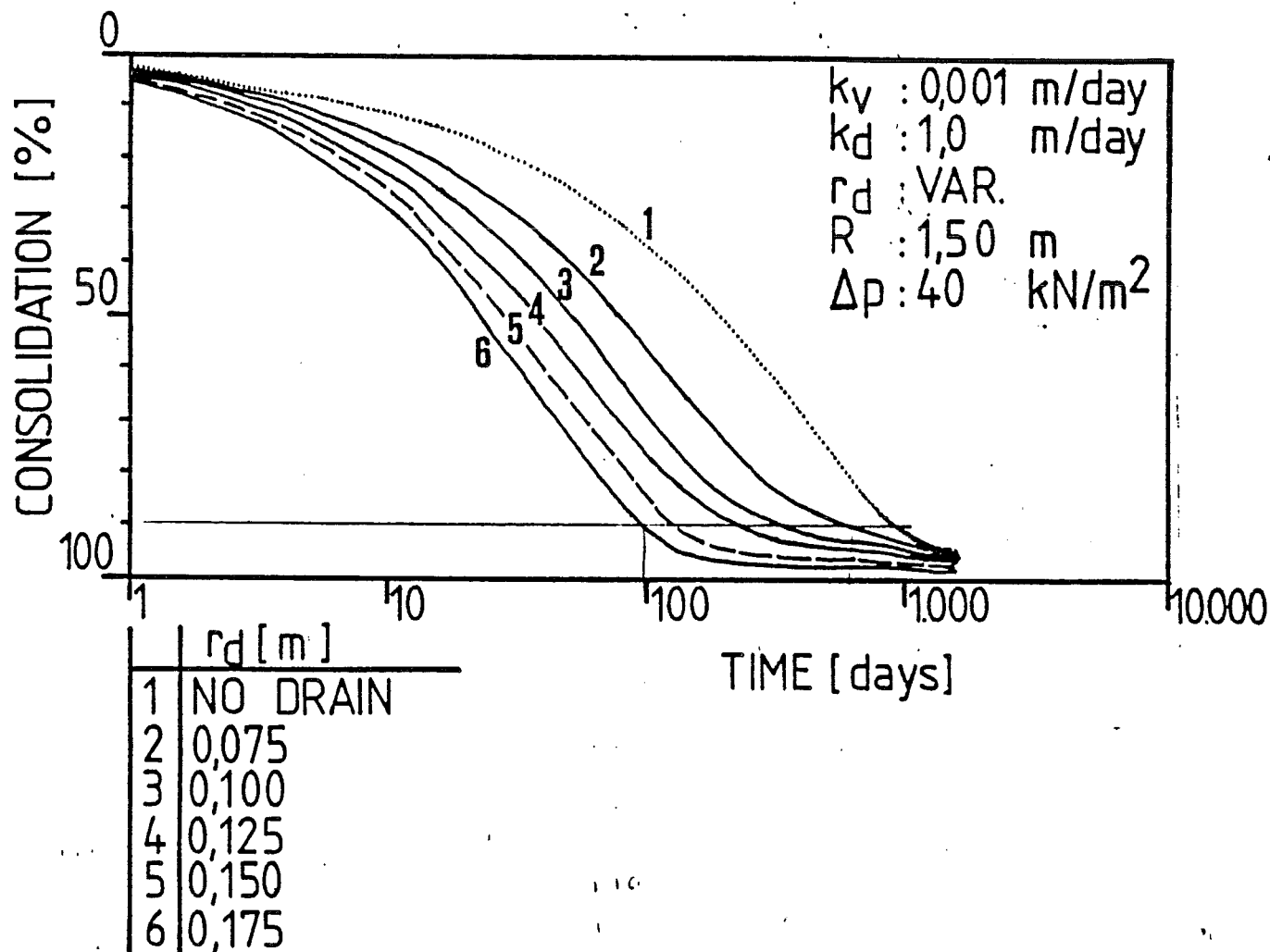
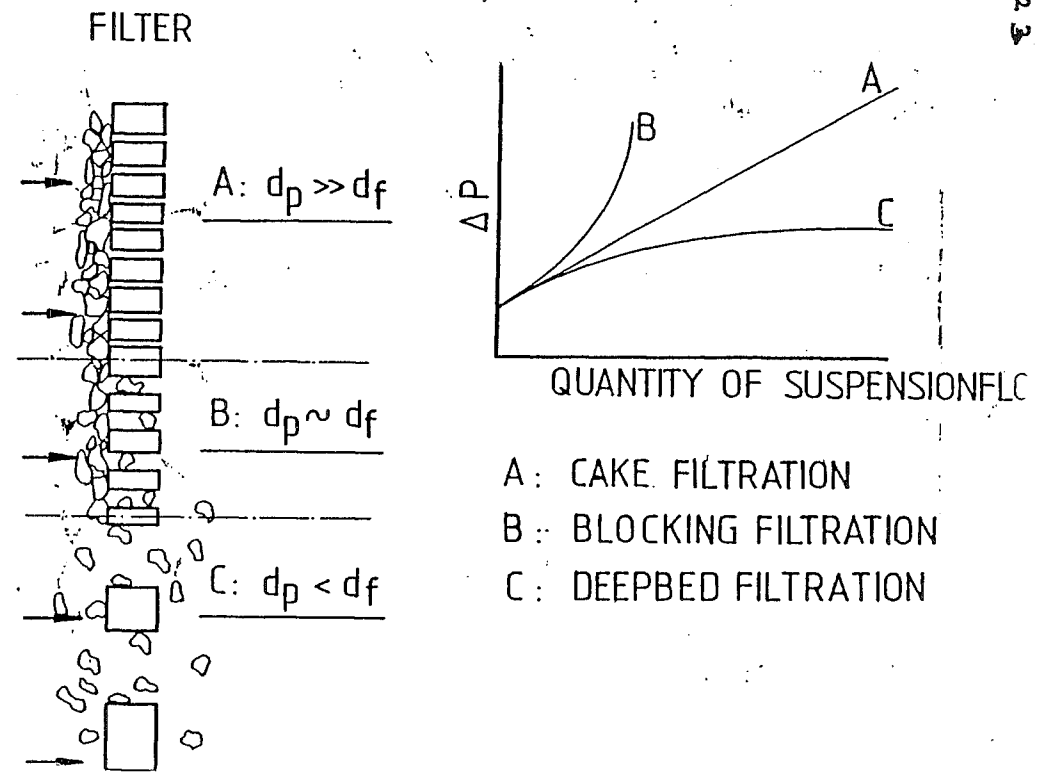
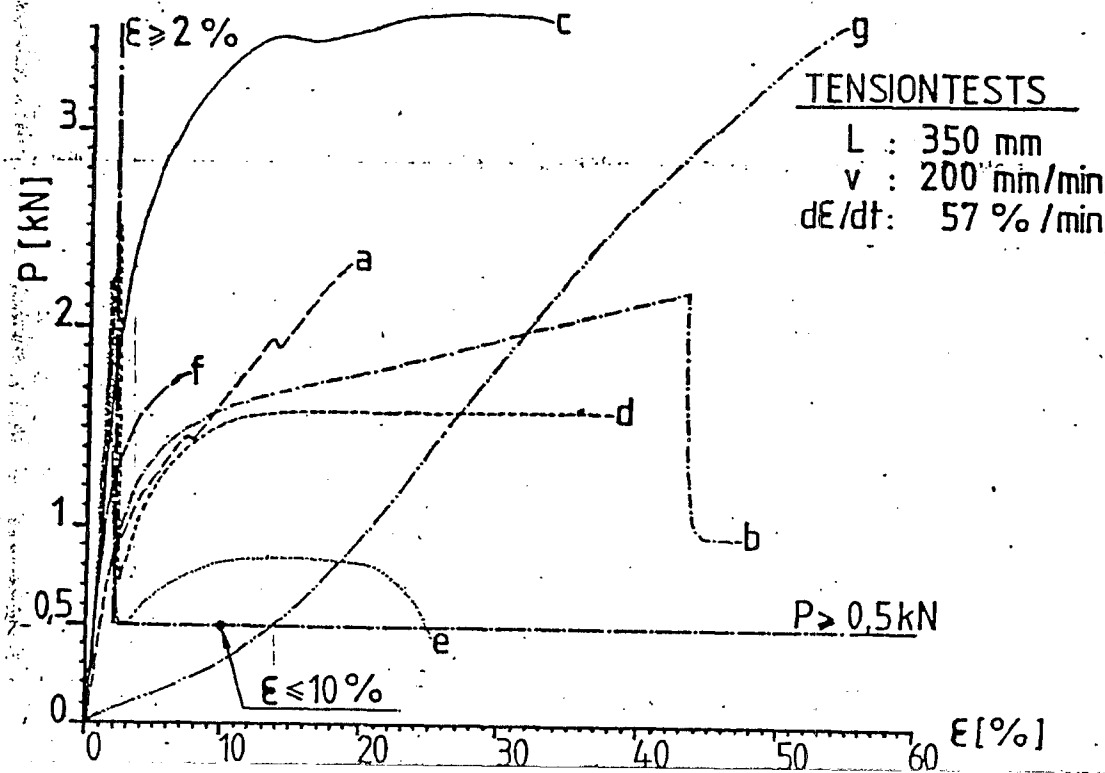
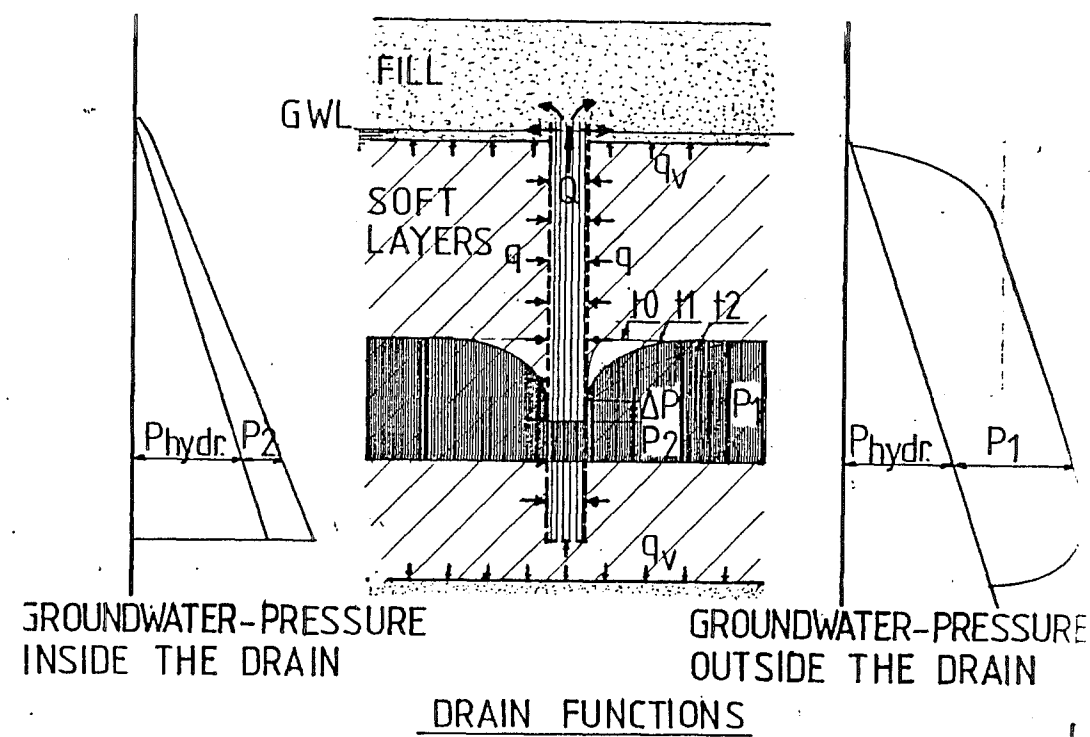


Fig. Grafiek voor de bepaling van drainafstanden.
Parameter $f_1 = D^2 / 8c_h$

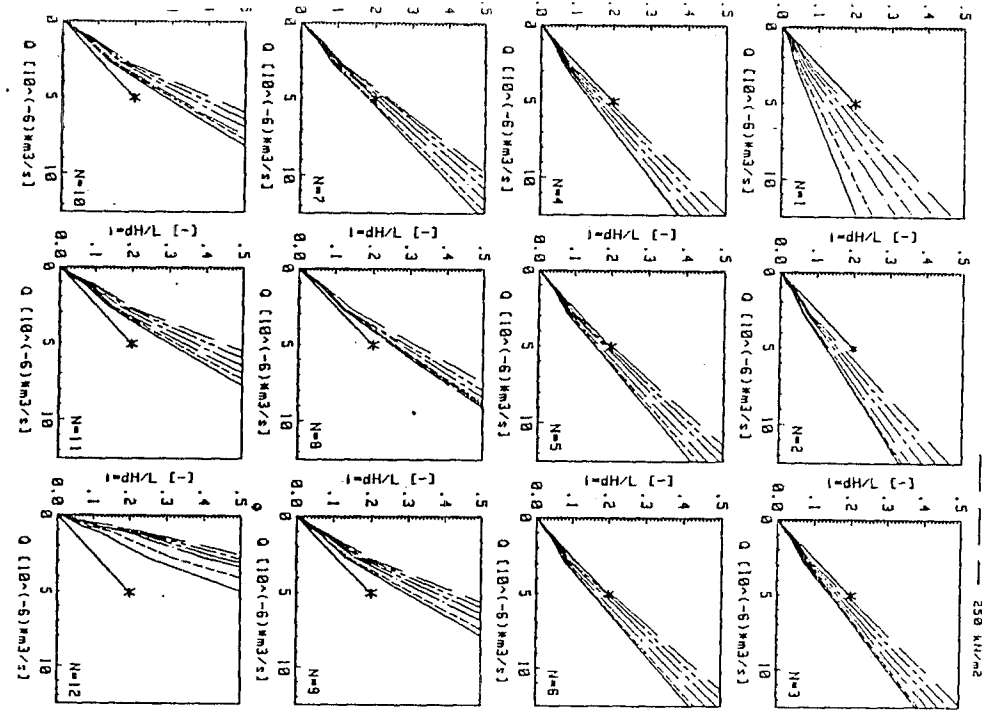
Voorbeeld: Welke drainafstand is nodig om een consolidatiegraad van 90% te verkrijgen na $1\frac{1}{2}$ jaar?
- homogene klei met $c_h = 0,4 \text{ m}^2/\text{jaar}$
- equivalente draindiameter = $0,05 \text{ m}$
Oplossing: Het onderste diagram geeft $f_1 = 0,625 \text{ jaar}$, zodat $f_1 c_h = 0,25$. Het bovenste diagram geeft nu $D = 1,0 \text{ m}$, met als gevolg dat de drainafstand bij een vierkant plaatsingspatroon ongeveer $0,9 \text{ m}$ moet zijn.



