

Laboratoriumonderzoek
effect drukstootbelasting door
golflappen op asfaltdijktafuds.
S-71.066-b

Samenvatting, consequenties voor
de praktijk en vervolg onderzoek.

december 1985
ir. E.H. Ebbens
Hoofdafdeling Waterbouw
Dienst Weg- en Waterbouwkunde

SAMENVATTING

In dit rapport wordt een samenvatting gegeven van de in 1981 door het LGM uitgebrachte rapporten omtrent een laboratoriumonderzoek naar het effect van stootbelasting op een flexibele plaat op een ondergrond van zand [4].

Allereerst is aangegeven welk onderzoek voorheen reeds op het gebied van het dimensioneren van asfaltbekledingen op golfklapbelasting is verricht. Vervolgens zijn de probleemstelling van het onderhavige onderzoek en de proefopstelling kort behandeld. Daarna is een apart hoofdstuk gewijd aan de conditie van het zandbed bij het onderhavige onderzoek in relatie tot mogelijke praktijkomstandigheden. Dit aspect is een aanvulling op de eerder genoemde rapporten van het LGM en is toegevoegd om het belang van de bij de proeven geconstateerde verschijnselen voor bestaande of aan te leggen dijken nader te kunnen bepalen. Er is kort ingegaan op de te hanteren schaalregels voor de proeven. De resultaten van de uitgevoerde proeven, zowel met statische belasting als met dynamische belasting, mede in relatie met uitgevoerde belastingsberekeningen zijn zeer kort behandeld. Daarna is vrij uitgebreid ingegaan op een aantal verschijnselen als demping en verweking die optreden bij het dynamisch belasten van grond.

Het verschaffen van enig inzicht hierin wordt nuttig geacht om de lezer wat vertrouwd te maken met de verschillen tussen statische en dynamische belastingssituaties.

Daarna worden de belangrijkste conclusies en consequenties voor de praktijk aangegeven en het rapport eindigt met een overzicht van het verdere, met het onderhavige onderzoek samenhangende, noodzakelijke, al dan niet lopende, onderzoek op het gebied van dimensioneren van asfaltbekledingen op golfklappen.

Uit het onderhavige onderzoek blijkt dat verweking bij losgepakt, nat zand onder asfalt belast door golfklappen een relevant risico is en kan leiden tot bezwijken van de bekleding. Bij dijken met een open bekleding in de getijzone is een goede verdichting van het zandbed vereist en wordt aanbevolen om in het zandbed tot 1 à 2 m onder de bekleding een relatieve dichtheid $D_r(e) > 60\%$ te realiseren.

Dit komt voor zand gebruikt bij Nederlandse dijken in het algemeen neer op het verdichten tot een relatieve proctordichtheid $> 97\%$.

<u>Inhoud</u>	<u>Blz.</u>
1. Inleiding	1
2. Probleemstelling	3
2.1. Karakterisering dimensioneringsprobleem	3
2.2. Opzet van het onderzoek	3
3. De proefopstelling	5
4. Proefcondities zandbed in relatie tot mogelijke praktijk-omstandigheden	7
5. Schaalregels	14
6. Proeven met statische belasting	15
6.1. Uitgevoerde proeven	15
6.2. Resultaten proeven	17
6.2.1. Resultaten bij een matig vastgepakte ondergrond	17
6.2.2. Resultaten bij een matig losgepakte ondergrond	18
6.3. Uitgevoerde berekeningen	19
6.3.1. Mathematisch model voor statische belasting	19
6.3.2. Vergelijking berekeningen en metingen bij belasting van 100 kPa	20
6.4. Algemene conclusies	21
7. Proeven met dynamische belasting	22
7.1. Uitgevoerde proeven	22
7.2. Resultaten dynamische proeven	24
7.2.1. Proeven met zeer losse, vrijwel verzadigde pakking (LV)	24
7.2.2. Proeven met gematigd losse, vrijwel verzadigde pakking (MV, MCV)	24
7.2.3. Proeven met een gematigd losse pakking met onverzadigde bovenlaag (MCO)	24
7.2.4. Proeven met een gematigd losse pakking van droog zand (MD)	25
7.2.5. Proeven met een gematigd losse pakking na getijsimulatie (MGS)	25
7.3. Kwantitatieve beschouwing proefresultaten	27
7.4. Algemene conclusies omtrent verweking door golfklappen	28
7.5. Uitgevoerde berekeningen	30
7.5.1. Rekenmodellen voor dynamische belasting	30
7.5.2. Resultaten berekeningen	31

<u>Inhoud (vervolg)</u>	<u>Blz</u>
8. Verschijnselen bij dynamische belasting van losgepakt nat zand	32
8.1. Damping en golffrontsnelheden	32
8.2. Verweking	34
8.3. Dilatantie	34
8.4. Consequenties van de pseudo-statische benadering van dynamische problemen	35
8.5. De lage vervormingsweerstand van een korrelskelet na verweking	38
8.6. Nadere beschouwing resultaten proeven op nat zand	40
9. Conclusies en consequenties voor de praktijk	43
9.1. Conclusies	43
9.2. Consequenties voor de praktijk	45
10. Noodzakelijk onderzoek voor de ontwikkeling van een dimensioneringsmethode	47
10.1. Opzet rekenmodel	47
10.2. Proto-type onderzoek	47
10.3. Onderzoek asfaltmengsels	48
10.4. Golfrandvoorwaarden	48
Literatuur	50
Symbolenlijst	52
Bijlagenlijst	
Bijlagen	

1. INLEIDING

In 1972 is door werkgroep 4 "Dijkbekledingen" van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen een onderzoek gestart naar het effect van golfklappen op asfaltbekledingen van dijken.

Voorheen was reeds een aanzet hiertoe gegeven door de Werkgroep Gesloten Dijkbekledingen in het door haar uitgebrachte "Voorlopig Rapport 1961", waarin een vereenvoudigd rekenmodel werd gepresenteerd. Deze werkgroep deed de aanbeveling om de elastische eigenschappen van grond, waarop een aan herhaalde belastingstoten onderworpen elastische plaat is gelegd, nader te onderzoeken [1].

In 1969 werd door het Koninklijk Shell laboratorium te Amsterdam een rapport uitgebracht waarin de rekenmethode van het "Voorlopig Rapport 1961" nader werd geverifieerd. Geconcludeerd werd dat het model van het "Voorlopig Rapport 1961" een aantal te grote onnauwkeurigheden impliceerde.

Verder werd het ontbreken van informatie omtrent de deformatie van plaat en ondergrond als een bezwaar gezien [2].

Bij de in de jaren '70 gebruikelijke werkwijze werd de ondergrond van asfaltbekledingen nauwelijks verdicht en er moest gerekend worden op een losse pakking.

In het in 1975 verschenen rapport van de werkgroep Verdichting Asfaltdijktaluds [3] werd geconcludeerd dat de mate van verdichting van het zandbed niet van invloed was op de te bereiken dichtheid van het asfalt.

Dit heeft waarschijnlijk het minder aandacht besteden aan de verdichting van het zandbed in de hand gewerkt.

Het werd in werkgroep 4 niet denkbeeldig geacht dat bij zware golfbelasting stabiliteitsverlies van een dergelijke losgepakte

onderlaag zou kunnen ontstaan. Bovendien kan van een aantal dijkvakken verwacht worden dat door de voortplanting van de waterstandsverhoging bij storm tot onder de bekleding de ondergrond verzadigd met water zou zijn zodat mogelijk verweking zou optreden.

Een en ander was aanleiding om een laboratoriumonderzoek naar het effect van stootbelasting op een flexibele plaat op een ondergrond van zand uit te voeren. In 1981 zijn twee rapporten betreffende dit onderzoek gereed gekomen [4].

In dit rapport wordt een samenvattend overzicht gegeven van dit onderzoek en worden de resultaten in verband gebracht met in de praktijk voorkomende situaties.

Het onderzoek wordt thans nog voortgezet om mede op basis van het voorgaand onderzoek praktisch bruikbare ontwerpmethoden te kunnen toetsen of bijstellen door middel van rekenmodellen. Hierover zal aan het slot iets vermeld worden.

Opgemerkt dient nog te worden dat de eerder genoemde werkwijze van matig tot slecht verdichten van de ondergrond voor zover bekend min of meer verlaten is.

De laatste jaren is meer en meer inzicht gegroeid dat goed verdichten van het zandbed leidt tot een kwalitatief beter asfalt (minder scheurvorming, verdichting gemakkelijker te realiseren).

Over het algemeen worden daarom, blijkens de gehanteerde besteksbepalingen, voor het zandbed verdichtingseisen nagestreefd die vergelijkbaar zijn met die van de wegenbouw. Voor deze omstandigheden van een goed verdichte ondergrond is in de onlangs gereedgekomen "Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw" [10] een eenvoudige praktisch bruikbare rekenmethode voor de dimensionering van de asfaltlaag gepresenteerd.

Deze methode zal te zijner tijd eventueel worden bijgesteld indien het nog lopend onderzoek hiertoe aanleiding geeft.

2. PROBLEEMSTELLING

2.1. Karakterisering dimensioneringsprobleem

De uiteindelijke vraag die mede met het betreffende onderzoek moet worden opgelost betreft het dimensioneren van de asfalt-bekleding op een dijk.

Voor een veel voorkomend type zeedijk is in bijlage 1 het probleem schematisch weergegeven.

Bij het in bijlage 1 weergegeven denkbare geval komt de golfklap bij de hoogste waterstand (bij stormvloedpeil, tijdstip 1), waarbij de golven en dus ook de golfklappen veelal de grootste waarden bereiken, op een ondergrond van droog zand terwijl bij het moment van de hoogste binnenwaterstand de golfklappen door een natte ondergrond moeten worden opgenomen.

Het is waarschijnlijk dat in de praktijk zowel de dimensionering met een ondergrond van droog zand als met nat zand nodig is.

2.2. Opzet van het onderzoek

In grote lijnen waren de volgende stappen voorzien:

1. Nagaan of bestaande numerieke modellen voor statische belasting experimentele resultaten van statische belasting acceptabel benaderen (en tot welke belastingssnelheid dynamische belasting).
2. Het vaststellen voor niet-verzadigde grond tot welke duur van de drukstoot de statische benadering voldoende nauwkeurig is.
3. Voor verzadigde grond nagaan of er laboratoriumschaalmodellen mogelijk zijn zodat de experimentele meetresultaten naar prototype zijn over te dragen. Het ontwikkelen van een fysisch grondmodel op basis van de experimentele metingen.

Tijdens het onderzoek werd op grond van de beschikbaar komende resultaten nog besloten tot:

4. Ontwikkelen van numerieke meerfasen (lucht, water, zand) modellen.

Een belangrijke afgeleide doelstelling was:

5. Ontwikkelen van meettechnieken en het opdoen van ervaring hiermee ook ten behoeve van prototype-onderzoek.

3. DE PROEFOPSTELLING

De proefopstelling in het laboratorium was als volgt opgebouwd:

Een stijve modelbak, lengte 4 m, breedte 2 m en hoogte 1,4 m werd met zo homogeen mogelijk gepakt zand gevuld door middel van een verrijdbare zandstrooiwagen. Zoals blijkt uit bijlage 2 waren er twee modelbakken beschikbaar, waarin afwisselend proeven konden worden uitgevoerd.

Het zand was z.g. Drunens duinzand ($D_{10} = 135 \mu\text{m}$, $D_{50} = 185 \mu\text{m}$ en $D_{90} \approx 250 \mu\text{m}$) met een doorlatendheid van $1 \text{ à } 4 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ (afhankelijk van de pakking) en een korrelscherpte $S_k = 56$ bij D tussen 175 en 210 μm en volgens het gewogen gemiddelde $S_k = 50$.

De hoek van inwendige wrijving ϕ was, bepaald met de triaxiaalproef, als volgt:

$n = 34, 9\%$	$e = 53,6\%$	$D_r(e) = 0,936$	$\phi = 44,3^\circ$
37,5	60,0	0,721	40,4
41,4	70,6	0,366	35,5

Op het ca 1,2 m dikke zandpakket werd een bekledingsplaat gelegd van 20 mm HDPE (hard polyetheen) met een stijfheidsmodulus $E = 12 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$ en constante van Poisson $\nu = 0,37$.

Op verschillende diepten onder het midden en onder de rand van de belastingsplaat werden deformaties, grond- en waterdrukken gemeten. De belasting werd aangebracht via een cirkelvormige stijve plaat met een diameter van 40 cm (statisch) of 30 cm (dynamisch). Deze werd bij de statische proeven via een drukkussen belast waarbij de opgelegde druk nauwkeurig werd vastgelegd.

Bij de dynamische proeven werd de belasting met een valgewicht via een stootbuffer op de belastingsplaat overgebracht en met een krachtopnemer vastgelegd.

In de rapporten over dit onderzoek wordt zeer uitvoerig ingegaan op de problematiek van het meten bij een dergelijk onderzoek. Dit komt in het onderhavige samenvattend rapport niet aan de orde.

4. PROEFCONDITIES ZANDBED IN RELATIE TOT MOGELIJKE PRAKTIJK- OMSTANDIGHEDEN

Het onderhavige onderzoek betreft vooral het gedrag van het zandbed. Daarom wordt in dit hoofdstuk nader ingegaan op de proefcondities van het zandbed. Hierbij worden enige karakteristieke eigenschappen van het modelzand vergeleken met die van in de praktijk voorkomende zandsoorten.

Hierdoor worden nadere indicaties verkregen over de mate waarin de bij de proeven waargenomen verschijnselen ook gelden voor praktijkomstandigheden.

Het modelzand, z.g. Drunens duinzand is in 1972 door middel van laboratoriumproeven gekarakteriseerd. De hierbij uitgevoerde bepaling van minimum en maximum dichtheid is op een thans niet meer bij het LGM gebruikelijke wijze uitgevoerd (in natte toestand). In 1974 is opnieuw de minimum en maximum dichtheid bepaald op een wijze zoals nu nog gebruikelijk is bij het LGM.

Om een eenduidige vergelijking met andere zandsoorten mogelijk te maken is besloten om de gegevens van minimum en maximum dichtheid van 1974 aan te houden bij verder gebruik.

Bovendien bleek uit de bepaling van minimum en maximum dichtheid op vier overgebleven monsters in 1984 dat de toen bepaalde waarden dicht bij de waarden van 1974 lagen.

De thans (1985) bij het LGM gehanteerde methode van bepaling van minimum en maximum dichtheid blijkt goed reproduceerbaar en geeft waarden die goed overeenkomen met die bepaald door de DWW volgens de gestandaardiseerde Amerikaanse methode ASTM D 2049 (relative density of cohesionless soil).

Dit bleek uit een in 1984 uitgevoerd vergelijkend onderzoek met zand van 't Flauwe Werk.

De in de rapporten deel I en II [4] gegeven waarden van minimum en maximum dichtheid en relatieve dichtheid waren als globale indicatie bedoeld. Ze kunnen afwijken van de in dit rapport gegeven waarden mede omdat destijds nog gedacht werd aan fysisch "echte" minimale en maximale dichtheden en minder aan deze waarden als het (arbitraire) resultaat van een bepaalde gestandaardiseerde proefprocedure.

Door het studiecencentrum Wegenbouw (SCW) is een systematische vergelijking uitgevoerd tussen eigenschappen van Nederlandse zandsoorten [5]. De eigenschappen van enige zandsoorten met vergelijkbare korrelgrootteverdeling zijn naast die van het Drunens duinzand weergegeven in bijlage 3.

Enige resultaten van het recent door het LGM in opdracht van het COW uitgevoerde onderzoek op zand gebruikt bij zeedijken zijn eveneens op bijlage 3 aangegeven.

