



CUR BOUW & INFRA RAPPORT 2007-2

EISEN AAN PAALMATRASSYSTEMEN

PALEN EN INVENTARISATIE MATRAS

Auteursrechten

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

Het is toegestaan overeenkomstig artikel 15a Auteurswet 1912 gegevens uit deze uitgave te citeren in artikelen, scripties en boeken, mits de bron op duidelijke wijze wordt vermeld, alsmede de aanduiding van de maker, indien deze in de bron voorkomt. "© CUR-rapport 2007-2 'Paalmatrassystemen. Stichting CURNET, Gouda, 2007".

Aansprakelijkheid

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

INHOUD

VOORWOORD	1
SAMENVATTING	2
SUMMARY	3
1 INLEIDING	4
2 EISEN AAN DE CONSTRUCTIE	7
2.1 Inleiding	7
2.2 Deformaties / verschildeformaties	7
2.3 Zettingsvrij versus zettingsreducerend systeem	8
2.4 Levensduur / onderhoudsgevoeligheid	9
2.5 Beperkingen gebruik directe omgeving	9
2.6 Verkeersbelasting	10
2.7 Tolerantie paallocatie	12
3 EISEN AAN EN ONTWERP VAN DE PALEN	13
3.1 Inleiding	13
3.2 Toepasbaarheid NEN6740 / NEN6743-1 voor palen onder aardebaan	13
3.3 Belastinggevallen voor een zettingreducerend systeem	14
3.3.1 Uiterste grenstoestand (UGT)	14
3.3.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)	16
3.4 Bepaling van de draagkracht	16
3.5 Deformatie-eisen	17
3.5.1 Individuele paal	18
3.5.2 Paalgroep	19
3.6 Negatieve kleeft versus paalkopzakking	19
3.6.1 Algemeen	19
3.6.2 Interactieberekening	20
3.7 Uitval van een paal	22
3.8 Constructieve toetsing van de palen	25
3.8.1 Normaalkracht in de paal	25
3.8.2 Horizontale krachten op de paalkop	25
3.8.3 Horizontale gronddeformaties	26
3.8.4 Constructieve sterkte van de paalschacht en kopplaat	28
3.9 Bepaling draagkracht palen met proefbelastingen	28
3.9.1 Inleiding	28
3.9.2 Proefbelastingprotocol palen	28
3.9.3 Aangepast bezwijkcriterium	29
3.9.4 Langeduurproeven	31
3.9.5 Korteduurproeven	31
3.9.6 Aantal proefbelastingen	32
3.10 Samenvatting van ontwerpregels voor palen	32
4 EISEN AAN DE GEWAPENDE MATRAS	34
4.1 Inleiding	34
4.2 De benodigde dikte van de matras	34
4.3 Sterkte en stijfheid wapening	35
4.4 Overige eigenschappen ophoogmateriaal en wapening	35
4.5 Levensduur matras	37
4.6 Eisen in verband met uitvoeringsaspecten van de matras	37
4.7 Samenvatting eisen aan matras	38
5 ONTWERPBEREKENING GEWAPENDE MATRAS	39
5.1 Inleiding	39
5.2 Verticale belasting in een aardebaan op palen: boogwerking	39
5.3 Analytisch ontwerp van de matraswapening: verticale belasting	41
5.3.1 Methode 'Guido', Guido, Bush, Jenner	43
5.3.2 Zweedse school: Carlsson, Rogbeck en uitgebreid Rogbeck	44

5.3.3	Svanø et al.	46
5.3.4	British Standard BS8006	47
5.3.5	McKelvey	48
5.3.6	'Oude Duitse school': (gebaseerd op Hewlet en Randolph en Kempfert)	48
5.3.7	'Nieuwe Duitse school', EBGeo	49
5.4	Analytisch ontwerp van de matraswapening: horizontale belasting	49
5.5	Discussie analytische ontwerpmethoden matrassen	50
5.6	Partiële belastingsfactoren en materiaalfactoren	53
5.6.1	Britse norm BS 8006	53
5.6.2	Duitse aanbeveling EBGeo	55
5.6.3	Nederlandse CUR 2002-7	56
6	UITVOERINGSASPECTEN	58
6.1	Algemeen	58
6.2	Palen en kolommen	59
6.3	Gewapende matras	59
7	LITERATUUR	61
7.1	Regelgeving/normen/handleidingen	61
7.2	Andere publicaties	62
7.3	Verklarende woordenlijst	64

VOORWOORD

De afgelopen jaren is in de GWW-sector een aantal technieken ontwikkeld voor een snelle aanleg van terreinophogingen en aardebanen, waarbij met behulp van palen of kolommen het merendeel van de belasting op de draagkrachtige ondergrond wordt overgedragen. Deze constructies vertonen na ingebruikname weinig of geen restzetting. Voor het rekenkundig ontwerp en de hierbij te beschouwen aspecten bestaat een aantal methoden die nogal uiteenlopende resultaten kunnen geven. Op voorstel van Rijkswaterstaat Dienst Weg en Waterbouwkunde, het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam en Movares heeft CUR Bouw&Infra commissie C 147 “Eisen aan paalmatrassystemen” ingesteld, om onderzoek te doen naar met name het ontwerp van de paalfundering. De resultaten daarvan zijn in de voorliggende rapportage beschreven. Deze rapportage kan worden gezien als een aanvulling/uitbreiding van CUR-rapport 2002-7.

Ten tijde van de afronding van de werkzaamheden van commissie C 147 is een vervolgcommissie gestart, die tot doel heeft het ontwikkelen van een ontwerprichtlijn voor paalmatrassystemen. Het thans voorliggende document zal t.z.t. onderdeel uitmaken van genoemde richtlijn. Daarom is besloten om deze rapportage niet in een gedrukte versie beschikbaar te stellen.

De samenstelling van CUR-commissie C147 “Eisen aan paalmatrassystemen” was als volgt:

ir. L.E.B. Saathof, voorzitter	RWS Dienst Weg- en Waterbouwkunde
ir. H.J. Jansen, secretaris/rapporteur	Fugro Ingenieursbureau
ir. J.H. van Dalen	Gemeentewerken Rotterdam
ir. S.J.M. van Eekelen	Delft Cluster/GeoDelft
ir. A.A. Eijgenraam	Movares
ir. J. van Ruijven	GeoDelft
ing. A. Jonker, coördinator	CUR Bouw & Infra

Gedurende de looptijd van de commissie hebben de volgende personen een bijdrage geleverd:

ing. J.G. Bastiaans	RWS Dienst Weg- en Waterbouwkunde
ing. P.G. van Duijnen	Movares

Voor het onderzoek werden financiële bijdragen ontvangen van

- Delft Cluster / GeoDelft
- Fonds Collectief Onderzoek GWW
- Fugro Ingenieursbureau B.V.
- Gemeentewerken Rotterdam
- Movares
- Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde

CUR Bouw & Infra spreekt haar dank uit aan deze instanties, alsmede aan de leden van de commissie, die met veel inzet en enthousiasme hebben samengewerkt aan de realisatie van deze rapportage.

Gouda, mei 2007
CUR Bouw&Infra

SAMENVATTING

Deze publicatie geeft een overzicht van eisen te stellen aan paalmatrassystemen. Deze veelbelovende techniek is in de afgelopen jaren een aantal malen in Nederland toegepast. Deze publicatie kan gezien worden als een aanvulling/uitbreiding van CUR-rapport 2002-7. Voor het rekenkundig ontwerp en de hierbij te beschouwen aspecten bestaan een aantal methoden die nogal uiteenlopende resultaten kunnen geven. Als eerste stap om te komen tot meer eenduidigheid zijn alle onderdelen en de ontwerpkeuzes systematisch beschreven en becommentarieerd. Hierbij ligt het accent op het ontwerp van de paalfundering. Een vervolgstudie samen met Delft Cluster moet leiden tot een eerste aanzet voor regelgeving voor het hele paalmatrassysteem in Nederland. Het huidige rapport moet gezien worden als een werkdocument dat, mogelijk met aanpassingen en verbeteringen, in het uiteindelijke document zal worden geïntegreerd.

SUMMARY

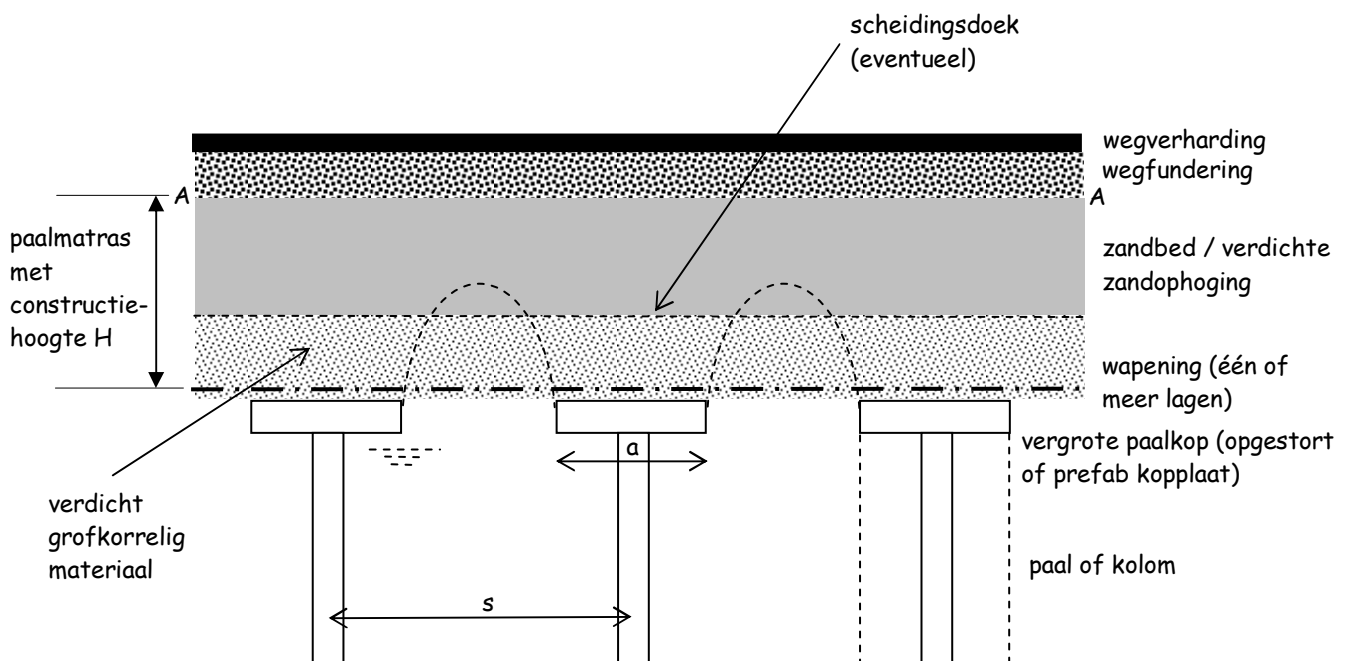
This publication deals with the demands with respect to piled embankments. This promising method has been applied in the Netherlands a couple of times. This publication can be regarded as an addition/extension of CUR report 2002-7. For the structural design and related aspects several methods exist, that may provide different results. As a first step towards more unambiguous results all parts and design steps are described systematically. A following investigation, in cooperation with the Delft Cluster institute has to result in a first draft of Dutch regulations for piled embankments. This report has to be regarded as a preliminary document that will be incorporated in the final document.

1 INLEIDING

De afgelopen jaren is in de GWW-sector een aantal technieken ontwikkeld voor een snelle aanleg van terreinophogingen en aardebanen, waarbij met behulp van palen of kolommen het merendeel van de belasting op de draagkrachtige ondergrond wordt overgedragen. Deze constructies vertonen na ingebruikname weinig of geen restzetting¹.

De krachtoverdracht op de palen/kolommen geschiedt door middel van boogwerking. Bij een aardebaan is de boogwerking van nature meestal onvoldoende zodat onderin een overdrachtslaag met geokunststof wapening nodig is, zie figuur 1-1. Deze wapening ondersteunt tevens de grondmassa beneden de boog. Soms zijn enkele wapeningslagen boven elkaar aanwezig. In de overdrachtslaag wordt meestal grofkorrelig ophoogmateriaal gebruikt, bijvoorbeeld menggranulaat.

De combinatie van paalfundering en gewapende overdrachtslaag wordt aangeduid met de term paalmatrasstelsel. Ook wordt de term GMOP gebruikt, die staat voor Gewapende granulaat Matras Op Palen, of Gewapende grondMatras Op Palen.



Figuur 1-1 Principeschema paalmatrasstelsel

Onder de geokunststof wapening wordt soms een dun zandlaagje of geokunststof scheidingsdoek aangebracht als uitvullaag en om beschadiging van de wapening te voorkomen.

De totale hoogte van de aardebaan wordt onderverdeeld in twee delen. Het bovenste deel dient voor het spreiden van de verkeersbelasting. Het onderste deel van de aardebaan is dan de aardebaandikte H , die in de berekeningen wordt gebruikt.

In figuur 1-1 is als voorbeeld aangegeven, dat de verkeersbelasting op niveau A-A als een gelijkmatig verdeelde belasting kan worden opgevat. Hierin is een optimalisatie mogelijk. Hoe dunner de drukverdelende laag (wegverharding + wegfundering), hoe hoger de

¹ zie lijst van begrippen achterin deze publicatie

verkeersbelasting op de aardebaan en dus hoe sterker de wapening moet zijn. De constructiehoogte van wapening tot onderkant wegfundering is aangegeven als H.

In verband met de zichtbaarheid worden de paalkoppen bij voorkeur boven de grondwaterspiegel geplaatst. Aangezien een grondwaterstandverlaging (bemaling) vaak ongewenst zal zijn, is hiermee het niveau van de onderkant van de matras vastgelegd.

Voor de vereiste dikte van het grofkorrelige materiaal boven de paalkoppen zijn geen dimensioneringsregels bekend. Voor de gewenste dikte wordt vooralsnog 0,7 à 1,5 x de dagmaat tussen de paalkoppen aangehouden.

Ten tijde van het verschijnen van deze publicatie bekende paalmatrassystemen zijn:

- Gewapende Spreidingsmatras op Slanke Palen (GSP), waarbij AuGeo palen of HogeSnelheidsPalen (HSP) worden gebruikt
- Spijkerbed®, waarbij 'standaard' prefab betonpalen worden gebruikt
- Kyotoweg, waarbij een houten paalfundering dient als ondersteuning van een gewapende matras opgebouwd uit gemodificeerde baggerspecie of granulaat.
- gestabiliseerde grondkolommen Mixed-In-Place (MIP), waarbij een overdrachtslaag alleen wordt toegepast als de kolommen ver uit elkaar staan
- Geotextile Encased Columns (GEC), Geotextiel Omhulde Zandkolommen (GOZ), (oude benaming systeem Möbius, huidige benaming Ringtrac®), met daarboven een gewapende ophoging
- CSV kolommen (Coplan-Stabilisierungs-Verfahren; in de grond gevormde, grondverdringende kolommen met kleine diameter), met daarboven een gewapende ophoging

Deze publicatie betreft hoofdzakelijk constructies met een paalfundering en gaat niet in op details van de hierboven genoemde kolommen. Aandachtspunten bij het constructief ontwerp zijn de berekening van de draagkracht van de palen, waarvoor niet noodzakelijkerwijs dezelfde eisen gelden als bij een gebouwfundering, en de dimensioneringsberekening van de gewapende matras, waarvoor verschillende methoden in omloop zijn die tot nogal verschillende resultaten kunnen leiden.

In 2002 is CUR-rapport 2002-7 *Gewapende granulaatmatras op palen, Toepassing, ontwerp- en uitvoeringsaspecten* [5] verschenen, naar aanleiding van de Spijkerbed®-constructie voor de verbreding van de N247 bij Monnickendam, zie [38]. De toegenomen belangstelling alsmede de kritische vragen over de ontwerpmethoden waren aanleiding voor de huidige, aanvullende studie naar paalmatrassystemen.

Het ontwerpproces van een paalmatrassysteem geschiedt in het algemeen zoals aangegeven in tabel 1-1. De stappen 1 t/m 3 kunnen gezien worden als het voorontwerp. Hierin wordt het paalstramien inclusief paaltype en de wapeningssterkte bepaald. Stap 4 kan gezien worden als het definitief ontwerp, waarin aanvullende berekeningen worden gemaakt ter bepaling van de horizontale krachten en de deformaties, bijvoorbeeld met behulp van Plaxis.

In deze publicatie komen achtereenvolgens aan bod:

- eisen aan de uiteindelijke constructie
- eisen aan de palen
- berekening draagkracht palen, inclusief negatieve kleef en horizontale belasting

- proefbelastingprotocol palen
- eisen aan de gewapende matras
- overzicht berekeningsmethode gewapende matras
- uitvoeringsaspecten palen en matras.

Achterin de publicatie zijn een literatuurlijst en een lijst met begrippen en definities opgenomen.

Tabel 1-1 Fasering ontwerp paalmatrassysteem

Stap	Benaming	Onderdelen
1	globale dimensies	a. de geometrie (dikte, breedte) van de aardebaan (de matras) rekening houdend met eisen uit de omgeving, de drooglegging en doorponen. b. het constructiemateriaal van de aardebaan wordt gekozen, de diverse normen stellen milieukundige en constructieve eisen aan het materiaal.
2	draagkracht-berekening palen	c. zowel geotechnisch als constructief; bepaling hart-op-hart-afstand van de palen Zie de overwegingen in hoofdstuk 3 en 3.9. De grootste kostenpost van de constructie wordt vaak gevormd door de palen.
3	constructief ontwerp matras	d. ontwerpberekening wapening van de matras - verticale belasting, meestal uitgaande van een boogwerkingstheorie - eventueel: horizontale belasting, door 'spat'kracht, (taludinstabiliteit), vaak significant Soms is het nodig om de dikte van de aardebaan verder te vergroten om tot een sluitend ontwerp te komen. Dat kan bijvoorbeeld door alle palen of een deel van de (rand) palen op een dieper niveau te plaatsen, zie hoofdstuk 4 en 5.
4	controles van eindzetting en stabiliteit	e. de verwachte zetting van de paalfundering, zowel geotechnisch als constructief, f. eventueel buigend moment in de palen g. de te verwachten zetting door rek van de wapening (directe rek en kruip) h. de controle van de algehele stabiliteit De zetting van matras en palen treedt vrij snel na het aanbrengen van de belasting op, afhankelijk van het tempo waarmee de ondergrond enig doorhangen van de wapening toelaat. De restzetting bij een aardebanen op palen is verwaarloosbaar.

2 EISEN AAN DE CONSTRUCTIE

2.1 Inleiding

Bij het aanleggen van paalmatrassystemen dient rekening te worden gehouden met de eisen van de opdrachtgever. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op eisen zoals gelden voor bestaande constructies en algemeen geldende eisen voor weg- en railconstructies. De belangrijkste eisen die aan de constructie gesteld kunnen worden hebben betrekking op:

- deformaties / verschildeformaties
- uitwendige belastingen, die in rekening moeten worden gebracht
- levensduur / onderhoudsgevoeligheid
- beperkingen gebruik directe omgeving.

2.2 Deformaties / verschildeformaties

Verschilzettingen en restzettingen zijn bij het ontwerp en de aanleg van een aardebaan op palen van belang. Richtlijnen hieromtrent zijn vermeld in CROW publicatie 204 [8] en in ProRail richtlijnen OVS [19]. In onderstaande tabel is een samenvatting van deze eisen weergegeven. De gestelde eisen zijn gebaseerd op hetgeen in het geval van een niet op palen gefundeerde constructie haalbaar is.

Tabel 2-1 Gangbare eisen aan restzettingen en zettingsverschillen

Constructie	Restzetting	Verschilzetting	Bron
Autosnelweg	0,15 à 0,30 m in 30 jaar	1:500, bij overgang 1:100	CROW 204
Provinciale weg	0,15 à 0,30 m in 30 jaar	1:70	CROW 204
Stedelijke weg	0,30 m in 20 jaar	1:70	CROW 204
Spoorweg	0,15 m in 10.000 dagen (max. 0,04 m in eerste jaar, 0,03 m in tweede jaar en 0,02 m in volgende jaren)	1:333, Spoor in ballast Voor wissels e.d. gelden strengere eisen.	OVS 00056-7.1, versie 2.0
	tussen 0,03 en 0,30 m in 30 jaar, sterk afhankelijk van de snelheid	1:1000 over 25 m	CROW 204
Trambaan	0,20 m in 20 jaar	1:500	Technisch Programma van eisen Tramplus (RET)
Vliegveld	0,03 m in 30 jaar	1:1500 over 45 m	CROW 204

Zoals blijkt uit de tabel zijn de gestelde eisen relatief soepel ten opzichte van hetgeen voor een op palen gefundeerde constructie haalbaar is. De vraag is nu waarmee de opdrachtgever beter af is:

- strenge eisen in combinatie met een langere onderhoudstermijn, of
- de huidige eisen (tabel 2-1), in combinatie met een goedkopere constructie.

De deformatie aan de bovenkant van de constructie (zoals het wegdek) bestaat uit de som van:

- de vervorming van de paalkop, en
- de vervorming binnen de matras en, indien van toepassing, de wegfundering.

Bij berekeningen moet over de verdeling hiervan een aanname worden gedaan. Als veilige benadering wordt voorgesteld uit te gaan van een verdeling waarbij de matras de helft van de vervormingsruimte gebruikt en de paal de andere helft.

2.3 Zettingsvrij versus zettingsreducerend systeem

Een paalmatrassysteem kan op 2 manieren worden ontworpen:

1. Zettingsvrij systeem: een systeem met vrijwel geen zetting, omdat de palen in staat zijn de volledige belasting (verkeersbelasting, eigen gewicht wegverharding, wegfundering en ophoging inclusief matras) en de negatieve kleef te dragen. Door zakking van de grond kan een spleet ontstaan onder de matras. Soms wordt ervoor gekozen de spleet vooraf aan te brengen om de deformatie van het geogrid al tijdens de aanleg te laten ontstaan.
Als de palen op een tussenzandlaag staan, die nog aan zetting onderhevig is, wordt de constructie toch opgevat als zettingsvrij systeem.
2. Zettingreducerend systeem: een systeem waarbij de palen slechts een deel van de totale belasting dragen. De grond zal de matras altijd ondersteunen en er ontstaat derhalve geen spleet onder de matras. De paalkop zakt vrijwel evenveel als de grond onder de matras (klein zakkingsverschil mogelijk door doorzakking van de geokunststof wapening).
De palen beperken de belasting op het slappe lagenpakket en reduceren daardoor de zetting. Hierbij wordt een grotere deformatie van de paalfundering geaccepteerd dan conform de normen behorend bij het Bouwbesluit, NEN6740/ NEN6743-1.

In geval 1 wordt de paalfundering net zo behandeld als in NEN6740/ NEN6743-1, en moet de matras zettingsverschillen kunnen opnemen zoals daarin omschreven.

In geval 2 is de toelaatbare zetting in de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) bepalend voor het ontwerp. Berekend wordt in dat geval hoeveel belasting door de ondergrond kan worden gedragen, dusdanig dat voldaan wordt aan de zettingseis. Het overige deel van de belasting moet dan door de palen kunnen worden afgedragen, eveneens in de BGT.