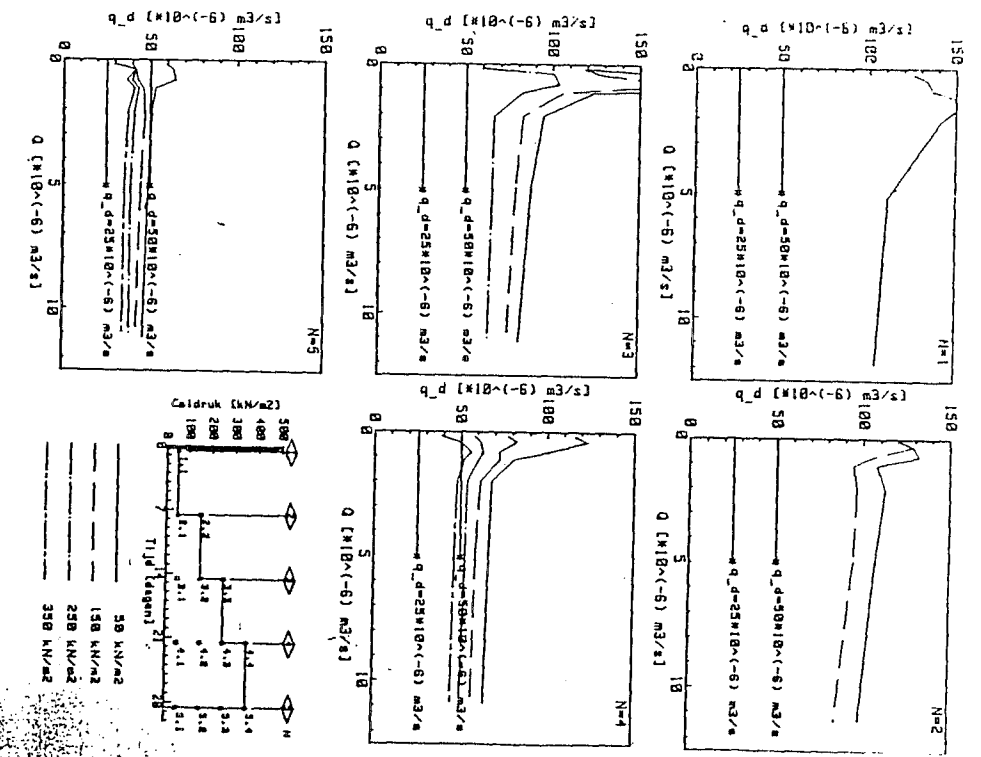
$L \leq 10m$				$L > 10m$			
1.50-2.50 m at 1.5 ju	1.50-2.50 m at 1.5 ju	1.50-2.50 m at 1.5 ju	1.50-2.50 m at 1.5 ju	1.50-2.50 m at 1.5 ju	1.50-2.50 m at 1.5 ju	1.50-2.50 m at 1.5 ju	1.50-2.50 m at 1.5 ju
1.1 A1	1.2 A1	1.3 B1	1.4 B2	1.5 A1	1.6 A1	1.7 B2	1.8 B2
2.1 A1	2.2 A1	2.3 B1	2.4 B2	2.5 A1	2.6 A1	2.7 B2	2.8 B2
3.1 B1	3.2 B2	3.3 C2	3.4 C2	3.5 B1	3.6 B2	3.7 C2	3.8 C2
4.1 B1	4.2 B1	4.3 B1	4.4 B1	4.5 B1	4.6 B1	4.7 C1	4.8 C2
5.1 B1	5.2 B1	5.3 B1	5.4 B1	5.5 B1	5.6 B1	5.7 C1	5.8 C2
6.1 B1	6.2 B1	6.3 C2	6.4 C2	6.5 B1	6.6 B2	6.7 C2	6.8 C2



Proefnr.: 18402
Type drain: 1
modificatie



Proefnr.: 18403
Type drain: 1.1



$$q_{d,1} = \arccotg \phi_1 = \frac{Q_1}{i_1}$$

$$q_{d,2} = \arccotg \phi_2 = \frac{Q_2}{i_2}$$

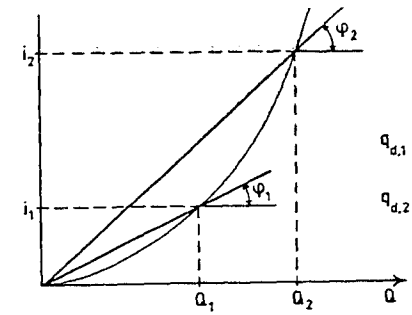
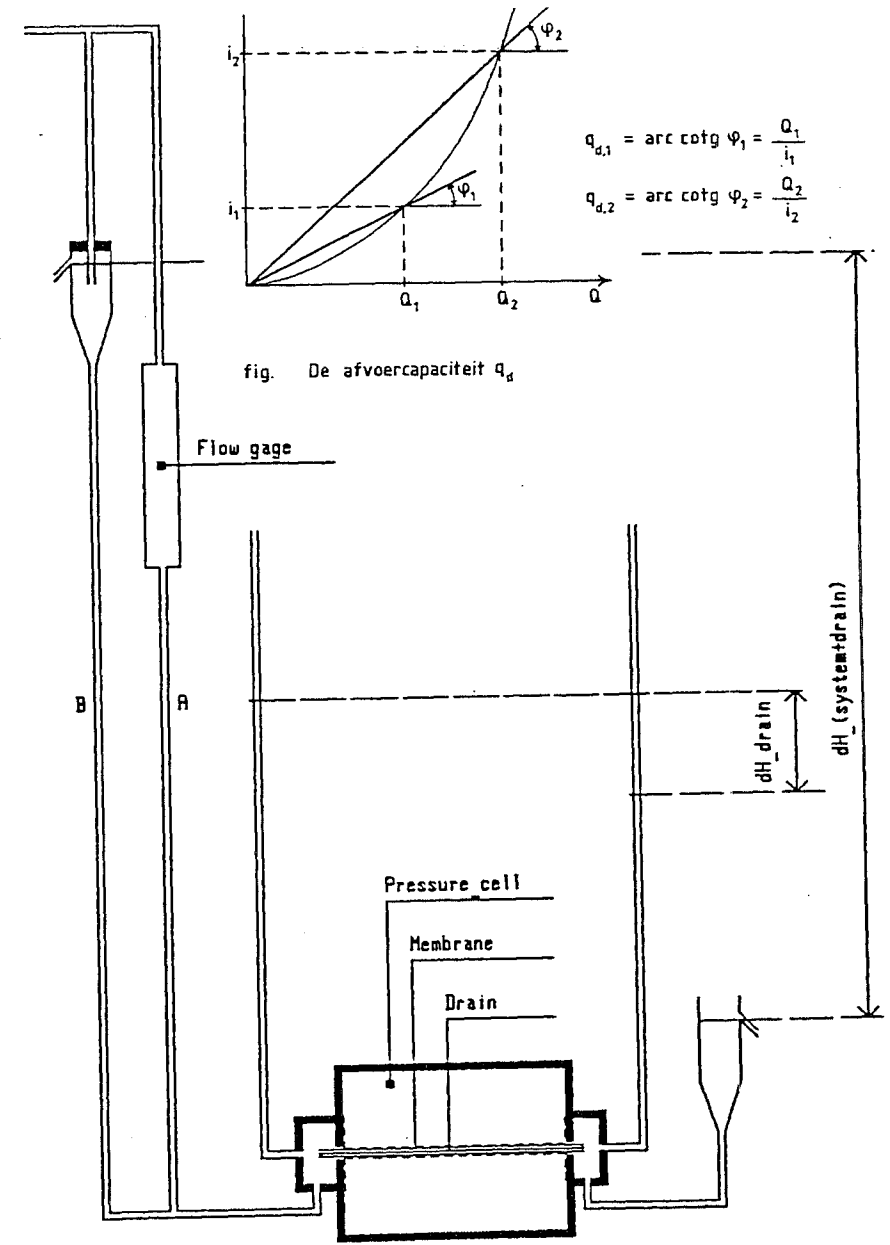


fig. De afvoercapaciteit q_d



- A. Controlled discharge system
- B. Controlled hydraulic gradient system

fig.

DE TOEPASSING VAN GEOTEXTIELEN
IN ONTWATERINGSSYSTEMEN VOOR
CULTUURGRONDEN

Ir. L.C.P.M. Stuijt
Instituut voor Cul-
tuurtechniek van
Waterhuishouding

DE TOEPASSING VAN GEOTEXTIELEN IN ONTWATERINGSSYSTEMEN VOOR CULTUURGRONDEN

Ir. L.C.P.M. Stuijt

Instituut voor Cultuurtechniek en Waterhuishouding [ICW]
Staringgebouw, Marijkeweg 11, Postbus 35, 6700 AA Wageningen
Telefoon: 08370 - 19100

Samenvatting

Het merendeel van de in Nederland te ontwateren cultuurgronden heeft een vrij lage structuurstabiliteit. Om ongewenste inzanding van drainbuizen tegen te gaan wordt daarom meestal een omhullingsmateriaal om de drainbuis gewikkeld. Dit materiaal heeft een grondkerende -, en een hydraulische functie. Het merendeel van de in Nederland toegepaste omhullingsmaterialen is van organische oorsprong. Geotextielen worden, om redenen van financiële aard en onbekendheid met het materiaal, nog weinig toegepast, maar het gebruik neemt toe.

Na een bespreking van het toepassingsgebied van, en de ontwikkelingen in drainagematerialen wordt het probleem van minerale verstopping van drainbuizen en omhullingsmaterialen besproken. De textuur [= de korrelgrootteverdeling] maar vooral de bodemstructuur [= de onderlinge samenhang van de bodemdeeltjes] en de hiermee samenhangende stabiliteit spelen een rol. De omstandigheden waaronder ontwateringssystemen worden geïnstalleerd [o.a. het vochtgehalte van de bodem] bepalen voor een groot deel de werking op lange termijn. [Bio]chemische verstopping wordt summier besproken.

De probleemstelling leidt tot de functie-analyse van het geotextiel. De grondkerende -, en hydraulische functies worden gespecificeerd in de vorm van parameters. In de ontwerpfase moet een keuze worden gemaakt uit de beschikbare materialen. De hierbij gehanteerde criteria worden besproken: o.a. poriegrootteverdeling en levensduur van het omhullingsmateriaal, en het ijzerverstoppingsgevaar. De aanbevelingen, die zijn ondergebracht in een tabel zijn grotendeels empirisch tot stand gekomen in nauw onderling overleg tussen diverse Nederlandse instanties.

1. Inleiding

1.1 Toepassingsgebied

In deze bijdrage wordt de toepassing van omhullingsmaterialen in ondergrondse, horizontale ontwateringssystemen met buizen zoals toegepast in cultuurgronden, behandeld. Het gaat hierbij vooral om het verbeteren van de gewasopbrengst, en de bewerkbaarheid, de draagkracht en de begaanbaarheid van de bodem door het voorkomen van te hoge grondwaterstanden in perioden met wateroverlast. Een andere toepassing is het versnellen van de rijping en drooglegging van nieuw te ontginnen gronden. In aride en semi-aride geïrrigeerde gebieden wordt ontwatering ook veel toegepast ter bestrijding van bodemverzilting.

Bij de keuze van de toe te passen materialen is vooral het type buis en de buisdiameter van belang, evenals het al dan niet toepassen van een omhulling of afdekking [filtermateriaal] van de buis. Als dat laatste het geval is kan nog gekozen worden uit diverse organische -, granulaire - of synthetische materialen [geotextielen].