Volgens [5] zou het quotiënt $\gamma_{\min}/\gamma_{\max}$ voor Nederlandse zandsoorten weinig variabel zijn. Toch blijken de meeste zanden van de zeedijken een wat hogere waarde voor dit quotiënt te geven dan de SCW-zanden, terwijl het Drunens duinzand vanaf 1974 nog hogere waarden geeft.

Er zijn geen redenen om aan te nemen dat er significante verschillen in bepaling van minimum en maximum dichtheid bestaan tussen de SCW-zanden en de overige zanden.

Vermoedelijk wordt de waarde van het voornoemde quotiënt beïnvloed door de gradering en het gehalte aan slib en schelpen e.d. Het in [6] geconstateerde effect van afwijkende waarden van minimum en maximum dichtheid bij kleinere korrel-diameters hangt mogelijk direct samen met de invloed van de gradering. Uit de bijlagen 4 en 5 blijkt dat de relatie tussen minimum en maximum dichtheid enerzijds en gradering ($D_{90}-D_{10}$) anderzijds beter is dan de relatie tussen minimum: en maximum dichtheid enerzijds en de mediane korrelgrootte (D_{50}) anderzijds.

Tevens is het opvallend dat het verschil tussen minimum en maximum dichtheid minder varieert dan de minimum en maximum dichtheid zelf (bijlage 5).

Uit een onderzoek aan 't Flauwe Werk is gebleken dat deze waarden sterk door het slibgehalte worden beïnvloed.

De voornoemde waarden van minimum en maximum dichtheid zijn nodig voor een wat meer fundamentele karakterisering van de dichtheid van het zand zoals gebruikelijk in de grondmechanica-literatuur. Voor de karakterisering van de dichtheid wordt gewerkt met het begrip relatieve dichtheid D_r volgens:

$$D_r(n) = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \cdot 100\% \text{ met } n \text{ als aanwezig holle ruimte percentage of}$$

$$D_r(e) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100\% \text{ met } e = \frac{n}{1 - n}, \text{ het aanwezige poriegetal.}$$

In de rapporten van het laboratoriumonderzoek [4] is met $D_r(n)$ gewerkt. Hier echter wordt met $D_r(e)$ gewerkt, omdat deze in de literatuur meestal wordt gebruikt.

Overigens is er in het algemeen geen groot verschil tussen $D_r(n)$ en $D_r(e)$.

In de praktijk wordt gewerkt met het begrip relatieve proctordichtheid (rpd) waarbij $rpd = \frac{\gamma}{\gamma_{mpd}}$ met γ = dichtheid en

γ_{mpd} = maximale proctordichtheid.

De maximale proctordichtheid wordt fundamenteel minder juist geacht als referentiewaarde. Als praktijkproef voor de vaststelling van de mate van verdichting wordt de proctorproef veel toegepast. Daarom wordt hier toch aandacht aan besteed.

Evenals de minimum en maximum dichtheid wordt ook de maximale proctordichtheid sterk beïnvloed door het slibgehalte.

Het is van groot belang dat zowel bij de bepaling van relatieve proctordichtheid (rpd) als bij de bepaling van relatieve dichtheid (D_r) er op gelet moet worden dat het refentie-zand overeenkomt met het te karakteriseren zand voor wat betreft gehalte aan slib, kalk e.d.

Afgeleid kan worden dat geldt:

$$D_r (e) = \frac{1}{1 - a} - \frac{a}{1 - a} \cdot \frac{1}{b} \cdot \frac{1}{rpd}$$

$$\text{waarbij } b = \frac{\gamma_{mpd}}{\gamma_{\max}} \quad \text{en} \quad a = \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_{\max}}$$

Voor het modelzand (1984) geldt dat $a = 0.84$ en $b = 0.91$.

Deze waarden wijken af van de elders bij Nederlandse zanden gevonden waarden.

Uit bijlage I van [6] kan worden afgeleid dat voor zanden met een soortgelijke korrelverdeling als van het modelzand geldt dat $b = 0.94$.

Uit [5] blijkt dat a voor soortgelijke zanden $a = 0.81$.

Deze waarden wijken dus enigszins af van die van het modelzand.

Uit bijlage 3 blijkt dat voor slibarm zand bij zeedijken de waarden van 't Flaauwe Werk representatief zijn. Met de hiervoor geldende waarden $a = 0.82$ en $b = 0.96$ geldt dan:

$$D_r (e) = 5,56 - 4,75 / rpd \quad \text{of} \quad rpd = 4,75 / (5,56 - D_r (e))$$

Met dit verband zijn in bijlage 6 de waarden voor de relatieve dichtheid $D_r (e)$ uitgezet tegen de waarden van de relatieve proctordichtheid rpd. Dit is eveneens ter vergelijking gedaan met de waarden geldend voor het Drunens duinzand. Hierbij geldt:

$$D_r (e) = 6,25 - 5,77 / rpd \quad \text{en} \quad rpd = 5,77 / (6,25 - D_r (e))$$

Op basis van de minimum en maximum dichtheid van het Drunens duinzand zijn de waarden van de relatieve dichtheden van de proeven bepaald en uitgezet in bijlage 6.

Hierbij rees het volgende probleem. De dichtheid bij de proeven kon slechts bepaald worden vóór dat de flexibele plaat op het zand werd gelegd en het valgewichtapparaat werd geïnstalleerd. Hierdoor zullen de dichtheden tijdens de proeven wat groter zijn geweest dan volgens de metingen. Bij het onderzoek is gewerkt met de schatting dat de holle ruimte hierbij met 0.5% afneemt.

Op bijlage 7 zijn de relatieve dichtheden bepaald met verschillende aannamen voor het holle ruimtepercentage (variërend van de vóór het aanbrengen van de plaat afgemeten waarde tot de gemeten waarde minus 1%).

De aldus bepaalde rang van waarden van D_r (e) voor de verschillende proeven is in bijlage 6 aangegeven.

Uit de bij het LGM beschikbare gegevens van de proefvakken van de commissie Verdichting Asfaltdijktaluds [9] is af te leiden dat de sondeerwaarden van het zandbed varieerden van 0.2 kgf/cm^3 tot 0.5 kgf/cm^3 . Volgens [7] zou dat de volgende waarden voor de relatieve proctordichtheid (rpd) inhouden:

sondeerwaarde	rpd
0.2 kgf/cm^3	86%
0.5	92

Op basis van dit gegeven is de gesteldheid van deze proefvakken in bijlage 6 aangegeven, evenals de gesteldheid van enige recent aangelegde dijkvakken.

Volgens de bij het LGM en de DWW (Dienst Weg- en Waterbouwkunde, voorheen Wegbouwkundige Dienst) gehanteerde praktijknormen geldt voor goed verdicht zand een sondeerwaarde van 60 kgf/cm^2 op 60 cm diepte en voor zêér goed verdicht zand 100 kgf/cm^2 op 60 cm diepte.

Dit zou volgens de gegevens in [7] neer komen op een rpd van ca 96% respectievelijk 100%. (Hetgeen in overeenstemming is met de gebruikelijk gehanteerde normen volgens Eisen Rijkswaterstaat 1978).

De proefvakken van de Commissie Verdichting Asfaltdijktafsluitingen voldoen dus lang niet aan de normen van goed verdicht zand. Hierbij moet nog bedacht worden dat de genoemde sondeergradiënten veelal alleen in de bovenste decimeters werden bereikt. De in het verleden gerealiseerde dichtheden onder asfaltbekledingen liggen dus binnen de range van de dichtheden bij de proeven met losse en matig losse pakking (zie bijlage 6). Ook in het meer recente verleden zijn werken uitgevoerd waarbij het vermoeden bestaat dat dichtheden tot een rpd van 90% of lager zijn gerealiseerd.

Enige zeer recent uitgevoerde werken (Ommelander Zeedijk, 1983 en 't Flaauwe Werk, 1984) geven betere dichtheden.

Geconcludeerd kan dus worden dat voor wat betreft de relatieve dichtheden van het zandbed de modelproeven betrekking hebben op een aanzienlijk deel van de in het verleden gerealiseerde dijkvakken. De doorlatendheid van het Drunens duinzand is qua orde van grootte (10^{-4} m/s) vergelijkbaar met de voornoemde Nederlandse zandsoorten voor zover deze weinig of geen slib bevatten. In de praktijk zijn er vaak delen met een hoger slibgehalte aanwezig.

Op basis van gegevens uit [7] zijn verder nog indicatieve waarden van de elasticiteitsmodulus voor statische belasting (Est) aangegeven in bijlage 6. Volgens door het LGM in de praktijk gehanteerde vuistregels zouden de moduli voor dynamische belasting een factor 3 hoger zijn.

Uit de aangegeven waarden van Est blijkt de sterke invloed van de dichtheid van het zandbed op de stijfheid en dus de mate van ondersteuning van de asfaltlaag door het zandbed.

Tenslotte zijn de voor het modelzand bepaalde waarden van kritieke dichtheid zoals gegeven in het volgende tabelletje nog aangegeven in bijlage 6.

	droge kritische dichtheid	natte kritische dichtheid
n	0.41 à 0.434	0.42 à 0.436
e	0.69 à 0.77	0.72 à 0.77
$D_r(e)$	42% à 15%	32% à 15%

De in bijlage 6 aangegeven waarden van de verschillende grootheden moeten in het algemeen als indicatief worden beschouwd en niet als absoluut harde getallen worden gehanteerd. De onzekerheden betreffende meetmethoden, representativiteit gemeten waarden, invloed niet-gemeten factoren en de geldigheid van diverse uit de literatuur gehaalde relaties maken dit niet mogelijk. Zoals in het begin van dit hoofdstuk is gesteld lijkt de thans gehanteerde bepaling van minimum en maximum dichtheid op zich wel consistente resultaten te geven. Echter veranderingen in korrelgradering, slibgehalte enzovoort zijn van significante invloed op de resultaten.

5. SCHAAALREGELS

In verband met de mogelijkheid van de modelproeven om behalve voor het onderzoek naar mechanismen en het opzetten en toetsen van rekenmodellen ook te fungeren als schaalproef van een prototype situatie zijn in de rapporten deel I en II uitgebreide beschouwingen over de voor de beproefde gevallen toe te passen schaalregels gegeven.

Mede gezien het ontbreken van voldoende exacte informatie omtrent de in de praktijk te verwachten belastingssituaties, de grootte en duur van de belastingen, de gesteldheid van zand en asfaltbekleding werd destijds besloten de modelproeven niet te beschouwen als strikte schaalproeven maar meer als middel om de consequenties van een stootbelasting op een tweelagensysteem te beoordelen. Verder konden dan de resultaten gezien worden als richtsnoer en toets voor een rekenmodel. Een globale schaalmodelanalyse, zoals uitgewerkt in deel II van het rapport, was en is ook bij de uiteindelijke keuze voor een niet-schaalproef wel zinvol.

Vooraf toetsen van de proefconfiguratie met een schaalanalyse kan voorkomen dat te kleine deformaties in met name de ondergrond leiden tot een te gunstige situatie ten aanzien van de toetsing van een rekenmodel.

Omgekeerd kan door te grote deformaties ten onrechte de toepassingsmogelijkheid van een rekenmodel niet worden onderkend.

Mede vanwege het ontbreken van een numeriek rekenmodel was destijds bij het dynamisch onderzoek en is nu nog bij het dynamisch onderzoek op nat zand een schaalmodelanalyse van essentieel belang.

6. PROEVEN MET STATISCHE BELASTING

6.1. Uitgevoerde proeven

De proefresultaten worden hier in algemene zin besproken.
Voor meer gedetailleerde informatie wordt verwezen naar
de eindrapporten [4].

De proeven met statische belasting zijn uitgevoerd onder
de volgende condities van het zand :

	vóór aan- brengen plaat	na aanbrengen plaat ¹⁾				
Kwalificatie zandbed	holle ruimte n	holle ruimte n	relatieve dichtheid D _r (n) D _r (e)		rela- tieve proctor dicht- heid	Maximum belasting
droog, matig vastgepakt	0.385	0.380	0.639	0.678	0.97	350 kN/m ²
droog, matig losgepakt	0.42	0.415	0.315	0.356	0.91	350 kN/m ²

1) geschatte waarden op basis van een afname van n met 0.005 na het aan-
brengen van de plaat.

Voor de definities van $D_r(n)$ en $D_r(e)$ wordt verwezen naar hoofdstuk 4.

De holle ruimte kon slechts goed worden gemeten vóór het aanbrengen van de plaat. Op basis van de bevindingen tijdens de proeven is een afname van n van 0.005 tengevolge van het aanbrengen van de plaat op het zandbed vóór de proeven een redelijke aanname voor de bepaling van de holle ruimte bij het begin van de proeven.

De belasting is in stappen van 10 à 20 KN/m^2 aangebracht op een cirkelvormige stijve belastingsplaat met een diameter van 40 cm.

De meetresultaten zijn voor belastingen van 100 KN/m^2 en 40 KN/m^2 vergeleken met resultaten van berekeningen met het rekenprogramma Bisar.

6.2. Resultaten proeven.

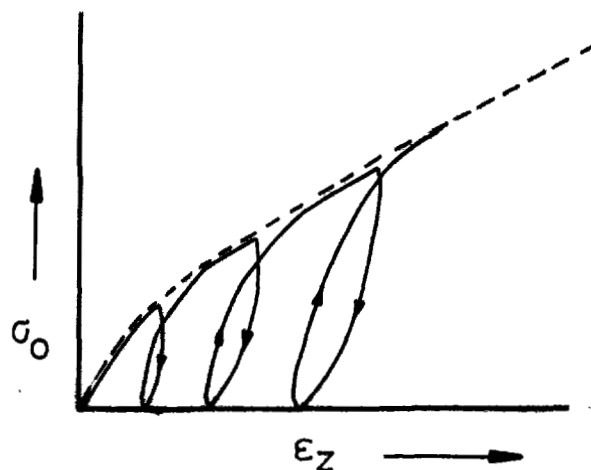
6.2.1..Resultaten bij een matig vastgepakte ondergrond.

Er wordt belast in stappen van 10 à 20 kPa tot een maximum van 350 kPa op een drukkussen op een cirkelvormige stijve belastingsplaat met een diameter van 40 cm. Ook de effecten van tussentijds ontlasten werden geregistreerd.

In het algemeen blijkt de relatie tussen de aangebrachte belasting σ_0 en de verticale grondspanning σ_z min of meer lineair te zijn (zie voor notaties bijlage 8). De relatie tussen σ_0 en de radiale grondspanning σ_r , respectievelijk de tangentiële grondspanning σ_t blijkt duidelijk niet-lineair te zijn.

Bij beschouwing van de relaties tussen grondspanningen en vervormingen bleek het volgende :

Bij belasten - ontlasten - herbelasten met grotere last ontstaan hysteresis-lussen volgens de volgende schets.



De omhullende streeplijn is de belastingsvervormingsrelatie, bij hoger belasten dan de hoogste voorgaande belasting. Bij de verticale vervorming ϵ_z blijkt deze relatie vrijwel lineair voor een aangebrachte belasting σ_0 , groter dan 60 kPa.

De betreffende relatie tussen σ_0 en de radiale vervorming ϵ_r , respectievelijk de tangentiële vervorming ϵ_z blijkt geheel niet lineair te zijn.

Geconcludeerd kan worden dat een isotrope pseudo-elastische beschrijving van het gedrag van de grond niet afdoende zal zijn. Alleen bij een belasting die lager blijkt dan 40% van de vooraf aangebrachte belasting zou een isotroop pseudo-elastisch model redelijk kunnen voldoen. (Dit zou voor goed verdichte, dus voorbelaste grond, het geval kunnen zijn).

6.2.2. Resultaten bij een matig losgepakte ondergrond.

Bij deze proeven is het aantal meetinstrumenten uitgebreid ten opzichte van de proeven met matig vastgepakte ondergrond.