Voor de uiterste grenstoestand 1B (UGT 1B) worden dan automatisch aanmerkelijk grotere deformaties en deformatieverschillen berekend. De matras dient in dat geval zo te worden ontworpen dat de berekende deformatieverschillen voor de bovenbouw (weg en spoorweg) niet leiden tot bezwijken.

Bij paalmatrassystemen wordt momenteel niet aan UGT 1B gerekend. De achterliggende gedachte is, dat de toets op sterkte (UGT 1A), die zowel voor de palen als voor de matraswapening wordt gedaan, voldoende waarborgen biedt tegen ontoelaatbare deformaties.

De uiterste grenstoestand 1A (UGT 1A) is de situatie dat de constructie als geheel bezwijkt. Om deze grenstoestand te toetsen, dient bekeken te worden hoeveel belasting in UGT 1A niet door de palen kan worden opgenomen. Deze belasting moet dan door de ondergrond kunnen worden opgenomen, zonder dat instabiliteit optreedt. Dit betreft toetsen op squeezen en totale instabiliteit (diepe glijvlakken).

2.4 Levensduur / onderhoudsgevoeligheid

De levensduur van de constructie is afhankelijk van de levensduur van de verschillende onderdelen. Bepalend hierin zijn de geokunststof wapening en de eventuele wapening in de palen.

Door leveranciers van geokunststof wapening wordt opgegeven dat een levensduur van 80 jaar verwacht kan worden. De leverancier van het gehele systeem (matras en palen) zal de levensduur dienen te onderbouwen, rekening houdend met de specifieke milieuomstandigheden, zie 4.5. Voor de wapening van prefab beton palen en in de grond gevormde palen kan gebruik worden gemaakt van de bestaande normen.

Hiermee is de technische levensduur van de constructie vaak groter dan de economische levensduur.

Bij een zettingsvrij systeem zal alleen het asfalt periodiek onderhoud behoeven. Ter plaatse van overgangsconstructies naar constructies die meer zetting ondergaan, zal in de meeste gevallen vaker onderhoud nodig zijn.

2.5 Beperkingen gebruik directe omgeving

Direct naast een paalmatrassysteem zijn in het algemeen geen ophogingen of ingravingen toegestaan, omdat deze kunnen leiden tot horizontale gronddeformaties die een ontoelaatbare belasting op de palen uitoefenen. Per geval dient beoordeeld te worden wat toelaatbaar is.

Het achteraf aanleggen van kabels en leidingen in een paalmatrassysteem is lastig, tenzij van tevoren maatregelen zijn genomen. Hierbij dient onderscheid gemaakt te worden tussen:

- hoofdinfrastructuur, zoals hoofdriolen, persleidingen etc.
 - kabels en leidingen die normaliter in de bovenste meter zand worden aangebracht.
- Met het laatste is relatief eenvoudig rekening te houden, door zorg te dragen voor een afdekkend pakket van ten minste 1 m zand. Het eerste kan achteraf geschieden indien vooraf voorzieningen zijn aangebracht die dit mogelijk maken, of met behulp van een horizontaal gestuurde boring onder de palen door. Op dit ogenblik is het al een

gebruikelijke procedure om onder verticale drains door te boren, hetgeen vergelijkbaar is met deze situatie.

Tevens zullen voor het plaatsen van o.a. trammasten, lichtmasten en portalen aanvullende maatregelen genomen dienen te worden.

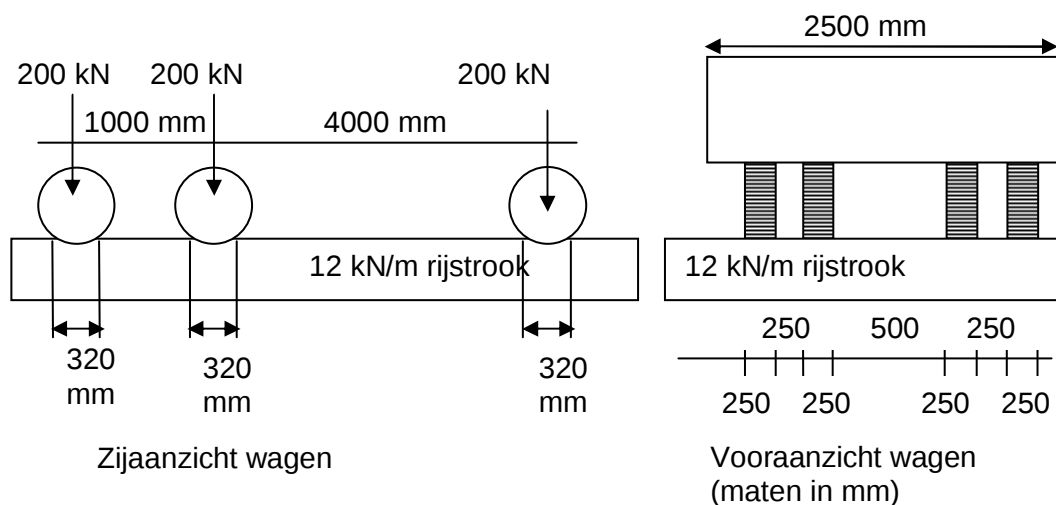
2.6 Verkeersbelasting

In stabiliteitsberekeningen voor geotechnische constructies in Geotechnische Categorie 2 wordt door Rijkswaterstaat als verkeersbelasting vaak 15 kN/m^2 over de gehele verhardingsbreedte aangehouden. Deze waarde is gebaseerd op aannamen betreffende het aangrijpingsoppervlak en de spreiding in de grondconstructie.

Bij de relatief dunne paalmatrassystemen kan lokaal echter een hogere belasting optreden. De wettelijk toegestane aslast in Nederland bedraagt 115 kN . Het ontwerp van verhardingen is vooral gebaseerd op het mechanisme vermoeiing. In de praktijk worden echter met enige regelmaat hogere aslasten gemeten, namelijk tot 180 à 200 kN . Ook met ontheffing zijn zwaardere aslasten toegestaan. In VOSB 1995 (NEN6788) wordt als zwaarste klasse een 3-assige vrachtwagen met een totaal gewicht van 600 kN gespecificeerd, zie figuur 2-1. Het is een niet bestaand voertuig dat in berekeningen als representatieve belasting kan worden gehanteerd. In werkelijkheid is de afstand tussen de beide achterassen groter dan in figuur 2-1 is aangegeven.

Uitgaande van spreiding onder 45° (in de verharding en de fundering) kan het belastingsoppervlak ter hoogte van de onderkant van de wegfundering berekend worden. In tabel 2-2 is voor de 3 VOSB-klassen de gespreide verkeersbelasting berekend. Hierbij is volgens de VOSB aangehouden:

- bij 2 wielen $B \times L = 0,75 \times 0,32 \text{ m}^2$ (geldt bij diepte van minder dan $0,50 \text{ m}$)
- bij 4 wielen $B \times L = 2,50 \times 0,32 \text{ m}^2$ (geldt vanaf $0,50 \text{ m}$ diepte)
- bij 8 wielen $B \times L = 2,50 \times 1,32 \text{ m}^2$ (geldt vanaf $0,75 \text{ m}$ diepte).



Figuur 2-1 Verkeersklasse VOSB 600 (NEN6788)

Tabel 2-2 Verkeersbelasting VOSB (NEN6788) na spreiding onder 45°

Verkeers- klasse volgens VOSB	Wielast (= aslast / 4 wielen) [kN]	Diepte onder wegdek [m]	Max. aantal in rekening te brengen wielen	Verkeerslast door aslast [kN/m ²]	Gelijkmatig verdeelde verkeerslast [kN/m ²]	Totale verkeerslast [kN/m ²]
VOSB klasse 600 (aslast 200 kN)	50	0,25	2	98	4	102
	50	0,50	4	46	4	50
	50	0,75	8	35	4	39
	50	1,00	8	27	4	31
VOSB klasse 450 (aslast 150 kN)	37,5	0,25	2	73	3	76
	37,5	0,50	4	34	3	37
	37,5	0,75	8	27	3	30
	37,5	1,00	8	20	3	23
VOSB klasse 300 (aslast 100 kN)	25	0,25	2	49	2	51
	25	0,50	4	23	2	25
	25	0,75	8	18	2	20
	25	1,00	8	13	2	15

Voor paalmatrassystemen worden daarom 2 berekeningen aanbevolen. Bij oorbeeld als volgt, uitgaande van een dikte van circa 0,5 m (verharding + wegfundering) en spreiding van de belasting onder 45°:

- I. een berekening met een permanente verkeersbelasting aan de onderzijde van de wegfundering van 30 kN/m² over het gehele verhardingsoppervlak. Deze waarde is berekend uit bovenstaande tabel voor klasse VOSB 300, rekening houdend met een aslast van 115 kN: $(115/100) \cdot 25 = \text{circa } 30 \text{ kN/m}^2$. Hierop is de normale belastingsfactor van toepassing ($\gamma_{f,q} = 1,3$ in veiligheidsklasse 2);
- II. een berekening met een af- en toe voorkomende extreme verkeersbelasting aan de onderzijde van de wegfundering van 50 kN/m² over een belastingsoppervlak van 2 x 4 m² en uitgaande van een aslast van 200 kN. Hierbij kan de belastingsfactor gelijk worden gesteld aan 1,1 (veiligheidsklasse 2) ervan uitgaande dat in het berekeningsmodel en de materiaaleigenschappen voldoende verborgen veiligheden aanwezig zijn.

In 5.2.1 van NEN 6702 is voor bijzondere belastingscombinaties een belastingfactor van 1,0 aangegeven. De bovengenoemde waarde voor de belastingsfactor in berekening II wijkt daarvan af vanwege de volgende overwegingen:

- het is een bijzondere belasting, waarvan echter bekend is dat deze met enige regelmaat voorkomt, vandaar een waarde groter dan 1,0
- in de praktijk staan de achterassen verder uit elkaar dan volgens de VOSB, waardoor het belastingsoppervlak groter is en na spreiding een lagere belasting aanwezig is. Daarom een waarde kleiner dan 1,3

- het risico bij bezwijken van een paalmatrassysteem is kleiner dan bij het bezwijken van een brug, vandaar een waarde kleiner dan 1,3.

Voor treinverkeer wordt verwezen naar ProRail document OVS00056-7.1 [19]. Voor trams en light rail zijn geen algemene eisen bekend.

2.7 Tolerantie paallocatie

In constructieberekeningen wordt veelal rekening gehouden met toleranties in de paallocatie. Een afwijkende paallocatie in X- en Y-richting kan resulteren in een verhoging van de paalbelasting en een vergroting van de overspanning van de geokunststof wapening. Een afwijkende paalkophoogte (afwijking in Z-richting) kan tot een afwijkende dikte in de matras leiden en daardoor tot een afwijkende boogwerking.

Voor zover bekend, wordt bij de ontwerpberekeningen van de paalmatrassystemen geen rekening gehouden met afwijkingen in de paallocatie. Hieraan ten grondslag ligt de veronderstelling dat de gangbare berekeningsmethoden conservatief zijn en daardoor resulteren in voldoende verborgen veiligheid.

Bij grote afwijkingen in de paallocaties gaat deze redenering niet meer op. Daarom wordt als eis aan de constructie gesteld dat de afwijking van de paalkop in X-, Y-, en Z-richting niet meer mag bedragen dan 0,05 m. Dit is een arbitrair vastgestelde waarde. Is sprake van grotere afwijkingen, dan kunnen aanvullende maatregelen nodig zijn, onderbouwd door berekeningen.

3 EISEN AAN EN ONTWERP VAN DE PALEN

3.1 Inleiding

Dit hoofdstuk geeft een overzicht van de eisen welke specifiek van toepassing zijn voor palen in een paalmatrassysteem. Bij het ontwerp wordt onderscheid gemaakt tussen (zie 2.2) een zettingsvrij en een zettingreducerend systeem.

De palen in een zettingsvrij systeem worden ontworpen conform NEN 6740/ NEN 6743-1.

De palen in een zettingreducerend systeem worden op een dusdanig hoog niveau belast dat relatief grote paalkopzakkingen kunnen ontstaan. De zettingseisen aan deze paalmatrassystemen zijn immers relatief soepel in vergelijking met andere op palen gefundeerde bouwwerken. Als gevolg van de grotere zakkingen van deze palen, behoeft niet aan alle in NEN6740 / NEN6743-1 gestelde eisen te worden voldaan. Een aangepast eisenpakket voor palen in een zettingreducerend paalmatrassysteem is daarom noodzakelijk.

3.2 Toepasbaarheid NEN6740 / NEN6743-1 voor palen onder aardebaan

De keuze van het ontwerp van een paalmatrassysteem (zettingsvrij of zettingreducerend) heeft geen invloed op de methode waarmee de verticale draagkracht van de palen wordt berekend. De ontwerpmethode heeft alleen invloed op de belasting die door de palen gedragen moet worden.

Een zettingsvrij paalmatrassysteem wordt opgevat als een geotechnische constructie zoals aangegeven in artikel 3.28 van NEN6702. Dat betekent dat het Bouwbesluit van toepassing is alsmede de daarin genoemde NEN normen, zie tabel 3-1. De palen vormen de fundering van de constructie. De belastingfactoren uit NEN6702 zijn van toepassing ($\gamma_f > 1,0$).

Een zettingreducerend paalmatrassysteem (zie 2.3) wordt beschouwd als een grondverbetering, zodat het Bouwbesluit en de bijbehorende NEN normen niet zonder meer van toepassing zijn.

Opmerking:

Door de leverancier van AuGeo palen wordt de draagkracht (mede) bepaald op basis van de gemeten indrukkracht bij de installatie van de palen. Op deze kracht wordt een overall factor toegepast om de toelaatbare waarde van de draagkracht vast te stellen.

Tabel 3-1 Toepasbaarheid NEN6740 / NEN6743-1 voor palen onder aardebaan

Paalmatrassysteem		Belastingen op de palen	Negatieve kleef	Ontwerpen volgens
1	zettingsvrij	de totale belasting	0 tot 100 % van de waarde volgens NEN6743-1, afhankelijk van de toegestane zetting en de verwachte maaiveldzetting (zie 3.6)	NEN 6702, NEN 6740 NEN 6743-1
2	zettingreducerend	ondergrond draagt een deel van de belasting, zodat de paalbelasting kleiner is dan de totale belasting	geen negatieve kleef aangezien de paalkop dezelfde zakking ondergaat als de grond, zie 2.3	NEN 6702, met aangepaste belastingen en belastingsfactoren volgens 3.3.1. NEN 6740 en NEN 6743-1 of conform proefbelastingen (zie hoofdstuk 3.9)

Over het algemeen zal een paalmatrassysteem voor verkeerswegen worden ingedeeld in veiligheidsklasse 2, tenzij anders is voorgeschreven. ProRail eist veiligheidsklasse 3 voor spoorwegen. Dit is afhankelijk van het beoogd tijdsbestek waarin de constructie moet blijven voldoen aan de eisen (referentieperiode) en de mogelijke gevolgen voor bezwijken. Hieronder staan de aan te houden veiligheidsklassen aangegeven.

Tabel 3-2 Veiligheidsklasse voor paalmatrassysteem

Veiligheids-klasse	Aanduiding van gebruiksfunctie	Referentieperiode [jaar]
1	Overige bouwwerken, geen gebouw zijnde, van geringe betekenis	15
2	Bouwwerken, geen gebouw zijnde	50
3	Bouwwerken met een primaire maatschappelijke functie zoals bruggen en tunnels, gebruiksfunctie voor het personenvervoer	50 of 100

3.3 Belastinggevallen voor een zettingreducerend systeem

De keuze van het ontwerp van een paalmatrassysteem (zettingsvrij of zettingreducerend) heeft geen invloed op de methode waarmee de verticale draagkracht van de palen wordt berekend.

3.3.1 Uiterste grenstoestand (UGT)

De uiterste grenstoestand (UGT) is de toestand waarbij de draagkracht van de constructie wordt overschreden en de constructie bezwijkt. Voor het dimensioneren van de palen van een zettingreducerende constructie moeten twee fundamentele belastinggevallen worden beschouwd:

- A. De paalbelasting volgt uit een analytische of EEM-berekening van het paalmatrassysteem.
- B. De paalbelasting is gelijk aan de totale belasting op het stramienoppervlak van de paal.

Opmerking:

Geval B houdt in dat de paalfundering in staat is om de totale belasting van de paalmatras te dragen. Wel worden voor dit belastinggeval relatief lage belastingsfactoren toegepast. De reden voor de keuze dat alle belasting door de paalfundering gedragen moet kunnen worden is dat er nationaal en internationaal (nog) weinig draagvlak is om draagkracht toe te kennen aan de ondergrond tussen de palen. In nagenoeg alle berekeningsmodellen wordt verondersteld dat de paalmatras door de palen gedragen wordt. Nadere studie zoals bijvoorbeeld een statistische analyse van de faalkans, zal aanpassing (verlaging) van de in tabel 3-3 vermelde factoren tot gevolg kunnen hebben.

Onderkend wordt, dat onderscheid gemaakt moet worden tussen palen op stuit en kleeftpalen. Welke consequenties dit heeft, moet nog nader worden uitgezocht.

De belastingsfactoren zijn gegeven in tabel 3-3. Die voor belastinggeval B volgen uit NEN 6702, de factoren voor belastinggeval A zijn geschat, zie 6.3 in CUR 2002-7.

Tabel 3-3 Belastingsfactoren UGT zettingreducerend systeem palen op stuit

Veiligheidsklasse NEN6702	Belasting geval	Paalbelasting	$\gamma_{f,g;u}$ [-]	$\gamma_{f,q;u}$ [-]	$\gamma_{f,nk}$ [-]
1	A	< 100% (berekend)	1,2	1,2	1,0 / 1,4
	B	100 %	0,9*	0,9*	
2	A	< 100 % (berekend)	1,2	1,3	
	B	100 %	1,0	1,0	
3	A	< 100 % (berekend)	1,2	1,5	
	B	100 %	1,1	1,1	

$\gamma_{f,g;u}$ = de belastingsfactor voor permanente belasting in UGT

$\gamma_{f,q;u}$ = de belastingsfactor voor veranderlijke belasting in UGT

$\gamma_{f,nk}$ = de belastingsfactor voor de negatieve kleeft (afhankelijk van de toegepaste berekeningsmethode van de negatieve kleeft, zie 3.6)

Paalbelasting = 100% wil zeggen dat ervan uit wordt gegaan dat alle belasting op de palen terecht komt.

* Een deel van de belasting wordt in werkelijkheid door de palen gedragen, het resterende deel door de slappe ondergrond.

Voor de UGT 1A moet zijn aangetoond dat is voldaan aan:

$$F_{s;d} \leq F_{r;d}$$

Waarin:

$F_{s;d}$ is de rekenwaarde van de maximale belasting van een paal in kN

$$F_{s;d} = G_{rep} \cdot \gamma_{f,g;u} + Q_{rep} \cdot \gamma_{f,q;u}$$

$F_{r;d}$ is de rekenwaarde van de maximale draagkracht van een paal in kN

G_{rep} is de representatieve waarde van de permanente belasting in kN

Q_{rep} is de representatieve waarde van de veranderlijke belasting in kN

Volgens NEN 6740 moet voor de UGT 1B moet zijn aangetoond dat is voldaan aan:

$$w_d (F_{s;d}, F_{s;nk;d}) \leq w_{req;1B}$$

Waarin:

w_d is de rekenwaarde van de verplaatsing van de paalkop in mm

$w_{req;1B}$ is de max. toelaatbare verplaatsing van de paalkop in grenstoestand 1B in mm

$F_{s;nk;d}$ is de rekenwaarde waarde van de negatieve kleef in kN

Zoals in 2.3 is vermeld wordt voor paalmatrassystemen momenteel niet aan UGT 1B gerekend.

Bijzondere belastinggevallen

Bij het dimensioneren van het paalmatrassysteem moet rekening worden gehouden met het uitvallen van een willekeurige paal (zie 3.7). De belasting van de uitgevallen paal wordt hierbij overgenomen door de ondergrond en de omliggende palen via boogwerking in de matras. De belastingsfactoren $\gamma_{f;g;u}$ en $\gamma_{f;q;u}$ voor de belasting op de palen bedragen in dit geval 1,0.

3.3.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)

De bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) is de toestand waarbij de vervormingen in de geotechnische constructie zo'n vorm aannemen dat daardoor een ongewenst verlies aan bruikbaarheid optreedt waardoor schade en/of hoge onderhoudskosten ontstaan. De belastingsfactoren voor permanente en veranderlijke belastingen in de BGT zijn gelijk aan 1,0. Voor de mobiele belasting kan hier een momentaanfactor $\psi = 0,25$ worden aangehouden conform OVS00056-7.1 van ProRail. De momentaanfactor geeft het deel van de dynamische belasting dat in de berekening als permanente belasting wordt opgevat.

Voor de BGT moet zijn aangetoond dat is voldaan aan:

$$w_d (F_{s;rep}, F_{s;nk;rep}) \leq w_{req;2}$$

waarin:

w_d is de rekenwaarde van de verplaatsing van de paalkop in mm

$w_{req;2}$ is demaximaal toelaatbare verplaatsing van de paalkop in BGT in mm

3.4 Bepaling van de draagkracht

De keuze van het ontwerp van een paalmatrassysteem (zettingsvrij of zettingreducerend) heeft geen invloed op de methode waarmee de verticale draagkracht van de palen wordt berekend.

De maximale draagkracht van de palen moet worden bepaald conform de berekeningsmethoden welke zijn opgenomen in NEN 6743-1, of op basis van proefbelastingen.

De palen van een paalmatrassysteem mogen doorgaans echter een grotere vervorming ondergaan, dan de palen van bouwwerken waarvoor deze normen eigenlijk bedoeld zijn. Dit leidt tot het volgende:

- In deze paragraaf wordt beredeneerd dat bij een zettingreducerende constructie voor de berekening van de draagkracht van palen van een paalmatrassysteem kan worden uitgegaan van een stijf bouwwerk. Dit resulteert in een hogere ξ -waarde en dus een hogere draagkracht
- daarnaast kan worden overwogen de materiaalfactor $\gamma_{m;b4}$ te verlagen, hetgeen eveneens resulteert in een hogere draagkracht. Vooralsnog wordt deze verlaging in dit rapport niet verder uitgewerkt.

Afhankelijk van de eisen aan de restzettingen, zullen de palen in de meeste gevallen tot in een draagkrachtige laag aangebracht worden (palen op stuit). Met name in West - Nederland, waar slappe holocene lagen aanwezig zijn, zal dit van toepassing zijn. Bij minder strenge zettingseisen is het evenwel goed denkbaar dat de palen grotendeels op kleef staan. Zo zijn bij de busbaan bij Monnickendam de palen in de wadzandafzettingen geplaatst, om zettingsverschillen met de oorspronkelijke weg te voorkomen, zie CUR-rapport 2002-7.

Afwijkend van 5.2.2.1 in NEN 6743-1 mag een paalmatrassysteem als stijf bouwwerk worden beschouwd indien aan de volgende voorwaarde is voldaan:

- Uit de berekeningen op grond van de toegepaste mechanica en de eigenschappen van de toegepaste materialen moet, bij het wegnemen van 1 paal, zijn gebleken dat de zakking van de bouwconstructie ter plaatse van de weggenomen paal, ten opzichte van de naastgelegen palen, kleiner dan of gelijk is aan 50% van de maximaal toelaatbare restzetting, onder invloed van de voorgeschreven belastingscombinaties in de BGT.