In het kader van deze studiedag gaat het alleen om de toepassing van omhullingsmaterialen, waaronder geotextielen, voor het omhullen van drainbuizen.

1.2 Ontwikkelingen

Tot 1959 werden de cultuurgronden in Nederland vrijwel uitsluitend gedraineerd met gebakken -, en soms met betonnen buizen. Daarna is de gladde PVC buis in de praktijk geïntroduceerd, waardoor bespaard kon worden op de transport- en arbeidskosten. Verdere kostenbesparingen en mechanisering kon worden bereikt door het gebruik van geribbelde PVC buizen die sedert 1969 in de praktijk werden toegepast. Vanaf 1973 wordt in horizontale ontwateringssystemen vrijwel uitsluitend dit type buis toegepast.

Ook in omhullings- en afdekkingsmaterialen is er een snelle ontwikkeling geweest. In combinatie met gebakken buizen werd vooral afdekking met losse turfmoalm toegepast. Later werden organische materialen in bandvorm aangebracht, waardoor het aanbrengen van een afdekking gemechaniseerd werd. Bij de introductie van de PVC ribbelbuizen werd het mogelijk de buizen vooraf in de fabriek te omhullen. Tot nu toe worden in Nederland en in veel andere landen nog op grote schaal andere materialen dan geotextielen gebruikt. De organische materialen [cocos, turfvezel en turf/cocos] zijn daarbij het belangrijkste. Een nadeel van deze materialen is dat ze kunnen verteren, en dat een constante samenstelling en kwaliteit moeilijk te verwezenlijken is. Een voordeel is de betrekkelijk lage prijs. Granulaire materialen [grof zand, grind, lavaliet] worden in ons land vanwege de hoge transport- en installatiekosten zelden bij de ontwatering van cultuurgronden toegepast.

In de zestiger jaren werd in Nederland de eerste ervaring opgedaan met omhullingsmateriaal van niet-organische oorsprong, nl. glasvlies: een non-woven mineraal vlies. De introductie van geotextielen vond plaats in de zeventiger jaren toen men polypropreenvezels ging gebruiken. Sindsdien zijn er veel andere materialen door fabrikanten aangeboden. In proefopstellingen van het Instituut voor Cultuurtechniek en Waterhuishouding [ICW] en de Rijksdienst voor de IJsselmeerpolders [RIJP] worden ze op hun bruikbaarheid getest. Materialen die in het laboratorium een gunstige indruk maken worden in een praktijksituatie onderzocht in drainageproefvelden van de Landinrichtingsdienst. Sommige geotextielen hebben inmiddels hun bruikbaarheid in de praktijk bewezen. Een groot voordeel van geotextielen is de constante kwaliteit en de talrijke mogelijkheden om de structuur en de dikte ervan te variëren.

2. Probleemstelling

2.1 Minerale verstopping

Minerale verstopping begint in de kontaktzone van een buiswand [of een geotextiel] enerzijds, en de omringende bodem, anderzijds. Het wordt daarom een kontaktproces genoemd. We onderscheiden twee mechanismen: kontaktersie en kontaktsuffosie. Kontaktersie betekent dat deeltjes van vrijwel elke voorkomende grootte plaatselijk worden uitgespoeld [zie Figuur 1a]. Kontaktsuffosie betekent dat alleen de fijnere deeltjes uitspoelen. Daarbij blijft een bodemskelet achter, bestaande uit de grovere deeltjes [Figuur 1b].

Kontaktersie is ongewenst en moet door het omhullingsmateriaal worden voorkomen. Kontaktsuffosie is toelaatbaar, zolang het omhullingsmateriaal er niet door verstopt. Ten gevolge van kontaktsuffosie kan de bodem vlakbij het omhullingsmateriaal een hogere doorlaatfactor krijgen: we spreken dan van een natuurlijke filteropbouw. Ook dit is een vrij theoretische grootheid waarnaar nauwelijks diepgaand onderzoek is verricht. Op het ICW kon natuurlijke filteropbouw gedurende het onderzoeksproject 1980 - 1983 incidenteel worden aangetoond.

2.1.1. De textuur van de bodem

Zoals al eerder werd besproken, bestaat bij fijnzandige -, en siltgronden het grootste gevaar voor het optreden van minerale verstopping. De cumulatieve

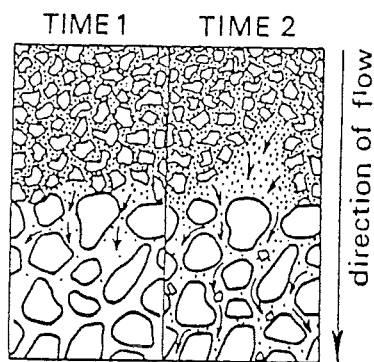


Fig. 1a. Kontaktersosie op grensvlak bodem/omhullingsmateriaal: deeltjes van elke voorkomende grootte worden plaatselijk uitgespoeld

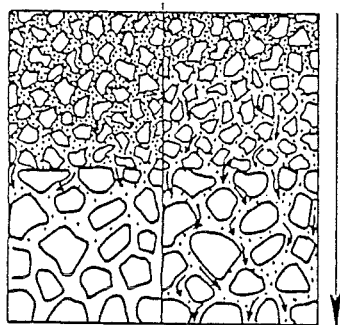


Fig. 1b. Kontaktsuffosie op grensvlak bodem/omhullingsmateriaal: alleen de fijnere deeltjes worden plaatselijk uitgespoeld

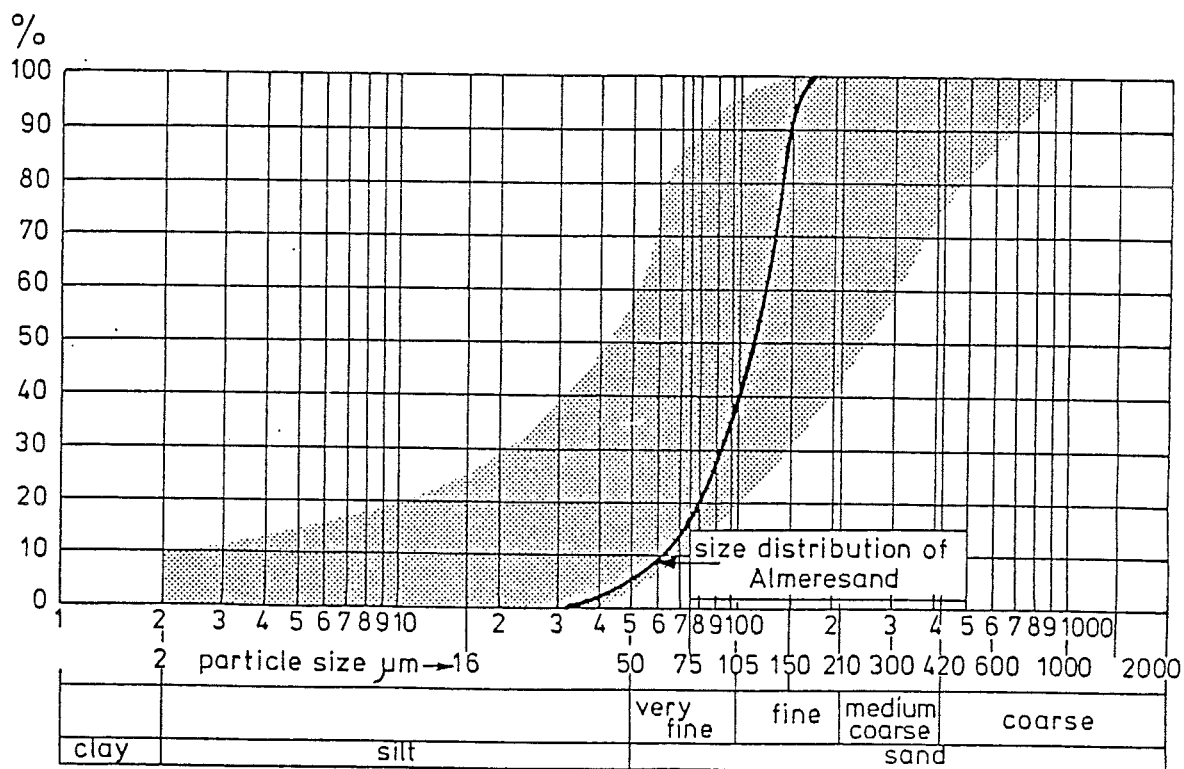


Fig. 2. Verzameling cumulatieve korrelgrootteverdelingen (het grijze gebied) van bodemtypen waar minerale verstopping het meest blijkt voor te komen. Almeresand is zo'n "probleemgrond"

korrelgrootteverdeling van een aantal van deze 'probleemgronden' is grafisch weergegeven in Figuur 2. Elke bodem waarvan de korrelgrootteverdeling [grotendeels] in het grijze gebied ligt kan problemen opleveren. Dat komt omdat deze bodems deeltjes hebben die te groot zijn om onderling grote cohesie te vertonen, maar te klein zijn om door een drainbuis zonder filter te worden tegengehouden: daarom moet een omhullingsmateriaal worden gebruikt. Bovendien spoelt het eenmaal in de buis gespoelde bodemmateriaal er niet meer gemakkelijk uit, gegeven de gebruikelijke stroomsnelheden in de buis.

Het is nog steeds gebruikelijk omhullingsmaterialen te selecteren aan de hand van de korrelgrootteverdeling [textuur]. Vrijwel alle granulaire filtercriteria zijn op textuurgegevens gebaseerd. Ook voor geotextielen zijn en worden filtercriteria ontwikkeld, maar deze zijn meestal niet universeel toepasbaar. Zie bijvoorbeeld Knops et al. [1979], Dierickx [1980], Irwin en Hore [1979] en Eggelsmann [1980].

2.1.2 De structuur van de bodem

De bodemstructuur is minstens zo belangrijk als de textuur wanneer het erop aankomt het risico van minerale verstopping te voorspellen. Gegevens, afkomstig van veldonderzoek in Nederland geven aan dat verschillende bodemtypen met vergelijkbare textuur sterk kunnen verschillen in de mate van geregistreerde minerale verstopping.

De structuur van de bodem hangt samen met de mate waarin elementaire bodemdeeltjes geaggregeerd zijn. Hoe hoger de aggregatiegraad desto groter de bodemaggregaten en de structuurstabiliteit zullen zijn en desto kleiner het risico van minerale verstopping. Het is nauwelijks mogelijk om de bodemstructuur om te zetten in relevante getallen waaraan we het verstoppingsrisico kunnen koppelen. We moeten daarom afgaan op veldervaring bij het schatten van de structuurstabiliteit van een te draineren bodem.

Ten gevolge van de installatie van het ontwateringssysteem zal de structuur, en dus ook de stabiliteit van de bodem, nadelig worden beïnvloed. In brede kring wordt erkend dat de bodemstructuur [gedeeltelijk] vernield kan worden wanneer onder te natte omstandigheden wordt gedraineerd. Daarom moet onder aanhoudend natte weersomstandigheden niet worden gedraineerd. Helaas gebeurt dat toch regelmatig om redenen van financiële aard.

2.2 Chemische en microbiologische verstopping

De werking van het geotextiel kan in gevaar komen door vertering of verstopping als gevolg van chemische -, microbiologische - en/of mechanische processen. Het gevaar voor verstopping door aangroeiing van ijzer-, kalk- en sulfaatverbindingen is in sterke mate afhankelijk van:-

- a. de chemische samenstelling van bodem en grondwater;
- b. de microbiologische activiteit in de bodem;
- c. de milieuomstandigheden [aeroob/anaeroob];
- d. de structuur en oppervlakte-geaardheid van het geotextiel.

a. de chemische samenstelling van bodem en grondwater.

Het gehalte aan ijzercomponenten in bodem en grondwater levert in de praktijk de meeste problemen op. Door Kuntze en Eggelsmann [1968] zijn gegevens gepubliceerd op grond waarvan het gevaar voor ijzerafzettingen kan worden bepaald [zie tabel 2 in 4.2.3]. Door Ford [1983a, 1983b] is een methode ontwikkeld om dit gevaar met hogere nauwkeurigheid vast te stellen. Deze eenvoudige methode is gebaseerd op de chemische analyse van een bodem- en watermonster, die genomen worden op draindiepte. De combinatie van ijzergehalte, organisch stofgehalte en

bodemtextuur is een redelijk betrouwbare indicator voor het ijzerverstoppingsgevaar. De methode kost weinig tijd en er is geen ingewikkelde en dure apparatuur voor nodig. Momenteel experimenteert de RIJP ermee.

Het is belangrijk te weten of de verstoppingsbron van permanente aard is: dit is bijvoorbeeld het geval als er sprake is van kwel met ijzerhoudende componenten. In zulke gevallen zal ijzerverstopping voortdurend bestreden moeten worden; in Nederland gebeurt dit door het doorspuiten van de drainbuizen. Er is sprake van een tijdelijk probleem wanneer bijvoorbeeld een in de bodem aanwezige hoeveelheid ijzerverbindingen uitspoelt na installatie van het ontwateringssysteem. In deze gevallen zou drainonderhoud middels doorspuiten na enige jaren minder frequent gepleegd hoeven te worden.

b. de microbiologische activiteit in de bodem.