De relaties tussen de aangebrachte belasting en de spanningen respectievelijk rekken in de grond zijn hier niet afzonderlijk beschouwd.

De conclusies omtrent de beperktheid van een isotrope pseudo-elastische benadering van de situatie van matig vastgepakt zand gelden hier in sterkere mate.

De resultaten van de metingen zijn in samenhang met de uitgevoerde berekeningen met een isotroop lineair-elastisch model (Bisar) beschouwd. Uit de metingen werden de pseudo-isotrope moduli (elasticiteitsmodulus E en contractie-coëfficiënt ν) afgeleid voor verschillende belastingsniveau's.

Overwegend is uit de metingen de volgende tendens af te leiden:

- a) Bij toename van het belastingsniveau neemt de E-waarde af en de ν -waarde toe.
- b) Bij grotere diepte wordt algemeen een hogere E-waarde en een lagere ν -waarde gevonden.

6.3. Uitgevoerde berekeningen.

6.3.1. Mathematisch model voor statische belasting

Een van de doelstellingen van het onderzoek was om na te gaan of een bestaand statisch rekenprogramma bruikbaar zou zijn. Hierbij is gebruik gemaakt van het programma Bisar, ontwikkeld door het Koninklijk Shell Laboratorium voor de wegenbouw. De rekenprocedure is gebaseerd op driedimensionale isotrope lineaire elasticiteit.

In elk punt van een meerlagen systeem kan ondermeer de spanning, de vervorming en de verplaatsing worden berekend. Elke laag wordt gekarakteriseerd door een in te voeren elasticiteitsmodulus E en Poissonmodulus ν .

Dit impliceert het per laag toekennen van lineair-elastische eigenschappen en het uitgaan van isotroop materiaal.

Tussen de lagen kan desgewenst een relatieve verschuiving worden toegelaten. De belasting kan als gelijkmatig verdeeld op een cirkelvormig oppervlak worden ingevoerd.

6.3.2. Vergelijking berekeningen en metingen bij belasting van 100 kPa

Bij de uitgevoerde berekeningen met het programma Bisar is gewerkt met elasticiteits- en Poissonmoduli die afgeleid zijn uit de gemeten verticale spanningen en rekken. Vervolgens zijn de meetresultaten vergeleken met de resultaten van de Bisar-berekeningen.

Bij matig vastgepakte ondergrond :

Met verschillende varianten van verdeling in lagen zijn de vervormingen en spanningen bij een belastingsniveau van 100 kPa bepaald.

In de bovenste lagen in de grond onder de plaat geven de metingen significant hogere verticale spanningen dan bij de berekeningen.

De radiale en tangentiële spanningen geven aanzienlijke verschillen tussen metingen en berekeningen te zien.

Ook de vervormingen geven verschillen, waarbij merkwaardigerwijs de radiale vervormingen nog de beste overeenkomst geven.

Bij matig losgepakte ondergrond :

Er zijn berekeningen uitgevoerd voor zowel een belasting van 100 kPa als van 40 kPa.

Algemeen kan het volgende worden geconcludeerd :

De berekeningen met 40 kPa leiden tot hogere E-moduli dan die met 100 kPa.

Daar waar de berekende en gemeten spanningen beter overeenkomen verschillen de deformaties sterker.

Met de diepte toenemende E-moduli, respectievelijk afnemende ν -waarden geven een betere aansluiting tussen berekening en meting.

6.4. Algemene conclusies

De aan te houden rekenmoduli voor het programma Bisar blijken voor de onderzochte configuraties sterk afhankelijk van de spanningstoestand.

De moduli verlopen met de grootte van de belasting en tevens per belastingsgeval in zowel horizontale als verticale richting.

Afgezien van anisotroop gedrag kan dus het onderhavige programma, dat werkt met per horizontale laag constante moduli, slechts beperkt toepasbaar zijn.

Verder is het niet goed mogelijk om in de ontwerppraktijk rekening te houden met de variatie van de moduli met de spanningstoestand. Ook is niet duidelijk hoe de mogelijke horizontale verschuiving tussen asfalt en zand moet worden gemodelleerd.

Alleen met intensieve laboratorium - en praktijkonderzoeken ter verkrijging van een voldoende groot aantal gegevens bij uiteenlopende spanningstoestanen en dichtheden zal een bruikbare toepassing van Bisar mogelijk zijn via een iteratieve rekenprocedure.

Een eindig elementenprogramma voor statische belasting zou dan nog een verbetering in kunnen houden omdat daarbij de horizontale variatie van moduli ingevoerd kan worden.

Geconcludeerd moet worden dat het rekenprogramma Bisar voor de onderhavige configuraties niet bruikbaar is voor een goede bepaling van spanningen en vervormingen in de ondergrond.

Wellicht is dit wel mogelijk bij een zeer goed verdicht zandbed ($D_r(e) > 70\%$).

7. PROEVEN MET DYNAMISCHE BELASTING

In het kader van dit rapport kan slechts volstaan worden met het aangeven van enige algemene tendensen die volgen uit de proeven.

Op enkele bij de proeven geconstateerde verschijnselen wordt nog wat dieper ingegaan in hoofdstuk 8.

Voor een meer complete beschrijving van de proeven wordt verwezen naar deel II van het eindrapport [4] .

7.1. Uitgevoerde proeven

De proeven met dynamische belasting zijn uitgevoerd met een piekbelasting van ca 100 kPa op een stijve belastingsplaat met een diameter van 30 cm.

De aangebrachte belasting had een driehoekig verloop in de tijd met een stijgtijd van 5 ms en een pulsduur van ca 25 ms.

De volgende condities van het zandbed zijn onderzocht :

Code	Kwalificatie zandbed	voor aan- brengen plaat	na aanbrengen plaat ¹⁾				verzadi- gings graad
		holle ruimte n	holle ruimte n	rela- tieve $D_r(n)$	dicht- heid $D_r(e)$	rela- tieve proctor dicht- heid	
L V	zeer losse, vrij- wel verzadigde pakking	0.445	0.44	0.083	0.097	0.87	97%
M V	gematigd losse, vrijwel verzadigde pakking	0.425	0.42	0.269	0.305	0.90	96
M C V	als M V met 2 kN/m ² capillaire voor- spanning	0.425	0.42	0.269	0.305	0.90	97
M C O	gematigd losse pak- king, 0.2 m hang- water onder de be- kleding (capillair, onverzadigd)	0.425	0.42	0.269	0.305	0.90	97 ²⁾
M G S	gematigd losse pak- king, watergehalte na getij-simulatie	0.42	0.415	0.315	0.356	0.91	86 à 90 en 60 à 76 ³⁾
M D	gematigd losse pak- king, droog	0.425	0.42	0.269	0.305	0.90	

1) geschatte waarden op basis van een afname van n met 0.005 na het aanbrengen van de plaat.

2) onder freatisch vlak

3) onverzadigde tussenlaag

7.2. Resultaten dynamische proeven.

7.2.1. Proeven met zeer losse, vrijwel verzadigde pakking (LV)

Na de drukstoot treedt uitgebreide en langdurige verweking op, die na resedimentatie een aanzienlijke zetting van het zandoppervlak onder de belaste zone tot gevolg heeft en derhalve eveneens een vrij grote dekplaatvervorming.

Herhaling van de drukstoot veroorzaakte opnieuw verweking, zij het ook met per herhaling sterk gereduceerde verwekingsduur en extra vervorming.

7.2.2. Proeven met gematigd losse, vrijwel verzadigde pakking (MV, MCV)

Hierbij zijn onder dezelfde condities gelijksoortige conclusies als onder 7.2.1. te melden, echter met minder lange verwekingsduur en beperkter vervormingen. Heerst in de laag onder de dekplaat ("bekleding") een te voren aangebrachte capillaire onderdruk (variant MCV), dan worden deze effecten aanmerkelijk gereduceerd, maar niet zodanig dat ze als onbelangrijk zijn te bestempelen.

7.2.3. Proeven met een gematigd losse pakking met onverzadigde bovenlaag (MCO)

Hierbij werd in de onderliggende laag met hoog watergehalte een relatief beperkte verweking geïnduceerd ten opzichte van het geval van 7.2.2.

De oppervlaktevervormingen bleven beperkt qua grootte en zijwaartse gradiënt.

7.2.4. Proeven met een gematigd losse pakking van droog zand (MD)

Bij volledig droge pakking waren de vervormingen relatief gering. De bij deze proef specifieke optredende verschijnselen leren echter dat na de 1e stootbelasting geen "stabiele" verdichting wordt teweeggebracht. Dit werd toevallig aangetoond door het nastoten van het valgewicht, waarbij, in verhouding tot de grootte van de nastoot, een relatief grote naverdichting plaats vond. Ten aanzien van het optredende dynamische verdichtingsmechanisme van zand blijken het verloop van de poriedruk (lucht) en de vervormingen en de versnellingen in de stootdrukafbouwfase informatief te zijn. Bij herhalingen van de drukstoot bleek dat de additionele permanente vervormingen per herhaling niet sterk afnamen.

7.2.5. Proeven met een gematigd losse pakking na getij-simulatie (MGS)

Voorafgaand aan de eigenlijke proeven werd in een bij aanvang droog zandbed een in de tijd wisselende waterstand aangebracht tot ca 35 cm beneden de flexibele plaat. Na 3 "getijden" werd de waterstand opgevoerd tot aan de onderkant van de plaat. Tengevolge van deze waterstandsvariatie ontstaat een vrijwel verzadigd zandbed met een onverzadigde tussenlaag van 20 tot 60 cm onder de plaat. Er trad nu alleen verweking in de bovenlaag en in beperkte mate in de "onverzadigde"tussenlaag op.

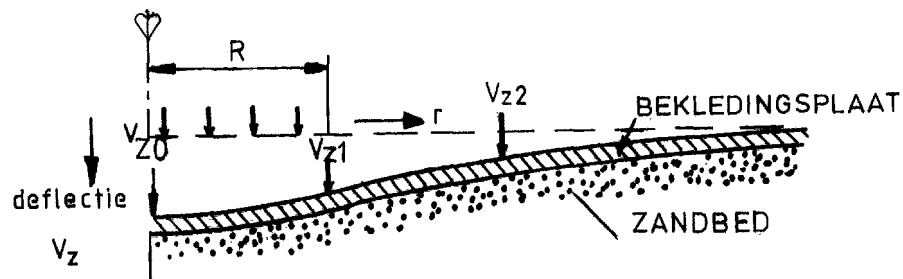
De vervormingen van het zandbed waren geringer dan bij MV en MCV tengevolge van een slechtere verzadiging en de aanwezigheid van de onverzadigde tussenlaag.

De onverzadigde tussenlaag lijkt de onderlaag enigszins tegen verweking te beschermen.

Door een toevallig niet geheel volgens plan verlopen van een proef (het valgewicht zakte na de drukstoot terug op de plaat) bleek dat een geringe bovenbelasting kort na de drukstoot een relatief grote invloed op de vervorming had.

7.3. Kwantitatieve beschouwing proefresultaten

In de volgende tabellen zijn de gemeten permanente deflecties bij de verschillende configuraties (zie hoofdstuk 7.1.) samengevat om enige indruk te geven van de onderlinge verschillen in vervorming:



R = radius belaste sector (0,15 m)

r/R = relatieve radius

V_{z1} = verticale deflektie bekledingsplaat op afstand $1 \times R$ uit de as

V_{z2} = verticale deflektie bekledingsplaat op afstand $2 \times R$ uit de as

permanente vervorming bekleding

(waarden in tabel in mm)

ST = statische belasting (zie voor MD enz. blz. 24)

Σ = gesommeerde deflektie na 3 stootbelastingen

I - III = volgorde (herhaalde stootbelasting)

V_{z0}	ST	M.D.	M.C.O.	M.G.S.	M.C.V.	M.V.	L.V.
I	11,4	~ 5	3,2	4,7	8,0	23	40,4
II		~ 3	1,8	2,7	3,75	~ 9	12,3
III		~ 2	1,4	2,8	2,75	3,8	6,7
Σ		~ 10	6,4	10,2	14,5	~ 36	59,4

V_{z1}	ST	M.D.	M.C.O.	M.G.S.	M.C.V.	M.V.	L.V.
I	10,8	3,8	2,0	5,0	-	-	-
II		2,4	1,0	3,4	-	-	-
III		1,8	0,67	2,8	-	-	-
Σ		8,0	3,7	11,2			

V_{z2}	ST	M.D.	M.C.O.	M.G.S.	M.C.V.	M.V.	L.V.
I	5	~ 2	0,46	4,1	7,25	21,6	23,0
II		~ 1	0,37	2,3	2,25	7,5	8,2
III		~ 0,6	0,25	2,6	2,38	3,6	4,5
Σ		~ 3,6	1,1	9,0	11,9	32,6	35,7

7.4. Algemene conclusies omtrent verweking door golfklappen

Er is kans op verweking als:

- a) de pakking van de directe ondergrond tamelijk los is ($D_r(e) < 60\%$).
- b) het korrelskelet een vrij hoge verzadigingsgraad bezit.
- c) de door de stootbelasting geïnduceerde spanningen niet klein zijn ten opzichte van het voordien aanwezige spanningsniveau.

Verweking treedt dus niet alleen op als het zand vrijwel volledig verzadigd en los gepakt en/of matig doorlatend is, wel zal de mate van vloeï-vervormingen onder de bekleding worden beïnvloed door de mate van pakking.

De verbetering van de ondergrondstructuur na hersedimentatie na verweking hoeft niet van zodanige aard te zijn dat de protectie tegen volgend stootbelastingen afdoende is.

Dit geldt zeker als de volgende stoot op een andere plaats wordt aangebracht.

Wel blijkt bij herhaalde stootbelasting op dezelfde plaats een afname van vloeiduur en teweeggebrachte vervorming.

Bij een relatieve dichtheid $D_r(e)$ groter dan ca 60% trad geen verweking meer op.

Uit het onderzoek is geen informatie te verkrijgen omtrent het effect van een herhaalde stootbelasting binnen de vloeiduur van de voorgaande belasting. Bij kort opeenvolgende golfklappen zou dit in prototype kunnen voorkomen.

Een capillaire voorspanning (verhoging van de initiële korrelspanning) en een onverzadigde zone direct onder de bekleding reduceren de verweking aanzienlijk.

Een onverzadigde of droge bovenlaag van beperkte dikte onder de bekleding zal bij hoge drukstootbelasting geen afdoende protectie tegen verweking van het daaronder gelegen zand met tamelijk hoge verzadigingsgraad en losse pakking hoeven te geven.

Wel zullen de uiteindelijk permanente deformaties van de ondergrond en de deflecties van de bekleding aanmerkelijk gematigder zijn hierbij.

Uit de proef met onverzadigde tussenzone blijkt dat verweking niet door complexe randvoorwaarden of relatief grote vervormingen vlak onder de bekleding wordt geïnitieerd maar dat ze in diepere zones onafhankelijk van de zone direct onder de bekleding kan ontstaan.

Bij droog, matig losgepakt zand blijkt dat de ondergrond een toegevoegde, plastische, vervorming ondergaat na de drukstoot. De drukstootbelasting leidde niet altijd tot een zodanige versteviging dat er bij herhaalde belasting een "elastisch" gedrag ontstond.

Het elastische gedrag van de bekleding tijdens de proef, zoals ook optreedt bij golfklappen op asfaltbekleding, veroorzaakt dat er na de drukstoot tijdelijk een holte onder de bekleding aanwezig is, waarna de plaat langzaam nazakt. Bij een snelle opeenvolging van drukstoten in de praktijk moet eventueel rekening met dit verschijnsel worden gehouden.