Opmerking

Voor bouwwerken geldt vaak een strengere eis voor de zakking na wegnemen van een paal uit een groep, namelijk een toegestane zakking van 5 mm.

Praktisch gezien betekent dit dat een zettingreducerende constructie als stijf kan worden beschouwd. Voor een zettingsvrije constructie zal waarschijnlijk sprake zijn van een slap bouwwerk, omdat niet aan de hierboven genoemde zettingseis kan worden voldaan.

De bepaling van de zakking van de paalpunt moet worden uitgevoerd conform 6.2 van NEN6743-1. Opgemerkt wordt dat in 6.2 is aangegeven dat de zakking bepaald mag worden op basis van proefbelastingen of op basis van sonderingen (terreinproeven).

3.5 Deformatie-eisen

De geokunststof wapening in de drukverdelende matras zal tussen de paalkoppen iets gaan doorhangen. Hoe snel dat gebeurt, hangt af van de snelheid waarmee de ondergrond, waarop de wapening rust, samendrukt. Soms wordt ervoor gekozen om al tijdens de aanleg een holte aan te brengen tussen de paaldeksels, zodat de deformatie van de geokunststof vrijwel direct optreedt. De deformatie van het paalmatrassysteem gedurende de referentieperiode wordt dan vrijwel geheel bepaald door de zakking van de paalkoppen. Na de bouwfase treedt dan in de geokunststof wapening alleen nog kruip op die, bij een correct ontwerp en goede uitvoering, niet leidt tot een noemenswaardige zetting.

Zoals vermeld in 2.2, kan als aanname ervan worden uitgegaan dat 50% van de deformatie ontstaat in de matras en 50% door zakking van de paal.

Over het algemeen zijn de deformatie-eisen voor de aanleg van terreinophogingen en aardebanen relatief soepel in vergelijking met wat haalbaar is voor een gebouwfundering op palen. Voor aardebanen en dergelijke zijn gangbare eisen met betrekking tot restzetting 0,15 à 0,30 m in 30 jaar, zie ook 2.2.

3.5.1 Individuele paal

De rekenwaarde van de zakking van het bovineinde van de paal dient conform NEN 6743-1 te worden berekend. De zakking van het bovineinde van de paal ($w_{1;d}$) is opgebouwd uit de zakking van de paalpunt ($w_{punt;d}$) en de elastische verkorting van de paal ($w_{el;d}$).

$$w_{1;d} = w_{punt;d} + w_{el;d}$$

De elastische verkorting van de paal bedraagt bij volledige belasting slechts enkele millimeters en is een orde kleiner dan de optredende paalpuntzakking en kan daarom bij paalmatrassystemen meestal worden verwaarloosd.

Om een indruk te krijgen van de optredende zakking van een fundering op palen is hieronder een rekenvoorbeeld gegeven van de zakking van de paalpunt bij grondmechanisch bezwijken conform NEN6743-1. In dit geval bezwijkt de grond rondom de paalpunt en ontstaan er glijvlakken rondom de paalpunt. In het rekenvoorbeeld is uitgegaan van palen met een voor een paalmatrassysteem gangbare equivalente paalpunt diameter (D_{eq}) van 200 tot 400 mm.

Tabel 3-4 Voorbeeldberekening paalpuntzakking bij palen op stuit

Paaltype	$w_{punt;d}$ bij bezwijken [mm]		
	$D_{eq} = 200 \text{ mm}$	$D_{eq} = 300 \text{ mm}$	$D_{eq} = 400 \text{ mm}$
Grondverdringende paal	$0,1 \times D_{eq} = 20$	$0,1 \times D_{eq} = 30$	$0,1 \times D_{eq} = 40$
Avegaarpaal	$0,2 \times D_{eq} = 40$	$0,2 \times D_{eq} = 60$	$0,2 \times D_{eq} = 80$
Boorpaal	$0,2 \times D_{eq} = 40$	$0,2 \times D_{eq} = 60$	$0,2 \times D_{eq} = 80$

D_{eq} = de equivalente paalpunt diameter (= 1,13 x zijde van vierkante paalpunt)

Uit bovenstaand overzicht blijkt dat de palen bij een zakking van de paalpunt van 0,02 à 0,08 m (20 à 80 mm, afhankelijk van paalsoort en afmeting) reeds zijn bezweken. Deze zakking is enkele malen kleiner dan de eisen met betrekking tot restzettingen van 0,15 à 0,30 m.

Wanneer de relatief soepele restzettingseis van 0,15 à 0,30 m wordt gehanteerd voor een paalmatrassysteem wordt impliciet aangenomen dat de palen grondmechanisch mogen bezwijken.

3.5.2 Paalgroep

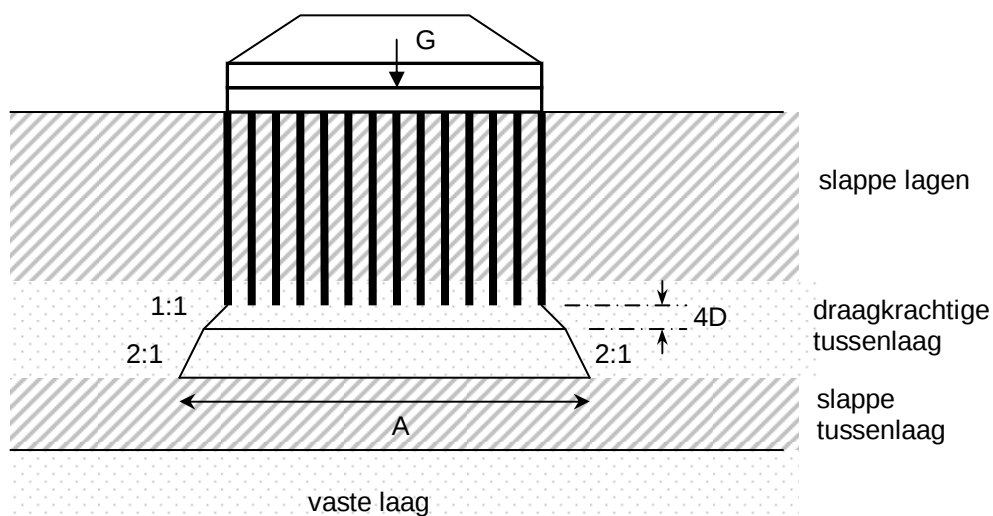
De zakking door samendrukking van de grondlagen beneden het paalpuntniveau dient conform NEN6743-1 te worden berekend. Hierbij dient de spanningstoename in de slappe tussenlaag bepaald te worden volgens (zie figuur 3-1):

$$\Delta\sigma' = G/A$$

Waarin::

- $\Delta\sigma'$ is de effectieve spanningstoename ten gevolge van de totale belasting uit het paalmatrassysteem in kPa
 G is de totale belasting uit het paalmatrassysteem in kN
 A is de grootte van het belaste oppervlakte na spanningsspreiding in draagkrachtige tussenlaag in m²

De zakking van grondlagen beneden het paalpuntniveau treedt op als gevolg van spreiding zowel onder als tussen de palen. Het omliggende maaiveld zakt daarbij evenveel als de paalgroep. Deze zakking dient daarom als geheel in rekening te worden gebracht na de bepaling van de zakking van de individuele paal.



Figuur 3-1 Bepaling spanningstoename onder paalpuntniveau

3.6 Negatieve kleef versus paalkopzakking

3.6.1 Algemeen

De negatieve kleef is afhankelijk van de optredende maaiveldzakking die zich voordoet tijdens de levensduur van het paalmatrassysteem. De belastingssituaties die een maaiveldzakking kunnen veroorzaken zijn:

- grondwaterstandsaling door een polderpeilverlaging
- autonome zakking door verwerking van organische grond (veen)

- extreem lage grondwaterstanden in een langdurige periode van droogte en de onttrekking van grondwater door bomen in de omgeving
- het aanbrengen van een werkvloer voor het installeren van de palen
- het gedeelte van de belasting van het paalmatrassysteem dat door de matras direct wordt afgedragen op de ondergrond.

Voor de toetsing van de *constructieve* sterkte (zie 3.8) van de paal dient de negatieve kleeft bepaald te worden volgens NEN6743-1, artikel 7.2 voor een alleenstaande paal. Voor de toetsing van de *geotechnische* draagkracht van de paal mag de negatieve kleeft ook bepaald worden volgens artikel 7.3 voor een paalgroep, aangezien de onderlinge afstand tussen de palen onder een matras altijd kleiner is dan 5 m. Dit leidt tot een lagere representatieve waarde van de negatieve kleeft.

De partiële belastingfactor $\gamma_{f,nk}$ voor het bepalen van de rekenwaarde van de negatieve kleeft bedraagt:

- voor een alleenstaande paal, met negatieve kleeft over de hele laagdikte $\gamma_{f,nk} = 1,0$
- voor een alleenstaande paal met omslagpunt (interactieberekening, zie 3.6.2) $\gamma_{f,nk} = 1,4$
- voor een paalgroep $\gamma_{f,nk} = 1,4$

3.6.2 Interactieberekening

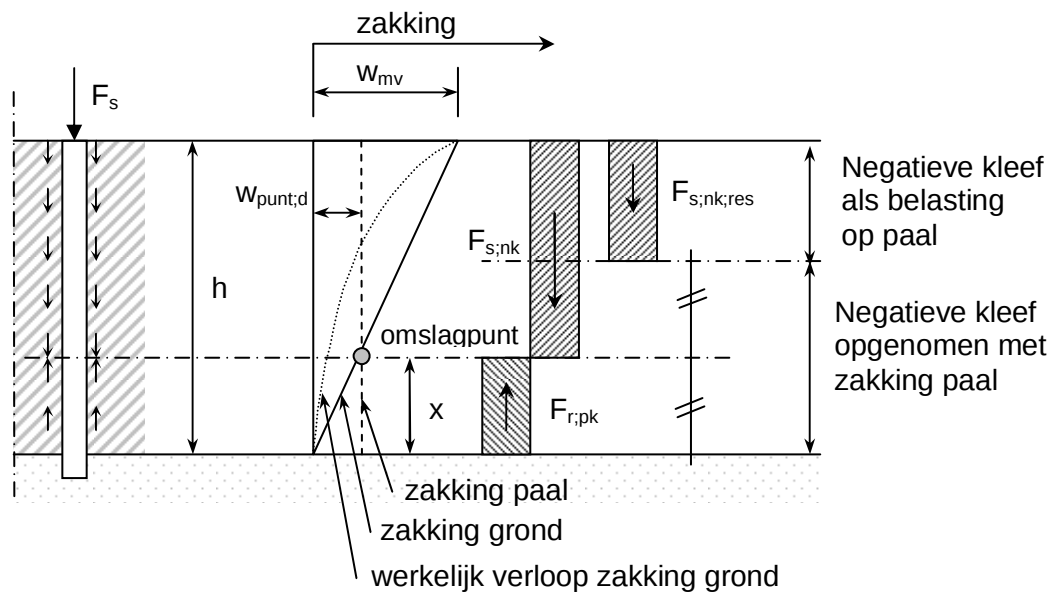
Negatieve kleeft op de palen is afhankelijk van de relatieve zakking tussen paal en grond. In principe kan op twee manieren rekening worden gehouden met negatieve kleeft:

- de draagkracht van de paal verhogen zodat de paal de extra belasting veroorzaakt door de negatieve kleeft kan opnemen
- toelaten dat de paal extra mag zakken zodat de negatieve kleeft langs de paal zich niet volledig kan ontwikkelen.

Wanneer de draagkracht van de paal wordt verhoogd om de verwachte negatieve kleeft als een belasting op te kunnen nemen, wordt in principe een standaard paalfundering gekozen. De zakking van de paalfundering zal in dit geval niet groot zijn.

Het is ook mogelijk om een combinatie van deze methoden toe te passen. Om de negatieve kleeftbelasting zo klein mogelijk te houden zakt de paal mee tot de gestelde zettingseis van de palen. Indien de zakking van het maaiveld en de daarbij behorende negatieve kleeft nog steeds toeneemt wordt dit gedeelte van de negatieve kleeft berekend als een extra belasting op de paal. Met deze belasting dient vervolgens rekening gehouden te worden bij de dimensionering van de draagkracht van de paal.

Een voorbeeld van het interactieproces tussen de zakking van het maaiveld, de opbouw van de negatieve kleeft en de zakking van de paal is in figuur 3-2 weergegeven (gedeeltelijk overgenomen uit [56]). Hierbij is aangenomen dat de zakking in de slappe lagen lineair verloopt van de maximale waarde aan het maaiveld tot nul aan de onderzijde van de slappe lagen. Dit is een conservatieve aanname, in werkelijkheid is het verloop minder dan lineair. Het omslagpunt, waarbij de zakking van de paal gelijk is aan de zakking van de grond, ligt in werkelijkheid dus hoger. Tevens is uitgegaan van een onsamendrukbare paal ($w_{el;d} = 0$) en van een paal die in ingebracht tot in de vaste zandlaag (paal op stuit). Ook is aangenomen dat de negatieve kleeft zich gelijkmatig met de diepte ontwikkelt. Bij een gelaagde bodemopbouw hoeft dit niet zo te zijn.



Figuur 3-2 Voorbeeld interactieproces tussen paal en grond (paal op stuit)

Hierin is:

- w_{mv} = verwachte maaiveldzakking na installeren van de palen
- $w_{punt;d}$ = zakking van de paalpunt als gevolg van belasting op de paal
- h = dikte slappe laag
- $F_{s;nk;max}$ = maximum waarde negatieve kleef over gehele hoogte van de slappe laag h
- $F_{s;nk}$ = optredende negatieve kleef
- $F_{r;pk}$ = optredende positieve kleef in slappe laag
- $F_{s;nk;res}$ = resulterende negatieve kleef op paal

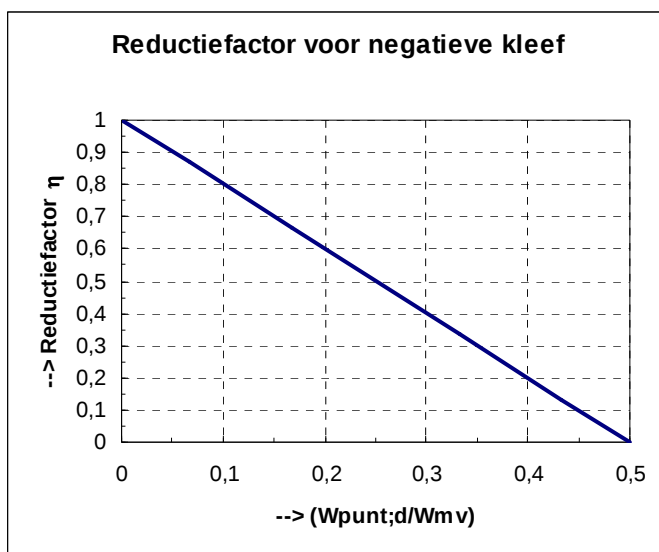
De berekening van de resulterende negatieve kleef op een paal, afhankelijk van de optredende maaiveldzakking en de zakking van de paal, is hieronder bepaald.

Uit geometrie en aannamen van figuur 3-2 volgt:

$$w_{punt;d}/x = w_{mv}/h \quad \Rightarrow \quad x/h = w_{punt;d}/w_{mv}$$

$$\begin{aligned} F_{s;nk} &= F_{s;nk;max} \cdot (h - x) / h \\ F_{r;pk} &= F_{s;nk;max} \cdot x / h \\ F_{s;nk;res} &= F_{s;nk} - F_{r;pk} = F_{s;nk;max} \cdot [(h - x) - x] / h = F_{s;nk;max} \cdot (1 - 2 \cdot x/h) = \\ &= F_{s;nk;max} \cdot (1 - 2 \cdot w_{punt;d} / w_{mv}) = F_{s;nk;max} \cdot \eta \end{aligned}$$

Met $\eta = (1 - 2 \cdot w_{punt;d} / w_{mv})$ als reductiefactor voor de negatieve kleef. In onderstaande figuur is de reductiefactor grafisch weergegeven.



Figuur 3-3 Reductiefactor voor negatieve kleeft (voorbeeld)

Uit bovenstaande figuur blijkt dat de negatieve kleeft niet in rekening gebracht hoeft te worden indien de paalpuntzakking groter is dan de helft (50%) van de verwachte maaiveldzetting na installeren van de palen. Bij andere uitgangspunten, zoals een gelaagde bodemopbouw en/of een niet lineair zakkingverloop, kan de interactieberekening een ander reductiepercentage opleveren.

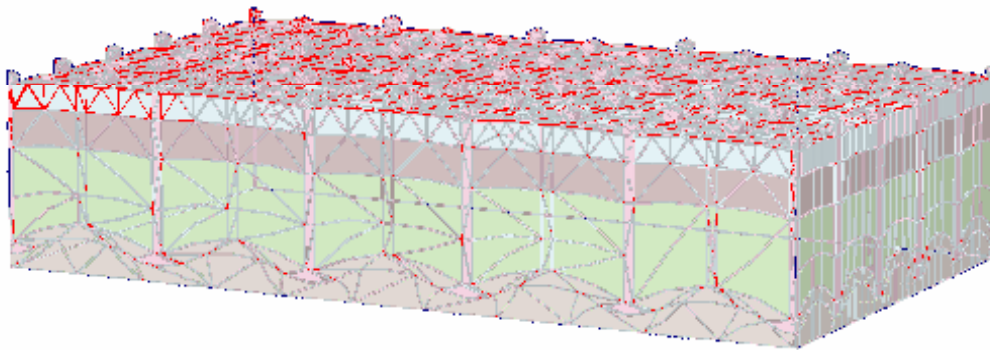
3.7 Uitval van een paal

De effecten van een uitval van één van de palen in een palenveld is geanalyseerd met een 3D EEM berekening. Geanalyseerd is project Second Severn Crossing. In CUR 2002-7 [5], paragraaf 5 is een volledige beschrijving gegeven van het project Second Severn Crossing. In dit document wordt daarom volstaan met het presenteren van de berekeningsresultaten.

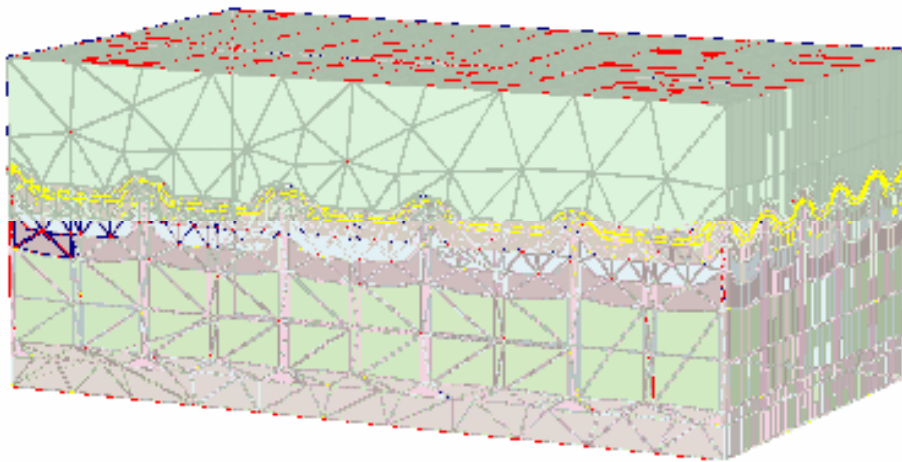
In het 3D-model zijn 61 palen gemodelleerd (41 hele palen, 16 halve palen en 4 kwart palen). Er is een berekening uitgevoerd zonder paaluitval. In een tweede berekening is één van de kwartpalen niet geïnstalleerd. Dit komt overeen met 0,4% paaluitval, namelijk 1 van de 244 palen. Tabel 3-5 geeft een samenvatting van de analyseresultaten. In figuur 3-7 zijn de berekende paalkrachten voor het hele paalstramien weergegeven.

Tabel 3-5 Samenvatting resultaten EEM berekening paaluitval

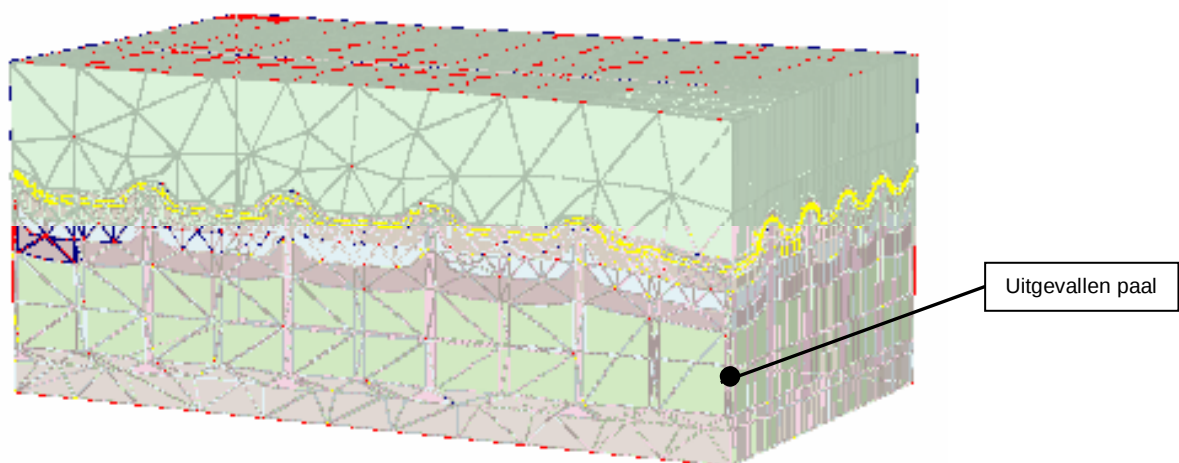
Variant	Rockfill maaiveld +8,6 m		
	Zetting [mm]	Krachten in geogrid [kN/m]	Paalkracht [kN]
Zonder uitval	42	3,42	350 - 590
Met uitval	62	3,57	350 - 580
Toename	50%	4 %	Zeer gering



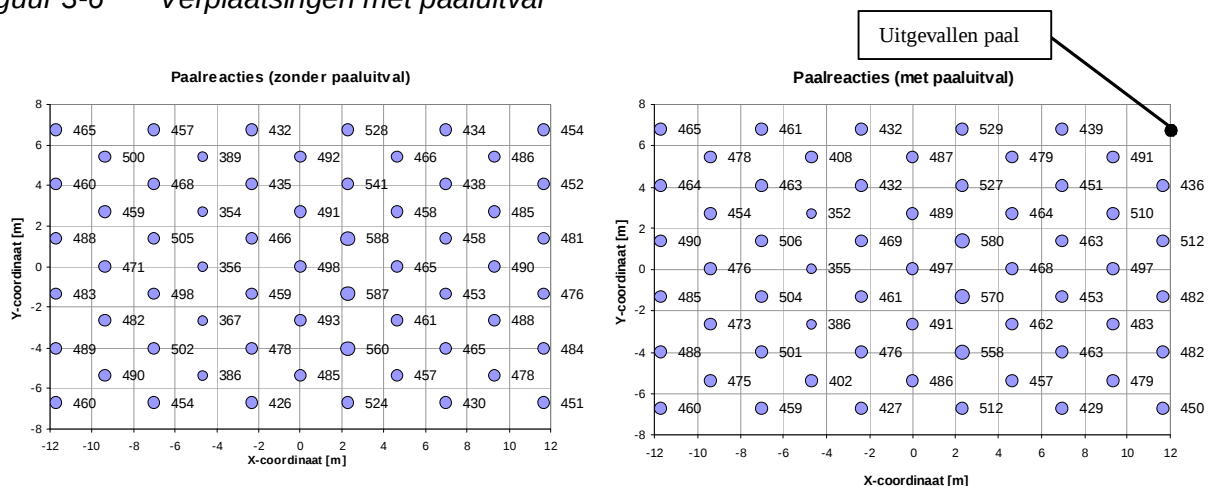
Figuur 3-4 Beschouwd palenveld



Figuur 3-5 Verplaatsingen zonder paaluitval



Figuur 3-6 Verplaatsingen met paaluitval



Figuur 3-7 Berekende paalkrachten Rockfill maaiveld +8,6 m

Voor dit onderzochte geval kunnen de onderstaande conclusies worden getrokken:

- Paaluitval heeft een grote invloed op de te verwachten maaiveldzettingen. De maaiveldzettingen nemen lokaal met circa 50% toe.
- De 3D EEM analyse geeft vrijwel geen toename van de paalkrachten te zien ten gevolge van het uitvallen van 1 paal. Dit in tegenstelling tot de verwachting dat in de 6 palen rondom de uitgevallen paal de gemiddelde paalkracht met circa 15% zou moeten toenemen.
- De krachten in het geogrid nemen in deze berekening vrijwel niet toe als gevolg van de paaluitval. Het geogrid is dus niet stijf genoeg om een gedeelte van de paalbelasting over te nemen. De belasting van de uitgevallen paal wordt dus bijna volledig overgenomen door de ondergrond en nauwelijks door de omliggende palen via boogwerking in het granulaatmatras. Dit resulteert in een toegenomen zetting.