Microbiologische activiteit speelt een beslissende rol bij het optreden van verstoppingen door ijzerverbindingen. Bepaalde soorten bacteriën zetten ijzerverbindingen om in slijmerige afzettingen, die vervolgens buis en filtermateriaal kunnen verstoppem. Dit gebeurt vooral in de aanwezigheid van voldoende zuurstof. De meest recente studie op dit gebied is in Frankrijk verricht [Houot; 1985]. Het inzicht in de optredende processen neemt toe, maar afdoende oplossingen zijn nog steeds niet gevonden.

c. de milieuomstandigheden [aeroob/anaeroob].

IJzerverstopping blijkt vooral in zuurstofrijk milieu voor te komen. In Nederland is dit meermalen geconstateerd. In Nederlandse ontwateringsssystemen komen vrijwel uitsluitend open collectors [sloten] voor: de zuurstof dringt via deze sloten de drains binnen en de mate van verstopping met ijzerverbindingen blijkt dan ook het sterkst te zijn in het gedeelte van de drain nabij de uitmonding in de sloot.

d. de structuur en oppervlakte-geaardheid van het geotextiel.

Experimenten hebben aangetoond, dat, indien er gevaar bestaat voor biochemische verstopping, alle geotextielen op den duur zullen dichtslaan. Aanbevolen wordt om in geval van verstoppingsgevaar door bovenvermelde oorzaak, in ieder geval geen dunne filtermaterialen toe te passen omdat deze materialen bijzonder snel zullen dichtslaan, en dan nauwelijks meer gereinigd kunnen worden door middel van het doorspuiten van de drains; bij volumineuze materialen is dit vaak nog wel mogelijk.

3. Functie-analyse van het geotextiel

3.1 De toepassing van geotextielen in ondergrondse ontwateringsssystemen

Een ontwateringssysteem moet water opnemen en afvoeren, maar bodemmateriaal tegenhouden. Het aantrekken, opnemen en afvoeren van water heet de hydraulische functie. Het tegenhouden van bodemmateriaal heet de grondkerende functie; in combinatie met het doorlaten van water de filtrerende functie. Sommige ondergrondse ontwateringsssystemen, in het bijzonder die welke worden aangebracht in weinig stabiele fijnzandige gronden, blijken na korte of langere tijd minder goed te functioneren. Dit kan worden veroorzaakt door inspoeling van bodemdeeltjes in de buizen: minerale verstopping. De bodemtypen die in dit verband de meeste risico's opleveren zijn de leem- en fijne zandgronden.

3.2 Belangrijke grootheden van geotextielen

3.2.1 De hydraulische -, of waterdoorlatende functie

Het geotextiel [filter] moet een grotere waterdoorlatendheid bezitten dan het omringende bodemmateriaal, zodat het water gemakkelijk kan intreden. We spreken dan van een lage intreeweerstand. De intreeweerstand wordt gedefinieerd als de verhouding tussen het drukhoogteverlies van het water over buiswand en filter, en de drainagecoëfficiënt:-

$$We = \frac{h}{Q L}$$

waarbij We de intreeweerstand is [dag/m]; h is het drukhoogteverlies [m]; Q is de drainagecoëfficiënt [m/dag] en L is de drainafstand [m]. De intreeweerstandsfactor α [alpha], die afhankelijk is van de doorlatendheid van de omringende bodem, is gedefinieerd als:-

$$\alpha = We \cdot K$$

waarbij We de intreeweerstand is [dag/m] en K de doorlatendheid van de omringende bodem [m/dag]. De effectieve drainstraal R_{eff} die de straal voorstelt van een denkbeeldige, 'ideale' drain, dat wil zeggen een drain met een volledig doorlatende buiswand, en die dezelfde effectiviteit heeft als de werkelijke drain, is gedefinieerd als:-

$$R_{eff} = R \exp [-2\pi\alpha]$$

waarbij R_{eff} de effectieve drainstraal van de buis is [m], en R de straal van de ommantelde buis [m]. De mate van verstopping van de wand van een drainbuis met omhullingsmateriaal kan worden weergegeven door:-

$$F [\%] = R_{eff} / R \times 100 \%$$

Deze coëfficiënten F worden vaak uit verkregen gegevens afgeleid om het al dan niet goed functioneren van diverse omhullingsmaterialen onderling te vergelijken.

De geometrie van de buis en het geotextiel moet zodanig zijn dat het optreden van te grote stromingsgradienten in de directe omgeving van de buis zoveel mogelijk wordt voorkomen. Hoge stromingsgradienten veroorzaken dat bodemdeeltjes, al dan niet in geaggregeerde vorm, gemakkelijk in het filter en de buis spoelen.

Algemeen wordt gesteld dat de filtrerende laag geen belemmering voor het toestromende water vormt als de doorlaatfactor van het filtermateriaal minstens tien keer zo groot is als die van het omringende bodemmateriaal. In geval van toepassing van dunne filters zoals doeken en vliezen [dikte kleiner dan 1 mm] kan met een lagere doorlaatfactor worden volstaan, mits het drukhoogteverlies niet te groot wordt. Een vaak gehanteerde vuistregel is dat het door het filter veroorzaakte drukhoogteverlies van buiswand en filtermateriaal samen, bij de ontwerpfvoer niet groter mag zijn dan 0.05 m.

Bij alle genoemde beschouwingen mag niet uit het oog worden verloren dat, naast de hydraulische doorlatendheid van het omhullingsmateriaal, die van de omringende bodem minstens zo belangrijk is. Te veel wordt in de huidige beschouwingen steeds de nadruk gelegd op de dikte en de hydraulische doorlatendheid van het omhullingsmateriaal, en die van een dun bodemlaagje dat daar direct tegenaan ligt. De laatste jaren wordt bij het onderzoek ook de hydraulische doorlatendheid van de bodem, die verder van buis en omhullingsmateriaal is verwijderd, ook geregistreerd. Deze gegevens dienen ook 'meegenomen' te worden bij het berekenen van stromingsweerstand in de buurt van de buis.

De eerste resultaten, geboekt in het nieuwe onderzoeksproject van het ICW [Juli

1985] tonen aan dat sommige van onze huidige aannames omtrent de hydraulische werking van omhullingsmaterialen moeten worden herzien. Wat al eerder werd verondersteld kon in een laboratoriumopstelling worden aangetoond: het water treedt in veel gevallen door lang niet alle buisperforaties naar binnen. Afhankelijk van de hydraulische gradient en de kontaktersieprocessen is een wisselend aantal perforaties waterafvoerend. De stabiliteit van de bodem en de poriegrootteverdeling van het omhullingsmateriaal zijn hierbij de voornaamste factoren.

3.2.2 De grondkerende functie of zanddichtheid

Inslibbing van zeer fijne bodemdeeltjes in drainbuizen is niet uitdrukkelijk ongewenst. Inspoeling van deze bodemdeeltjes in de drain betekent namelijk tevens uitspoeling van deze deeltjes uit de grond, waardoor mogelijkerwijs de doorlatendheid rondom de drain en, indien aanwezig, het omhullingsmateriaal, toeneemt. Bovendien betekent inspoeling van fijne bodemdeeltjes in de drain meestal dat deze door het omhullingsmateriaal heen gedrongen zijn, en dat is ook de bedoeling: omhullingsmaterialen die teveel fijne bodemdeeltjes tegenhouden dreigen vroeger of later zelf te verstoppem.

Bij drainageonderhoud ['doorspuiten'] kunnen zeer fijne bodemdeeltjes meestal gemakkelijk worden uitgespoeld. Grove bodemdeeltjes die in de drain zijn gespoeld, zullen zich bij doorspuiten echter niet laten verwijderen. Inspoeling van grove bodemdeeltjes is dan ook - afhankelijk van de mate van inslibbing - nadelig voor de afvoercapaciteit van de drain, en een omhullingsmateriaal zal dit moeten voorkomen. Als grens tussen uitspoelbare zeer fijne deeltjes en de niet-uitspoelbare grovere deeltjes wordt ongeveer 75 μm aangehouden.

De vraag of een te draineren perceel gevoelig is voor de inspoeling in drains is onder andere afhankelijk van de onderlinge binding [cohesie] van bodemdeeltjes. Op kleigronden is deze binding vaak zo groot dat er vrijwel geen grovere bodemdeeltjes [i.c. aggregaten] losraken en met het water in de drains zullen stromen. Naarmate de bodem lichter is, is de cohesie meestal geringer en daarmee het gevaar voor losraken van de bodemdelen groter. In zandgronden en lichte zavelgronden is de cohesie vaak gering.

Tijdens het installeren van een ondergronds ontwateringssysteem wordt door graven of woelen de natuurlijke samenhang tussen de bodemdeeltjes [aggregaten] gedeeltelijk of geheel verbroken. Dit heeft tot gevolg dat het inslibbingsgevaar direct na installatie het grootst is [primaire minerale verstopping]. Er zijn aanwijzingen dat de methode van installeren invloed heeft op het inspoelingsgevaar. De bodem zal zich langzamerhand stabiliseren, waardoor dit verstoppingsgevaar weer afneemt. Sommige bodemtypen vertonen echter ook inspoelingsverschijnselen op de lange termijn [secundaire minerale verstopping]. Sommige bodemtypen kennen een jaarlijkse secundaire 'verstoppingscyclus'. Ook kan het voorkomen dat, ten gevolge van het doorspuiten van drains de stabilisering van de bodem verstoord kan worden, waardoor het inspoelingsgevaar weer toeneemt.

De mate van inslibbing is afhankelijk van de stroomsnelheid van het water in de buurt van de drain. Momenteel is hierover nog weinig bekend. In sommige gevallen kan voor een combinatie buis, omhullingsmateriaal en bodem in het laboratorium een zogenaamde hydraulic failure gradient [HFG] worden bepaald [Willardson; 1983]: bij deze gradient van de waterdruk vlakbij de buis treden plotselinge veranderingen op in hydraulische doorlatendheid van bodem- en/of omhullingsmateriaal, en/of de verplaatste hoeveelheden bodemmateriaal. Deze HFG is overigens een vrij theoretische grootheid. De waterbeweging in de buurt van het kontaktoppervlak bodem/filter, en dus ook de hydraulische gradient, kan op zeer korte afstand sterk variëren. Het is daarom erg moeilijk om een totaalindruk te krijgen van deze gecompliceerde waterbeweging.

Tenslotte zijn de omstandigheden tijdens en direct na de installatie van een

ontwateringssysteem van beslissende betekenis voor het al dan niet goed functioneren van het ontwateringssysteem. Het zou ideaal zijn als de losgemaakte grond rondom de drain volledig zou zijn gestabiliseerd voor de eerste afvoerperiode. Dit is meestal een theoretische mogelijkheid, die in de praktijk lang niet altijd kan worden bereikt. Wel moet er naar worden gestreefd het ontwateringssysteem onder niet te natte omstandigheden aan te leggen.

Het voorgaande overziende kan worden vastgesteld dat het tegengaan van inspoeling selectief moet gebeuren: zeer fijne bodemdelen moeten door het omhullingsmateriaal het liefst worden doorgelaten; grovere moeten worden tegengehouden.

3.2.3 De hydraulische - versus grondkerende functie

De hydraulische -, en de grondkerende functie zijn in principe tegenstrijdig. Immers, het filtermateriaal moet tegelijkertijd voldoende fijn-gestructureerd zijn om geerodeerde bodemdeeltjes selectief, en in voldoende mate tegen te houden, en voldoende grof-gestructureerd om, ondanks een zekere mate van verstopping, een hoge hydraulische doorlatendheid te behouden.

Voor het goed functioneren van het ontwateringssysteem moet een juiste afweging van de gewenste eigenschappen worden gemaakt. Hierbij wordt vaak gebruik gemaakt van zgn. filterregels of -criteria. Een complicerende factor is, dat de eigenschappen van het filter niet los gezien mogen worden van die van de te draineren laag. Ten gevolge van de verplaatsing van bodemdeeltjes kan de doorlatendheid van het filtermateriaal afnemen. Tegelijkertijd kan de doorlatendheid van het tegen het filter aanliggende bodemmateriaal toenemen, aangezien het in eerste instantie vaak de fijnere bodemdeeltjes zijn die uitspoelen, zodat een relatief grof-gestructureerd medium achterblijft. Bij de beoordeling van de eigenschappen van een filtermateriaal moet met deze interactie rekening worden gehouden.

4. Ontwerp

4.1 Alternatieven

'Drainage is an art, rather than a science' is een opmerking die vaak wordt gemaakt door drainagedeskundigen. Die opmerking geldt in het bijzonder wanneer de keuze van een omhullingsmateriaal, bijvoorbeeld een geotextiel, aan de orde komt. Na vijftientwintig jaar onderzoek worden de keuzecriteria voor deze materialen nog steeds bediscussieerd en gemodificeerd. In Nederland zijn de volgende materialen gangbaar.