7.5. Uitgevoerde berekeningen

7.5.1. Rekenmodellen voor dynamische belasting

Uit de resultaten van de proeven bleek de noodzaak van een niet-statisch rekenmodel voor meer losgepakt zand. Voor nat zand was bovendien een tweefasen model(water,zand) nodig. Daarom werd in 1978 bij het LGM begonnen met onderzoek met het rekenprogramma Saturn.

Voor goed verdicht , droog zand ($D_r(e) > 70\%$) kan wellicht voor de diktebepaling van asfalt in de praktijk worden volstaan met een benadering met een dynamische berekening met een eenvoudig lineair-elastisch grondmodel met een bezwijkcriterium of wellicht zelfs met een statische berekening. Momenteel vindt onderzoek plaats naar de toepasbaarheid van eenvoudige modellen binnen het programma van werkgroep 4 "Dijkbekledingen" van de TAW.

Voor losgepakt droog zand zal naar verwachting een meer gecompliceerd grondmodel en een dynamische benadering nodig zijn.

Voor nat zand geldt, in nog sterkere mate, dat een meer gecompliceerd grondmodel en een dynamisch, tweefasen, rekenmodel nodig zijn. Bij een dergelijke berekening zou het criterium vloeien (als de korrelspanning nul wordt) een toets zijn voor de kwaliteit van het ontwerp.

Blijkens de resultaten van de modelproeven is het niet ondenkbaar dat ook voor goed verdicht nat zand een dergelijke benadering nodig kan zijn.

De voor de losse pakking en/of natte toestand van het zand benodigde rekenmodel wordt verder ontwikkeld in TOW-verband (TOW = Toegepast Onderzoek Waterstaat) mede op basis van de onderhavige modelproeven.

Dit model zal naar verwachting spoedig ingebouwd worden in het Saturn-programma, zodat daarna ook het onderzoek naar een dimensioneringsmethode voor losgepakt en/of nat zand kan plaatsvinden.

7.5.2. Resultaten berekeningen

In het kader van het onderhavige onderzoek, waarover gerapporteerd is in de rapporten deel I en II [4] zijn slechts zeer beperkte oriënterende berekeningen uitgevoerd met het rekenmodel Pisces voor een configuratie met droog zand. Dit rekenmodel leek geschikt voor droog zand.

Naderhand is voorlopig gekozen voor voortgang van het onderzoek met het rekenprogramma Saturn.

8. VERSCHIJNSELEN BIJ DYNAMISCHE BELASTING VAN LOSGEPAKT NAT ZAND

Om het inzicht in en begrip voor de proefresultaten te vergemakkelijken wordt in dit hoofdstuk een aantal aspecten aangaande dynamische belasting van een elastische plaat op nat zand belicht.

Het begrip demping wordt in samenhang met golfsnelheden behandeld in hoofdstuk 8.1. en verweking en dilatantie komen achtereenvolgens in hoofdstuk 8.2. en 8.3. aan de orde.

In hoofdstuk 8.4. wordt aan de hand van voorbeelden het gevaar van een pseudo-statische benadering van een dynamisch probleem geïllustreerd. In hoofdstuk 8.5. wordt een hypothese uitgewerkt ter verklaring van de geconstateerde lage vervormingsweerstand van het korrelskelet na het optreden van verweking.

Tenslotte wordt in hoofdstuk 8.6. een nadere beschouwing van enige algemene bij de proeven opgetreden verschijnselen gegeven.

8.1. Demping en golffrontsnelheden

Onder demping wordt verstaan het in de tijd en/of over een afstand verminderen van de amplitude van een bepaalde grootte. In dit geval gaat het om de verticale gronddruk in het zand.

Er zijn verschillende soorten demping te onderscheiden.

Geometrische demping :

Bij het aanbrengen van een belasting ontstaat als het ware een golffront van een zich in de grond voortplantende drukstoot. Doordat het golffront door spreiding in de ruimte een steeds grotere omtrek krijgt moet de amplitude afnemen en treedt er dus demping op.

Visceuse demping:

Door de relatieve beweging van water en lucht in het korrelmassief ontstaat energiedissipatie. Dit leidt tot afnemende spanningen.

Structurele demping (inwendige demping):

Dit betreft materiaaleffecten, die te vergelijken zijn met visco-elastische en visco-plastische effecten.

Ze zijn niet van toepassing voor zand (wel voor asfalt).

Wrijvingsdemping :

Dit is demping tengevolge van de wrijving tussen de korrels, wanneer ze ten opzichte van elkaar bewegen.

Bij een stootbelasting is het eerste golffront, waarmee de spanningen zich voortplanten een golf van de eerstgenoemde soort, dus met geometrische demping.

Tijdens het optreden van de piekbelasting treden zowel visceuse als wrijvingsdemping op.

Volgens bijlage 9, die de afname in verticale gronddruk als functie van de diepte geeft, is er verschil in demping tussen de proeven MD(matig losse pakking, droog zand), MV (matig losse pakking, nat zand) en LV(losse pakking, nat zand). Dit is als volgt te verklaren :

Het geval MD vertoont de minste demping omdat de visceuse demping nagenoeg afwezig is (geen water).

Het geval LV heeft de grootste demping omdat door de losse pakking de wrijvingsdemping het grootst is.

Verder is door de aanwezigheid van water bij MV en LV ook een grotere spanningsspreiding en dus ook een grotere geometrische demping te verwachten dan bij het geval MD.

8.2. Verweking

Verweking ofwel "drijfzandvorming" treedt op als bij vervorming van een met water verzadigd korrelskelet de korrels een dichtere pakking zoeken terwijl het aanwezige poriënwater niet tijdig kan afvloeien (de korrelspanning = 0). Er ontstaat dan een situatie van min of meer los van elkaar "zwevende" korrels in water totdat na uitzakken van de korrels een nieuwe (dichtere) pakking is ontstaan. Bij het LGM is een standaard triaxiaalproef voor de bepaling van de z.g. kritieke dichtheid in gebruik. Dit betreft die dichtheid waarbij het monster bij de belasting volgens de standaardproef juist geen volumeverkleining ondergaat. De kritieke waarde zou dus een grenswaarde voor het optreden van verweken moeten zijn. Bij de proeven is echter gebleken dat verweken bij veel hogere dichtheden nog optrad tot relatieve dichtheden $D_r(e)$ van ca 60%. In hoofdstuk 8.5. komt het verschijnsel verweking nog nader aan de orde.

8.3. Dilatantie

Dilatantie is het verschijnsel waarbij korrels bij belasten een groter volume gaan innemen, waarbij ze over elkaar schuiven of rollen. Bij de proeven werd een niet-verwacht effect van onderbreking van de poriedrukopbouw gemeten tot zelfs negatieve poriedrukken toe. De belasting veroorzaakte naast compressie, samengaan met volumeverkleining, ook rotatie en/of verschuiving, samengaan met volume vergroting en de daaruit voortvloeiende afname van poriedruk.

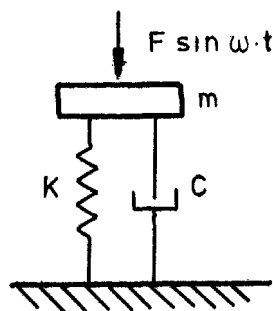
1. Het is dus denkbaar dat een op een bepaalde plaats aanwezige initiële pakking losser wordt door een in de nabijheid op het zandbed aangrijpende golfklap en dat vervolgens de volgende golfklap ter plaatse van de losser geworden pakking aangrijpt. Herhaald belasten door golfklappen behoeft dus niet tot algehele verdichting van zandbed te leiden en zou dus zelfs (plaatselijk en tijdelijk) een losser wordende pakking kunnen geven.

8.4. Consequenties van de pseudo-statische benadering van dynamische problemen

De toepasbaarheid van een pseudo-statische benadering zal in bepaalde gevallen mogelijk zijn.

Aan de hand van het hierna volgende zal getracht worden duidelijk te maken dat hierbij altijd grote voorzichtigheid is geboden.

Beschouw als eenvoudigst denkbare analogie van de plaat op zand een lineair tweede orde systeem bestaand uit een massa ondersteund door een veer en een parallel geschakelde demper.



De respons van een dergelijk systeem is afhankelijk van de verhouding tussen damping c en veerstijfheid k en de frequentie van de belasting. (zie bijlage 10, B).

Voor iedere verhouding tussen damping C en veerstijfheid K is een frequentie-gebied aan te wijzen waarbij de respons de respons bij statische belasting met de kracht F benadert.

Het ligt voor de hand om voor dat frequentie-gebied (zo het te bepalen is) gebruik te maken van de overeenkomst tussen statische en dynamische respons en de dynamische belasting te benaderen met een statische berekening.

De volgende voorbeelden mogen duidelijk maken dat dit tot een foute benadering kan leiden :

Neem een zeer lange staaf opgehangen aan draden.

Deze wordt in het midden statisch belast.

Als de breuksterkte van de draden lager is dan die van de staaf zal bij een zekere belasting de ophanging bezwijken.

Wordt nu echter een zeer korte felle stoot gegeven met een intensiteit groter dan de breuksterkte van de staaf dan kan de staaf breken.

De spanningsgolven die door de staaf gaan lopen na het begin van de stoot hebben dan mogelijk nog niet de belasting, overeenkomend met de breuksterkte van de draden, doorgegeven op die draden vóórdat ter plaatse van de stoot de staafbreeksterkte is overschreden.

Dus bij dit voorbeeld is er een situatie bij belasten tot breuk bij statische belasting die onvergelijkbaar met de situatie bij belasten tot breuk bij dynamische belasting is.

Beschouw vervolgens een massaloos rheologisch model volgens bijlage 11. (Dit zou een model voor asfalt kunnen zijn.)

Bij een zeer langzame belasting zullen de spanningen zich over de verschillende elementen verdelen en de responsie bedraagt deels een elastische, deels een visco-elastische en deels een visco-plastisch tijds-

afhankelijk karakter. Stel verder dat breuk gekoppeld is aan een deformatie-limiet in één van de viscositeits-elementen.

Wordt nu een snelle stootbelasting gegeven, dan moet de gehele vervorming door het elastisch element (M_e) worden opgebracht tengevolge van de enorme visceuse weerstand in de beide andere elementen.

Hierbij wordt dan breuk gekoppeld aan een spannings- of deformatielimiet van het elastische element.

Derhalve wordt bij de stootbelasting een heel andere belastings- en sterktesituatie van het materiaal gecreëerd dan bij een langzame belasting.

Mechanismen als in voorgaande voorbeelden kunnen in principe bij de onderzochte constructie van een plaat op zand optreden. Met deze voorbeelden zij aangetoond dat de benadering van dynamische effecten door een statisch model volstrekt onzinnig kan zijn.

In zijn algemeenheid zal de ruimteverdeling van spanningen en deformaties bij dynamische belastingen afwijken van die van een even grote statische belasting.

Enkele aspecten, die bij dynamische belasting naar voren komen zijn :

- De energieverdeling over grenslaag-, translatie(druk)- en rotatiegolven (zie bijlage 12).
- Traagheidseffecten
- Optreden van materiaaldamping
- Optreden van wrijving tussen de korrels met als gevolg damping.
- De eventueel van de statische situatie afwijkende breuklimieten.

8.5. De lage vervormingsweerstand van een korrelskelet na verweking

Bij de proeven is gebleken dat na het optreden van verweking door de aangebrachte stootbelasting er een sterk doorgaande vervorming onder lage belasting op kan treden.

In het rapport, deel II, wordt hiervoor een hypothese opgesteld die hier kort wordt weergegeven :

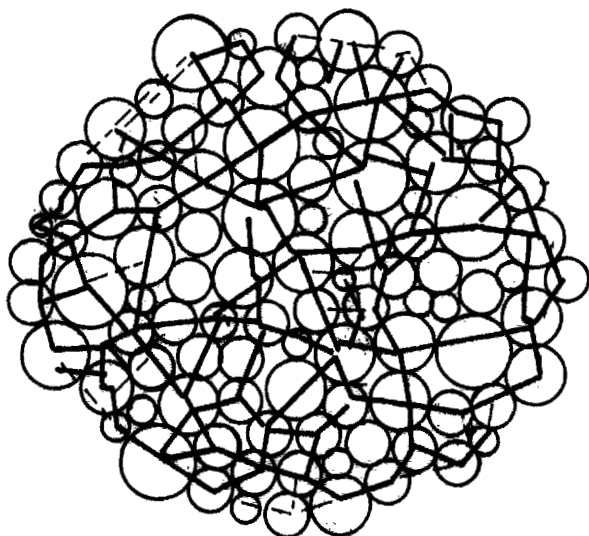
Zand bestaat in principe uit een verzameling discrete deeltjes (korrels). Bij belasting ontstaan er contactkrachten en schuifspanningen op de korrelcontacten. Deze zijn volgens de algemeen geldende opvattingen zeer verschillend van grootte ; echter gemiddeld over een voldoende grootte van het korrelskelet (zeg 200 korreldiameters) kan gewerkt worden met de z.g. effectieve spanning.

Indien nu bijvoorbeeld door toename van de waterspanning in de poriën de effectieve spanning vermindert, dan zullen op verschillende contactpunten de spanningen nihil worden. De betreffende korrels hebben dan daardoor potentieel een hogere mobiliteit.

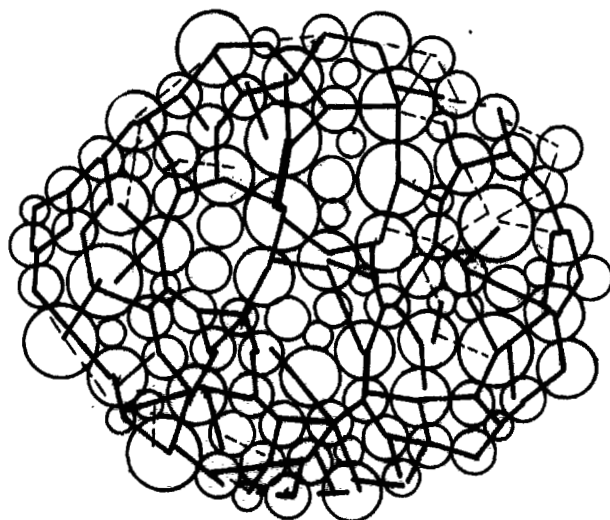
Een bestaand model voor discrete deeltjes, het z.g. ball-model van Cundall laat zien dat er bij belasting lokale ketens van korrels ontstaan die het leeuwendeel van de belasting overdragen.

De hoofdkrachtlijnen zijn stabiel door geringe zijdelingse steun van de omringende korrels. Dit verschijnsel is min of meer analoog aan op druk belaste staven die niet uitknikken tengevolge van een(geringe)zijdelingse steun.

Hoofdkrachtlijnen bij korrelstapeling volgens ball-model van Cundall:



homogene belasting



na. aanbrengen deviatorische
belasting

Dit impliceert dus eveneens dat de contactkrachten tussen de korrels buiten de geconcentreerde krachtlijnen aanzienlijk lagere waarden hebben.

Bij deviatorische belasting blijkt bij dit model een verdere preferentie in hoofdkrachtlijnen en vermindering van de overige contactkrachten te ontstaan.

Goed voorstelbaar is nu dat in de zones met lage contactspanningen gemakkelijk vervorming ontstaat.

Hierbij kan indirect het patroon van hoofdkrachtlijnen verstoord worden, doordat de voornoemde steun van de omringende korrels wegvalt.

Dit kan de aanleiding zijn tot een soort "kaartenhuiscollaps".

Bij vastere pakkingen zullen er meer krachtlijnen ontstaan en zullen de zones met grotere korrelmobiliteit kleiner zijn. Tevens zal bij het wegvallen van een krachtlijn de wegvallende overdracht van kracht gemakkelijker worden overgenomen door meer nabijgelegen krachtlijnen.