Opgemerkt wordt dat hier slechts één geval is geanalyseerd. Bij andere bodemopbouw en geometrie kunnen andere resultaten worden gevonden.

3.8 Constructieve toetsing van de palen

3.8.1 Normaalkracht in de paal

De maximale belasting die op de paalkop kan werken is de volledige belasting uit het eigen gewicht van de matras plus bovenbouw (weg- of railconstructie), vermeerderd met de verkeersbelasting. De normaalkracht in de paal wordt bovendien vergroot door de optredende negatieve kleeft. Voor de toetsing van de constructieve sterkte van de paal dient rekening gehouden te worden met de volledige negatieve kleeft, bepaald volgens NEN6743-1, uitgaande van een alleenstaande paal.

Opmerking: Bij de toets op de geotechnische draagkracht, kan een lagere waarde van de negatieve kleeft in rekening worden gebracht, zie 3.6.

De reden hiervoor is dat constructief bezwijken van de paal nooit het maatgevend bezwijkmechanisme van de constructie mag zijn.

3.8.2 Horizontale krachten op de paalkop

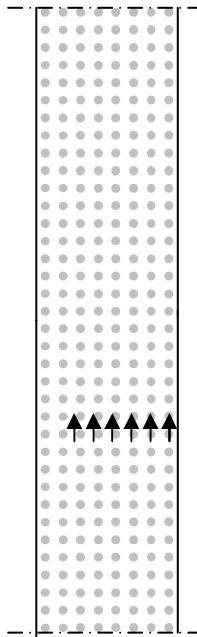
Horizontale belasting op de palen kan ontstaan door rem- en versnellingskrachten van het verkeer, door centrifugaalkrachten die het gevolg zijn van een boogstraal of door horizontale gronddeformaties. Dat laatste wordt besproken in 3.8.3.

De centrifugaalkracht bedraagt conform NEN 6788, bijlage A3: 15% van de mobiele belasting (in kN/m-weg) bij een boogstraal < 1000 m. Voor grotere boogstralen is dit percentage evenredig kleiner.

De totaal in rekening te brengen horizontale remkracht bedraagt conform NEN 6788, bijlage A4: 1/3 van de totale verticale belasting (in kN) van één voertuig (dus veroorzaakt door 3 aslasten).

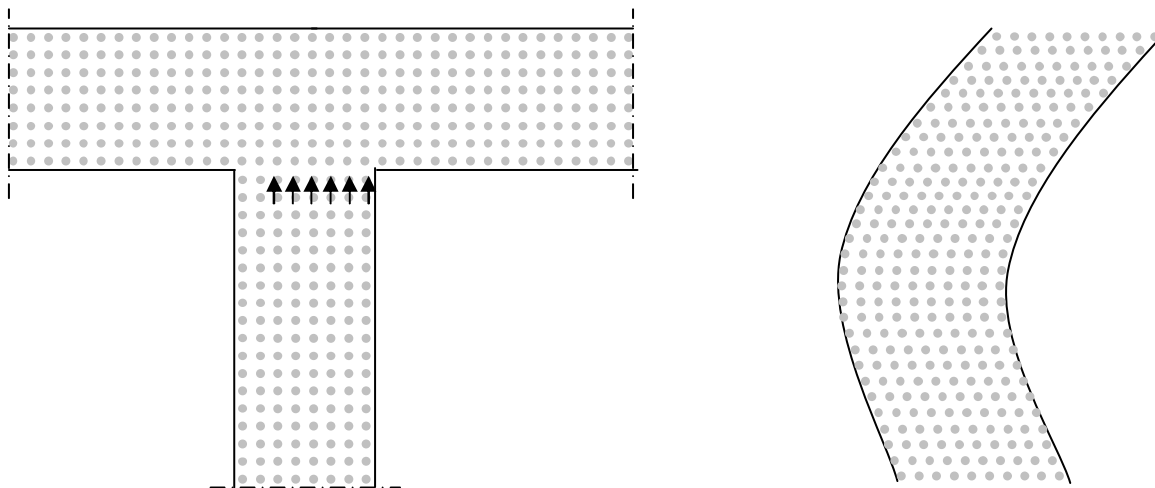
De remkrachten die in de langsrichting van de weg kunnen worden opgenomen (zie figuur 3-8) zullen in het algemeen geen rol spelen, omdat ze worden verdeeld over een dusdanig groot aantal palen dat deze niet van belang zijn.

In het geval bijvoorbeeld van beëindiging van de op palen gefundeerde constructie, of in bochten (zie figuur 3-9) dient hiermee wel degelijk rekening te worden gehouden. Ook indien sprake is van een geringe dikte (nader te definiëren) van de bovenbouw (matras en weglichaam) kan een dergelijke toets noodzakelijk zijn. Dit kan dan leiden tot (extra) wapening in de paal.



Horizontale krachten in de langsrichting kunnen worden opgenomen

Figuur 3-8 Remkrachten in langsrichting van de weg



Voorbeelden van situaties waar dient te worden onderzocht of de horizontale belastingen op de palen kunnen worden opgenomen

Figuur 3-9 Remkrachten bij T-splitsing en centrifugale krachten in bocht

3.8.3 Horizontale gronddeformaties

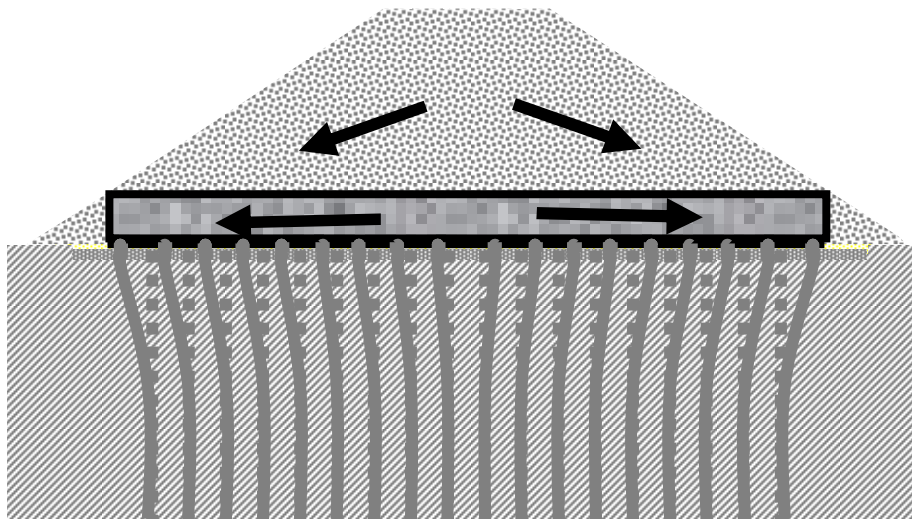
Indien horizontale gronddeformaties na het aanbrengen van de palen kunnen optreden, dient hiermee rekening te worden gehouden en zal moeten worden aangetoond dat de palen hun dragende functie als gevolg hiervan niet kunnen verliezen. Horizontale gronddeformatie kan het gevolg zijn van bijvoorbeeld:

- ophogingen in de omgeving

- verdringingseffecten in slappe lagen als gevolg van het aanbrengen van naastgelegen palen
- het gedeeltelijk meedragen van de matras door de ondergrond, indien niet de gehele belasting uit de matras en wegconstructie wordt opgenomen door de palen. Dit speelt in de volgende situaties een rol:
 - o in alle gevallen direct na aanleg, als de (slappe) ondergrond grond niet is verwijderd of nog niet is weggezakt onder de matras
 - o in sommige gevallen gedurende de gehele levensduur van de constructie, indien de constructie is ontworpen als zettingreducerend systeem, waarbij de ondergrond ook op lange termijn blijft meedragen.

Met de eerste 2 genoemde ongunstige effecten dient zowel rekening te worden gehouden tijdens of direct na aanleg, als daarna. Een latere ophoging direct naast een paalmatrassysteem zou eveneens desastreuze gevolgen kunnen hebben. In de praktijk leidt deze ongewenste invloed tot beperkingen aan het toekomstige gebruik van de ruimte direct grenzend aan een paalmatrasconstructie.

Indien de dikte van de paalmatras inclusief wegconstructie relatief groot is (geschat meer dan circa 3 m) en/of bij steile taluds dient tevens rekening te worden gehouden met horizontale verplaatsingen van de randpalen, die het gevolg zijn van additionele rek van het geotextiel in de richting loodrecht op de as van de weg (zie figuur 3-10). Deze additionele rek wordt veroorzaakt door schuifvervorming in het bovengelegen grondmassief. De grootte van de deformaties en de krachtswerking in de palen kan met een EEM model worden berekend.



Figuur 3-10 Paalmomenten door horizontale vervorming matras

Bij de toets op het buigend moment in de paal dient rekening te worden gehouden met de axiale kracht in de paal en met het 2^e orde effect.. Deze is mede afhankelijk van het systeem. Bij een zettingreducerend systeem is de axiale paalkracht kleiner dan de totale belasting waardoor ook het opneembaar buigend moment kleiner is.

3.8.4 Constructieve sterkte van de paalschacht en kopplaat

De constructieve sterkte van de paalschacht en kopplaat moet geverifieerd worden aan de hand van de materiaalgebonden normen. De rekenwaarde van de belasting mag de rekenwaarde van de sterkte niet overschrijden.

3.9 Bepaling draagkracht palen met proefbelastingen

3.9.1 Inleiding

De redenen om proefbelastingen op de palen onder een paalmatrassysteem uit te voeren kunnen verschillend zijn:

Geregeld is sprake van toepassing van nieuwe paaltypen, waarvoor nog geen ontwerpregel is opgesteld. Conform NEN6745-1 dienen voor een nieuw paalttype op verschillende locaties in Nederland proefbelastingen te worden uitgevoerd, alvorens de gevonden ontwerpparameters voor geheel Nederland van toepassing mogen worden verklaard. Hierbij dient tevens bedacht te worden dat de uitvoeringswijze van de paalsystemen voor sommige projecten wordt gewijzigd, waardoor in feite sprake kan zijn van een nieuw paalsysteem.

Hiernaast geldt tevens dat de vervormingseisen die worden gesteld aan een paalmatrassysteem meestal van een andere orde zijn dan vervormingseisen (zie tabel 2-1), gesteld aan andere op palen gefundeerde constructies. Om die reden kan het economisch zijn proefbelastingen uit te voeren, rekening houdend met een afwijkende vervormingseis.

Tenslotte moet worden gesteld dat de gerealiseerde draagkracht en last-vervormingsdiagram van de palen sterk uitvoeringsgevoelig is. Bij eerdere projecten is het uitvoeren van proeven ter controle zinvol gebleken.

Samengevat zijn er de volgende 3 redenen om proefbelastingen te doen:

1. Voor het betreffende paalsysteem is nog geen ontwerpregel beschikbaar.
2. De beschikbare ontwerpregel is gebaseerd op een strengere vervormingseis.
3. Er is behoefte aan controle of de geïnstalleerde palen voldoen aan de gestelde eisen.

Proefbelastingen op palen, bedoeld voor het funderen van kunstwerken of gebouwen kunnen worden uitgevoerd en geïnterpreteerd conform NEN6745-1. Voor aardebanen zijn over het algemeen grotere vervormingen toegestaan dan voor op palen gefundeerde kunstwerken en gebouwen zoals woningen. Daarom zijn de eisen die NEN6745-1 (en NEN6743-1) aan de palen stellen in principe conservatief en daarmee oneconomisch. In deze publicatie worden aanbevelingen gedaan voor aanpassingen aan de proefprotocollen die daarmee rekening houden.

3.9.2 Proefbelastingprotocol palen

In deze paragraaf wordt een voorstel gedaan voor het uitvoeren van twee soorten proeven:

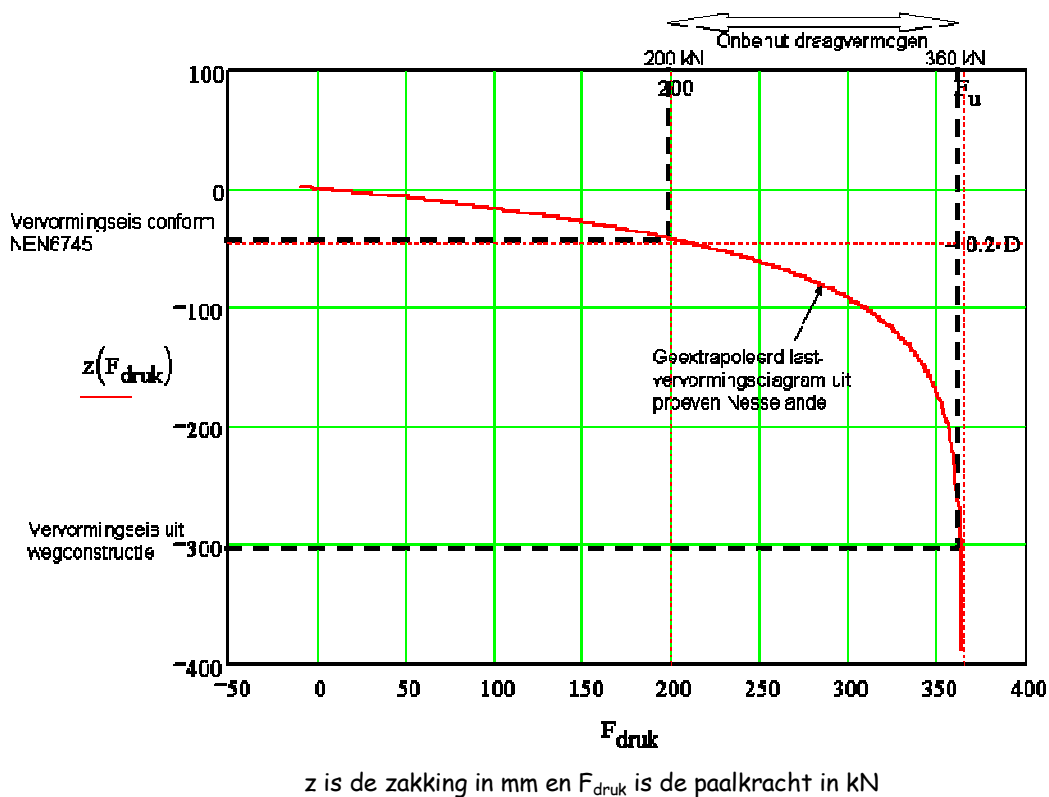
- proeven ten behoeve van het bepalen van de ontwerpparameters (langeduurproef)
- proeven ten behoeve van het toetsen van het ontwerp (korteduurproef).

Tevens wordt in dit hoofdstuk een voorstel gedaan voor de randvoorwaarden die gelden bij deze proeven, gelet op de minder strenge vervormingseisen die in het algemeen gelden voor aardebanen.

3.9.3 Aangepast bezwijkcriterium

In NEN6745-1 wordt als bezwijkcriterium voor palen een vervorming aangehouden van 20% van de diameter. Ook wordt een paal als bezwiken beschouwd indien na 4 uur de zakkingsnelheid $\Delta w/\Delta t > 0,1$ mm per 20 min is. Hierin is Δw de zakking van de paalkop en Δt de tijd waarin die zakking is opgetreden.

Voor de relatief slanke palen die veelal gebruikt worden voor aardebanen op palen is het eerstgenoemde criterium relatief streng, zowel vanwege de geringe diameter van de palen als vanwege de in het algemeen soepele vervormingseisen vanuit de bovengelegen constructie. In figuur 3-11, gebaseerd op proefbelastingen op AuGeopalen $\varnothing 180$ mm te Nesselande [63], blijkt de marge tussen de bezwijkbelasting conform NEN 6745-1 (200 kN) en de belasting waarbij een doorgaande verplaatsing optreedt (360 kN) groot.



Figuur 3-11 Voorbeeld proefbelastingen op AuGeopalen

De vervorming, gemeten aan de paalkop bedraagt bij de genoemde belasting van 200 kN slechts 36 mm. Voor een normale op palen gefundeerde betonconstructie is een hogere paalbelasting doorgaans niet mogelijk omdat dan de vervorming te groot wordt. Bij een paalmatrasconstructie mag de belasting wel echter wel hoger zijn omdat er minder strenge eisen aan de vervorming gesteld worden.

De werkelijke bezwijkbelasting van de paal, gebaseerd op extrapolatie met de methode Van der Veen ligt rond 360 kN. Geconcludeerd kan worden dat in dit geval de palen veel verder hadden kunnen worden uitgenut, ervan uitgaande dat een paalkopverplaatsing van 300 mm acceptabel zou zijn.

Voorgesteld wordt het afbreekcriterium voor de proefbelasting van 0,2D voor de vervorming niet te hanteren, maar uit te gaan van de werkelijke bezwijkbelasting. Voorwaarde is dat tijdens de proefbelastingen het werkelijke last-vervormingsdiagram van de paal wordt vastgesteld. Dit dient te worden gebruikt om in het ontwerp de te verwachten deformatie van de constructie vast te stellen.

De te hanteren eis met betrekking tot paaldeformatie moet gekoppeld worden aan de geldende restzettingseis die van toepassing is voor de aan te leggen aardebaan. Zoals vermeld in 2.2 wordt als veilige benadering voorgesteld uit te gaan van een verdeling waarbij de matras de helft van de vervormingsruimte gebruikt en de paal de andere helft (zie ook eerste alinea van 3.5).

De uit te voeren toetsing op deformatie heeft betrekking op de bruikbaarheid (BGT). In de UGT dient te worden getoetst of ten gevolge van de optredende deformatieverschillen de matras zou kunnen scheuren.

Bij het uitvoeren van proefbelastingen ter controle, dienen eveneens eisen gesteld te worden aan de deformatie van de paal onder ontwerpbelasting.

Voorbeeld

In een voorbeeld waarbij de zettingseis binnen de referentieperiode 300 mm bedraagt, geldt dan voor de paalkop een deformatie-eis van 150 mm.

Uit bovenstaande volgt dat de palen gedimensioneerd kunnen worden op de representatieve belasting waarbij de toegestane vervorming optreedt. Bij het voorbeeld van figuur 3-11 vinden we dan een verwachtingswaarde voor de draagkracht van 340 kN. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat er sprake is van een stijve bovenconstructie met voldoende herverdelingscapaciteit. Er is dus sprake van een BGT-situatie (grenswaarde aan vervorming).

De controle op materiaaltechnisch bezwijken van de palen dient wel in de UGT plaats te vinden.

3.9.4 Langeduurproeven

Met behulp van een langeduurproef (krachtgestuurde proefbelasting klasse A) kunnen de ontwerpparameters van de palen bepaald worden. Hierbij wordt het afbreekcriterium voor de grootte van de deformatie van 0,2D niet gehanteerd, maar worden uitsluitend de overige in NEN6745-1 genoemde afbreekcriteria gehanteerd:

- doorgaande verplaatsing met een constante verplaatsingssnelheid bij gelijkblijvende belasting
- $\Delta w/\Delta t > 0,1$ mm per 20 min

Op basis van de proef wordt zowel de bezwijkbelasting van de proef vastgesteld op basis van de genoemde criteria, als het last-vervormingsdiagram van de paalkop.

3.9.5 Korteduurproeven

Met behulp van een korteduurproef (vervorminggestuurde proefbelasting klasse C, NEN6745-1) kan het ontwerp getoetst worden. Hierbij is van belang dat zowel aan de maximale belasting als aan de maximaal toelaatbare vervorming een criterium wordt gesteld.

- De maximale belasting bedraagt de rekenwaarde van de belasting in de UGT
- De maximale vervorming is de maximale paalkopzakking die in de BGT wordt geaccepteerd

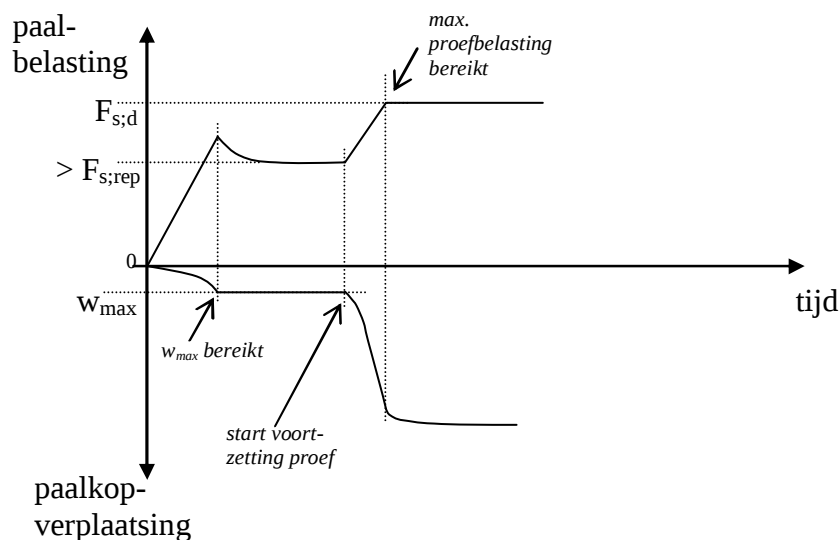
Hierbij kan het bezwijkcriterium zoals weergegeven in 2.2 toegepast worden. Hierbij kan het volgende stappenplan worden aangehouden (zie ook figuur 3-12).