Tabel 1. Omhullingsmaterialen beschikbaar voor de ontwatering van cultuurgronden in Nederland

1. Volumineuze materialen [dikte groter dan 1 mm.]			
1.1 Organische materialen			
Filter materiaal	KOMO- keur	ervaring	verwachte levensduur
cocosvezels 750 gr/m**2	ja	veel	beperkt

cocosvezels 1000 gr/m**2	ja	veel	beperkt
mengsel van turfvezels en cocosvezels	ja	veel	beperkt
turfvezels	ja	veel	beperkt

1.2 Synthetische materialen [geotextielen]

Filter materiaal	KOMO- keur	ervaring	verwachte levensduur
polypropreen vezels 'A'	nee [verwacht in 1986]	redelijk	onbeperkt
polypropreen vezels 'B' [tapijtafval]	nee [verwacht in 1986]	beperkt	onbeperkt
polystyreen korrels in geperforeerde plastic folie	ja	beperkt	onbeperkt
polystyreen korrels in 'netje'	nee	verwaarloosbaar	onbeperkt

2. Dunne materialen [dikte minder dan 1 mm.]

2.1 Mineraal materiaal

Filter materiaal	KOMO- keur	ervaring	verwachte levensduur
glasvlies	nee	veel [plaatselijk]	onbeperkt

2.2 Synthetische materialen [geotextielen]

Filter materiaal	KOMO- keur	ervaring	verwachte levensduur
'Cerex' 25 gr/m**2 [Spunbonded polyamide]	nee	weinig	onbeperkt
'Typar' 68 gr/m**2 [Spunbonded polypropeen]	nee	weinig	onbeperkt
gebreide polyester of polyamide kous	nee	weinig	onbeperkt

4.2 Selectie-criteria

De vraag omtrent de keuze van het juiste omhullingsmateriaal voor drainbuizen kan worden beantwoord aan de hand van een voorlopig schema, waarin een afweging is gemaakt tussen de vele factoren die deze keuze beïnvloeden. De volgende overwegingen zijn hierin betrokken.

Doel van het omhullingsmateriaal is om verstopping van buis en perforaties door inzanding of [bio]chemische afzettingen tegen te gaan, waarbij het omhullingsmateriaal zelf voldoende doorlatend moet blijven. In gronden waar risico's voor drainverstopping permanent aanwezig blijven worden bovendien eisen aan de duurzaamheid van het omhullingsmateriaal gesteld: in die gevallen zal bij voorkeur een geotextiel worden toegepast.

Lutum- en siltinspoeling is [behalve in puur zand of veen] met geen enkel omhullingsmateriaal te voorkomen en deze vorm van verstopping dient dan ook door periodiek inwendig doorspuiten van de drainbuis te worden bestreden.

[Bio]chemische verstopping is een gevolg van chemisch en microbiologisch neergeslagen [humus]ijzercomplexen, in en rond de drainbuis. De belangrijkste factor hierbij is het ijzergehalte van het af te voeren water, de zuurgraad [pH] en het zuurstofgehalte in de bodem en het water en de aanwezigheid van organisch materiaal. Op langere termijn blijkt het voor elk omhullingsmateriaal vaak moeilijk om [bio]chemische verstopping afdoende tegen te gaan.

In afwachting van nader onderzoek luidt voorlopig het advies om in geval van [bio]chemisch verstoppingsgevaar uitsluitend omhullingsmaterialen van polypropeenvezels en polystyreenkorrels toe te passen, en de slootpeilen laag te houden. In probleemgevallen verdient sleufopvulling met grof materiaal [grind, schelpen] de voorkeur.

Een tweede vorm van [bio]chemische verstopping [hoewel voor een groot deel ook mineraal van aard] vindt plaats in de meeste veengronden, indien een te dicht omhullingsmateriaal wordt toegepast. De verstopping wordt in dit geval veroorzaakt door uitgespoelde afbraakproducten van organische stof. Om deze reden is voor deze gronden het advies gelijk aan dat voor ijzerrijke gronden met dien verstande dat sleufopvulling met grof materiaal zelden nodig zal zijn.

4.2.1 Minerale verstopping / inzanding

Voor de keuze van het omhullingsmateriaal ter voorkoming van inzanding moet een onderscheid worden gemaakt op basis van de verhouding tussen de hoeveelheid lutum [deeltjes kleiner dan 2 µm] en zand [deeltjes tussen 50 en 2000 µm] en daarnaast naar de zandgrofheid. Gronden met meer dan 20% lutum zijn in het algemeen zo stabiel dat geen inzanding plaatsvindt. In alle overige minerale gronden bestaat dit risico wel en is toepassing van een omhullingsmateriaal noodzakelijk.

Naarmate de korrels, inclusief de aggregaten relatief fijn zijn [bijvoorbeeld lichte zeezavels] moeten er hoge eisen worden gesteld aan de filtrerende werking van het omhullingsmateriaal, waardoor de voorkeur uitgaat naar dunne omhullingsmaterialen met fijne poriën, en de volumineuze met een fijne poriënstructuur zoals turf en turf/cocosmengsel boven de meer open materialen als cocos, polypropyleen en polystyreen. In afwachting van het lopende landelijke inzandingsonderzoek van de Landinrichtingsdienst is voorlopig een grens aangehouden bij gronden met een mediane korreldiameter [D50] van 120 µm. In gronden met een grotere mediane korreldiameter kunnen materialen met een meer open structuur worden toegepast.

4.2.2 Verwachte levensduur

In gronden waar het risico voor [bio]chemische verstopping of inzanding naar verwachting van permanente aard is, dient de levensduur van het omhullingsmateriaal zo lang mogelijk te zijn. Voor organische omhullingsmaterialen is dit niet in alle gronden het geval. Indien cocos-, en ook turffilters in aanraking komen met biologische actief materiaal [aeroob en humeus] en vooral indien dit materiaal een pH hoger dan 5 bezit, treedt een relatief snelle afbraak van de omhulling op. Om deze reden mag de drain niet direct worden afgedekt met humeuze bovengrond.

Een tweede reden is dat, indien sterk veraard, humeus materiaal onder natte omstandigheden mechanisch wordt belast, de verzadigde doorlatendheid sterk vermindert [K < 0.05 m/dag], terwijl voor het functioneren van een ontwateringsstelsel een grote verzadigde doorlatendheid van de grond nergens zo belangrijk is als juist direct rond de drain. Daarom moet men synthetisch omhullingsmateriaal niet afdekken met sterk veraard, aeroob, humeus materiaal.

4.2.3 Verstopping ten gevolge van ijzerhoudende componenten

Voor een juiste keuze van het omhullingsmateriaal dient het ijzergehalte van het grondwater, de kalkrijkdom en het humusgehalte van de bodem beoordeeld te worden. Hiervoor kunnen de volgende normen worden gebruikt.

Tabel 2. Herkenning van uiterlijke kenmerken in het veld als indicatoren voor het ijzergehalte in het grondwater

IJzergehalte grondwater	slootwater	slootbodem	bodemprofiel
laag	helder	donkergrijs/zwart	homogeen gekleurd geen roestverschijnse- len
matig	duidelijk rode	roodbruin	klei: gleyverschijnse-

	vlokjes		len zand: podzolen + goor- eerden
hoog	troebel: bruin gekleurd	duidelijke rode, slijmerige afzet- tingen	behalve gleyverschijn- selen ook ijzerconcre- ties

4.2.4 Overige aspecten

Kalkrijkdom

Kalkarm: indien geen vrije koolzure kalk aanwezig is: druppelen met 10% HCl geeft geen hoorbare reactie.

Humusgehalte

Humusarm: minder dan 0.5% organische stof.

Heterogene percelen

Indien het te draineren perceel uit bodemtypen bestaat die in tabel 3 apart worden onderscheiden en het praktisch niet mogelijk is per profieltype de optimale drainomhulling toe te passen, dient men uit te gaan van het minst tolerante profieltype.

4.3 Aanbevelingen voor het gebruik van drainageomhullingsmaterialen

Voor alle gronden geldt: indien het ijzergehalte van het grondwater matig of hoog is en/of de drainbuizen in sterk humeus materiaal gelegd worden: geen dunne materialen gebruiken.

Onderstaande tabel verliest zijn geldigheid zodra gedraineerd wordt onder minder gunstige, d.w.z. te natte omstandigheden.

Er wordt op gewezen, dat de aanbevelingen in onderstaande tabel een voorlopig karakter dragen. In Februari 1986 is een meer actuele versie van deze tabel te verwachten [Cultuurtechnisch Tijdschrift] waarin de laatste praktijkgegevens verwerkt zullen zijn [auteur: Ing. T.E.J. van Zeijts; Landinrichtingsdienst, Utrecht].

Tabel 3 Drainageomhullingsmaterialen [volgorde met afnemende voorkeur]

Bodemtype[n]	textuur [lichtste laag t/m draindiepte]	kalkhoudende profielen	kalkloze profielen
zavel, klei	> 20% lutum gerijpt	<----- geen omhulling nodig ----->	

zavel, klei	> 20% lutum, ongerijpt	< ----- cocos, polypropyleenvezel, polystyreen, turfcocos, turf ---->	
[drainsleuf vullen met gerijpt humusarm materiaal]			
zavel, klei	8 - 20% lutum gerijpt	dunne materialen, polypropyleenvezel, polystyreen	dunne materialen, cocos, turfcocos, turf, polypropyleenvezel
[keuze volumineus materiaal is afhankelijk van de mediaanwaarde van de te draineren grond; de grens ligt bij 120 µm: zie tekst]			
zavel, klei	8 - 20% lutum ongerijpt	polypropyleenvezel, polystyreen	turfcocos, turf, cocos, polypropyleenvezel, polystyreen
[drainsleuf vullen met gerijpt humusarm materiaal]			
[keuze volumineus materiaal is afhankelijk van de mediaanwaarde van de te draineren grond; de grens ligt bij 120 µm: zie tekst]			
zand, loess	> 17% leem	polypropyleenvezel, polystyreen	cocos, polypropyleenvezel, polystyreen, turfcocos, turf
[keuze volumineus materiaal is afhankelijk van de mediaanwaarde van de te draineren grond; de grens ligt bij 120 µm: zie tekst]			
zand, loess	< 17% leem	dunne materialen, polypropyleenvezel, polystyreen	dunne materialen, cocos, polypropyleenvezel, polystyreen, turfcocos, turf
[keuze volumineus materiaal is afhankelijk van de mediaanwaarde van de te draineren grond; de grens ligt bij 120 µm: zie tekst]			
veen	kleiig veen	polypropyleenvezel, polystyreen	cocos, polypropyleenvezel, polystyreen
veen	kleiarm veen	cocos, polypropyleenvezel, poly-	cocos, polypropyleenve-

		styreen [5.5 > pH > 6.0]	zel, polysty- reen
--	--	-----------------------------	-----------------------

5. Literatuuropgave

- Antheunisse, J. 1984. Biological and chemical inhibition of coir decomposition under imitated field conditions. *J. Gen. Appl. Microbiol.* 30 [1984] 245-248
- Busser, J.W. 1983. Ervaringen met glasvlies als omhullingsmateriaal voor drainbuizen. *Cult. Techn. Tijdschr.* 23 [1983] 1: 35
- Dekker, K. and G.A. Ven. 1982. De afvoercapaciteit van drainbuizen en de invloed op het drainageontwerp. *Cult. Techn. Tijdschr.* 22 [1982] 1: 38
- Dierickx, W. 1980. Die Entwicklung der Draenung in Belgien. Zweite Int. Draentagung 1980 Oltmanns, Bad Zwischenahn, West Germany
- Eggelsmann, R. 1980. Das richtige Draenmaterial fuer die verschiedenen Bodenarten. Zweite Int. Draentagung 1980 Oltmanns, Bad Zwischenahn, West Germany
- Ford, H. 1983. Biological clogging of synthetic drain envelopes. *Proc. 2nd Int. Drain. Workshop.* Ed. CPTA, Carmel, IN 46032, U.S.A.
- Houot, S. 1985. Mise en evidence des principaux mecanismes de formation du colmatage par le fer des reseaux de drainage agricole en France. *Etudes CEMAGREF* No 9. Ed. CEMAGREF, 92160 Antony, France
- Huinink, J.T.M. 1985. Nota omhullingsmateriaal voor buisdraains. Intern Rapport, Consulentenschap voor Bodem-, Water- en Bemestingszaken in de akkerbouw en tuinbouw, Wageningen
- Irwin, R.W. and F.R. Hore. 1979. Drain envelope materials in Canada. *Proc. Int. Drain. Worksh.*, ILRI Public. 25, Ed. J. Wesseling, ILRI, Wageningen
- Knops, J.A.C., F.C. Zuidema, C.L. van Someren and J. Scholten. 1979. Guidelines for the selection of envelope materials for subsurface drains. *Proc. Int. Drain. Worksh.*, ILRI Public. 25, Ed. J. Wesseling, ILRI, Wageningen
- Nieuwenhuis, G.J.H. and J. Wesseling. 1979. Effect of perforation and filter material on entrance resistance and effective diameter of plastic drain pipes. *Agric. Water Managem.* 2 [1979]: 1-9
- Scholten, J. 1983. Doorlatendheidsmetingen in drainsleuven in Flevoland en de Lauwerszee. *Cult. Techn. Tijdschr.* 23 [1983] 2: 95-104
- Smedema, L.K. and D.W. Rycroft. 1983. *Land Drainage. Planning and design of agricultural drainage systems.* Cornell University Press, Ithaca, New York, NY 14850, U.S.A.
- Stuijt, L.C.P.M. 1983. Drain envelope research in the Netherlands. *Proc. 2nd Int. Drain. Workshop.* Ed. CPTA, Carmel, IN 46032, U.S.A.
- Stuijt, L.C.P.M. 1983. Laboratoriumonderzoek aan drainageomhullingsmaterialen: een interim-rapportage. ICW Nota 1436, Wageningen
- Stuijt, L.C.P.M. 1985. Recherches de laboratoire concernant le colmatage des tuyaux et des materiaux filtrants par les sables fins *Revue Drainage* [1985] 28/29: 17-21, Ed. S.N.E.D., 91940 Les Ulis, France
- Wesseling, J. and F. Homma. 1967. Entrance resistance of plastic drain tubes.