Verder zal de kans op een dergelijke collaps kleiner zijn naarmate de effectieve spanning groter is omdat bij een grotere spanning de krachtlijnen dichter bij elkaar liggen en de zones met gemakkelijk te mobiliseren korrels kleiner zijn. Verder kan bij lage spanning kruip bij de contactvlakken een niet te verwaarlozen rol spelen bij het initiëren van de vervorming.

8.6. Nadere beschouwing resultaten proeven op nat zand

In dit deel wordt nog wat dieper ingegaan op enkele algemene verschijnselen, die uit de proeven zijn af te leiden.

De deflectie van de plaat tengevolge van de drukstootbelasting wijkt sterk af van een "elastische" respons. (bijlage 13).

De verplaatsing komt vertraagd op gang, zet door terwijl de stootdruk alweer afneemt en neemt pas na het einde van de drukstoot vertraagd verder af.

Er is hierbij geen sprake van elastische terugvering nadat de belasting weer nul is. (bijlage 14).

De deflecties nemen relatief lange tijd in beslag.

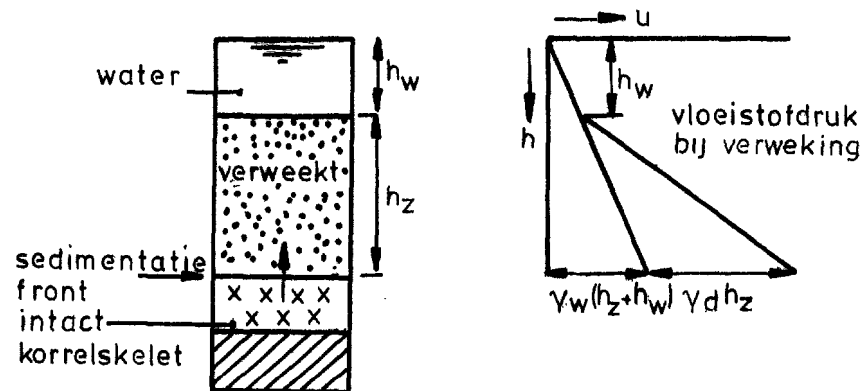
Ook de vervormingen in het zandbed zetten lange tijd door (bijlage 15). Bij de proeven met nat zand liep de waterdruk in de poriën op bij de drukstoot en er trad verweking op.

Bij de verweking zijn de korrelcontacten grotendeels verbroken en proberen de korrels (zolang de meest vaste pakking nog niet is bereikt) een dichtere pakking te verkrijgen onder invloed van de gravitatie.

Er treedt dan hersedimentatie op waarbij de in het water zwevende korrels water moeten verdringen.

De stroming die hierdoor wordt opgewekt alsmede de waterviscositeit vertragen het proces van uitzakken en rollen naar een dichtere pakking.

Indien het zandbed onder een talud ligt dan zal deze "drijfzandsuspensie" afvloeien (zettingsvloeiing).



Bij het vertraagd "omlaag regenen" van de korrels zullen de korrels aan de onderzijde van het verweekte gebied het eerst de contactspanningen weer opbouwen en zal er dus een "sedimentatie-front" omhoog bewegen. Door de statische bovenbelasting zal plaatselijk ook het zandwatermengsel weggedrukt worden en zullen suspensiestromen optreden.

Mede hierdoor zullen de optredende drukken niet eenvoudig kwantificeerbaar zijn.

Bij ontbreken van suspensiestromen en andere verstoringen is te stellen dat op elke diepte in het verweekte gebied een "hydrostatische" druk heerst, welke gelijk moet zijn aan het gewicht van de kolom water en zand daar boven.

Bij het interpreteren van de drukregistraties moet rekening met deze verschijnselen worden gehouden.

Voor al bij horizontaal metende opnemers (radiale en tangentiële gronddruk) is dat gecompliceerd.

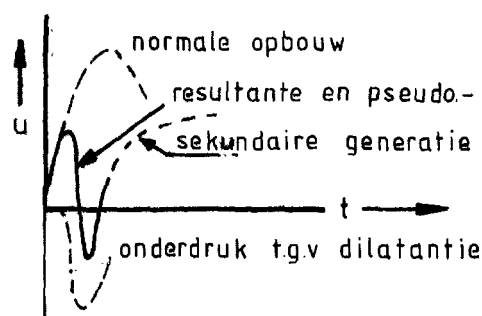
Uit het verloop van de poriedruk kan ruwweg de verwekingsduur worden geschat.

Een opmerkelijk verschijnsel is het optreden van een tijdelijke onderdruk, die sterker is naarmate de initiële

dichtheid groter is (bijlage 16, het verloop van de water-spanning u).

De proefresultaten geven sterke aanwijzingen dat dit effect wordt veroorzaakt door :

- Het volumetrisch terugveren van het korrelskelet na plastische deformatie.
- Dilatantie tijdens of aan het eind van de drukstootopbouw.



Principe schets van de invloed van dilatantie op de poriedruk.

Verder wordt het onderdrukeffect in ieder geval niet geheel van boven naar onderen geïnitieerd. Het betreft in belangrijke mate een plaatselijk volumetrisch dilatantie-effect dat zich reeds bij de drukopbouw manifesteert.

De tijdelijke verlaging van de poriedruk gaat samen met een verhoging van de korreldruk.

Hierdoor blijkt de vervorming als het ware te worden vertraagd. (Bijlage 16).

De zone direct onder de plaat krijgt veelal een lossere pakking door de deviatorische belasting bij een drukstoot.

Na het optreden van verweking treedt zoals reeds omschreven hersedimentatie op.

Dit vindt plaats onder een laag niveau van effectieve korreldruk. Het blijkt dat het aldus ontstane zandbed weinig weerstand tegen vervorming heeft onder invloed van een nieuwe belasting.

9. CONCLUSIES EN CONSEQUENTIES VOOR DE PRAKTIJK

9.1. Conclusies

1. Indien er direct onder de door golfklappen belaste bekleding een hoge verzadigingsgraad en een tamelijk losse tot zeer losse pakking voorkomen is verweking een relevant risico.

Bij een losse pakking en een matige doorlatendheid kan een zodanig langdurige en uitgebreide verweking ontstaan dat het zandtalud instabiel kan worden.

Bij het optreden van verweking moet gerekend worden op vrij grote zetting onder de aangevallen zone, waardoor een holte onder de bekleding kan ontstaan die veel groter is dan de vervorming tijdens de drukstoot.

2. Ook bij een onverzadigde of droge bovenlaag van beperkte diepte onder de aangevallen zone kan verweking optreden van het daaronder gelegen zand met hoge verzadigingsgraad. De permanente vervormingen zullen geringer zijn dan die bij gevallen genoemd onder 1.

Het voorgaande impliceert dat ook drukstoten met een geringere intensiteit dan bij de proeven een verzadigde grondzone tot verweking kunnen brengen.

3. Bij een droge, matig losse pakking blijven de vervormingen beperkt tot die tijdens het verloop van de golfklap. De hierbij teweeggebrachte korrelopbouw hoeft geen stabiele structuur te bezitten. Door herhaalde golfklappen kan er bij een tamelijk losse tot zeer losse pakking toch een ongewenst grote vervorming optreden.

4. De doorlatendheid van het modelzand was vrij hoog mede door het zeer lage gehalte aan deeltjes $< 60 \mu\text{m}$.
In de praktijk kan een extra slibgehalte van ca 5% de doorlatendheid meer dan halveren.
Dit kan de mate van verweking ongunstig beïnvloeden.

9.2. Consequenties voor de praktijk

1. Bij een hoge verzadigingsgraad van het zand onder de aangevallen zone is, ter beperking van het verwekingsrisico een tamelijk vaste pakking (ruim onder het kritieke poriëngehalte, dus $D_r > 60\%$) nodig is met bij voorkeur een laag slibgehalte.
2. Indien het zandbed tot vrij diep onder de aangevallen zone overwegend droog zal blijven is een minder vaste tot matige losse pakking toelaatbaar. Dit is mede afhankelijk van de dikte en de toelaatbare permanente vervorming van de bekleding.
3. Bij optreden van verweking moet rekening gehouden worden met het in zijn geheel verplaatsen en vervormen van de bekleding. Verder kunnen dan golfklappen optreden in een zone waar onder de bekleding nog een holle ruimte gevuld met water aanwezig is. Deze belastingssituatie is ongunstig voor de bekleding en kan tevens leiden tot meer verweking.
4. Er dient rekening gehouden te worden met mogelijk stabiliteitsverlies van het buitentalud en/of het bezwijken van de bekleding tengevolge van verweking indien :
 - De dichtheid van het zandbed minder dan $D_r(e) = 60\%$ is (d.w.z. relatieve proctordichtheid minder dan 97%!) en
 - Een stootbelasting (door golfklappen of een schip) optreedt op de bekleding.
 - Het onderliggende zand geheel of gedeeltelijk verzadigd is met water tengevolge van de voortplanting van de getijbeweging in het dijklichaam.

Deze situatie kan voor de Nederlandse dijken, met alleen in de getijzone open bekleding, mogelijk optreden voor de bekleding beneden NAP + 3 à 4 m. Aanbevolen wordt om voor dergelijke situaties een relatieve dichtheid $D_r(e) > 60\%$ in het zandbed tot 1 à 2 m onder de bekleding te realiseren. Dit komt voor zand gebruikt bij Nederlandse dijken in het algemeen ongeveer neer op een relatieve proctordichtheid $> 97\%$.

Voor een geheel dichte of slecht doorlatende bekleding in de getijzone en daarboven zal de natte zone veelal lager dan NAP + 2 m liggen.

5. Opgemerkt wordt verder nog dat de mogelijke situaties met verweking niet beperkt zijn tot asfaltbekleding maar ook in principe op kunnen treden onder bijvoorbeeld kleibekleding. Wel zal dan bij grote dikte van de kleilaag (zeg 1 m) de drukstoot al redelijk uitgedempt zijn als deze het zandbed bereikt. Voor een situatie met bijvoorbeeld blokken op doek op zand is een verwekingsrisico blijkens het voorgaande nogal relevant.

10. NOODZAKELIJK ONDERZOEK VOOR DE ONTWIKKELING VAN EEN DIMENSIONERINGSMETHODE

10.1. Opzet rekenmodel

De uitgevoerde modelproeven geven een grote hoeveelheid informatie omtrent het gedrag van met water verzadigd zand onder invloed van een dynamische belasting. Vanwege het meer fundamentele karakter van deze problematiek wordt in TOW-verband gewerkt aan een rekenmodel voor de genoemde belastingssituaties waarbij de gegevens van de uitgevoerde modelproeven als toetsingsmateriaal dienen.

Pas na dit TOW-onderzoek kan begonnen worden om ten behoeve van de TAW een voor praktische ontwerpproblemen bruikbare rekenmethode te ontwikkelen voor situaties met nat zand.

Voor droog zand is de ontwikkeling van een dimensioneringsmethode aan de gang. De beschikbare dynamische rekenmodellen zijn voorlopig niet geschikt voor routinegebruik in de praktijk in verband met de benodigde rekentijd en de gecompliceerdheid.

Nagegaan wordt in hoeverre met relatief eenvoudige grondmodellen kan worden volstaan en of voor situaties met zeer goed verdicht zand het werken met statische modellen toelaatbaar is.

Hiertoe wordt thans een parameterstudie uitgevoerd, en worden enige op dijkvakken uitgevoerde valdeflectie - metingen nagerekend en worden rekenresultaten van verschillende modellen met elkaar vergeleken. (zie hiervoor [11])

10.2. Proto-type onderzoek

Het uitgevoerde onderzoek heeft de noodzaak aangetoond van een betere kwantificering van de gesteldheid van het zand in de praktijk.

Voor bestaande dijken is het voor een in het kader van een goed beheer noodzakelijke toekomstige waardering van de kwaliteit van de bekleding nodig om de aanwezige pakking en mechanische eigenschappen van het zand nader vast te stellen.

Tevens is het van nogal cruciaal belang om inzicht te hebben omtrent de zônes waar het zand nat zal zijn tijdens de belasting door golven onder ontwerpomstandigheden.

Naar verwachting zullen bij situaties met nat zand de mechanische eigenschappen van de ondergrond minder zijn en dus tot een zwaardere belastingssituatie voor de bekleding leiden.

Verder is, zoals duidelijk zal zijn geworden uit de voorgaande hoofdstukken, de dimensionering bij de situatie met nat zand niet eenvoudig en praktisch thans nog niet goed realiseerbaar.

Daarom is het ook in verband met de afschatting van de omvang van het probleem van dimensioneren met nat zand van belang om inzicht in de grondwaterbeweging te krijgen.

Met het in het voorgaande genoemde prototype onderzoek is reeds een begin gemaakt (zie hiervoor het onderzoeksprogramma van werkgroep 4 "Dijkbekledingen" [11]).

10.3. Onderzoek asfaltmengsels

De inmiddels voltooide "Leidraad voor asfalttoepassingen in de Waterbouw" was aanleiding om te beginnen met onderzoek naar eigenschappen van asfaltmengsels.

Voor de ontwikkeling van een goede dimensioneringsmethode voor asfaltbekledingen is meer inzicht in de eigenschappen van asfaltmengsels nodig. Voor het betreffende onderzoeksprogramma wordt verwezen naar [11].

10.4. Golfrandvoorwaarden

Er is nog onvoldoende kennis ter beschikking omtrent de optredende golfbelasting.

De relatie golfhoogte, - periode en taludhelling enerzijds en golfklap karakteristieken anderzijds is in beperkte mate voor regelmatige golven onderzocht ten behoeve van de leidraad asfalttoepassingen.

Er is dringende behoefte aan gegevens van golfklappen bij onregelmatige golven en aan meer inzicht in de golfkarakteristieken in prototype direct zeewaarts van de constructie.

Veelal is er wel iets bekend over de golfhoogte en -periode op dieper water maar ontbreekt informatie hierover vlak bij de waterkeringen. Om te beginnen zouden wat meer algemene gegevens omtrent het verband tussen golfhoogte en golfperiode nabij de waterkeringen al een grote verbetering betekenen.

Toepassing van de thans voor dieper water beperkt beschikbare gegevens omtrent dit verband leidt vrijwel zeker tot verkeerde schattingen van de golfklappen.

LITERATUUR

- [1] Werkgroep Gesloten Dijkbekledingen,
Voorlopig Rapport 1961.
Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage.

- [2] M.G.F. Peutz, W. Visser,
Spanningen in dijkbekledingen bij golfaanval.
KSLA-memorandum BR/ 57/69, 30 januari 1969.

- [3] Commissie Verdichting Asfaltdijktaluds,
Asfaltbekleding van dijktaluds.
Eindverslag, maart 1975.

- [4] ir. P.A. Ruygrok,
Drukstootbelasting door golfklappen op de asfalt-
bekleding van dijktaluds; onderzoek in een
geschematiseerd laboratoriummodel.

Deel I, modelonderzoek met statische belasting,
Laboratorium voor Grondmechanica, CO-210065/10,
april 1981.

Deel II, modelonderzoek met drukstootbelasting.
Laboratorium voor Grondmechanica, CO-210065/11,
juni 1980.

- [5] Working Group F 4 "Sub-base",
Various properties of natural sands for Netherlands
highway engineering.
Study Centre for Road Construction, SCW' Record 4, 1979.
(Stichting Studiecentrum Wegenbouw, Arnhem.)

- [6] Werkgroep G 1 "Kwaliteit en winbaarheid van zand",
Zandwinning voor wegen : Waar en hoe ?
Stichting Studiecentrum Wegenbouw, Arnhem, 1984.

- [7] Sondeerwaarden voor de verdichtingscontrole van zand-
aanvullingen rond duikers.
Laboratorium voor Grondmechanica.