Toets op vervorming:

- De paal dient belast te worden tot de maximaal toelaatbare paalkopzakking ($w_{\max}$) in de BGT is bereikt. Indien deze is bereikt, dient de vervorming constant te worden gehouden, door de oliedrukcilinder af te sluiten. Ten gevolge van relaxatie zal de belasting teruglopen. De uiteindelijke belasting die overblijft is de maximale draagkracht bij de betreffende vervorming. Aangetoond dient te worden dat deze draagkracht hoger is dan de rekenwaarde voor de paalkopbelasting in de BGT ($F_{s;rep}$). Indien de gevonden belasting bij deze vervorming hoger is dan de rekenwaarde in de UGT kan de proef beëindigd worden. Indien dit niet het geval is wordt de proef voortgezet teneinde de draagkracht te toetsen.

Toets op draagkracht:

- Vervolgens dient de belasting verder te worden opgevoerd tot de rekenwaarde in de UGT ($F_{s;d}$). Zodra deze waarde is bereikt dient te worden aangetoond dat de paal niet bezwijkt. Indien de maximale kracht wordt bereikt voordat de maximale vervorming wordt bereikt, dan geldt dat de kracht constant gehouden dient te worden zodat na de proef door middel van extrapolatie berekend kan worden bij welke kracht de toegestane vervorming wordt bereikt.



Figuur 3-12 Verloop korteduurproef

Van belang bij de bepaling van de belastingen is dat bij de proef de te verwachten negatieve kleeft niet als belasting zal optreden. Dit betekent dat de optredende negatieve kleeft (zie 3.6) als extra belasting op de paalkop moet worden gezet. Daarbovenop geldt dat het draagvermogen moet worden verminderd met de volledige negatieve kleeft, omdat de wrijving in de holocene lagen tijdens de proef extra draagvermogen levert.

3.9.6 Aantal proefbelastingen

Voor de bepaling van de ontwerpparameters van de paal, dienen ten minste 3 langeduur proeven (krachtgestuurde proefbelasting klasse A, NEN6745-1) te worden uitgevoerd. Voor grotere werken is het aanbevelenswaardig dit aantal uit te breiden, zodat gebruik kan worden gemaakt van gunstiger waarden voor α_s en α_p .

Voor de toetsing wordt geadviseerd uit te gaan van korteduur proeven (vervorminggestuurde proefbelasting klasse C, NEN6745-1) op 1% van het totaal aantal palen, met een minimum van 3.

3.10 Samenvatting van ontwerpregels voor palen

- Bij het ontwerp van de palen wordt onderscheid gemaakt tussen een zettingsvrij en een zettingsreducerend ontwerp. Bij deze laatste worden zettingen toegelaten die in overeenstemming zijn met gangbare zettingseisen voor wegconstructies.
- De draagkracht van de paalfundering moet voor zettingsvrije systemen bepaald worden volgens NEN 6740 en NEN 6743-1, waarin ook is toegestaan dat de draagkracht van de palen op basis van proefbelastingen wordt bepaald.

- Voor een zettingsreducerend ontwerp moet de draagkracht van de paalfundering worden bepaald volgens de aanwijzingen in dit hoofdstuk, samengevat in tabel 3-6.
- Een zettingsreducerende constructie kan over het algemeen als een stijf bouwwerk worden beschouwd waarbij het falen van één van de palen niet leidt tot een ongewenste situatie. Voor de bepaling van ξ kan dan worden uitgegaan van de waarden voor een stijf bouwwerk.
- Praktisch gezien zal de volledige negatieve kleeft alleen in rekening hoeven te worden gebracht indien gekozen is voor een zettingsvrij ontwerp. Voor een zettingsreducerend ontwerp kan voor de negatieve kleeft een interactieberekening worden gemaakt, zie 3.6.2, hetgeen in een lagere waarde voor de negatieve kleeft kan resulteren.
- Gekozen is om de *constructieve* sterkte van de palen zo te ontwerpen dat de totale belasting te allen tijde gedragen kan worden door de paalfundering. De reden hiervoor is dat internationaal nog weinig /geen draagkracht wordt toegekend aan de grond tussen de palen. Tussen de onderzijde van het paalmatras en het oorspronkelijke maaiveld (of werkvloer) kan een luchtspleet ontstaan. Voor een zettingreducerende constructie met palen op stuit mogen voor deze belastingscombinatie wel aangepaste belastingsfactoren worden toegepast. In de volgende tabel is een overzicht gegeven van de verhouding tussen de representatieve draagkracht van de paalfundering en de representatieve belasting. Bij kleeftpalen moet de constructieve sterkte groter zijn dan de bovengrens van de geotechnische draagkracht. Vanwege de onzekerheid hierin, wordt vaak eenvoudigweg de totale belasting als bovengrens genomen.

Tabel 3-6 Samenvatting veiligheidsfactoren UGT-berekening

Type constructie		Draagkracht		Belasting ¹⁾		$F_{r;paal;rep} / F_{s;rep}$
		ξ	$\gamma_{m;b4}$	$\gamma_{f;g}$	$\gamma_{f;q}$	
op palen gefundeerd bouwwerk		0,72 à 0,91	1,2	1,2	1,3	1,58 à 2,00
paalmatras	zettingsvrij	0,80 à 0,91	1,2	1,2	1,3	1,58 à 1,80
	zettingreducerend ³⁾	0,91	1,2 ²⁾	1,0 à 1,2 ⁴⁾	1,0 à 1,3 ⁴⁾	1,31 à 1,58

¹⁾ veiligheidsklasse 2

²⁾ afhankelijk van de eisen aan de zetting, kan eventueel een lagere waarde worden aangehouden

³⁾ ondergrond draagt een deel van de belasting; factoren gelden alleen voor palen op stuit

⁴⁾ afhankelijk van belastinggeval A of B, zie 3.3.1.

4 EISEN AAN DE GEWAPENDE MATRAS

4.1 Inleiding

Een gewapende matras bestaat uit één of meer wapeningslagen, meestal van geokunststof, en een ophoogmateriaal, zoals puingranulaat. De gewapende matras heeft als belangrijkste functie het overbrengen van het grootste deel van de verticale belasting uit de bovenbouw op de palen en het opvangen van horizontale spreidingsspanningen in de aardebaan. De matras moet deze functie gedurende de gehele gebruiksduur vervullen zonder dat onaanvaardbare vervormingen ontstaan. De matras kan zijn functie alleen vervullen als het ophoogmateriaal op z'n plaats blijft en het bovenpakket niet kan uitspoelen door het ophoogmateriaal (zie figuur 1-1). Hieruit voortvloeiende eisen aan de matras zijn:

- eisen aan de dikte van de matras
- eisen aan de sterkte van de wapening en het ophoogmateriaal, inclusief eisen aan de verankering van de wapening
- eisen aan de stijfheid en het kruipgedrag van de wapening zodat de rek binnen aanvaardbare grenzen blijft
- eisen aan de chemische en mechanische interactie tussen wapening en ophoogmateriaal
- eisen aan het drainerend vermogen van het ophoogmateriaal
- eisen aan de filterwerking van de matras
- eisen aan de levensduur van de matras.

Aan de randen van de matras kunnen aanvullende eisen gelden in verband met de stabiliteit van de randen.

Daarnaast worden eisen gesteld verband houdende met de uitvoering:

- eisen aan de aanbrengmogelijkheden en de verdichtbaarheid van het ophoogmateriaal
- eisen aan de verwerkbaarheid van de wapening.

4.2 De benodigde dikte van de matras

Volgens de Britse Norm BS 8006 voor granulaatmatrassen moet de aardebaandikte H minimaal gelijk zijn aan $0,7 \times$ de dagmaat tussen de paalkoppen. CUR-rapport 2002-7 geeft zelfs de voorkeur aan een dikte van minimaal $1,0$ de dagmaat. Hierbij wordt uitgegaan van een grofkorrelig materiaal van goede kwaliteit met $\phi' \geq 35^\circ$.

In 6.9.3 van de Duitse EGBEO staat: $H \geq 0,7 \times$ de hart-op-hart-afstand van de palen. Deze regel is dus strenger dan die van de Britse norm en kan overeen komen met CUR 2002-7.

De RWS-DWW Handleiding *Wegenbouw – Ontwerp Onderbouw* (2004) [18] geeft geen suggesties voor een minimale aardebaandikte in verband met 'doorponsen'. Wel suggereert deze handleiding op blz 214 een minimale dikte van de aardebaan om:

- a. een volledige boogwerking mogelijk te maken in een aardebaan zonder wapening (3 à 4 keer de paalafstand)
- b. een volledige boogwerking mogelijk te maken in een aardebaan met meerdere lagen wapening met daartussen grofkorrelig ophoogmateriaal (1 à $1,5$ keer de paalafstand). Hierbij is geen scherpe definitie gegeven van de 'paalafstand'. Bovendien beschouwen wij een systeem waarbij de matras wordt gewapend met één of meer lagen wapening onderin de matras.

4.3 Sterkte en stijfheid wapening

De krachtsoverdracht en de berekeningsmethoden zijn in hoofdstuk 6 beschreven. De eisen aan de sterkte en de stijfheid van de wapening zijn afhankelijk van:

- de grootte van de verticale belasting, dat wil zeggen van de totale dikte van de bovenbouw en de grootte van de veranderlijke belasting (verkeersbelasting)
- de hart-op-hart afstand en het stramien (vierkant of driehoek) van de palen die de matras ondersteunen, in samenhang met de afmetingen van de paalkoppen
- de opbouw van de matras (dikte en aantal wapeningslagen)
- de spreidingskrachten in de matras
- het talud van de ophoging
- de eigenschappen van het ophoogmateriaal.

Daarnaast wordt vermeld, dat voor de berekening van de krachtswerking in de wapening verschillende modellen bestaan, die nogal uiteenlopende resultaten geven. In hoofdstuk 5 wordt hier nader op ingegaan.

Pas nadat de wapening enige rek heeft ondergaan zal de overdracht van de belasting op de palen tot stand komen. Om de vervorming van de matras te beperken, worden eisen gesteld aan de rek die de wapening ondergaat. Dit betreft de directe rek en de kruipvervorming, aangezien anders de vervormingen tijdens de gebruiksduur teveel toenemen. Er worden daarom de volgende grenzen gesteld:

- de rek in de wapening bij de optredende kracht, bijvoorbeeld $\varepsilon \leq 6 \%$ (BGT, volgens BS 8006 [22]). Bij lage ophogingen kan een strengere eis nodig zijn om ongelijkmatige vervormingen aan de bovenzijde te voorkomen. In de praktijk wordt nogal eens gewerkt met een maximale rek van 3 à 4 % hetgeen meestal haalbaar is binnen de Duitse en Britse ontwerpregels;
- de kruip van de wapening gedurende de gebruiksduur, bijvoorbeeld $\varepsilon \leq 2 \%$ (BS 8006).

Om ervoor te zorgen dat de matras in dwarsrichting voldoende stabiel is, kan het nodig zijn in dwarsrichting extra wapening aan te brengen of wapening met een hogere sterkte dan in de langrichting. De benodigde sterkte in dwarsrichting is afhankelijk van de hoogte van de aardebaan. Bij brede aardebanen is in het midden geen extra sterkte in dwarsrichting nodig.

Voor de verankering van de wapening wordt een bepaalde omslaglengte voorgeschreven, afhankelijk van de dikte van de ophoging.

4.4 Overige eigenschappen ophoogmateriaal en wapening

Voor een goede krachtswerking van de gewapende matras moet het ophoogmateriaal goede wrijvingseigenschappen bezitten. Met andere woorden, het ophoogmateriaal moet een hoge hoek van inwendige wrijving φ' hebben.

Voor een robuuste constructie, waarvan de boogwerking gewaarborgd is onder statische en dynamische belasting, is grofkorrelig materiaal zoals puingranulaat geschikt. Het materiaal moet bestand zijn tegen de piekspanningen die boven de paalkoppen kunnen optreden. Bedacht moet worden, dat fijnkorrelig materiaal gevoelig kan zijn voor uitspoeling en verstoring van de interactie met de geogrid wapening bij dynamische belastingen.

Onbekend is, of zand een geschikt materiaal is voor een gewapende matrasconstructie. Nader onderzoek hieromtrent is nodig alvorens dit toegepast kan worden.

Een goede interactie tussen wapening en ophoogmateriaal stelt zowel eisen aan het ophoogmateriaal als aan de wapening. Bij gebruik van geogrids moet de korrelverdeling van het ophoogmateriaal afgestemd worden op de maaswijdte van de geogrids. Een beproefde combinatie is grof ophoogmateriaal (bijvoorbeeld puingranulaat) met geogrids.

De eigenschappen van het ophoogmateriaal moeten voorkomen dat in de matras opbouw van wateroverspanning kan ontstaan aangezien dit nadelig is voor de krachtsoverdracht en de interactie met de wapening. De vulling dient derhalve te bestaan uit drainerend materiaal.

Het ophoogmateriaal mag hydraulische binding vertonen, doch dit mag niet leiden tot een bros, monoliet geheel, met een lage sterkte. Vanwege verschillen in belasting en deformatie is enige plastische vervorming noodzakelijk voor een goede krachtswerking van de matras. Ook krimp mag niet leiden tot scheurvorming in de matras.

Voorschriften en richtlijnen

BS 8006 adviseert een korrelverdeling 0-40 mm tot 0-90 mm (met een opgegeven korrelverdeling). Het betreft in dit geval grind, gebroken gesteente, betongranulaat, mijnsteen. Overige eisen zijn opgenomen in de zogenoemde *Specifications for Highway Works*.

De Duitse Richtlijn EBGeo (*Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen* [24]) schrijft voor dat het materiaal een hoek van inwendige wrijving (φ') van ten minste 30° moet hebben.

CUR 2002-7 geeft de voorkeur aan een grofkorrelig materiaal van goede kwaliteit met $\varphi'_{\text{rep}} \geq 35^\circ$. Na verdichting bedraagt de φ'_{piek} ten minste 45° . De aanbevolen korrelafmeting bedraagt 0-40 mm tot 0-75 mm. CUR 2002-7 stelt de volgende specifieke eisen aan de geokunststof wapening en het ophoogmateriaal:

- de rekenregels volgens Bush-Jenner (zoals beschreven in CUR 2002-7) zijn gebaseerd op proeven met een bepaald type geogrid en daardoor niet zonder meer toepasbaar voor andere typen geogrids dan die met een hoekige ribvorm en stijve knooppunten
- het materiaal mag geen scherpe delen bevatten die de geokunststof wapening kunnen beschadigen
- uit het materiaal mogen geen stoffen vrijkomen (Ca(OH)_2 , zuren, basen, aardolie derivaten), ook niet op de lange duur, die de geokunststof wapening kunnen aantasten; met name bij het gebruik van secundaire bouwmaterialen moet dit aspect onderzocht worden
- eisen in verband met de uitvoering, zie 6.3.

Het bepalen van de φ' -waarde van menggranulaat is gecompliceerd. Als het menggranulaat wordt aangebracht onder RAW voorwaarden (hoofdstuk 28, Standaard RAW Bepalingen [20]) kan op basis van onderzoek worden uitgegaan van $\varphi'_{\text{rep}} = 40^\circ$. Dit wordt beschouwd als een conservatieve waarde.

Wanneer het materiaal onder de grondwaterspiegel wordt toegepast is alleen een categorie 1 bouwstof (of schoon materiaal) geschikt. Een categorie 2 bouwstof mag alleen worden toegepast op meer dan 0,5 m boven de gemiddeld hoogste grondwaterstand en onder IBC-maatregelen (isoleren, beheren, controleren). Dit betekent dat een afdichting in de vorm van een folie noodzakelijk is.

4.5 Levensduur matras

De levensduur van de matras wordt in hoofdzaak bepaald door de levensduur van de geokunststof wapening. Het ophoogmateriaal zelf heeft een 'onbeperkte' levensduur.

Bij geokunststof wapening moet rekening worden gehouden met kruip waardoor de breuksterkte afneemt bij toename van de belastingsduur. In het ontwerp moet met beide aspecten rekening worden gehouden. Dit houdt in dat de wapening aan het eind van de gebruiksduur nog voldoende sterkte heeft en dat de kruipvervorming beperkt is.

De eigenschappen van geokunststof wapening kunnen nadelig worden beïnvloed door bepaalde milieuomstandigheden. Als deze omstandigheden bekend zijn, kan hiermee in het ontwerp rekening worden gehouden.

4.6 Eisen in verband met uitvoeringsaspecten van de matras

Het ophoogmateriaal moet zodanige eigenschappen hebben dat het goed kan worden aangebracht en verdicht. In de praktijk betekent dit dat het bestaat uit (grof)korrelig materiaal. In 6.3 wordt hier nader op ingegaan.

Geokunststof wapening wordt op een rol van een bepaalde breedte geleverd. Ter plaatse van overgangen tussen de verschillende banen wordt een zekere overlap toegepast. Deze overlap moet boven de paalkoppen liggen en niet in het veld tussen de paalkoppen. Bij de detaillering van het ontwerp dient rekening te worden gehouden met deze afmetingen.

4.7 Samenvatting eisen aan matras

De in de vorige paragrafen genoemde eisen zijn in onderstaande tabel samengevat.

Tabel 4-1 Samenvatting eisen aan matras

Onderdeel	Eisen	Parameter
algemeen	krachtsoverdracht	matrasdikte
wapening	sterkte (aan eind gebruiksduur)	treksterkte
	stijfheid (beperking rek ϵ)	isochronen (kracht-rekkrommen met invloed belastingsduur)
	beperking kruipvervorming (ϵ_{kruip})	
	interactie met ophoogmateriaal	bij gebruik van een geogrid, maaswijdte geogrid in relatie tot korrelverdeling ophoogmateriaal
	milieubestendigheid	chemische samenstelling van het ophoogmateriaal
	verankering	omslaglengte
ophoogmateriaal	sterkte	– hoek van inwendige wrijving ϕ' – hoge verbrijzelingssterkte
	interactie met wapening	– korrelverdeling ophoogmateriaal in relatie tot maaswijdte geogrid – hoekigheid ophoogmateriaal
	drainerend vermogen	korrelverdeling ophoogmateriaal
	taaiheid / brosheid	bepaalde hydraulische binding
	spredbaarheid / verdichtbaarheid	korrelverdeling ophoogmateriaal, haalbaar percentage proctordichtheid

5 ONTWERPBEREKENING GEWAPENDE MATRAS

5.1 Inleiding

De ontwerpprocedure van een gewapende matras is beschreven in tabel 1-1. Meestal wordt eerst een analytische berekening gemaakt en later een berekening volgens de eindige elementenmethode, zoals bijvoorbeeld Plaxis.

Voor de analytische berekening is internationaal een aantal ontwerpmodellen beschikbaar. Dit hoofdstuk geeft een eerste inventarisatie daarvan inclusief aandachtspunten respectievelijk keuzes. Niet altijd is duidelijk hoe hiermee moet worden omgegaan, zodat nader onderzoek nodig is.

Het is de bedoeling in het vervolgrapport (*Ontwerprichtlijn paalmatrassystemen*) specifiek in te gaan op het rekenkundig ontwerp van het paalmatrassysteem.

De matras en de palen moeten voor zowel de constructiefase als de gebruiksfase worden doorgerekend. Dit hoofdstuk richt zich op het derde punt van het ontwerpschema van tabel 1-1: het ontwerp van de matraswapening.

Zowel de Duitse als de Britse norm berekenen de benodigde sterkte van de wapening in de lengterichting van de weg op basis van de verticale belasting. In de dwarsrichting van de weg wordt op dezelfde wijze gerekend, behalve dat er een extra krachtaandeel bij wordt geteld, ten gevolge van de spreidingskracht van de ophoging.

De Duitse norm brengt deze extra trekkracht alleen langs de randen van de aardebaan in rekening, in tegenstelling tot de Britse norm, die deze extra trekkracht over de volle breedte in rekening brengt. De Duitse aanpak lijkt het meest plausibel.

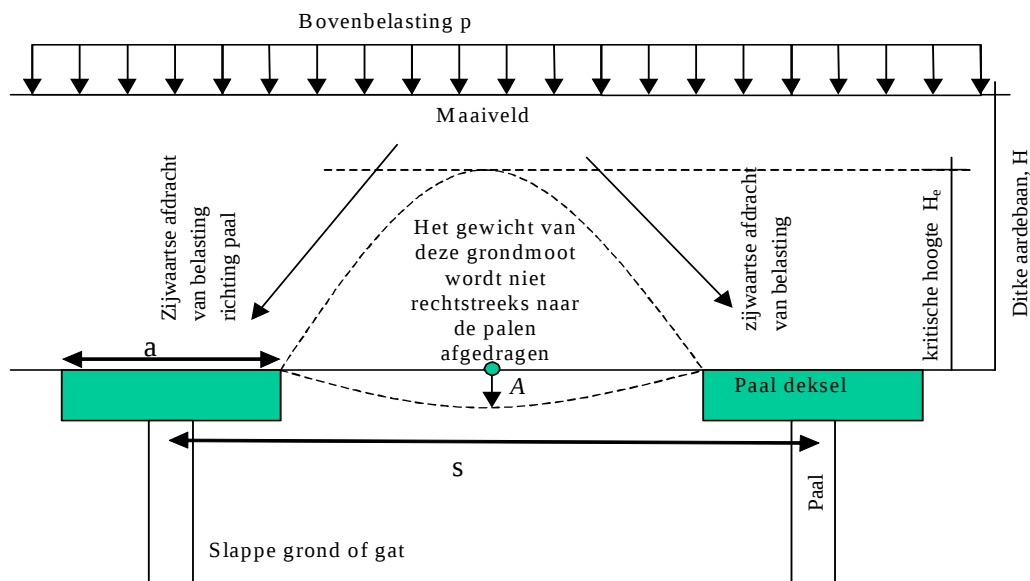
Uit Plaxisberekeningen is overigens gebleken, dat de trekkracht in het midden onder de ophoging het grootst is en naar de randen toe afneemt. Dit zou dan in tegenspraak zijn met de Duitse aanpak.

5.2 Verticale belasting in een aardebaan op palen: boogwerking

De klassieke grondmechanica veronderstelt dat het eigen gewicht van grond, en de bovenbelasting op de grond recht naar beneden wordt afgedragen. In bijvoorbeeld punt A van figuur 5-1 zou de verticale spanning gelijk moet zijn aan $(H \cdot \gamma + p)$.

Boogwerking is het verschijnsel waarbij belasting zijwaarts wordt afgevoerd naar stijve constructiedelen. Met andere woorden: als de verticale spanning in punt A lager wordt dan $(H \cdot \gamma + p)$, dan treedt boogwerking op.

De meeste theorieën veronderstellen dat het gewicht van de grond (en de bovenbelasting p) boven de kritische hoogte H_e volledig wordt afgedragen naar de palen. Het gewicht van de grondwig onder de 'boog' moet worden gedragen door de slappe grond eronder, of het gewicht zou naar de palen moeten worden overgedragen door trekspanningen in de wapening onderin de aardebaan, dus bijvoorbeeld door een geokunststof.



Figuur 5-1 Boogwerking: de verticale spanning in punt A is kleiner dan $(\gamma \cdot H + p)$

De werking van wapening bij boogwerking

Door de flexibiliteit van de geokunststof wapening kan zijwaartse afdracht door boogwerking plaats vinden.

In het extreme geval, dat de wapening perfect-slap (of afwezig) is, zal de aardebaan tussen de palen willen zakken. Deze beweging omlaag wordt tegengehouden door de schuifweerstand die wordt geleverd door het deel van de aardebaan boven de palen. Deze schuifweerstand reduceert de belasting op de geokunststof wapening, maar vergroot de belasting op de paaldeksels. Dit is de boogwerking.