Techn. Bull. ICW No. 51.; Neth. Journ. Agric. Sci., 15 [1967]: 170-182

Willardson, L.S. 1983. Exit gradients at drain openings. Proc. 2nd Int. Drain. Workshop. Ed. CPTA, Carmel, IN 46302, U.S.A.

Ven, G.A. 1985. Maintenance of drainage systems. Contrib. to E.E.C. Workshop Agricultural Management, June 1985, Arnhem [in voorbereiding]

Van Zeijts, T.E.J. 1985. De toepassing van verschillende drainage omhullingsmaterialen; een tussentijdse balans. Rapport Landinrichtingsdienst, afd. Cultuurtechniek, Utrecht [in voorbereiding]

Zuidema, F.C. and J. Scholten. 1979. Model tests on drainage materials. Proc. Int. Drain. Worksh., ILRI Public. 25, Ed. J. Wesseling, ILRI, Wageningen

DE VERTALING VAN ONTWERPNORMEN
IN BESTEKSSPECIFICATIES

Ing. C.D. Nederlof
Rijkswaterstaat-
Deltadienst

DE VERTALING VAN ONTWERPNORMEN IN BESTEKSSPECIFICATIES

ing. C.D. Nederlof, Rijkswaterstaat Deltadienst afdeling ONW

1. Inleiding

In deze lezing staat de vraag centraal hoe men specificaties voor een geotextiel het beste kan formuleren en wordt een voorstel daartoe gedaan, toegespitst op één type, namelijk een polypropeen filterweefsel.

Binnen het gehele proces van ontwerpen is het schrijven van specificaties een niet te verwaarlozen element. Dit geldt voor alle onderdelen in een constructie, zo ook voor een geotextiel als onderdeel van een oeverbescherming, een wegfundering of een drainagesysteem.

De besteksbepalingen geven immers de begrenzings aan, waarbinnen een ontwerp moet worden gerealiseerd. Ze vormen de schakel tussen ontwerp en uitvoering en bepalen voor een belangrijk deel in hoeverre de uiteindelijke vorm van het werk overeenkomt met die welke de ontwerper voor ogen stond.

Het schrijven van specificaties, vaak meer het ontwikkelen ervan, is het laatste facet van het feitelijk ontwerpen en komt pas aan de orde nadat de ontwerper twee eerdere facetten heeft gepasseerd, te weten het bepalen van de relevante kenmerken van een constructie-onderdeel en het vaststellen van de grenswaarden die daarbij verlangd worden.

Beide facetten vallen buiten het kader van deze lezing. Volstaan wordt met de opmerking, dat de selectie van relevante kenmerken gebaseerd dient te zijn op de functies die het geotextiel in het beoogde gebruik tijdens bouw- en eindfase moet vervullen, terwijl de bepaling van de grenswaarden vooral zal uitgaan van de belastingen die het geotextiel gedurende de levensduur van de constructie naar verwachting zal ondergaan.

In het navolgende wordt allereerst ingegaan op de ontwikkelingen tot dusver ten aanzien van besteksbepalingen voor geotextiel, waarin de aanleiding ligt voor het daarna in de vorm van een leveringsovereenkomst gepresenteerde voorstel. Vervolgens wordt de opzet van het voorstel uiteengezet en worden de artikelen afzonderlijk toegelicht.

Tot slot worden mogelijke verdere ontwikkelingen op dit vlak nader beschouwd.

2. Situatie tot dusver

Geotextiel is in vergelijking met andere waterbouwmaterialen een relatief jong materiaal. De eerste min of meer primitieve toepassingen stammen uit het eind van de jaren 1950. Rond 1970 worden kunststoffilters al op wat grotere schaal verwerkt in oeverbeschermingen, getuige het praktijkonderzoek kunststoffilters in kust- en oeverwerken, en zeer uitgebreide toepassing vindt na 1975 plaats bij de Oosterscheldewerken. Momenteel is een kunststoffilterweefsel nauwelijks meer uit een oeverbescherming weg te denken.

Ook de kennis van geotextielen ontwikkelt zich in de loop der jaren. De uitgebreide toepassingen bij de Deltawerken maken onderzoek noodzakelijk, allereerst naar de twee hoofdeigenschappen, de zanddichtheid en waterdoorlatendheid, uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium. Na 1976 groeit de aandacht voor de kwaliteit en de duurzaamheid. Het onderzoek, hoofdzakelijk uitgevoerd door het Kunststoffen en Rubberinstituut van TNO, richt zich vooral op de garens in PP-weefsels. Onderzoek vindt ook vanaf 1978 plaats naar het gedrag in de praktijk door de Ned. Ver. voor Kust- en Oeverwerken, meer gericht op de belastingen in een oeverbescherming, door de projectgroep OEBES.

Naast deze zijn nog vele andere onderzoeken te noemen, niet alleen in Nederland, maar evenzeer daarbuiten.

Ze hebben alle ertoe geleid, dat de ontwerper steeds duidelijker de ruimte voor het geotextiel binnen het ontwerp kan afbakenen en daarmee beter kan aangeven welke waarden de verschillende eigenschappen van het geotextiel dienen te hebben.

Het is opmerkelijk dat de beschrijvingen van de eisen enigszins bij deze ontwikkeling achterblijven.

Aanyankelijk waren ze uiteraard zeer beperkt. Men vroeg om een filterdoek van $x \text{ g/m}^2$. Beviel het dan bleef men veelal bij hetzelfde product, wat resulteerde in beschrijvingen als "het filterweefsel moet zijn merk y of gelijkwaardig". Begrijpelijk, omdat op dat moment nog niet duidelijk was welke aspecten, zowel eigenschappen als belastingen, bepalend waren voor het al of niet voldoen van het geotextiel.

Met het verruimen van het inzicht in het functioneren van kunststoffilters nemen ook de bepalingen in de bestekken toe.

Een aardig voorbeeld vormt het blokkenmatweefsel gebruikt door de Delta-dienst.

Naast het gewicht per m² worden vanaf 1974 eisen gesteld aan de zanddichtheid en waterdoorlatendheid, en wordt PP-garen met UV-stabiliteit verlangd. De sterkte moet echter "genoeg zijn om de krachten in de aanbrengfase op te kunnen nemen".

Na 1978 worden de toeslagstoffen in het polypropeen nader benoemd en wordt een minimale levensduurverwachting geïntroduceerd. Aan de garensterkte wordt een ondergrens in N/tex gesteld, gecombineerd met eisen t.a.v. het aantal draden in ketting- en inslagrichting. Voorts diende het rekgedrag van de banen, waaruit een blokkenmat werd samengesteld, gelijk te zijn.

De latere versies vertonen naast voornoemde punten een nadere uitwerking van de garenspecificaties, alsmede bepalingen voor keuringen, mede voortvloeiend uit het feit dat de garens geleverd werden aan de wever. Daarbij wordt gebruik gemaakt van de inmiddels verschenen KOMO bladen K20 en K21 voor polypropeen (split) filmgarens.

Helaas is een dergelijke ontwikkeling, zoals hiervoor geschetst voor de blokkenmat, nog niet op alle fronten waar kunststoffilters worden toegepast evenver gevorderd. Nog steeds komen bestekken voor, waarin het geotextiel nauwelijks nader gekwalificeerd is. Op andere plaatsen wordt keuring volgens genoemde KOMO-bladen voorgeschreven, zonder dat er sprake is van blokkenmatweefsel of weefsel t.b.v. steenasfaltmatten.

Het moderne systeem van bestekken schrijven, het RAW-systeem (Rationalisatie en automatisering grond-, wegen- en waterbouw), waarbij men met behulp van standaardteksten kan komen tot een rationeel bestek, kent ook reeds een aantal bepalingen met betrekking tot kunststoffilters. Ze zijn echter vooralsnog beperkt tot werkbeschrijvingen van het samenstellen, aanbrengen, slepen of afzinken van diverse typen zinkstukken, met daarnaast in het hoofdstuk "Technische bepalingen voor Kust- en Oeverwerken" enige artikelen betreffende de breeksterkte van naainaden, de breeksterkte van de verbinding tussen boven- en onderdoek van een worstenmat en de voorzieningen ten behoeve van slepen of afzinken.

Bepalingen ten aanzien van de functionele eigenschappen als zanddichtheid, waterdoorlatendheid, treksterkte e.d. dienen door de ontwerper zelf toegevoegd te worden.

Uit het voorgaande mag blijken, dat men enerzijds met het geotextiel een kwalitatief volwaardig product in handen kan hebben, terwijl anderzijds lang niet alle ontwerpers van die mogelijkheid gebruik maken, mede door te gebrekkige besteksomschrijvingen.

Gezien deze situatie leek het de Werkgroep Kunststoffen in de Waterbouw allereerst gewenst de KOMO-bladen K20 en K21 te herschrijven tot een algemene norm voor PP-(split)filmgarens, maar daarnaast tevens meer algemeen bruikbare bepalingen te formuleren voor bestekken, zodat beter aangesloten wordt bij de huidige kennis van geotextielen. Het hierna integraal opgenomen "Voorstel leveringsovereenkomst kunststoffilterweefsel" is daarvan het resultaat. In genoemde werkgroep zijn naast Rijkswaterstaat ook de TH-Delft Vakgroep Vezeltechniek, het KRITNO, het KIWA en de stichting KOMO vertegenwoordigd.

3. Opzet Voorstel leveringsovereenkomst kunststoffilterweefsel

Het voorstel is bedoeld als hulpmiddel voor gebruikers en ontwerpers met als uiteindelijk doel het bevorderen van de kwaliteit van de toe te passen geotextielen.

Vooropgesteld volgen hier enkele beperkingen, die reeds besloten liggen in de titel:

- Het voorstel is een leveringsovereenkomst; dat kan zijn tussen opdrachtgever (directie) en fabrikant of, met eventueel enige aanpassing, evengoed tussen aannemer en fabrikant. Het voorstel is geen verwerkingsvoorschrift. De wijze van verwerken is meer projectgebonden. De artikelen, die een eenmaal op het werk gekregen kwaliteit ook gedurende de bouwfase moeten waarborgen, dienen vooralsnog door de ontwerper zelf beschreven te worden. Binnen afzienbare tijd zal hiervoor het Handboek Geotextielen ter beschikking staan.
- De bepalingen zijn toegespitst op polypropeen filterweefsel. Bij andere grondstoffen (PE, PA, PETP), bij andere functies (bijv. grondversterking, scheiding van lagen) of andere typen geotextiel (non-wovens) zal een aantal artikelen aanpassing vergen. De grote lijn blijft niettemin bruikbaar.
- Het voorstel beperkt zich tot de (volgens RAW-begrippen) technische bepalingen voor het kunststoffilterweefsel en de keuringen daarvan. Gebruikelijke artikelen als algemene voorwaarden, verrekeningen, tijdsbepalingen enz. kunnen afzonderlijk toegevoegd worden.

Het tot stand komen van het voorstel is grotendeels gestoeld op de ervaringen, opgedaan bij de Oosterscheldewerken. Bij de daaruit voortvloeiende onderzoeken kwamen de functionele kenmerken naar voren:

- hydraulische eigenschappen: zanddichtheid, waterdoorlatendheid;
- mechanische eigenschappen: treksterkte, rek en massa per oppervlakte-eenheid;
- levensduur aspecten: UV-stabiliteit, thermische bestandheid.

Bij de opzet van de bepalingen is in eerste instantie van deze kenmerken uitgegaan.

Daarnaast is gebruik gemaakt van de latere besteksbeschrijvingen van blokkenmatweefsels voor de Oosterschelde. De vorm daarvan is sterk bepaald door de wijze van keuren.

Aanvankelijk werden de eisen getoetst aan de hand van partijkeuringen. Een statistisch enigszins verantwoorde partijkeuring vergt evenwel een groot aantal beproevingen van monsters, die op willekeurige plaatsen aan de partij moeten zijn onttrokken. Voor een weefsel een destructief onderzoek (men houdt vaak onbruikbare lengten over), met navenant hoge keuringskosten.