- [8] Informatie nr 4 van het golfklaponderzoek in de modelbak.
Laboratorium voor Grondmechanica, CO-21006-9.

- [9] Brief CF-4985/3 dd. 22-10-'76 van het
Laboratorium van Grondmechanica aan het
Centrum voor Onderzoek Waterkeringen.

- [10] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw
Staatsuitgeverij, 's-Gravenhage, 1984.

- [11] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Vijfjarenplan 1985-1989, M-84.042
Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft.

Symbolenlijst

D_{10} = korrelgrootte (diameter) die door 10% van het zand wordt onderschreden.

D_{50} = " " " " 50% " " " " "

D_{90} = " " " " 90% " " " " "

$$D_r(n) = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \cdot 100\% = \text{relatieve dichtheid, gerelateerd aan } n.$$

$$D_r(e) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100\% = \text{relatieve dichtheid, gerelateerd aan } e.$$

n = aanwezig holle ruimte percentage

$n_{\max}$ = maximaal mogelijk holle ruimte percentage (volgens standaardproef).

$n_{\min}$ = minimaal mogelijk holle ruimte percentage (volgens standaardproef).

$$e = \frac{n}{1-n} = \text{poriegetal}$$

$$e_{\max} = \frac{n_{\max}}{1-n_{\max}}$$

$$e_{\min} = \frac{n_{\min}}{1-n_{\min}}$$

γ = dichtheid proctordichtheid zand

γ_{mpd} = maximale proctordichtheid zand

$$\text{rpd} = \frac{\gamma}{\gamma_{\text{mpd}}} = \text{relatieve proctordichtheid}$$

E = elasticiteitsmodules

ν = constante van Poisson

σ_0 = bovenbelasting uitgedrukt in kracht/oppervlakte

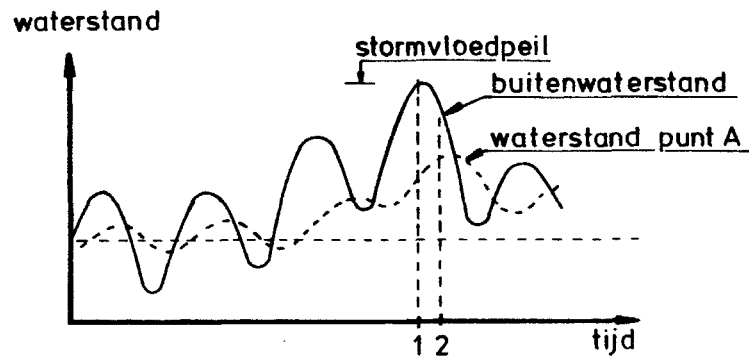
σ_z = verticale grondspanning

σ_r = radiale grondspanning

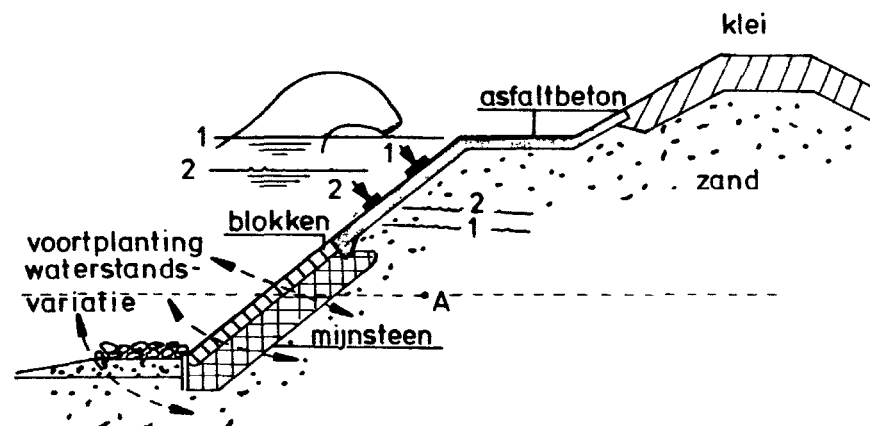
σ_t = tangentiële grondspanning

Bijlagenlijst behorende bij rapport S-71.066-b

bijl.nr.	omschrijving	form/tek.nr.
1	Voorbeeld dimensioneringsprobleem asfalt op zand	A3/85.276
2	Situatieschets modelbakken	A3/85.277
3	Overzicht eigenschappen zandsoorten	A4/85.278
4	Minimum en maximum dichtheid als functie van de D_{50}	A3/85.279
5	Minimum en maximum dichtheid als functie van de $D_{90}-D_{10}$	A3/85.280
6	Gesteldheid zandbed in model en prototype	A3/85.281
7	Dichtheid zandbed bij modelproeven	A4/85.282
8	Belasting en gemeten spanningen en vervormingen	A3/85.283
9	Afname verticale gronddruk onder de plaat op 30 cm van het midden van de belasting	A3/85.284
10	Respons massa ondersteund door veer en demper	A3/85.285
11	Rheologische representatie van hard polyetheen (hdpe) of asfalt	A3/85.286
12	Verspreiding energie vanuit een cirkelvormige plaat onder harmonische belasting op een elastische halfruimte	A3/85.287
13	Drukstootbelasting σ_0 op de plaat en deflecties v_z van de plaat bij variant LV	A3/85.288
14	Deflecties van de plaat v_z bij variant LV	A3/85.289
15	Vertikale vervormingen ϵ_z van het zand op 20,5 cm onder de plaat voor variant LV	A3/85.290
16	Registraties op 20,5 cm onder de plaat op 30 cm van het midden van de belasting voor variant LV	A3/85.291



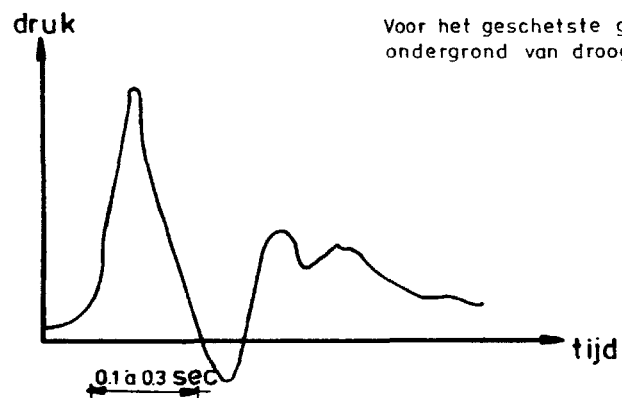
Verloop waterstanden



Dwarsprofiel dijk

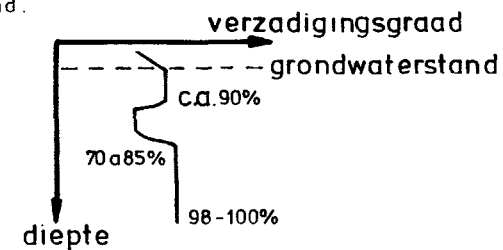
In het dwarsprofiel zijn voor de tijdstippen 1 en 2 aangegeven:

- de buitenwaterstand.
- de zone op het talud waar de golfklappen terecht komen.
- de binnenwaterstand.



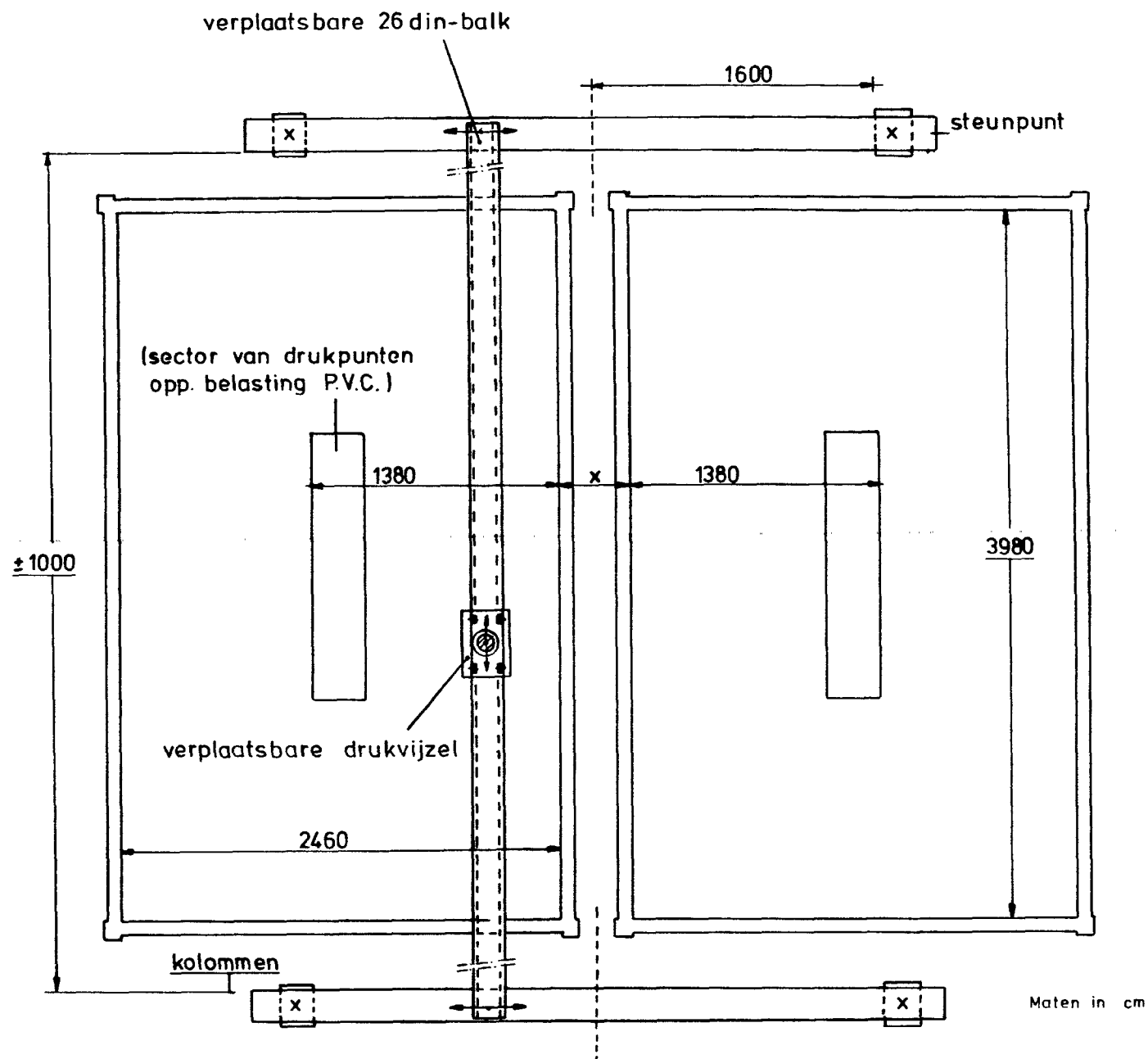
Mogelijke drukstootkarakteristiek

Voor het geschetste geval komt op tijdstip 1 de klap op een ondergrond van droog zand en op tijdstip 2 op een natte ondergrond.



Variatie verzadigingsgraad natte grond nabij tijdstip van stormvloedpeil

voorbeeld dimensioneringsprobleem asfalt op zand.					bijlage 1	
					schaal	
	DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE hoofdafdeling waterbouw	gef.	gew.	gez.	formaat	werknr. S-71.066 b
		PE.			A 3	tek. nr. 85276

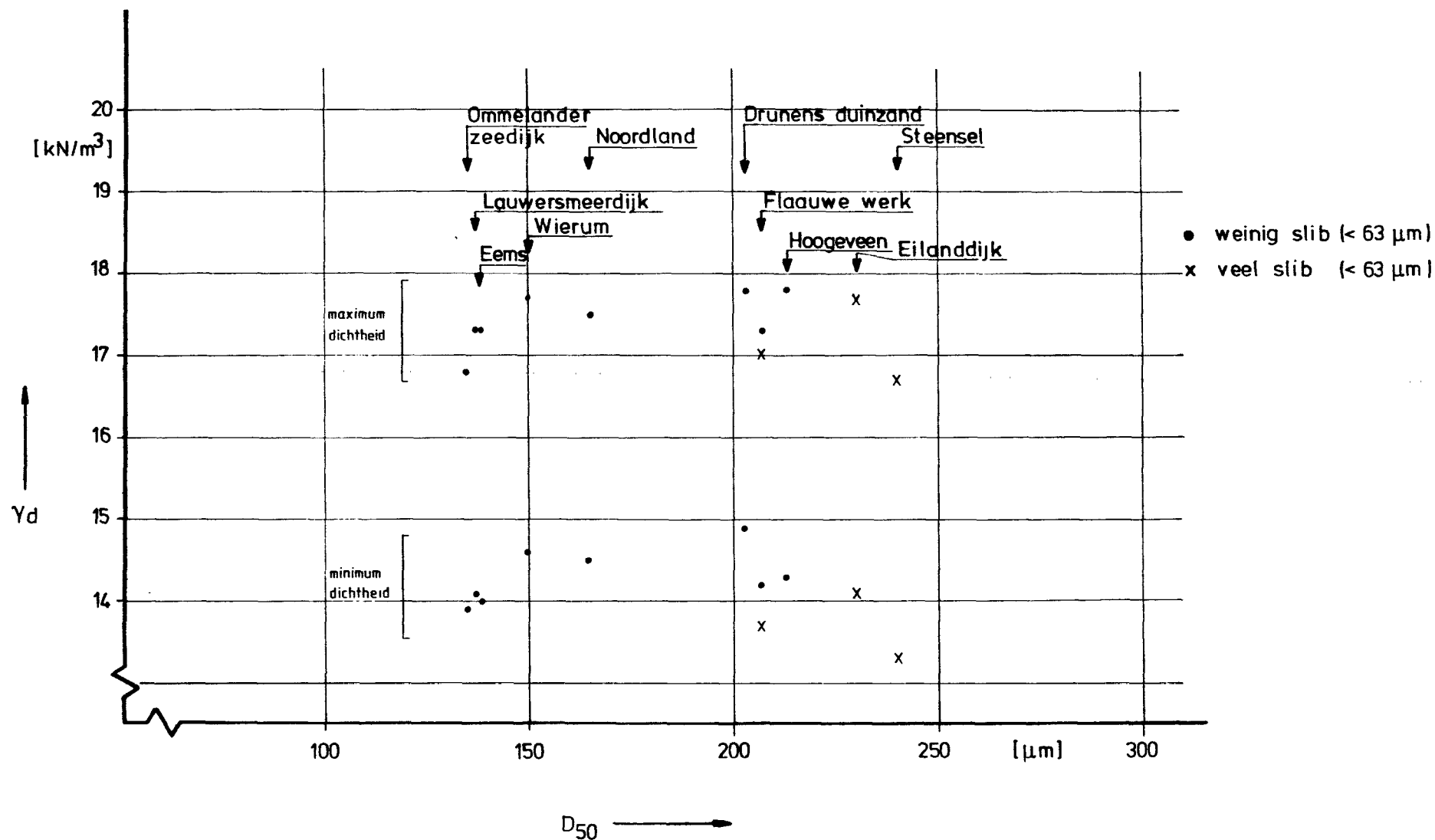


situatieschets modelbakken.				bijlage 2	
				schaal	
	DIENST WEG-EN WATERBOUWKUNDE hoofdafdeling waterbouw	get	gew	gez	formaat
		P.E.			werknr S-71.066 b tek nr 85277

	Uit onderzoek SCW [5]			Zand zeedijken 1984 (C0-276150						Drunens duinzand (model zand)			
	Hoogeveen	Steensel	Eems	Wierum 5 t/m 15	Noordland 16	Lauwers- meerdijk 19	Eiland- dijk 20	Flaauwe werk ¹⁾	Ommelan- derzee dijk ²⁾	1972	1974	1984 C0-276- 150-1	1984 C0-276150 1 t/m 4
D ₁₀	100 µm	33 µm	100 µm	100 µm	115 µm	106 µm	80 µm	144 µm	99 µm	135 µm		137 µm	139 µm
D ₅₀	213	240	138	150	165	137	230	207	135	185		200 µm	203
D ₉₀	780	375	270	275	250	180	335	303	182	250		300 µm	311
%<63 µm				1,67%	1,22%	1,93%	8,11%	2,1%	2%			0,88%	0,89%
Afronding	51	44	53							50,2			
n _{max}	46,0%	48,6%	47,1%	45,0%	45,1%	46,4%	46,7%	46,3%	47,6%	46,0%	44,9%	44,3%	43,9%
n _{min}	32,8	36,9	34,7	33,1	34,0	34,9	33,3	34,6	36,6	33,6	34,1	33,4	33,0
Δn	13,2	11,7	12,4	11,9	11,1	12,0	13,4	11,6	11,0	12,4	10,8	10,9	10,9
γ _{max}	17,8 N/m ³	16,7 N/m ³	17,3 N/m ³	17,7 N/m ³	17,5 N/m ³	17,3 N/m ³	17,7 N/m ³	17,3 N/m ³	16,8 N/m ³	17,6 N/m ³	17,5 N/m ³	17,6 N/m ³	17,8 N/m ³
γ _{min}	14,3	13,6	14,0	14,6	14,5	14,1	14,1	14,2	13,9	14,3	14,6	14,8	14,9
γ _{min} /γ _{max}	0,80	0,81	0,81	0,82	0,83	0,82	0,80	0,82	0,83	0,81	0,84	0,84	0,84
mpd				16,6 N/m ³		16,3 N/m ³	17,7 N/m ³	16,6 N/m ³	16,4 N/m ³				16,3 N/m ³
mpd/γ _{max}				0,94		0,94	1,00	0,96	0,98				0,91

1) gemiddelde van slibarme monsters

2) gemiddelde van monsters 19B, 20, 21A en 21C (geen schelpen)



minimum en maximum dichtheid als functie van de D₅₀.