In het andere extreme geval dat de wapening van geokunststof perfect-stijf is, vinden we geen zettingsverschillen in bovenstaande figuur. In dit geval vinden we maximale trekspanning in de wapening, en geen relatieve verplaatsingen tussen wapening en grond. In dat geval kan het mechanisme van boogwerking in de aardebaan zich niet ontwikkelen.

In de normen wordt in het algemeen gewerkt met een eis voor de maximale rek in de geokunststof wapening. Ligt die eis hoog (geringe rek toegestaan), dan betekent dat dus dat er een relatief stijve wapening moet worden gekozen. De consequentie is, dat er hogere trekspanningen zullen moeten worden opgenomen door de wapening.

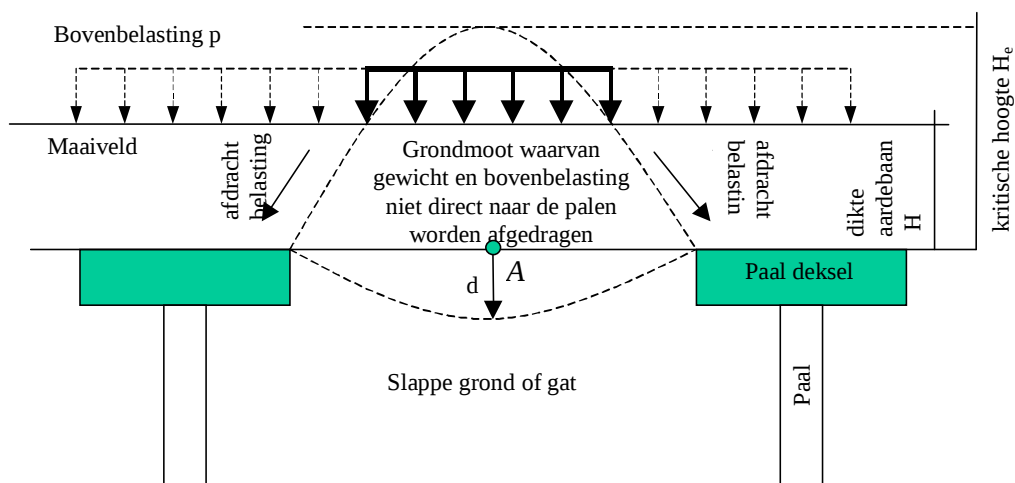
Een enkele laag van geokunststof werkt als een membraam onder trekspanning, terwijl bijvoorbeeld Gangakhedkar (2004) [36] veronderstelt dat enkele lagen geokunststof, met daartussen enkele centimeters aardebaanmateriaal, de omliggende grond meer zal laten 'interlocken', zodat de constructie zich meer zal gedragen als een stijve balk of een plaat.

Onvolledige of volledige boogwerking, werkt de bovenbelasting op de wapening of niet?

Bij de modellen die berusten op het principe zoals getekend in figuur 5-1 zal de bovenbelasting niet in de wapening voelbaar zijn.

Uitgaande van deze denkrichting is het ook mogelijk dat de dikte van de aardebaan niet dik genoeg is om volledige boogwerking te ontwikkelen. figuur 5-2 laat deze situatie zien. In dit geval kan de spanning in punt A en dus in de wapening aanzienlijk groter worden dan in figuur 5-1, omdat een deel van de bovenbelasting nu rechtstreeks op punt A werkt:

- de constructiehoogte (H) is kleiner dan de kritische hoogte (H_e)
- een deel van de bovenbelasting p wordt niet direct afgedragen naar de palen
- daardoor kan de verplaatsing van punt A groter zijn dan bij figuur 5-1



Figuur 5-2 Onvolledige boogwerking

De nieuwste modellen (zoals de 'nieuwe Duitse school' [24]) gaan ervan uit dat de bovenbelasting altijd enigszins voelbaar zal zijn in de wapening, ook bij een voldoende dikte aardebaan. Het onderscheid tussen volledige en onvolledige boogwerking is in deze modellen verdwenen.

5.3 Analytisch ontwerp van de matraswapening: verticale belasting

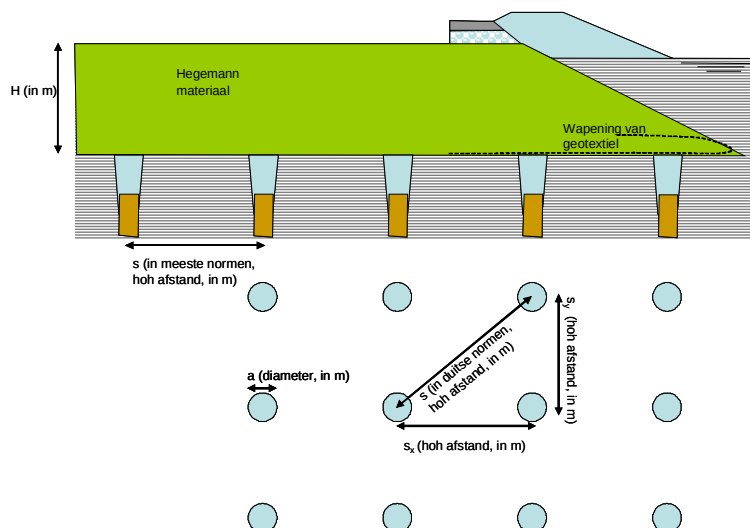
Er zijn meerdere werkwijzen voorhanden om de wapening in de paalmatrassysteem analytisch te ontwerpen. De toepassing van numerieke 2D en/of 3D analyse komt daarnaast steeds vaker voor. Voorzichtigheid daarbij is geboden, aangezien deze numerieke berekeningen de benodigde treksterkte in de geokunststof kunnen onderschatten.

Alleen Groot-Brittannië en Duitsland hebben officieel vastgestelde ontwerpnormen. De Britse norm wordt bekritiseerd. Deze kritiek gaat vooral over het uitrekenen van de trekkracht in de geokunststof wapening als gevolg van de verticale belasting (inconsistent)

en ten gevolge van horizontale belasting die ontstaat door de taludinstabiliteit (conservatief). Medio 2007 wordt een herziening van de Britse norm verwacht [42].

Duitsland (de groep van prof. Kempfert van de universiteit van Kessel, e.a.) heeft een andere theorie ontwikkeld. Deze 'nieuwe Duitse school' wordt beschreven in een Duitse richtlijn van juli 2004, die waarschijnlijk in 2007 officieel een standaard wordt in de EBGeo als hoofdstuk 6.9 [24]. In veel literatuur wordt nog gerefereerd naar de rekenmethode van Hewlet en Randolph et al [40], uit 1988, die later werd uitgebreid door oa. Kempfert (de 'oude Duitse school').

Dit hoofdstuk presenteert diverse analytische modellen (grofweg: de Guido-methode), de 'Scandinavische school' (Svanø, Rogbeck en Carlsson), een verbetering op het Rogbeck model (extended Rogbeck, GeoDelft, Van Eekelen, 2003), de 'oude Duitse school' (Hewlet, Randolph et al.), de 'nieuwe Duitse school' EBGeo 6.9 en de 'Britse school' (BS 8006).



Figuur 5-3 Verklaring symbolen a , s en H (voorbeeld Kyotoweg)

Alle rekenmodellen doorlopen de volgende stappen:

1. Bepalen welk deel van de verticale belasting van de aardebaan (en zijn bovenbelasting) rechtstreeks naar de palen wordt afgedragen, en welk deel dus moet worden opgevangen door de wapening.
2. Met de berekende belasting die op de wapening werkt kan een trekspanning in de wapening worden berekend (als een aanname wordt gedaan voor de doorbuiging van de wapening). Deze trekspanning is dus ten gevolge van de verticale belasting van de aardebaan.
3. De trekspanning die in de wapening ontstaat ten gevolge van taludinstabiliteit (*lateral spreading of the embankment*). Dus dit is de trekspanning in de wapening ten gevolge van de horizontale belasting die ontstaat door taludinstabiliteit.

Hoofdstuk 5.4 gaat in op punt 3. Een vergelijking van een aantal ontwerpregels voor bovenstaande punten 1 en 2 volgt hieronder. Het betreft:

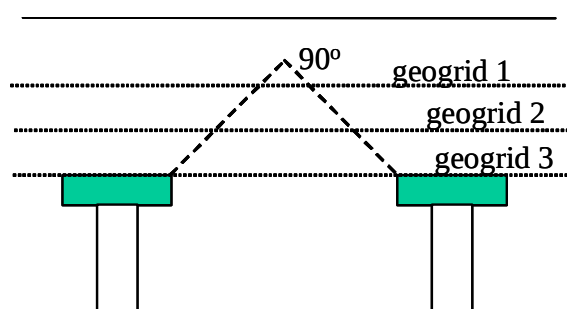
- Methode van Guido (Bush Jenner)
- Zweedse school: Carlsson (1987), Rogbeck (1998), Uitgebreid Rogbeck (Rogbeck uitgebreid met onvolledige boogwerking en bovenbelasting)
- Svanø (2000)
- BS 8006 (1995)
- McKelvey (1994)
- De 'oude Duitse school' Hewlett, Randolph et al. (1988 en later)
- De 'nieuwe Duitse school', (ontwikkeld vanaf 1995, waarschijnlijk opgenomen in de EBGeo in 2007).

5.3.1 Methode 'Guido', Guido, Bush, Jenner

De benadering van Bush & Jenner [43], die gebaseerd is op onderzoek van Guido (1987) [29], is een sterk vereenvoudigde benadering, bedoeld voor constructies met meerdere lagen geokunststof wapening, zie figuur 5-4. In CUR 2002-7 wordt de methode uitgebreid besproken, omdat deze is toegepast bij de verbreding van de N247 te Monnickendam (busbaan).

De oorspronkelijke publicatie van Guido heeft weinig te maken met de methode, die ook bekend staat onder de naam 'rekenmethode van Guido'. Daarbij zijn zij uitgegaan van de plaatdrukproeven van Guido zie CUR 2002-7 [5].

Bij de methode wordt aangenomen dat boogwerking optreedt onder een bovenhoek van 90° . De grondwig onder de boog worden gedragen door de diverse lagen geogrid. Iedere laag draagt het deel van de grondwig dat erop rust. Voor iedere wapeningslaag wordt het gewicht van het bijbehorende deel van de grondwig bepaald en gegeven de toelaatbare rek in het geogrid wordt de spanning in het geogrid bepaald.



Figuur 5-4 Ontwerpmodel volgens Bush-Jenner (Guido)

De vorm van de piramidevormige grondwig is altijd hetzelfde, onafhankelijk van het materiaal van de aardebaan. Voor fijn zand wordt dus hetzelfde resultaat verkregen als voor grof granulair materiaal. Dat is niet realistisch. De vorm van de grondwig is ook niet afhankelijk van de afstand tussen de paaldeksels.

CUR 2002-7 stelt de volgende kanttekeningen aan het gebruik van dit model:

- verdere validatie is gewenst

- er is uitgegaan van één type geogrid, proeven met meerdere typen geogrid zijn gewenst
- optimalisatie van de hoek van spreiding (45°) is gewenst.

CUR 2002-7 stelt dat naast een voorontwerp met een analytisch model een berekening met een eindig elementen model noodzakelijk is voor het detailontwerp.

Bush & Jenner gaan er impliciet van uit dat er altijd volledige boogwerking optreedt. Dit wordt aangenomen omdat de piramidevormige grondwig heel laag is. De hoogte van de grondwig is gelijk aan $0,5 \cdot (s-a)$ en de matrassen zullen dikker zijn dan $0,5 \cdot (s-a)$. De bovenbelasting wordt in dit geval van onvolledige boogwerking niet meegenomen bij de bepaling van de belasting op de geokunststof wapening. Dat is riskant.

5.3.2 Zweedse school: Carlsson, Rogbeck en uitgebreid Rogbeck

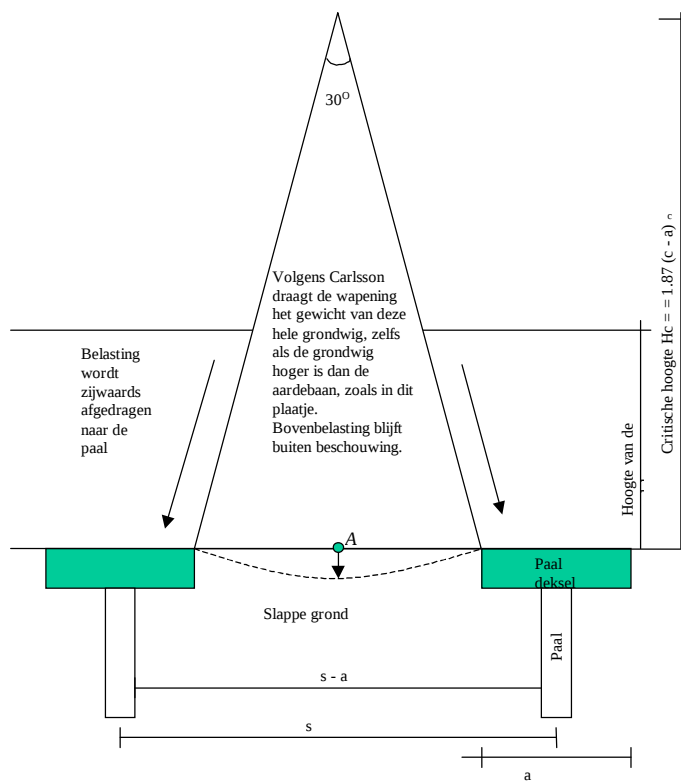
Figuur 5-5 toont de tweedimensionale benadering van Carlsson (1987) [30]. Hij gaat uit van een 2D grondwig tussen de paalkoppen. De grondwig met een bovenhoek van 30° moet worden gedragen door de wapening, zelfs als de grondwig hoger is dan de aardebaan. De bovenbelasting blijft buiten beschouwing. Carlsson maakt gebruik van het verticale gewicht van de grondwig en de kettingregel om de wapeningsspanning uit te rekenen.

Figuur 5-6 laat het verschil zien tussen een 2D en een 3D benadering. De verschillen tussen een 2D en een 3D benadering kunnen behoorlijk groot zijn (Kempton et al., 1998) [46]. In 3D berekeningen worden belangrijk grotere verplaatsingen onder in de aardebaan geconstateerd.

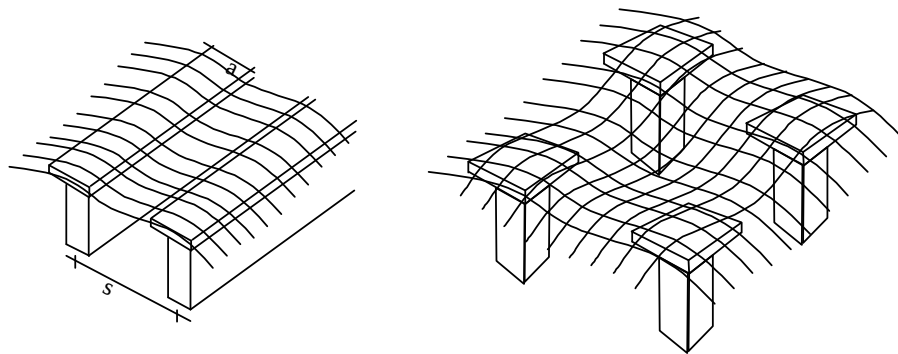
Rogbeck (1998) [55] breidde de methode van Carlsson uit met een 3D factor, waarmee de berekende wapeningsspanning vermenigvuldigd moet worden.

$$F_{3D,Rogbeck} = \frac{1 + \frac{c}{a}}{2} F_{2D,Carlsson} \quad (5.1)$$

waarin F_{3D} en F_{2D} de wapeningsspanningen zijn voor resp. 3D en 2D condities. Met de 3D factor van Rogbeck vinden we hogere wapeningsspanningen dan met de 2D methode van Carlsson.



Figuur 5-5 Boogwerking volgens Carlsson



Figuur 5-6 Vershil tussen 2D en 3D benadering

Beide methoden geven een eenvoudige benadering: ze gaan altijd uit van een piramidevormige boog, met een hoek van 75° met de horizontaal. Onafhankelijk van het materiaal waar de aardebaan uit bestaat. Dit is niet realistisch. De methode gaat uit van één laag geokunststof.

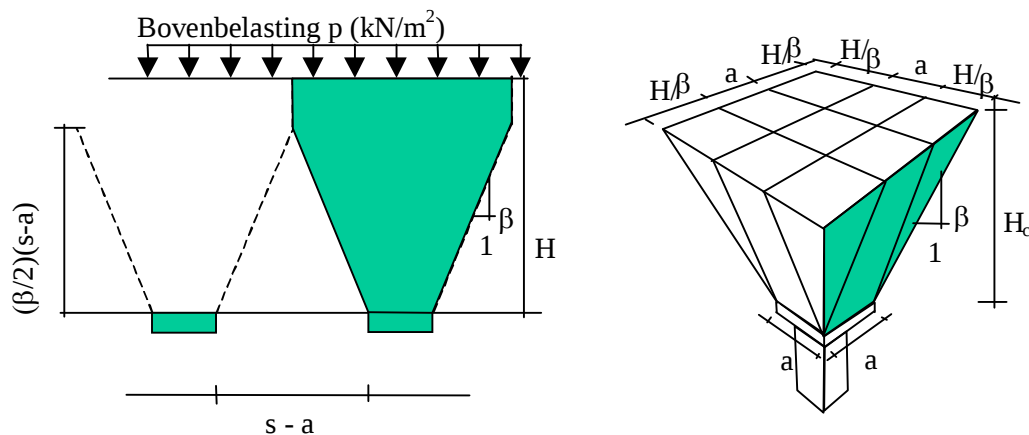
Zowel Carlsson als Rogbeck gaan uit van volledige boogwerking. Als echter de dikte van de aardebaan kleiner is dan de kritische hoogte van Carlsson, dan is er sprake van onvolledige boogwerking. Is er geen bovenbelasting, dan overschatten zowel Carlsson als Rogbeck de spanning in de wapening. Is er wel bovenbelasting, dan zal een gedeelte van

De methode van Rogbeck is daarom uitgebreid voor het geval van onvolledige boogwerking (Van Eekelen 2003). Hierbij wordt alleen gerekend met het daadwerkelijke gewicht van het bestaande gedeelte van de grondwig. Als er inderdaad onvolledige boogwerking optreedt, en er is bovenbelasting, dan wordt het gedeelte van de bovenbelasting dat op de grondwig werkt, meegenomen in de belasting (dat is het vette gedeelte van de bovenbelasting in figuur 5-7).

Diagram illustrating a pile foundation on soft ground (slappe grond of gat) with surcharge reinforcement. The diagram shows two piles connected by a pile cap (Paal dekse). The ground surface is reinforced with a bold part acting on reinforcement, creating a surcharge load p (kN/m²). The reinforcement is applied over a width s and a height a . The piles are spaced s apart. The ground surface is at a height H from the pile cap. The reinforcement is applied at a height $H \tan 15^\circ$ from the pile cap. The ground surface is labeled "maaiveld". The ground is labeled "slappe grond of gat". The piles are labeled "paal". The pile cap is labeled "Paal dekse". The diagram shows the load distribution and the resulting forces on the piles.

5.3.3 Svanø et al.

2007-2 Paalmatrasssystemen (2)



Figuur 5-8 Boogwerking met de methode van Svanø et al, 2000

5.3.4 British Standard BS8006

De Britse Standaard BS 8006 [21] is compleet, populair en wordt nogal eens als ontwerpnorm gehanteerd, ondanks het feit dat sommige zaken inadequaat zijn beschreven. Het rekenhart voor het ontwerp van de wapening ten gevolge van de verticale belasting is oorspronkelijk ontwikkeld door Jones et al. (1990) [44]. Medio 2007 is een update van BS 8006 te verwachten [42].

Er wordt uitgegaan van een semi-bolvormige boog, waarbij de vorm en dimensies onafhankelijk zijn van het materiaal van de aardebaan (niet realistisch). De trekspanning in de geokunststof wapening wordt (net als bij de andere methodes) berekend met de membraantheorie. De ondergrond wordt verondersteld niet mee te dragen. BS 8006 onderscheidt 3 categorieën, afhankelijk van de relatieve diktes van de aardebaan H :

- de dikte van de aardebaan is kleiner dan 70% van de ruimte tussen de palen ($H < 0,7 \cdot (s-a)$). Dit wordt niet toegestaan om lokale zettingsverschillen te voorkomen (doorponsen),
- onvollledige boogwerking: $0,7 \cdot (s-a) < H < 1,4 \cdot (s-a)$. Hierbij wordt de bovenbelasting meegenomen,
- volledige boogwerking: $H > 1,4 \cdot (s-a)$.

Waarbij s de afstand tussen de palen is en a de afmeting van de vierkante paalkop.

In de praktijk blijkt de bovenbelasting meestal niet meegenomen te worden, omdat een constructie in categorie c valt: $H > 1,4 \cdot (s-a)$. (Alexiew, 2004) [25].

Voor gevallen b en c zijn verschillende formules beschikbaar die het grondgewicht w_g dat op de wapening berekenen. Zodra er een bovenbelasting wordt meegenomen, geven beide formules een andere uitkomst voor $H = 1,4 \cdot (s-a)$. De berekende belasting op de wapening is dus niet continu bij toenemende H .

De methode BS 8006 is gebaseerd op 2D formules voor leidingen. De methode is uitgebreid met de derde dimensie.

BS8006 adviseert een minimale matrashoogte $H \geq 0,7 \cdot (s-a)$ om zettingsverschillen aan het wegoppervlak te voorkomen.

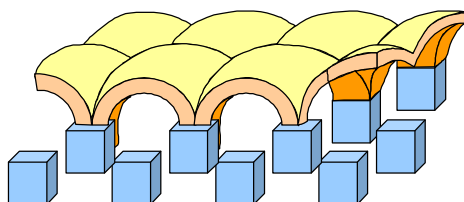
5.3.5 McKelvey

Alle rekenregels die tot nog toe zijn beschreven, gaan uit van een aanname voor de boogwerking in de grond: hoe ziet de boog er precies uit. Bij allen maakt het niet uit in wat voor soort aardebaanmateriaal de boogwerking moet plaatsvinden. McKelvey (1994) [52] en Hewlett en Randolph (1988, zie volgende hoofdstukje) gebruiken wel een grondmodel met een cohesie c en een interne wrijvingshoek φ en nemen het gedrag van de grond dus direct mee.

McKelvey (1994) baseerde zijn theorie op Terzaghi (1943). Hij beschrijft hoe boogwerking zich ontwikkelt in een stuk grond waarin een gat ontstaat. Hij veronderstelt dat de grond direct boven het gat de vorm aanneemt van een 'hangmat', en dat ergens boven het gat een '*plane of equal settlement*' bestaat. Dat betekent dat er een punt bestaat dat evenveel zakt als de punten direct daaromheen. Met deze aannamen vindt hij een spanning tussen de palen. Tenslotte breidt McKelvey zijn theorie uit met de *tensioned membrane* theorie om de geokunststof mee te kunnen modeleren.