Naderhand is men dan ook overgegaan op een controlesysteem zoals toegepast wordt bij onder certificaat geleverde producten. Een belangrijk element daarin is een intern-kwaliteits-bewakingssysteem (IKB) bij de producent met als hoofdbestanddelen:

- kwaliteit van de grondstoffen,
- beheersing van het productieproces en
- controle van het eindproduct, echter in veel mindere mate nodig dan bij partijkeuringen, indien ook de voorgaande punten worden gecontroleerd.

Het eerste punt had tot gevolg dat de blokkenmatbestekken, naast de functie-eisen voor het weefsel, een groot aantal artikelen voor de garens bevatten. Deze dienden op hun beurt getoetst te worden, hetgeen leidde tot het opstellen van "Eisen en beproevingsmethoden voor (split)film garens voor blokkenmatweefsels", KOMO-blad K20, en evenzo voor steenasfaltmatten, K21.

De gewijzigde methode van keuren bleek niet alleen bij de Oosterscheldewerken maar ook bij projecten daarbuiten zijn vruchten af te werpen. Enerzijds voor de gebruiker door een grotere zekerheid t.a.v. de kwaliteit bij toch acceptabele keuringskosten; anderzijds voor de producent door een grotere duidelijkheid t.a.v. de marges waarbinnen geproduceerd moet worden met minder keuringsverliezen of overdimensionering.

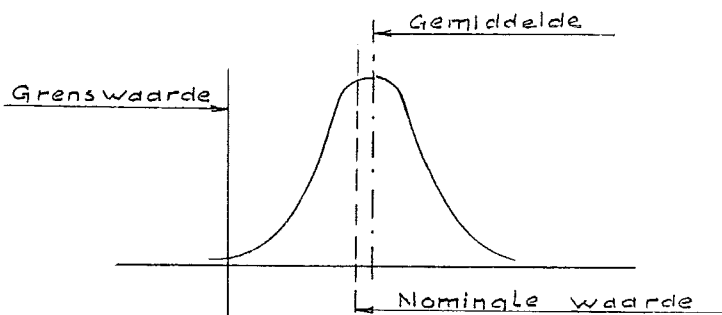
Met het oog op het voorgaande is in het voorstel ruimte gelaten voor zowel het toetsen aan de weefsel-eisen, waarbij voor elke eis een testmethode staat, als voor het keuren via toepassing van een IKB-systeem, waarbij het accent ligt op het testen van de garens.

4. Toelichting bij de artikelen

Artikel 1 Omschrijving

Art. 1.1. legt de feitelijke overeenkomst vast en bepaalt waar, wat en hoeveel geleverd moet worden. De mogelijkheid van onder- of overschrijding wordt gemeld om eventuele prijsaanpassingen op grond hiervan uit te sluiten. Overigens zou deze zin ook verplaatst kunnen worden naar het algemene artikel waar de wijziging van prijzen is geregeld.

Het begrip "nominaal" moet niet verward worden met "gemiddeld". Nominaal wil zeggen volgens de naam of de naam betreffende. Het gaat daarbij meestal om een afgeronde waarde, bedoeld als identificatie en niet als grenswaarde of gemiddelde. Meestal ligt de nominale waarde niet ver van de gemiddelde waarde of valt zelfs daarmee samen (zie figuur). Bij geotextielen is de nominale breedte veelal 5,0 m.



Art. 1.2. Weefsel;

Dit artikel bevat de functionele eigenschappen van het weefsel en de daaraan gestelde grenswaarden of eisen. De ontwerper vult zelf de grenswaarden in. Hoe de eigenschappen gemeten worden is onder artikel 3 Keuringen vermeld.

a. spreekt voor zichzelf.

b. Voor de treksterkte geldt vrijwel altijd uitsluitend een ondergrens, derhalve "ten minste".

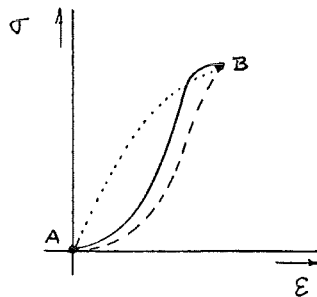
Er zij op gewezen dat de hier gebruikte eenheid kN/m is (volgens het metrieke stelsel), terwijl de bepaling (art. 2.7.) plaats vindt op proefstroken van 0,10 m breedte. Aangezien de breedte van invloed is op de treksterkte, moet men er rekening mee houden dat de werkelijke sterkte per m anders is dan berekend als 10 maal het proefresultaat.

- c. Voor de rek kan evenzeer een bovengrens gelden, vandaar "kleiner/groter dan".

De rek bij maximale belasting is een praktische waarde dan de rek bij breuk. Met de rek bij een bepaalde belasting worden slechts 2 punten van de kracht-rek-kromme vastgelegd.

Theoretisch zijn daardoor oneindig veel krommen te trekken (zie figuur).

In bijzondere gevallen kan het nodig zijn ook het verloop van de rek tussen die twee punten te begrenzen. Men kan in dat geval bijv. nadere eisen stellen aan de E-modulus.



- d. In de norm is gekozen voor de weerstand tegen doorstroming van water en dit uit te drukken in het "verval bij een bepaalde filtersnelheid".

Dit in tegenstelling tot het "verhang", waarbij het verval gerelateerd wordt aan de dikte van het geotextiel.

Het gebruik van de "dikte" heeft de volgende bezwaren:

1. Bij het bepalen van het verhang is de invloed van de onnauwkeurigheid in de diktemeting vooral bij dunne geotextielen zeer groot.
2. De werkelijke dikte van het geotextiel in de praktijk is afhankelijk van de belasting.
3. In de praktijk zal de grens tussen natuurlijk filter en geotextiel arbitrair zijn, zodat het rekenen met een "kunstmatig" vastgestelde dikte weinig zinvol is.

- e. De beide ontwerpnormen NEN 5167 en 5168 zijn gebaseerd op onderzoek verricht door het Waterloopkundig Laboratorium (Publicatie 146, Ogink).

De daarbij ontwikkelde droge testmethode, waarin het geotextiel als zeef wordt gebruikt, bepaalt de hoeveelheid doorval van gestandaardiseerde zandfracties met een opklimmende korrelgrootte na een vastgestelde zeef tijd.

De $O(p)$ is daarbij gedefinieerd als de gemiddelde korreldiameter van die zandfractie, waarvan p % (massa/massa) op en in het filter achterblijft na 5 minuten droge zeping.

Op deze wijze wordt van het geotextiel een kromme vastgesteld, die een goede benadering geeft van de maximum poriegrootte, waarvoor de praktische waarde $O(98)$ kan worden gebruikt. Voor de aanduiding van de zanddichtheid is de $O(90)$ de meest gebruikelijke waarde. Veel leveranciers vermelden beide waarden in hun specificaties.

Met nadruk zij erop gewezen dat de aldus gevonden kromme geen zeefkromme is en ten aanzien van de poriegrootte-verdeling niet meer dan een indruk geeft, aangezien de waarden kleiner dan $O(98)$ zeef tijdsafhankelijk zijn. De $O(90)$ is dan ook uitsluitend een kwalitatieve grootte.

- f. De begrippen normaal respectievelijk hoge levensduurverwachting komen volgens ontwerpnorm NEN 5132 overeen met tenminste 30 jaar respectievelijk veel groter dan 30 jaar (tenminste 200 jaar). Op de NGO-studie dag vorig jaar december is de thermo-oxidatieve duurzaamheid van polypropreenweefsel toegelicht door Wisse (KRITNO) en zijn genoemde getallen nader onderbouwd.

Voor andere dan PP-garens zijn nog geen vergelijkbare normen voorhanden en is het stellen van een levensduur-eis alleen zin-nig, indien een voor beide partijen acceptabele testmethode wordt overeengekomen.

- g. Met name de wijze van uitvoering, b.v. het bestorten met steen kan een minimum eis opleveren voor de areïeke massa, ofwel de massa per m^2 . Is dat niet het geval dan kan het artikel even-goed achterwege blijven, omdat het gecombineerd met de treksterkte-eis de keuze van grondstof zou beperken.

- h. De hier in te vullen breedte-tolerantie volgt uit de wijze van verwerking.
- i. Niet alle fabricagefouten behoeven tot kwaliteitsverleis te leiden. Bijvoorbeeld bij knopen in de garens, breuk van een enkele draad of een dubbele inslagdraad zal de teruggang in functionele eigenschappen minimaal zijn. Uiteraard speelt het aantal fouten daarbij een belangrijke rol.
Voorbeelden van fouten, die wel invloed kunnen hebben zijn een te lage inslagdichtheid, het ontbreken van wiepenlussen of grote verschillen in rekgedrag door ongelijke spanning in de kettingdraden, met als gevolg welvingen in het weefsel na afrollen.
- j. t/m .. Artikelen die per ontwerp, met name afhankelijk van de uitvoeringswijze zullen verschillen. In dit verband zij verwezen naar het op de voorgaande NGO-studiedag besproken onderwerp "Kwaliteitszorg op het werk" en het reeds eerder vermelde Handboek.

Art. 1.3. Garens:

- a. Aan de garens worden in eerste instantie geen eisen gesteld, behoudens een beperking van toeslagstoffen in de grondstof. Wel dient de leverancier het garen te specificeren, zodat in geval van PP-garens controle volgens ontwerpnorm NEN 5132 mogelijk is, al of niet in combinatie met een IKB-systeem.
Voor de definities van de gevraagde grootheden zij verwezen naar de norm.
Ten aanzien van de definiëring van de specifieke spanning is de werkgroep enigszins voorzichtig.
In een weefsel ondergaan de garens van eenzelfde draadensysteem een praktisch gelijke rek.
Gewenst is dat de spanning bij een bepaalde rek voor alle garens gelijk is, zodat een gelijkmatige belastingsverdeling plaats vindt.
Hiermee wordt vastgelegd dat de garens eenzelfde E-modulus hebben.
Bij welke rek de specifieke spanning wordt bepaald wordt hier overgelaten aan de leverancier.

De "breukrek" of "rek bij maximale belasting" komt hiervoor niet in aanmerking omdat die niet voor alle garens hetzelfde is. De rek, waarbij de specifieke spanning bepaald wordt, zou bijv. juist lager dan de rek bij breuk gekozen kunnen worden.

b. Spreekt voor zichzelf. Vermeldenswaardig is dat het gebruik van de ontwerpnorm tot dusver heeft geleid tot een constantere kwaliteit van PP-garens.

c. Is een gevolg van art. 1.2.f. zie de opmerkingen aldaar.

Art. 1.4. Spreekt voor zichzelf.

Art. 1.5. Naden of lassen in een weefsel geven zwakke plekken in de constructie; wanneer niet noodzakelijk dienen ze dan ook vermeden te worden.

Art. 1.6. Evenals bij 1.2.j. geeft dit artikel ruimte voor eisen die voortvloeien uit de opslag, transport, overslag en andere uitvoeringszaken.

Art. 1.7. Een bewijs van oorsprong geeft de directie meer zekerheid en voorkomt het "dumpen" van ondeugdelijke partijen.

De weefselgegevens stellen de directie in staat eenvoudige steekproeven uit te voeren en maken het weefsel eenvoudiger herkenbaar bij latere reparaties of onderzoeken.

Artikel 2 Keuringen

In dit artikel wordt aangegeven hoe de onder 1.2. en 1.3. genoemde eigenschappen moeten worden bepaald. Reeds onder het punt "Opzet...." is naar voren gebracht dat hierbij zowel voor partijkeuring (aan weefsel en garen) als voor keuring conform een certificeringssysteem (garen plus IKB-systeem) ruimte is gelaten.

Art. 2.1. en 2.2. spreken voor zichzelf.

Art. 2.3. Zie voorgaande opmerking. Hier wordt aangegeven dat het IKB-systeem eerst op zichzelf gekeurd zal worden. Meer informatie t.a.v. het werken met IKB-systemen is gegeven in de lezing "Kwaliteitsborging" van Birkenfeld (NGO-studiedag, dec. '84).

Art. 2.4. Aanpassen van de kwaliteitscontrole komt veelal neer op het beperken van het aantal keuringen.

De werking van een certificaat is eveneens toegelicht in voornoemde lezing.

Art. 2.5. Beide normen, opgesteld door de Werkgroep Kunststoffen in de Waterbouw, zijn momenteel of worden zeer binnenkort door het NNI ter kritiek gepubliceerd. De werkgroep heeft reeds diverse kritieken mogen ontvangen en zal die na afloop van de kritiek periode behandelen.

Art. 2.6. Ook de ontwerpnorm NEN 5132 ligt ter kritiek. De hierin beschreven testmethode voor de bepaling van de thermo-oxidatieve bestandheid, de zogenaamde oven-life-proef is reeds enige jaren in gebruik (K20 en K21). Het laatste jaar zijn daarbij problemen gerezen bij garens uit folie met een dikte kleiner dan 80 μm . Vóór die tijd werden voor toepassingen met een hoge levensduurverwachting over het algemeen garens uit dikker folie toegepast.

Onderzoek naar de oorzaken is gaande en moet uitwijzen of de testmethode ook voor de garens uit dunne folie bruikbaar is.

Voor materialen als PE, PA en PETP is een vergelijkbare norm in voorbereiding door eerdergenoemde werkgroep.