DIENT WEG- EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

get
PE.

gew
13

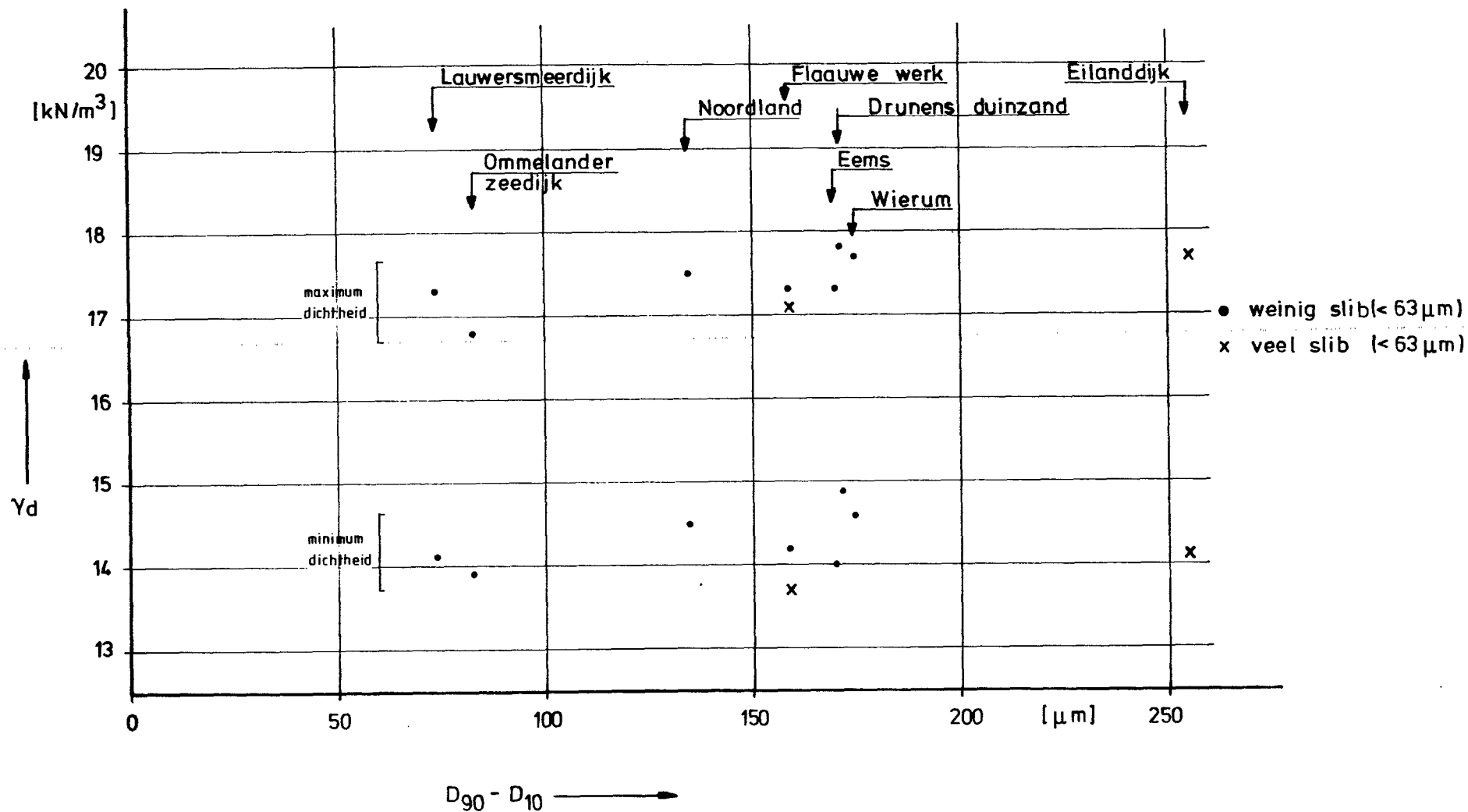
gez

bijlage 4

schaal

formaat
A 3

werknr S-71056 b
tek nr 85279



minimum en maximum dichtheid als functie van de D₉₀ - D₁₀.

bijlage 5

schaal

DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

get. PE.
gew. B.
gez.

formaat A 3
werknr S-71.066b
tek nr 85280

		gemeten holle ruimte				gemeten holle ruimte-0,5%				gemeten holle ruimte-1%			
Proeven		n	e	D _r (n)	D _r (e)	n	e	D _r (n)	D _r (e)	n	e	D _r (n)	D _r (e)
Statische belasting	droog, matig vastgepakt	0,385	0,626	0,593	0,634	0,38	0,613	0,639	0,678	0,375	0,600	0,685	0,721
	droog, matig losgepakt	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356	0,41	0,695	0,361	0,403
Dynamische belasting	LV ¹⁾	0,445	0,802	0,037	0,047	0,44	0,786	0,083	0,097	0,435	0,770	0,130	0,151
	MV, MCV, MCO, MD	0,425	0,739	0,222	0,255	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356
	MGS	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356	0,41	0,695	0,361	0,403

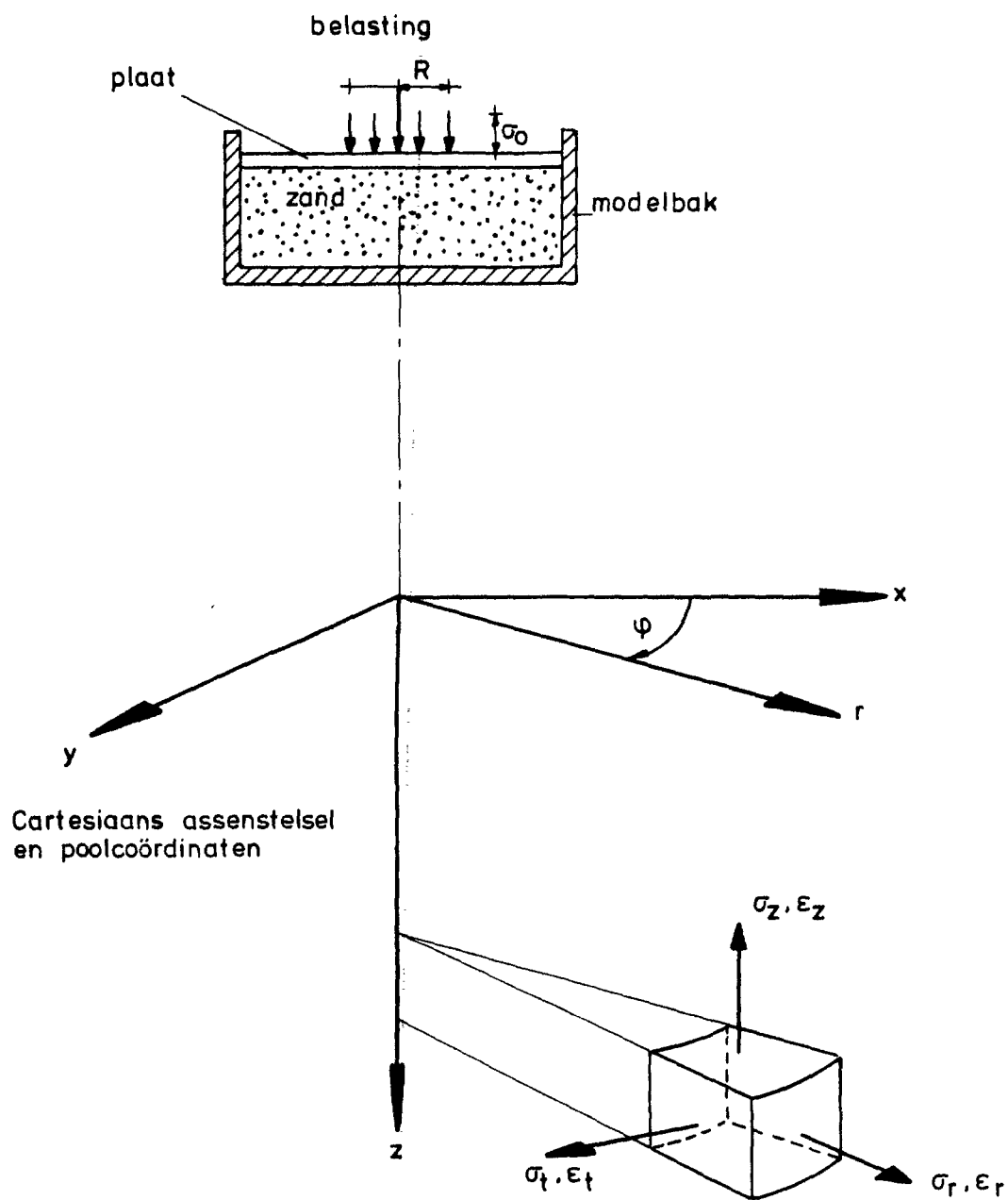
Relatieve dichtheid volgens gegevens 1974:

$$D_r(n) = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \cdot 100\% = \frac{44,9 - n}{10,8} \cdot 100\%$$

$$D_r(e) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100\% = \frac{81,5 - e}{29,8} \cdot 100\%$$

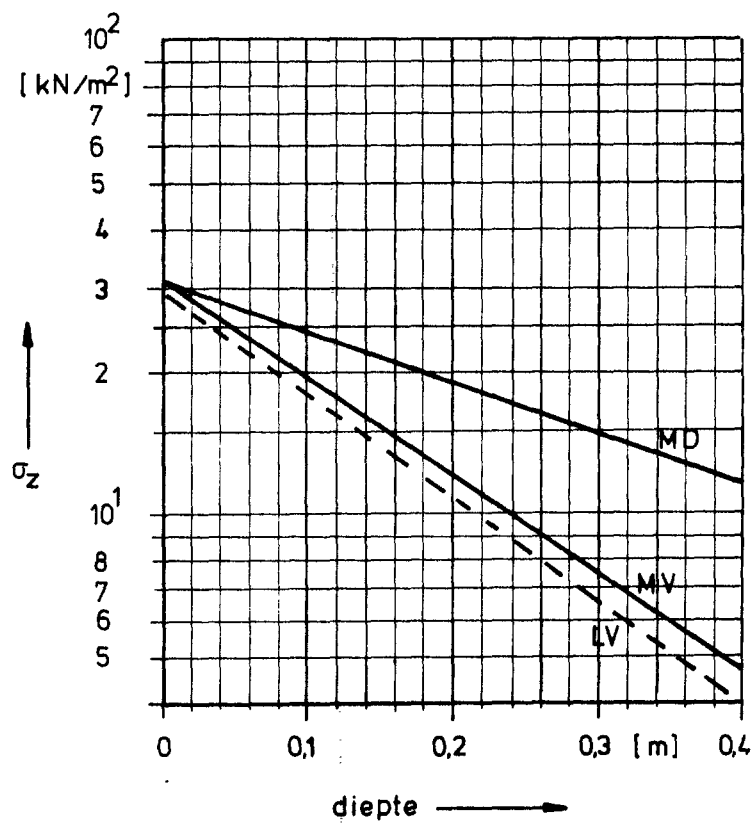
Bijlage 7: Dichtheid zandbed bij de modelproeven

1) zie voor verklaring hfst. 7.



σ_0 = spanning door bovenbelasting
 σ_z = verticale spanning
 σ_t = tangentielle spanning
 σ_r = radiale spanning
 ϵ = vervorming

belasting en gemeten spanningen en vervormingen				bijlage 8	
	DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE hoofdafdeling waterbouw	gef	gew	schaal	
		RE.		formaat A 3	werknr S-71.066b tek nr 85283



afname verticale gronddruk onder de
plaat op 30 cm van het midden v/d belasting

bijlage 9

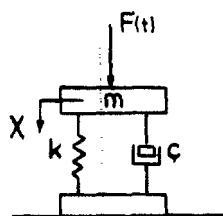


DIENT WEG-EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

get	gew	gez
P.E.		

schaal

formaat	werknr S-71 066 b
A 3	tek nr 85284



$$T_0 = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

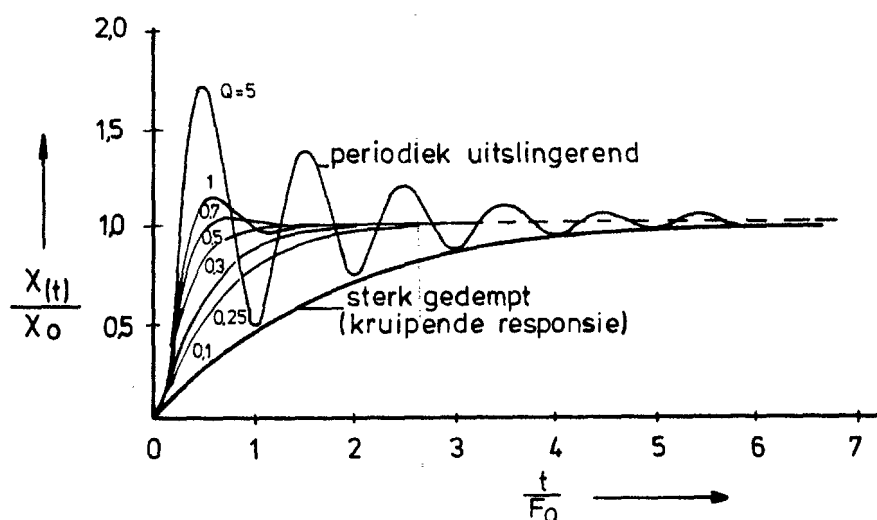
$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$Q = \sqrt{\frac{mk}{c}}$$