5.3.6 'Oude Duitse school': (gebaseerd op Hewlett en Randolph en Kempfert)

Hewlett, Randolph et al. (1988) [40] voerden een aantal simpele proefjes uit en baseerden daarop een volledige 3D theorie dat de stabiliteit van een 3D zandboog beschouwt (figuur 5-9). Hewlett, Randolph et al. geven vergelijkingen om de verdeling van de belasting tussen palen en wapening te berekenen en dus geen rekenmethodiek om de wapeningsspanning te bepalen.



Figuur 5-9 Boogwerking volgens Hewlett et al. (1988)

Deze methode werd echter gecombineerd met de membraantheorie volgens BS 8006, zodat er een trekspanning in de geokunststof kon worden berekend. Bovendien werd enige support van de onderliggende slappe grond in rekening gebracht (Kempfert et al, 1999 en 1997).

Met deze 'oude Duitse school'-methode werden verschillende projecten uitgevoerd (Alexiew & Vogel, 2001). Bij deze projecten werden uitgebreide meetprogramma's uitgevoerd, die onder andere de membraantheorie hebben bevestigd.

5.3.7 'Nieuwe Duitse school', EBGEO

De ontwikkelingen voor deze methode (o.a. Kempfert et al, 2004 en Zaeske, 2001) zijn gestart in 1995. Focus punt waren:

- de verdeling van de belasting in de aardebaan (de boogwerking).
- het vinden van een redelijke mate waarin de slappe grond de matras ondersteunt.

Het concept voor hoofdstuk 6.9 van de ontwerprichtlijn EBGEO is klaar, en wordt naar verwachting in 2007 opgenomen in de officiële Duitse norm.

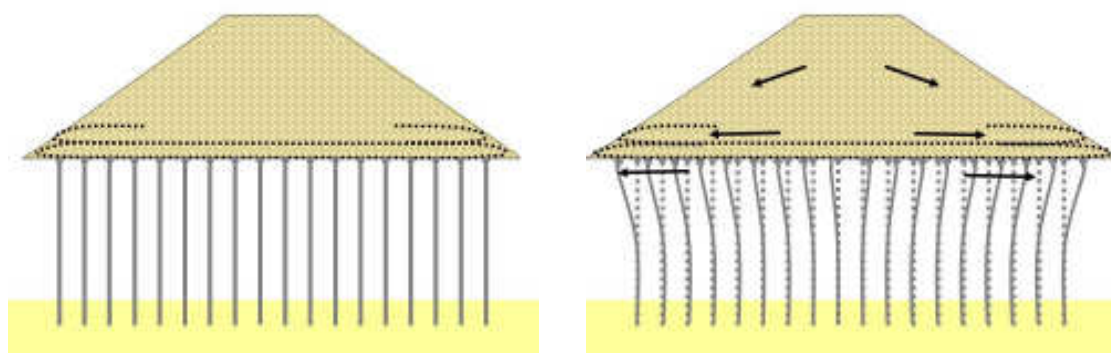
De nieuwe Duitse school hanteert een nieuwe veel-schalen (multi-shell) theorie en een rek-gelateerde tegendruk van de slappe ondergrond. Vanzelfsprekend moet voorzichtig worden omgesprongen met het in rekening brengen van de tegendruk die kan worden geleverd door de slappe ondergrond. Het verlagen van de grondwaterstand, bijvoorbeeld, kan de tegendruk aanzienlijk doen reduceren, en dan zal de trekspanning in het geokunststof ook aanzienlijk toenemen.

De norm adviseert om slechts één, of anders maximaal twee sterke geokunststof wapeningslagen toe te passen, direct op de paaldeksels.

EBGEO adviseert $H \geq 0,7s$ en $a \geq 0,15s$. Vanuit ervaring wordt daar aan toegevoegd de eis dat $(s - a) \leq 2,5$ m (bij dynamische belastingen).

5.4 Analytisch ontwerp van de matraswapening: horizontale belasting

Een aardebaan heeft de neiging om 'uit te zakken', waarbij deze breder en minder hoog wil worden (laterale spreiding). Als er onderin de aardebaan een wapening zit, dan zal die wapening de laterale spreiding willen verhinderen. Hierdoor ontstaat er een horizontale (trek)spanning in de wapening en buigende momenten in de palen, zie figuur 5-10.



Figuur 5-10 Trekspanning in geogrid-wapening ten gevolge van horizontale spreiding

Vooral bij dikkere aardebanen kunnen de horizontale spanningen in de constructie aanzienlijk worden. De Britse norm BS8006 en de Duitse richtlijn EBGEO geven beide een rekenregel waarmee de resulterende trekspanning berekend moet worden.

Bij heel dunne aardebanen kan de berekende trekkracht zoals hier bedoeld meevallen. Bij de dunste aardebaan op palen ter wereld, aangelegd voor de spoorlijn tussen Berlijn en Hamburg, was de aardebaan zelfs zo dun, dat de horizontale spreidkrachten (spatkrachten) helemaal niet in rekening hoefden te worden gebracht (Raithel et al, 2004) [53].

Bij heel dikke aardebanen is de berekende trekkracht juist heel groot.

Bij de methoden BS8006 en de EBGEO moet de trekkracht als gevolg van de laterale spreiding worden opgeteld bij de trekkracht als gevolg van de membraanwerking. Sommige onderzoekers spreken dit tegen en geven aan dat de geokunststof wapening in de richting van het talud moet worden ontworpen op de grootste van beide trekkrachten en niet op de som van beide (Love & Milligan, 2003).

5.5 Discussie analytische ontwerpmethoden matrassen

In de literatuur, onder specialisten en in diverse werkgroepen loopt nog een discussie over een hoe om te gaan met een aantal uitgangspunten en aannames, bij het ontwerp van paalmatrassystemen. We stippen de discussiepunten hier kort aan. In tabel 5-2 wordt aangegeven hoe de diverse rekenmethoden op dit moment omgaan met deze discussiepunten.

De belasting op de geokunststof wapening

- boogwerking (verdeling verticale belasting in de aardebaan, de vorm van de boog).

De verdeling van de verticale belasting in de aardebaan wordt in alle modellen gemodelleerd met boogwerking, en dus met een boog die een bepaalde vorm heeft. De wapening onderin de aardebaan moet de belasting dragen van het deel van de ophoging dat zich onder de boog bevindt.

De diverse rekenmodellen hanteren verschillende vormen voor de boog van de boogwerking. Ze variëren van bijzonder eenvoudig (Bush-Jenner met een gelijkzijdige driehoek met tophoek 90°) tot het veel-schalen model van de nieuwe Duitse school. Bij het ene model is de vorm van de boog geheel niet afhankelijk van de eigenschappen van de matrasmateriaal, bij het andere model is die afhankelijk er wel. De inwendige wrijvingshoek heeft in de formules (EBGEO) een grote invloed op het ontwerp terwijl sommige deskundigen de indruk hebben dat dit in de praktijk mee lijkt te vallen.

Het aantal lagen geokunststof wapening is van belang zodra er zich een laag granulair materiaal bevindt tussen de lagen. Er ontstaat dan een stijver matras. Dit is onder andere toegepast in het Spijkerbed (bijvoorbeeld bij Monnikendam). Sommige deskundigen vinden dat er alleen in zo'n geval gerekend mag worden met boogwerking. Het enige rekenmodel dat speciaal hiervoor bedoeld is, is Bush-Jenner, waarin het proces zeer eenvoudig wordt beschreven.

Bij de nieuwe Duitse school hebben de dimensies van de aardebaan direct invloed op de boogvorm. Bij de andere modellen is dat niet zo.

In alle modellen wordt de verticale belasting op de wapening via de membraantheorie vertaald in een trekspanning in de wapening. Is deze formule voldoende betrouwbaar? Een dergelijke formule gaat er vanuit dat de schuifspanning die op de geokunststof

wapening wordt overgebracht verwaarloosbaar is. Dat is waarschijnlijk niet het geval. Omdat het midden tussen de paal meer zakt dan de uiteinden, is het mogelijk dat ook in de uitzakkende grondwig krachten worden overgebracht naar de zijkant van de wig. De belasting op de geokunststof wapening zou dan in het midden kleiner zijn dan dicht bij de palen. Dit zou de benodigde treksterkte van de geokunststof wapening verlagen.

Verder worden geen 3D effecten opgenomen en deze kunnen wel leiden tot lokaal grotere vervormingen en dus hogere belastingen op de geokunststof wapening.

- laterale belasting op de geokunststof wapening
De Britse en Duitse richtlijnen berekenen de laterale belasting op de geokunststof wapening op een vergelijkbare manier, waarbij de spreidingskracht wordt berekend, uitgaande van een aangenomen actieve gronddruk. Deze rekenregels geven een hoge trekspanning in de wapening als de ophoging dik is. Sommige deskundigen hebben het gevoel dat deze trekspanning onevenredig hoog is.
- asymmetrische belasting
Geen van de rekenmethoden rekent met de gevolgen van asymmetrische belasting. Is dat terecht?
- 'voelt' de geokunststof wapening de bovenbelasting (verkeer)?
Veel rekenmethoden gaan ervan uit dat als de aardebaan dik genoeg is, de boogwerking zich volledig kan ontwikkelen. In dat geval 'voelt' de wapening onderin de aardebaan niet meer of er wel of geen bovenbelasting aanwezig is. De nieuwe Duitse school vindt dit niet realistisch en brengt de bovenbelasting te allen tijde in rekening.
- de invloed van het type geokunststof wapening
Er loopt een discussie over de invloed van de stijfheid van het geogrid, de invloed van de stijfheid van de knopen van het geogrid en de vorm van de ribben van het geogrid. Delft Cluster hoopt dat de rekenregels straks van toepassing kunnen zijn voor alle types geokunststof wapening. Eventueel kunnen variaties in de rekenmethoden de variaties in de materialen ondervangen. Is dit haalbaar?
- krachten/rekken in de geokunststof wapening
Uit proeven en eindige elementen berekeningen blijkt dat de rek in de geokunststof wapening niet uniform wordt verdeeld. Rond de paalkoppen bevinden zich spannings- en reksprongen. Hoe kan hier het beste mee om worden gegaan?
- Het uitvallen van palen: wat is het gevolg?

Geeft de ondergrond steun?

- De meeste ontwerpregels gaan uit van een 'gat' onder de wapening. Ze veronderstellen dat de ondergrond onder de matras zodanig zal zetten, door autonome zetting, kruip, grondwaterstandsverlagingen of andere invloeden, dat het contact tussen matras en slappe ondergrond verloren gaat. De nieuwe Duitse school neemt hier nadrukkelijk afstand van. Zij laten met meetresultaten zien dat de ondergrond juist een flink deel van de belasting meedraagt. Aan de andere kant zijn er ook wel eens holle ruimtes gezien onder de matrassen. Hoe kunnen we hier het beste mee om gaan? Als er tegendruk

van de ondergrond in rekening wordt gebracht, dan wordt de trekspanning in de wapening aanzienlijk gereduceerd.

Deze vraag geeft veel discussie in de literatuur (zie bijvoorbeeld Jones et al (1990) [44], Tonks et al, 1998 [60], Rogbeck et al (1998) [55], Kempfert et al, 1999 [49] en Horgan et al, 2002 [41]).

Jones et al (1990) suggereerde al dat de gebruikelijke analytische modellen conservatief zijn omdat de tegendruk van de ondergrond niet wordt meegenomen. Dit wordt bevestigd door de metingen in het veld die worden gerapporteerd door Rogbeck et al (1998). Zij presenteerde meetresultaten waaruit bleken dat de belastingen op de geokunststof wapening, en de rekken in de geokunststof wapening, kleiner zijn dan de met de analytische modellen voorspelde waarden. Ook bij de Kyotoweg (Van Eekelen et al, 2006a) wordt een aanzienlijke bijdrage van de ondergrond gemeten.

Tonks (1998) suggereert de korte-termijn bijdrage van de slappe ondergrond in rekening te brengen, maar voor de lange termijn toch rekening te houden met consolidatie en lange-termijn-zettingen.

In ieder geval zal de ondergrond beter kunnen bijdragen als er geen tot weinig werkvloer nodig is voor de installatie van de palen. Bij bijvoorbeeld de Kyotoweg worden houten palen geïnstalleerd. Deze palen kunnen met dermate licht materieel worden geïnstalleerd, dat er helemaal geen werkvloer nodig is (Van Eekelen et al, 2006a). Bij andere palen wordt voordat de palen worden geïnstalleerd eerst 0,5 à 1,0 m of meer zand gestort, als werkvloer. Deze werkvloer zal zettingen in de slappe grond veroorzaken, zodat de tegendruk van de ondergrond minder zal worden, of, bij voldoende zettingen, zelfs geheel kan verdwijnen. De invloed van zo een werkvloer zal echter van locatie tot locatie verschillen.

- Hoe beïnvloedt de ondergrond de rekken in de geokunststof wapening?

Paalontwerp

- Volgens NEN of grondverbetering?
Het heeft nogal gevolgen of een paalmatrassysteem wordt gezien als een grondverbetering of als een constructie: de eisen voor de palen liggen dan heel anders, zie 3.
- Horizontale belasting (rand)palen
De Britse en Duitse rekenregels gaan ervan uit dat de spreidingskrachten door trekkrachten in de wapening worden opgevangen. Uit eindige elementenberekeningen blijken echter (vooral de rand-)palen toch een forse horizontale component te kunnen krijgen. Vooral bij dikkere aardebanen is de horizontale belasting van de (rand-)palen significant.
- Negatieve kleef of niet
Zal de slappe ondergrond wel of niet zetten, moet negatieve kleef wel of niet in rekening worden gebracht?

Veiligheidsfilosofie te veilig?

Bij het optellen van de verschillende veiligheidsfactoren die momenteel worden gebruikt door de diverse normen, blijken we te werken met een grote zekerheid. Is de veiligheidsfilosofie te veilig?

Palen op stuit of (deels) kleef?

Er is misschien een optimalisatie mogelijk door de palen op kleef te ontwerpen en er zo bewust naar te streven dat de slappe ondergrond mee gaat dragen, zie 3. In Duitsland zijn hier al ervaringen mee opgedaan. Aandachtspunt is dan onder andere of de slappe Nederlandse grond via kleef een significante bijdrage kan leveren.

Tabel 5-1 geeft een overzicht van (een deel van) de discussiepunten, en hoe de diverse rekenmodellen hiermee omgaan.

Tabel 5-1 Hoe gaan rekenmethoden om met een aantal discussiepunten?

	Vorm boog	Vorm boog afhankelijk van materiaal aardebaan?	Vorm boog afhankelijk van dimensies paalmatras-constructie?	Tegendruk door ondergrond?	Wordt bovenbelasting in rekening gebracht	Eén of meer lagen geokunststof wapening met daartussen een laag granulaïr ophoogmateriaal?
Bush, Jenner (Guido, CUR)	Piramide 45° met horizontaal	Nee	Nee	Nee	Meestal niet, omdat de boog lager is dan de aardebaan dik is, zodat er volledige boogwerking wordt verondersteld	Meer lagen
Zweedse school	Piramide 70° met horizontaal	Nee	Nee	Nee	Wel in extended Rogbeck (v. Eekelen, 2001), als de aardebaan zo dun is dat de boogwerking niet volledig is	Eén
Svanø	Volledige 3D piramide met hoek β met de horizontaal	Nee, maar kan in β beetje worden meegenomen	Nee	Nee	Ja, als de aardebaan zo dun is dat de boogwerking niet volledig is	Eén
McKelvey	Nvt; aanname wapening neemt hangmatvorm aan en daarboven bestaat een 'plane of equal settlement'	Ja (c en ϕ)	Nvt	Nee	Ja	Eén
BS 8006	Semi-bolvormig	nee	Nee, wel paaltype	Nee	Ja, bij dikte aardebaan $H < 1,4(s-a)$ Te vaak niet, en inconsequent.	Eén
De 'oude Duitse school'	Boogvormige bol	ja	Ja, van $H/(s-a)$	Ja, via c_u	Ja, als de aardebaan zo dun is dat de boogwerking niet volledig is	Eén
De 'nieuwe Duitse school', EBGE	Veel-schalen model	Ja, sterk gebaseerd op experimenten	Ja	Ja, rek-afhankelijk	Ja, altijd	Advies is één, meer dan één is wel mogelijk en soms noodzakelijk

5.6 Partiële belastingsfactoren en materiaalfactoren

5.6.1 Britse norm BS 8006

Volgens de Britse Norm BS 8006 moeten zowel partiële belastingsfactoren (op het gewicht van het ophoogmateriaal, verkeersbelasting en statische bovenbelasting) als

materiaalfactoren (op de sterkte van de wapening en de palen) worden gehanteerd, zie onderstaande tabel.

*Tabel 5-2 Samenvatting van partiële factoren volgens Britse norm BS 8006 *)*

Partiële factoren		UGT	BGT	NEN **)
Belastingsfactoren	Volumiek gewicht van de grond (ophoging)	$f_{is} = 1,3$	$f_{is} = 1,0$	NEN6702
	Statische bovenbelasting	$f_r = 1,2$	$f_r = 1,0$	
	Dynamische bovenbelasting (verkeersbelasting)	$f_q = 1,3$	$f_q = 1,0$	
Materiaalfactoren (ophoogmateriaal)	Toepassen op $\tan \phi'_{cv}$	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$	NEN 6740
	Toepassen op c'	$f_{ms} = 1,6$	$f_{ms} = 1,0$	
	Toepassen op c_u	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$	
Materiaalfactoren (wapening)	Toepassen op wapening basis sterkte	f_m Afhankelijk van wapeningstype en vereiste levensduur, zie hieronder.		
Gond/wapening interactie factoren	Glijden langs oppervlak van wapening	$f_s = 1,3$	$f_s = 1,0$	
	Pull-out weerstand van wapening	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$	

*) Voor aardebanen op palen, zie tabel 27, blz 98 van BS 8006.

**) De rechterkolom noemt de NEN normen die hiermee zoveel mogelijk overeenkomen, maar die niet speciaal voor aardebanen op palen zijn bedoeld.

Tabel 5-3 Materiaalfactoren geokunststof wapening volgens BS 8006

Materiaalfactoren	UGT	BGT
Toegepast op basissterkte T_u van de wapening	$T_D = T_u/f_m$ In de UGT is T_u gelijk aan de basissterkte waarbij rekening wordt gehouden met de kruip gedurende de gebruikslevensduur.	$T_D = T_u/f_m$. In de BGT is T_u gelijk aan de sterkte waarbij de toegestane rek tijdens de levensduur niet wordt overschreden.

In de praktijk zal de waarde van f_m worden gegeven door de fabrikant van de geokunststof wapening. BS8006 geeft alleen standaardwaarden stalen wapening (appendix A van BS8006). De waarde voor f_m wordt opgebouwd als aangegeven in tabel 5-4.

Tabel 5-4 Bepalen ontwerpsterkte geokunststof wapening volgens BS 8006

Parameter omschrijving	Symbool	Eenheid
Ontwerpsterkte van de wapening	T_D	kN/m
Uiterste treksterkte van de wapening (basis sterkte)	T_u	kN/m
Partiële materiaalfactor voor de geokunststof wapening $f_m = f_{m1} \times f_{m2}$	f_m	-
Partiële materiaalfactor gerelateerd aan de eigenschappen van de wapening; $f_{m1} = f_{m11} \times f_{m12}$	f_{m1}	-
Partiële materiaalfactor gerelateerd aan constructie-effecten en milieu-effecten; $f_{m2} = f_{m21} \times f_{m22}$	f_{m2}	-
Productiefactor	f_{m11}	-
Extrapolatie testdata	f_{m12}	-
Schade tijdens aanleg	f_{m21}	-
Toepassingsmilieu	f_{m22}	-

De grootte van f_m voor het geval dat de wapening bestaat uit geokunststof (en dat is bij paalmatrassen het geval), hangt af van het type geokunststof. De waarden moeten worden opgegeven door de fabrikant.

Tot slot geeft de Britse norm een waardering aan de schade die zou ontstaan bij bezwijken van de aardebaan op palen. De Britse norm doet dat met de partiële factor f_n , zie tabel 5-5.

Tabel 5-5 Bepaling schadefactor f_n volgens BS 8006

Categorie	Partiële factor f_n	Voorbeelden van constructies
1 (laag risico)	Nvt (eenvoudige constructies waarbij ontwerp op basis van ervaring worden gemaakt, berekeningen zijn niet nodig)	Ophoging lager dan 1.5 m, bezwijken geeft een minimum aan schade
2 (middelmatic risico)	1,0	Ophogingen en constructies waar bezwijken een middelmatic schade en functieverlies geeft
3 (hoog risico)	1,1	Constructies onder wegen, spoorwegen, gebouwen, dijken, dammen, etc.

5.6.2 Duitse aanbeveling EBGE0

EBGE0 gaat uit van DIN 1054 en kent de veiligheidsfactoren volgens tabel 5-6. De veiligheidsfactoren voor de geokunststof wapening en de interactie wapening en matrasmateriaal zijn gegeven in tabel 5-7 en tabel 5-8. De partiële belastingfactoren, uitgaande van DIN 1054, zijn gegeven in tabel 5-9.

Tabel 5-6 Materiaalfactoren matrasmateriaal volgens EBGE0

Materiaalfactoren		UGT			BGT
		Lastfall 1	Lastfall 2	Lastfall 3	
Toepassen op $\tan \varphi'_{cv}$		$f_{ms} = 1,25$	$f_{ms} = 1,15$	$f_{ms} = 1,10$	$f_{ms} = 1,0$
Toepassen op c'		$f_{ms} = 1,25$	$f_{ms} = 1,15$	$f_{ms} = 1,10$	$f_{ms} = 1,0$
Toepassen op c_u		$f_{ms} = 1,25$	$f_{ms} = 1,15$	$f_{ms} = 1,1-$	$f_{ms} = 1,0$
Lastfall 1	Belasting en regelmatig voorkomende verkeersbelasting				
Lastfall 2	Lastfall 1 + gelijktijdige, maar niet vaak voorkomende grote verkeersbelastingen. Belastingen die alleen gedurende de constructiefase voorkomen.				
Lastfall 3	Lastfall 2 + uitzonderlijke belastingen (door het uitvallen van bedrijfs- of veiligheidsmachines of ongevallen)				

Tabel 5-7 Materiaalfactoren wapening volgens EBGeo

Materiaalfactoren	UGT	BGT
Toegepast op basissterkte F_k van de wapening	$F_d = F_k / (A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \eta_G)$ Waarbij: η_G = Veiligheidsfactor voor geokunststof wapening = 1,75 A_1 = Kruip invloed A_2 = Invloed van transport, installatie en verdichting A_3 = Invloed van voegen, overlappen, lassen A_4 = Invloed door toepassingsmilieu	

Tabel 5-8 Partiële factoren wapening volgens EBGeo

Partiële factoren	UGT	BGT
Pull-out weerstand van wapening	F_A is afhankelijk van de verankeringslengte L , De wrijvingscoëfficiënt tussen geokunststof wapening en matrasmateriaal, de toegestane ratio van wrijvingshoek tussen geokunststof wapening en matrasmateriaal, de hoek van inwendige wrijving van de matrasmateriaal en de bovenbelasting op de geokunststof wapening	

Tabel 5-9 Belastingfactoren ontwerp palen volgens DIN 1054

Belastingfactoren	UGT	BGT
Volumiek gewicht van de grond (ophoging)	$f_{fs} = 1,35$	$f_{fs} = 1,0$
Dynamische bovenbelasting (verkeersbelasting)	$f_q = 1,5$	$f_q = 1,0$

5.6.3 Nederlandse CUR 2002-7

Voor de volledigheid leggen we hiernaast wat de NEN normen over deze factoren zeggen. Deze NEN-factoren zijn niet speciaal bedoeld zijn voor aardebanen op palen, maar voor funderingen van gebouwen.