Art. 2.7. De proef is uniaxiaal, d.w.z. de opgelegde belasting werkt in één richting. Een biaxiale belasting zou beter aansluiten bij de praktijk maar is, vooropgesteld dat men de prototypebelasting kent, alleen op een bijzondere trekbank uitvoerbaar. Voor zover bekend beschikt in Nederland alleen de TH Delft o.a. de Vakgroep Vezeltechniek daarover. De proef geeft als zodanig geen rekenwaarden voor het ontwerpen van een constructie.

Als keuringsmiddel, ook wel indextest of karakteriseringstest genoemd, kan de hier beschreven proef evenwel goed gebruikt worden. Het is een eerste aanzet, die uiteindelijk uitgewerkt zal worden in een ontwerpnorm voor filterweefsels.

De proefstukbreedte van 100 mm is de maximaal haalbare op de meeste trekkbanken. De proefstuklengte is de inspanlengte plus twee stroken van elk ca. 400 mm t.b.v. doorvoering in de klemmen.

De reksnelheid is mede bepalend voor het visco-elastisch gedrag en dient derhalve vastgesteld te worden. Het tijdens de proef stoppen geeft terugval in de spanning en daardoor een vertekende kromme, hetgeen onderling vergelijken onnodig bemoeilijkt. Derhalve dient de reksnelheid continu te zijn.

Gekozen is voor een betrekkelijk lage waarde, waarmee beter aangesloten wordt bij de in werkelijkheid optredende reksnelheden.

De reksnelheid wordt uitgedrukt in % rek per min, waarbij het rekpercentage betrokken is op de meetlengte op tijdstip $t = 0$.

Externe rekmeting is daarbij vereist om vervalsing van de rek door slip in de klemmen uit te sluiten.

Normaal gesproken zou de rek betrokken moeten zijn op L_0 , zijnde de meetlengte bij spanningsloze toestand.

Als op de proefstrook een lengte L_0 wordt uitgemeten, zal na het inspannen met de daarvoor noodzakelijke voorspanning deze lengte zijn voorgerekt.

Aangezien de meetlengte niet dezelfde zal zijn als de inspanlengte, volgen bij verschillende inspanlengten ook verschillende klemsnelheden.

De omgevingstemperatuur en het vochtgehalte zoals hier aangegeven zijn ontleend aan ISO-normen voor kunststoffen.

Gekozen is voor een inspanlengte van 200 mm, zodat de breedte/lengte verhouding van het werkende oppervlak $1/2$ bedraagt. Momenteel zijn op diverse niveaus de discussies over de beste verhouding nog gaande.

De voorspanning van 0,5% van de geschatte treksterkte komt overeen met ASTM-D-1682. Gebruik van voorspanning verlegt in wezen het nulpunt van de kromme, waarmee het onderste deel, de vaak sterk verschillende aanloop, wordt afgesneden.

Art. 2.8. Spreekt voor zichzelf.

Art. 2.9. De breedte na afrollen is over het algemeen nauwelijks afwijkend van de breedte op de rol. Uit praktische overwegingen verdient meting op de rol de voorkeur.

Art. 2.10. Een redelijk aantal is 2 à 3 keuringen per 5000 m², waarna afhankelijk van de resultaten teruggegaan kan worden naar 1 maal per 5000 m².

5. Verdere ontwikkelingen

Tot slot kan de vraag gesteld worden wat te doen met de gepresenteerde leveringsovereenkomst. Ten overvloede zij gesteld, dat het hier gaat om een voorstel en geen voorschrift. De werkgroep adviseert de artikelen in de gegeven formulering op te nemen, maar laat de ontwerper c.q. bestekschrijver uiteraard vrij naar behoefte aanpassingen of aanvullingen in te brengen.

De bruikbaarheid van dit concept zal zich in de praktijk moeten bewijzen. Ervaringen, zowel in positieve als in negatieve zin, wacht de werkgroep dan ook graag af. Te zijner tijd zullen de bepalingen vertaald worden naar het RAW-systeem en kunnen soortgelijke artikelen opgesteld worden voor andere typen grondstoffen of geotextielen.

6. Samenvatting

Gezien de toename in gebruik en kennis van geotextielen en de daarbij enigszins achterblijvende ontwikkeling in besteksbeschrijvingen, heeft de Werkgroep Kunststoffen in de Waterbouw een voorstel voor een leveringsovereenkomst voor kunststoffilterweefsels opgesteld.

Met het hierbij gepresenteerde en toegelichte voorstel wil de Werkgroep de ontwerper een hulpmiddel verschaffen, dat hem in staat stelt een weefsel te verkrijgen, waarvan de eigenschappen optimaal passen bij de eisen die de beoogde functie eraan stelt, met andere woorden een weefsel met de juiste kwaliteit.

Bovendien geeft het voorstel de mogelijkheid om op een juiste wijze de eigenschappen te controleren.

Het voorstel betreft vooral PP-filterweefsels, maar is in grote lijnen ook bruikbaar voor andere grondstoffen, toepassingen of typen geotextiel.

notitie ONW-M-85090

aan: Belanghebbenden
van: KC 12/DKW
datum: 9 september 1985
onderwerp: Voorstel leveringsovereenkomst kunststoffilterweefsel

Artikel 1 Omschrijving

1.1. De leverancier verbindt zich tot het franco leveren op nader te noemen terreinen bij van m van het filterweefsel type met een nominale breedte van m en verder zoals hieronder nader omschreven.

Voorname hoeveelheid kan met .. % onder- of overschreden worden.

1.2. Het weefsel dient te voldoen aan de volgende specificaties:

- a. Het weefsel is vervaardigd uit de onder 1.3. beschreven garens.
- b. De treksterkte, bepaald volgens artikel 2.7., bedraagt in
kettingrichting ten minste kN/m en in
inslagrichting ten minste kN/m.
- c. De rek bij maximale belasting, bepaald volgens artikel 2.7., is in
kettingrichting kleiner/groter dan % en in
inslagrichting kleiner/groter dan %.
- d. De weerstand tegen doorstroming van water, bepaald volgens ontwerp-NEN 5167 en uitgedrukt in het verval Δh_s , is kleiner/groter dan
... mm.
- e. De zanddichtheid in droge toestand, bepaald volgens ontwerp-NEN 5168 en gekarakteriseerd door de poriegrootte $0(90)$, is kleiner/
groter dan μm .
- f. Indien in het filterweefsel PP (split)filmgarens worden gebruikt dient het filterdoek een normale/hoge levensduurverwachting te hebben waarmee het volgens ontwerp-NEN 5132 aangemerkt kan worden als een type A/B weefsel.
- g. De areïeke massa, bepaald volgens artikel 2.8., is ten minste
..... g/m^2 . (Dit artikel alleen opnemen indien constructief noodzakelijk).

- h. De breedte van het filterweefsel, bepaald volgens artikel 2.9., is m met een toelaatbare afwijking van + m en -m.
- i. Het filterweefsel mag geen fabricagefouten vertonen, waarvan verwacht mag worden dat daardoor op die plaatsen het weefsel niet aan de gestelde eisen zal voldoen.
- j t/m (artikelen t.b.v. speciale voorzieningen zoals sterkte naainaden, wiepenlussen etc.).

1.3. Garens, waaruit het filterweefsel is vervaardigd.

- a. De volgende specificaties dienen door de leverancier aan de directie kenbaar gemaakt te worden, zowel voor het ketting- als het inslaggaren.
 - Soort grondstof (PE, PP, PA, PETP,...)
waaraan slechts mogen zijn toegevoegd de stoffen nodig voor de
 - . vervaardiging;
 - . verbetering van de mechanische eigenschappen;
 - . bescherming tegen invloed van zonlicht;
 - . verlenging van de levensduur.
 - Type garen (splitfilm, bandjes, mono- of multifilament,.....)
 - Nominale waarden met bijbehorende toleranties van de
 - . lineïeke massa in tex (g/km);
 - . torsie in draaiingen / m, inclusief torsierichting, S of Z;
 - . rek in % bij breuk of bij maximale belasting;

Optie:

 - . specifieke spanning in N/tex bij een door de leverancier op te geven waarde van de rek.
- b. Ten aanzien van garens vervaardigd uit polypropreen (PP) zijn de toleranties op bovengenoemde grootheden vastgelegd in ontwerp-NEN 5132.
- c. Wanneer het PP (split) filmgaren betreft dient het garen een normale/hoge levensduurverwachting te hebben, waarmee het volgens ontwerp-NEN 5132 aangemerkt kan worden als type A/B garen.

1.4. De lengten en aantallen van de stukken weefsel zijn aangegeven in de hierna volgende staat.

rijkswaterstaat

behoort bij: notitie

nr. ONW-M-85090

bladnr.: 3

Type	Aantal	Lengte in m

1.5. Het samenstellen van banen om aan de vereiste afmetingen te voldoen is noch in ketting- noch in inslagrichting toegestaan.

(zie artikel 1.1., 1.2.h en 1.4.).

1.6. De banen worden op rollen afgeleverd, als volgt:.....

(verpakking, rolzwaarte, merken, transport e.d.).

1.7. Aan de directie dient een bewijs van oorsprong van het filterweefsel overlegd te worden, waarin opgenomen:

- de fabrikant van het weefsel;
 - de fabrikant(en) van het(de) garen(s), en de hoofdcomponenten van de grondstoffen waaruit het(de) garen(s) is(zijn) vervaardigd;
 - een beschrijving of aanduiding van het weefsel betreffende:
 - . binding;
 - . ketting- en inslagdichtheid in aantal draden per m;
 - . areïeke massa in g/m^2 ;
- met opgave van bijbehorende toleranties.

Artikel 2 Keuringen

2.1. Door of vanwege de directie zal worden vastgesteld of het geleverde filterweefsel aan de gestelde eisen voldoet.

2.2. De keuringen zullen verricht worden door de directie of een namens de directie optredend keuringsinstituut.

2.3. Indien de fabrikant beschikt over een intern kwaliteitsbewakingssysteem (IKB), wordt in overleg met de directie en/of het keuringsinstituut aan de hand van het door de fabrikant te overleggen IKB-schema vastgesteld, in hoeverre van het IKB-systeem gebruik kan worden gemaakt. In geval van gebruik dient het IKB-systeem voor de directie en/of het keuringsinstituut toegankelijk te zijn.

- 2.4. Indien de fabrikant gebruik maakt van onder certificaat geleverde garens zal de kwaliteitscontrole van de garens daarop aangepast worden.
- 2.5. Op de beproeving van de weefsel specificaties zijn de volgende ontwerp-normbladen van toepassing:
- weerstand tegen doorstroming van water NEN 5167 d.d. 27-01-1984
 - karakteristieke poriegrootte NEN 5168 d.d. 27-01-1984.
- 2.6. Op de beproeving van de garens specificaties is het volgende ontwerp-normblad van toepassing:
- polypropeengarens voor filterweefsels NEN 5132 d.d. december 1982.
- 2.7. De treksterkte en rek bij maximale belasting van het filterweefsel worden bepaald uit uniaxiale trekproeven.
- Elke bepaling bestaat uit het trekken van 5 proefstukken, afkomstig uit één monster met een oppervlakte van ten minste 5 m² over de volle productiebreedte genomen met een minimale lengte van 1 m.
- De proefstukken dienen onbeschadigd te zijn en de volgende afmetingen te hebben:
- proefstuk breedte 100 ± 2 mm;
 - proefstuk lengte ten minste 1000 mm;
- De beproevingscondities zijn als volgt:
- reksnelheid (continu) 5 ± 0,1 % rek /min (bij een inspanlengte van 200 mm komt dit overeen met 10 mm/min);
 - externe rekmeting (d.w.z. aan het weefsel i.p.v. klemverplaatsing);
 - omgevingstemperatuur 23 ± 2°C;
 - relatieve vochtigheid 50 ± 5 %;
 - inspanlengte 200 ± 5 mm, gemeten tussen de klemmen;
 - voorspanning 0,5 % van de geschatte treksterkte.
- Elk der gevonden waarden voor treksterkte en rek bij breuk dient groter dan of gelijk aan de in artikel 1.2.b respectievelijk 1.2.c vermelde waarde te zijn.

2.8. De areïeke massa en zonodig de binding, ketting- en inslagdichtheid worden bepaald aan de hand van een stuk filterweefsel van ten minste 3 m², genomen over de volle productiebreedte met een lengte van ten minste 1 m.

Het proefstuk dient daartoe langs rechte mallen op een vlakke ondergrond en met rechte hoeken uitgesneden te worden.

Breedte en lengte worden gemeten langs de randen terwijl het doek door de mal(len) wordt aangedrukt.

2.9. De breedte van het weefsel wordt bepaald door meting van de breedte op de rol(len).

2.10 Het aantal keuringen wordt, mede afhankelijk van een IKB-systeem zoals bedoeld onder 2.3., in nader overleg met het keuringsinstituut door de directie vastgesteld, alsmede de in het keuringsrapport op te nemen gegevens.

Hierna gebruikelijke artikelen:

- Algemene voorwaarden
- Verrekening in verband met wijziging in loonkosten
- Verrekening in verband met wijziging van prijzen
- Tijdsbepaling
- Aflevering en betaling
- Zekerheidsstelling