Tabel 5-10 Partiële factoren volgens NEN6702

Belastingfactoren	UGT	BGT
Permanente belasting	$\gamma_{f,g} = 1,2$ (ongunstig)	$\gamma_{f,g} = 1,0$

		$\gamma_{f,g} = 0,9$ (gunstig)	
	Dynamische (veranderlijke) belasting (verkeersbelasting)	$\gamma_{f,q} = 1,5$	$\gamma_{f,q} = 1,0$
	Bijzondere belasting	$\gamma_{f,a} = 1,0$	$\gamma_{f,a} = 1,0$

CUR 2002-7 geeft aan dat er geen specifiek onderzoek bekend is naar de veiligheidsfilosofie, maar adviseert om NEN 6740 aan te houden voor de belasting- en materiaalfactoren.

Tabel 5-11 Materiaalfactoren matrasmateriaal volgens NEN6740

Materiaalfactoren matrasmateriaal		UGT	BGT
	Toepassen op $\tan \varphi'_{cv}$	$f_{ms} = 1,2$	$f_{ms} = 1,0$
	Toepassen op c'	$f_{ms} = 1,5$	$f_{ms} = 1,0$
	Toepassen op c_u	$f_{ms} = 1,5$	$f_{ms} = 1,0$

CUR 2002-7 verwijst voor de bepaling van de lange termijn sterkte van de geokunststof wapening en de veiligheidsfactoren naar BS 8006 en CUR-rapport 198 [2].

Ook geeft CUR 2002-7 een procedure voor de berekening van de belasting en de draagkracht van de palen. Deze is opgenomen in de hoofdstukken hiervoor.

6 UITVOERINGSASPECTEN

6.1 Algemeen

De uitvoering van de zandophoging op palen geschiedt in grote lijnen als volgt:

- eventueel, aanbrengen van werkvloer (circa 0,5 à 1,0 m zand of draglineschotten)
- aanbrengen van de palen of kolommen
- indien van toepassing, aanbrengen kopplaten of afwerken van de paalkoppen
- aanbrengen van wapeningslaag, veelal in dwarsrichting. Soms bestaat deze laag uit 2 of 3 wapeningslagen
- aanbrengen en verdichten van 1^e laag ophoogmateriaal (bijvoorbeeld 0,4 m menggranulaat)
- omslaan van wapeningslaag
- indien van toepassing, aanbrengen van 2^e laag wapening (in langsrichting)
- aanbrengen en verdichten van 2^e laag ophoogmateriaal, enzovoort
- aanbrengen van zandophoging, zandbed en bovenbouw.

De dikte van de werkvloer is afhankelijk van de eisen van het materieel. Voor de optimale werking van het paalmatrassysteem is het gewenst de werkvloer zo dun mogelijk te houden. De werkvloer maakt geen onderdeel uit van de gewapende matras. Het gewicht van de werkvloer leidt tot zetting, waardoor onder de matras een holle ruimte kan ontstaan.

In verband met de zichtbaarheid worden de paalkoppen bij voorkeur boven de grondwaterspiegel geplaatst. Aangezien een grondwaterstandverlaging (bemaling) vaak ongewenst zal zijn, is hiermee het niveau van de onderkant van de matras vastgelegd.

Uitvoeringsaspecten zijn ook beschreven in de Product-Methodebladen nrs. 11, 13 en 14 van RWS-DWW [18].

Voor de uitvoering van de palen zijn de volgende Europese normen opgesteld:

- NEN-EN 1536 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Boorpalen*
- NEN-EN 12699 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Verdringingspalen*
- NEN-EN 14199 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Micropalen*

Voor de uitvoering van gestabiliseerde grondkolommen is de volgende Europese norm opgesteld:

- NEN-EN 14679 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Diep mengen.*

Voor de uitvoering van de overige kolommen is nog geen norm opgesteld.

Voor de uitvoering van de belastingspreidende laag wordt verwezen naar de volgende norm:

- NEN-EN 14475 *Uitvoering bijzonder geotechnisch werk - Gewapende grond constructies*

Vanaf het moment dat de Europese normen van toepassing worden verklaard, moet de uitvoering van de palen voldoen aan de daarin opgenomen eisen en bepalingen.

CUR-rapport 2006-2 [6] geeft voorbeelden van besteksteksten van de verschillende paalmatrassystemen.

6.2 Palen en kolommen

Als paaltype kan een standaard paal worden gekozen, zoals prefab betonpaal, houten paal en avegapaal. Bij veel van de hier beschouwde constructies wordt echter gebruik gemaakt van innovatieve systemen. De uitvoering geschiedt door daarin gespecialiseerde aannemers. De innovaties hebben veelal ten doel de uitvoeringstijd van de palen / kolommen zoveel mogelijk te bekorten.

Alle palen en kolommen moeten zodanig worden uitgevoerd dat geen kwel vanuit de eerste watervoerende laag naar de daarboven gelegen bodem of maaiveld optreedt. Indien nodig, moeten speciale voorzieningen worden getroffen om kwel te verhinderen.

Bij verdringingspalen die zonder casing in slappe grond worden geïnstalleerd, wordt gewezen op de bepalingen in NEN-EN 12699, art. 7.5.5, 8.5.1.4 en 8.5.1.5. Bij grond met een ongedraineerde schuifweerstand van 50 kPa of minder moet speciale aandacht aan de uitvoeringsvolgorde en de hart-op-hart afstand worden gegeven, om te voorkomen dat de vorige, nog niet voldoende verharde paal wordt beschadigd door de volgende, nog te installeren paal. In grond met een ongedraineerde schuifweerstand van 15 kPa of minder mogen alleen palen zonder casing worden geïnstalleerd indien uit ervaring met het betreffende paalsysteem bekend is dat geen casing nodig is.

Vergrote paalkoppen

Een vergrote paalkop, ook paaldeksel genoemd, zorgt voor een groter contactvlak tussen matras en paal en voor een verkleining van de overspanning van de matras.

Bij gebruik van prefab beton palen wordt een vierkante betonplaat gebruikt met afgeronde hoeken aan de bovenzijde en een uitsparing aan de onderzijde waar de paal in past.

Tussen paal en plaat wordt een drukverdelende laag aangebracht.

Bij de in het werk vervaardigde palen, zoals Augeo en HSP, wordt veelal een mal op de paal aangebracht die samen met de paal wordt gevuld met specie. Op houten palen wordt ofwel een prefab betonpoer aangebracht ofwel in situ een vergrote paalkop (poer) gemaakt.

De hier beschouwde kolommen (MIP en GEC) hebben een voldoende grote afmeting zodat geen afzonderlijke kolomkoppen aangebracht worden.

6.3 Gewapende matras

Voor bepalingen over de levering van de geokunststof wapening en de opslag op het werk wordt verwezen naar NEN-EN 14475.

Aandachtspunten bij de uitvoering zijn:

- zorg voor vlakke ondergrond
- aanbrengen geokunststof wapening, in dwars- of langsrichting, volgens tekening
- overlap (indien van toepassing) volgens tekening
- geokunststof wapening uitleggen zonder plooiën (strak trekken)
- aanbrengen ophoogmateriaal, eerst een kleine hoeveelheid om de wapening op z'n plaats te houden, daarna de volledige laag
- langs de randen de wapening omslaan om deze te verankeren
- verdichten ophoogmateriaal volgens tekening / specificaties; veelal ten minste tot 95% Proctordichtheid

- materieel mag niet direct op geokunststof wapening rijden; ten minste 0,15 m (aantonen met controleberekening), bij voorkeur 0,40 m ophoogmateriaal vereist *), voordat het materieel op de laag mag rijden
- omslaan geokunststof wapening, indien van toepassing.

*) In verband met de berijdbaarheid en het vermijden van beschadigingen moet de eerste laag ophoogmateriaal op de geokunststof wapening ten minste 0,4 m dik zijn. Dit materiaal mag niet direct vanaf de vrachtwagen op de geokunststof wapening worden gestort. De vrachtwagen moet zijn lading storten op het reeds gerealiseerde werk, waarna het materiaal met een shovel gelijkmatig op de geokunststof wapening moet worden verspreid tot de beoogde dikte is bereikt.

7 LITERATUUR

7.1 Regelgeving/normen/handleidingen

- [1] CUR-rapport 175 *Geokunststoffen in de wegenbouw en als grondwapening*, ISBN 90 376 0046 8
- [2] CUR-rapport 198 *Kerende constructies in gewapende grond - Taludhelling steiler dan 70 °*, Gouda 2000.
- [3] CUR-rapport 199 *Handleiding toepassing No-Recess technieken*, Gouda 2001.
- [4] CUR-rapport 2001-10 *Diepe grondstabilisatie in Nederland. Handleiding voor toepassing, ontwerp en uitvoering*, Gouda 2001
- [5] CUR-rapport 2002-7 *Gewapende granulaatmatras op palen, Toepassing, ontwerp- en uitvoeringsaspecten*, Gouda 2002, ISBN 90 3760 262 2
- [6] CUR-rapport 2006-2 *Aardebaan innovaties, zettingsarm, snel en betrouwbaar*, Gouda 2006.
- [7] *COB Handboek ondergronds bouwen, Deel 2, Bouwen vanaf het maaiveld*, A.A. Balkema, Rotterdam, 2000
- [8] CROW Publicatie 204 *Betrouwbaarheid van zettingsprognoses*, Ede, 2004
- [9] ROBK, *Richtlijnen voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken*, versie 5, juni 2002; Rijkswaterstaat Bouwdienst.
- [10] NEN 6740, Geotechniek, TGB 1990 Basiseisen en belastingen. Nederlands Normalisatie-instituut, Delft, 2006
- [11] NEN 6743-1, Geotechniek - Berekeningsmethode voor funderingen op palen. Nederlands Normalisatie-instituut, Delft, 2006
- [12] NEN 6788, Het ontwerpen van stalen bruggen, basiseisen en eenvoudige rekenregels (VOSB 1995)
- [13] NEN-EN 1536 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Boorpalen*.
- [14] NEN-EN 14679 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Diep mengen*.
- [15] NEN-EN 12699 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Verdringingspalen*.
- [16] NEN-EN 14199 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Micropalen*.
- [17] NEN-EN 14475 *Uitvoering bijzonder geotechnisch werk - Gewapende grond constructies*
- [18] Handleiding Wegenbouw – Ontwerp Onderbouw, Product-methodebladen, versie 2.0, ISBN 90-369-5567-X, DWW-2004-067, eerste druk, versie 2.0, oktober 2004, www.geonet.nl.
 - Product-Methodeblad nr. 11 (DWW) “Zandophoging op paalfundering”, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 2004,
 - Product-Methodeblad nr. 13 (DWW) “Zandophoging op gestabiliseerde grondkolommen”, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 2004
 - Product-Methodeblad nr. 14 (DWW) “Zandophoging op Geokunststof Omhulde Zandpalen (GEC)”, Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft 2004
- [19] OVS00056-7.1 *Ontwerpvoorschrift Baanlichaam en Geotechniek*, Prorail, versie 002, 24-07-2006
- [20] Standaard RAW Bepalingen, CROW, Ede, 2005
- [21] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) en United States Department of Transportation Federal Highway Administration (FHWA) [2002], *2002 Scanning Project, Innovative Technology for Accelerated Construction Of Bridge and Embankment Foundations, Preliminary Summary Report*.
- [22] British Standard, BS 8006 'Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills', British Standards Institution, London, 1995 / 1999.

- [23] EBGEO *Empfehlung für Bewehrungen aus Geokunststoffen*, DGGT, Ernst & Sohn, 1997.
- [24] Entwurf EBGEO Kapitel 6.9 *Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern*, Stand Juli 2004, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT). Fachsektion "Kunststoffe in der Geotechnik" Arbeitskreis AK 5.2 "Berechnung und Dimensionierung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen".

7.2 Andere publicaties

- [25] Alexiew, Dimiter (2004), *Geogitterbewehrte Dämme auf pfahlähnlichen Elementen: Grundlagen und Projekte*, Bautechnik 81 (2004), Heft 9, pp 710 -716
- [26] Alexiew, Dimiter (2004), *Piled embankments for railroads: short overview of methods and significant case studies*, Proceedings of the International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction, Gomes Correia & Loizos (eds), 2004 Millpress, Rotterdam, ISBN 90 5966 038 2, pp 181-192
- [27] Bussert, F., N. Meyer, A.P. de Lange, M. de Kant (2004) *Messtechnische Überwachung eines Bahndammes auf einer Geokunsttbewehrten Tragschicht über HSP-Pfählen*, Clausthal Universität, September 2004.
- [28] Bussert, F., N. Meyer, A.P. de Lange, A.E.C. van der Stoel (2004) *Bemessung und Überwachung einer geokunststoffbewehrten Tragschicht auf HSP – Pfählen*, "Bautechnik" editie december 2004.
- [29] Bush, D.I., Tensar geogrid reinforced load transfer platform over piled foundations, Netlon/ Tensar Limited intern report, 1991 (geciteerd in CUR 2002-7)
- [30] Carlsson, B. (1987) *Reinforced soil, principles for calculation*, Terratema AB, Linköping (in Swedish)
- [31] Cortlever, I.N.G. en Gutter, H.H. (2002), *Design of Double Track Railway Bidor-Rawang on AuGeo Piling System according to BS8006 and PLAXIS numerical Analysis*, available at url: <http://www.cofra.com/papers/KL2002Augeo.pdf> (accessed Jan 2004).
- [32] Eekelen, S.J.M. van; Bezuijen, A.; Oung, O. (2003); Boogwerking in aardebanen op palen: experimenteel onderzoek, *Civiele Techniek*, 58 (2003) 3, pp. 16-20
- [33] Eekelen, S.J.M. van; Bezuijen, A.; Oung, O. (2003); Arching in piled embankments; experiments and design calculations, Proceedings BGA International Conference on Foundations, Dundee, September 2003 London, Telford, 2003, pp. 885-894
- [34] Eekelen, Suzanne van, *Baggerspecie op Houten palen, De Kyotoweg, een duurzame en schone wegconstructie*, *Civiele Techniek*, jaargang 61, nummer 1, 2006, pp. 24-25
- [35] Eekelen, S.J.M. van, Beeker, A., Delft, W. van, Van, M.A., *De Kyotoweg, een duurzame en schone weg op houten palen*, nummer 'B87' op de CD-ROM van de 'wegbouwkundige dagen', juni 2006, in Doorwerth, Nederland.
- [36] Gangakhedkar, Rutugandha, (2004), *Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments*, Masters Thesis of the University of Florida, University of Florida
- [37] Guido, V.A., Knueppel, J.D. and Sweeny, M.A., (1987) *Plate Loading Tests on Geogrid-Reinforced Earth Slabs*, Geosynthetics 1987 Conference, Volume 1, New Orleans, USA
- [38] Habib, H.A.A., M.H.A. Brugman, B.G.J. Uijting, Widening of Road N247 on a geogrid reinforced mattress on piles, 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, 2002
- [39] Han, J., M.ASCE, en Gabr, M.A., M.ASCE, Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over Soft Soil, *Journal of*

- Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 128, No. 1, January 1, 2002, pp. 44
- [40] Hewlet, W.J., Randolph, M.F. Aust, M.I.E (1988) *Analysis of piled embankments*, Ground Engineering, April 1988, Volume 22, Nuber 3, 12-18
 - [41] Horgan, G.J., Sarsby, R.W., The arching effect of soils over voids and piles incorporating geosynthetic reinforcement, Geosynthetics – 7th ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds) © 2002 Swets & Zeitlinger, Lisse ISBN 90 5809 523 1, pp. 373-378
 - [42] Horgan, Graham, Code breaking (Revision of Section 8 of BS 8006 code of practice), Ground Engineering October 2006
 - [43] Jenner, C.J., Austin, R.A., and Buckland, D. (1998) *Embankment support over piles using geogrids*, Proc. Sixth International Conf. Geosynthetics, 763-766
 - [44] Jones, C.J.F.P., Lawson, C.R. and Ayres, D.J. (1990), Geotextile reinforced piled embankments, proceedings fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related Products, The Hague, Balkema, 1, 155-160
 - [45] Jongh, J. de, R.J. Looij, Het CSV-bodemstabiliseringssysteem. Een innovatieve en kostenbesparende funderingsmethode, KVIV-sprekersdag, 23 oktober 2002, Antwerpen.
 - [46] Kempton, G. Russell, D., Pierpoint, N.D. and Jones, C.J.F.P. (1998), Two- and Three-Dimensional Numerical Analysis of the Performance of Piled Embankment, Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, available at url: <http://www.maccaferri-northamerical.com/downloads/vies.php?file=25> (accessed March 2004).
 - [47] Kempfert, H.G, Göbel, C., Alexiew, D., Heitz, C. *German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements*, proc. EurGeo 3, Munich, pp. 279-284
 - [48] Kempfert, H.G., Stadel, M., Zaeske, D. (1997), *Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen*, Bautechnik, Vol. 74, Heft 12, pp 818-825
 - [49] Kempfert, H.G, Zaeske, D. en Alexiew, D. (1999), *Interactions in reinforced bearing layers over partial supported underground*, Proc. 12th ICSMGE, Amsterdam, Netherlands, Rotterdam, Balkema, Vol 3, pp 1527-1532
 - [50] Love, J., G. Milligan (2003) Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground, Groundengineering March 2003, pp 39 - 43
 - [51] www.kyotoweg.nl
 - [52] McKelvey, James A. (1994) *The Anatomy of Soil Arching*, Geotextiles and Geomembranes 13 (1994) 317-329
 - [53] Raithel, M., Schwarz, W., Stadel, M., (2004), Gründung einer Bahnstrecke af organischen Böden met Tragsäulen im Mixed-In_Place_verfahren (MIP) und einem geokunststoffbewehrten Tragsystem, Bauingenieur, Vol 79, September 2004, pp.. 386-390
 - [54] Raithel, Marc, H.G. Kempfert *Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen*, juli 1999 Schriftenreihe Geotechnik Universität Gh Kassel.
 - [55] Rogbeck, Y., Gustavsson, S., Södergren, I. Lindquist, D. (1998) *Reinforced Piled Embankments in Sweden – Design, Aspects* Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics 755-762
 - [56] Soudijn, B.J.J. en de Kock R.A.J. Compendium geo-tubomechanica: t.b.v. ontwerp en berekening van kruisingsconstructies van ondergrondse pijpleidingen met waterkeringen, verkeerswegen en waterlopen, Deel I: Grondmechanica, Provinciale Waterstaat Zuid-Holland, 1977

- [57] Stoel, A.E.C. van der, A.P. de Lange *Granulaatmatras op palen beperkt zettingen*, Land + Water, mei 2005.
- [58] Svanø, G., Ilstad, T., Eiksund, G., Want, A., (2000) *Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement*, Proceedings of the 4.th GIGS in Helsinki
- [59] Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, USA, p. 66
- [60] Tonks, D., Hillier, R., (1998), Assessmen revisited. Further discussion on "An assessment of design methods for piled embankments" by D Russell and ND Pierpoint, Ground Engineering November 1997. Ground Engineering, June pp. 46-50
- [61] Wood, H., Horgan, G., Pedley, M. (2003), A63 Selby bypass – design and construction fo a 1.6 km geosynthetic reinforced piled embankment. Proc. EuroGeo 3, pp. 299-304
- [62] Zaeske, D. (2001), *Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über Pfahlartigen Gründungselementen*. Zchriftenreihe Geotechnik, Uni Kassel, Heft 10, Februar 2001
- [63] *Rapportage proefbelastingen op Augeopalen te Nesselande*, Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam, rapportnummer 1997-128, d.d.27 mei 2005

7.3 Verklarende woordenlijst

aardebaan	deel van het weglichaam onder de verharding en boven de natuurlijke of verbeterde ondergrond
AuGeo	licht paaltype, met een permanente casing, wordt met een drainstitcher (stelling voor de installatie van verticale drains) aangebracht, zie ook GSP
BGT	bruikbaarheidsgrenstoestand, ook aangeduid als grenstoestand 2 (GT2). De bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) is de toestand waarbij de vervormingen in de geotechnische constructie zo'n vorm aannemen dat daardoor een ongewenst verlies aan bruikbaarheid optreedt waardoor schade en/of hoge onderhoudskosten ontstaan.
cement	hydraulisch bindmiddel dat voldoet aan NEN-EN 197-1
CSV	Coplan-Stabilisierungs-Verfahren; in de grond gevormde, grondverdringende kolommen met kleine diameter
cunet	in natuurlijke grond gemaakte ingraving, waarin een aardebaan kan worden aangelegd
dagmaat	de afstand tussen de twee dagkanten ofwel de <i>binnenwaartse maat</i> van een opening; in dit geval de afstand tussen de kopplaten
extra overhoogte	extra zandlaagdikte (hoeveelheid grond) die tijdelijk wordt aangebracht om zetting van het grondlichaam te bespoedigen
GEC	Geotextile Encased Columns, zie Ringtrac®
geogridwapening	kunststof (grond)wapening in rastervorm; geogrids hebben een hoge sterkte en zijn niet grond dicht, maar wel waterdoorlatend
gestabiliseerde (grond)kolommen	grondstabilisatie (MIP) in de vorm van een kolom
GMOP	Gewapende granulaat Matras Op Palen, of Gewapende grondMatras Op Palen, zie Spijkerbed® en GSP
GOZ	geotextiel omhulde zandkolommen, zie Ringtrac®
GSP	Gewapende Spreidingsmatras op Slanke Palen
grondstabilisatie	verbetering van de grondeigenschappen door menging van de grond met

	een geschikt bindmiddel (MIP)
GT1, GT2	zie UGT respectievelijk BGT
HSP	Hoge Snelheids-Paal; licht paaltype dat met behulp van een tijdelijke steuncasing wordt aangebracht, zie ook GSP
IGGP	slanke, in de grond gevormde, grondverdringende palen
matras	drukverdelende constructie, opgebouwd uit steenkorreelmateriaal en geogridwapening
MIP	Mixed-In-Place; zie grondstabilisatie
overhoogte	zandlaagdikte (hoeveelheid grond) die wordt aangebracht om – na zetting van de ondergrond – de gewenste hoogte van de constructie te bereiken
restzetting	zetting die zich voordoet in een bepaalde periode vanaf de oplevering van de bovenbouw (bijv. verharding of spoorstaven). Andere benaming: zetting in gebruiksfase
Ringtrac®	in de ondergrond aangebrachte, draagkrachtige kolommen voorzien van een geokunststof omhullingskous
Spijkerbed®	draagsysteem waarbij wordt gebruikgemaakt van 'standaard' betonpalen, zoals prefab-palen en avegaarpalen, en een gewapende granulaatmatras
UGT	uiterste grenstoestand, ook aangeduid als grenstoestand 1 (GT1). De uiterste grenstoestand is de toestand waarbij de draagkracht van de constructie wordt overschreden en de constructie bezwijkt.
zettingsarm	toestand, waarbij nog een geringe restzetting optreedt; voor een terreinophoging of een aardebaan betekent dit een restzetting van bijvoorbeeld minder dan 0,20 m in 30 jaar, soms minder