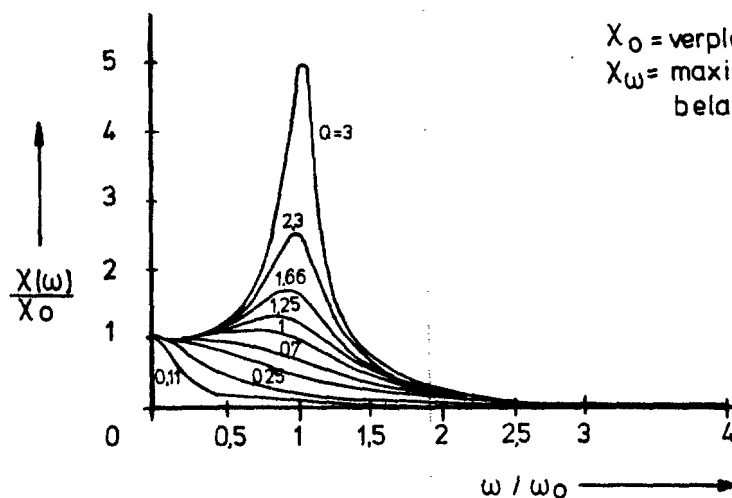
X_0 = verplaatsing na uitslingeren

$X(t)$ = momentane verplaatsing

Q = opslingeringsfactor



(A) Verplaatsing massa m na aanbrengen sprongbelasting

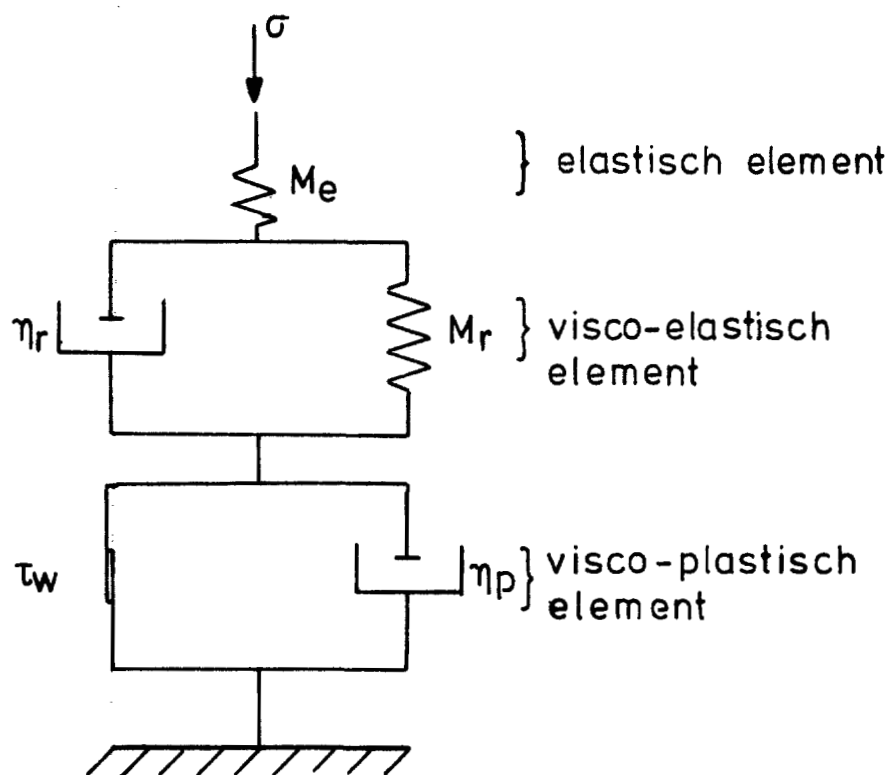


X_0 = verplaatsing door statische belasting F_0

X_ω = maximale verplaatsing door harmonische belasting $F(t) = F_0 \sin \omega t$

(B) Relatieve verplaatsing bij harmonische belasting

respons massa ondersteund door veer en demper.					bijlage 10	
					schaal	
	DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE hoofdafdeling waterbouw	get	gew	gez	formaat	werknr S-71 066 b
		P.E.	15 15 15		A 3	tek nr 85285



rheologische representatie van hard
polyetheen (hdpe) of asfalt.

bijlage 11

schaal

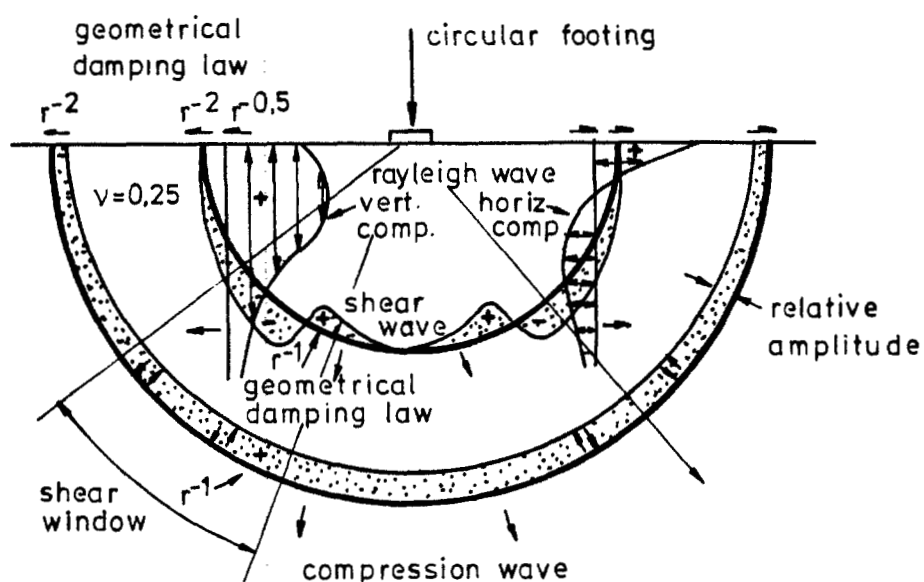


DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

get	gew	gez
PE		

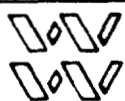
formaat	werknr.
A 4	S - 71066 t tek nr 85286

Wave Type	Per Cent of Total Energy
Rayleigh	67
Shear	26
Compression	7



Ontleend aan: Vibrations of soils and foundations.
F.E. Richart, R.D. Woods, J.R. Hall Jr.

VERSPREIDING ENERGIE VANUIT EEN CIRKELVORMIGE
PLAAT ONDER HARMONISCHE BELASTING OP EEN
ELASTISCHE HALFRUIMTE.



DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

get	gew	gez
P.E.		

bijlage 12

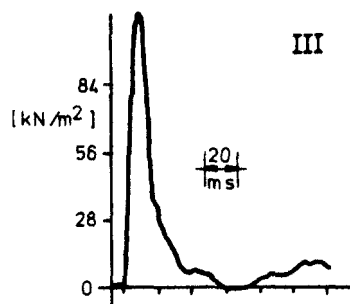
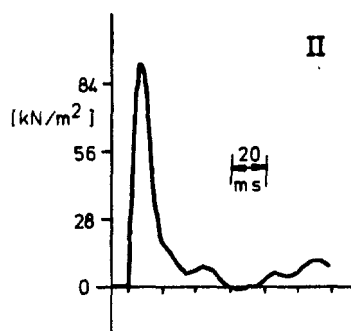
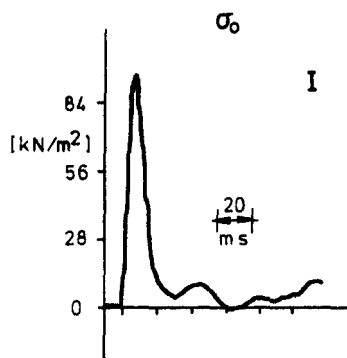
schaal

formaat	werknr. S-71 066
A 4	tek nr. 85287

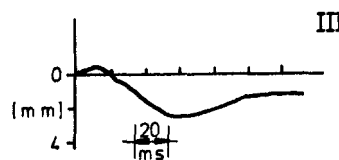
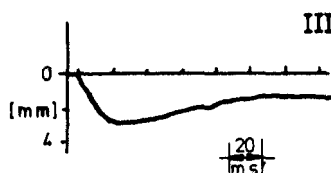
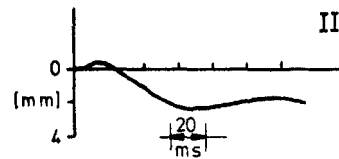
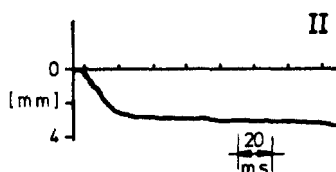
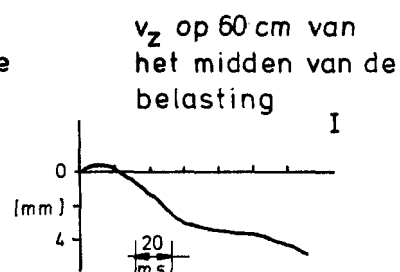
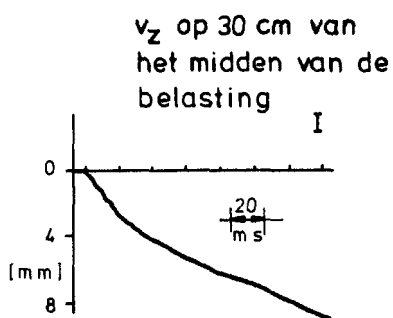
Algemene opmerking

Het nulpunt van de tijdas was met de beschikbare apparatuur voor de registratie weergave niet in te stellen.

drukstootbelasting (korte tijdbasis)

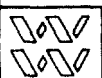


deflecties van de plaat



I, II, III = volgorde drukstoten

drukstoot belasting σ_0 op de plaat en
deflecties v_z van de plaat bij variant LV



DIENST WEG- EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

get

PE.

gew

gez

bijlage 13

schaal

formaat

A 3

werknr S-71-066b

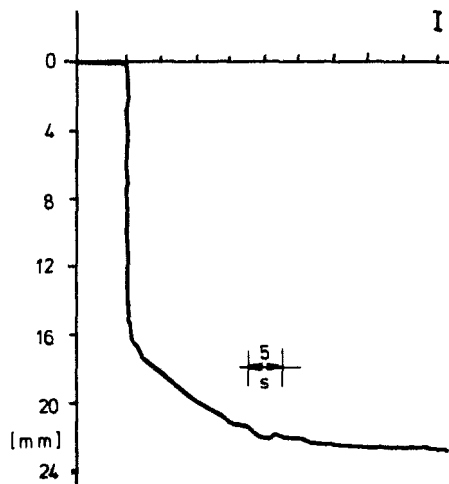
tek nr 85288

Algemene opmerking

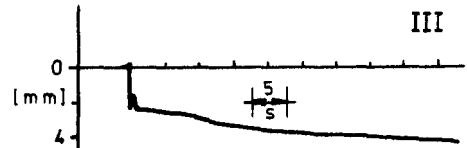
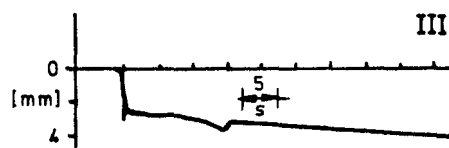
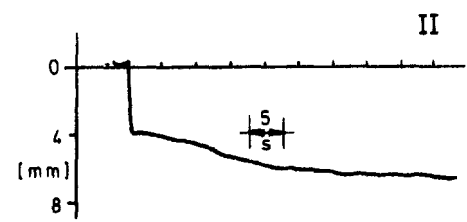
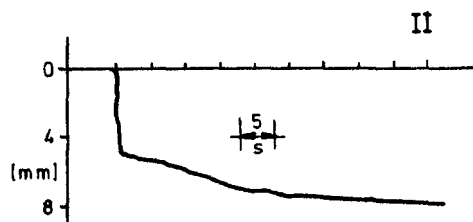
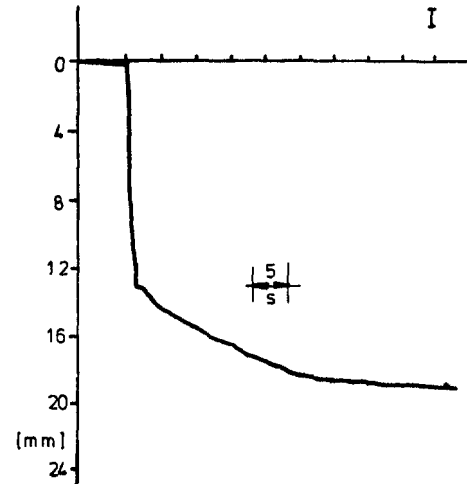
De signalen op lange tijdbasis geven de snelle fluktuaties, die te zien zijn op korte tijdbasis, niet of onvolledig weer.

deflektie-metingen (lange tijdbasis)

v_z op 30cm van het
midden van de belasting



v_z op 60cm van het
midden van de belasting



I, II, III = volgorde drukstoot

deflecties van de plaat v_z bij variant LV

bijlage 14



DIENT WEG- EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

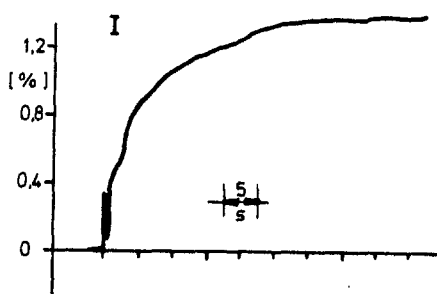
get gew gez
P.E.

schaal

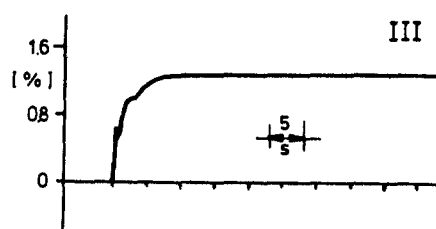
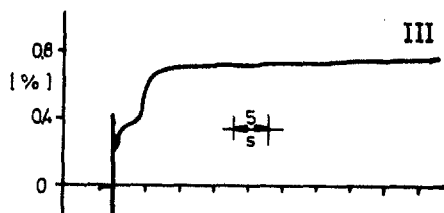
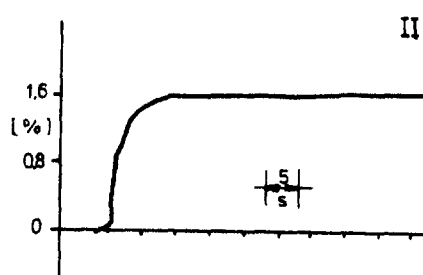
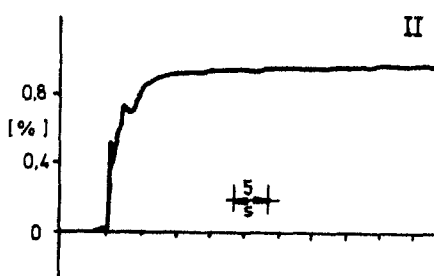
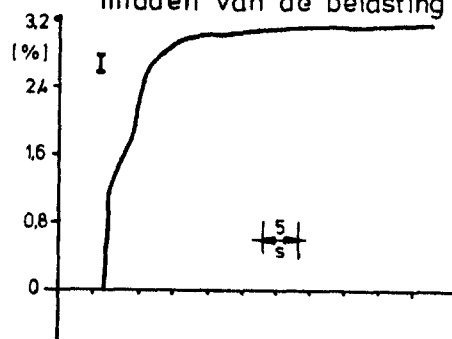
formaat werknr S-71.066 b
A 3 tek nr 85289

vervormingen
(lange tijdbasis)

ϵ_z op 30 cm van het
midden van de belasting

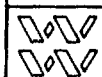


ϵ_z op 60 cm van het
midden van de belasting



I, II, III = volgorde drukstoten

verticale vervormingen ϵ_z van het zand op
20,5 cm onder de plaat voor variant LV



DIENT WEG- EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

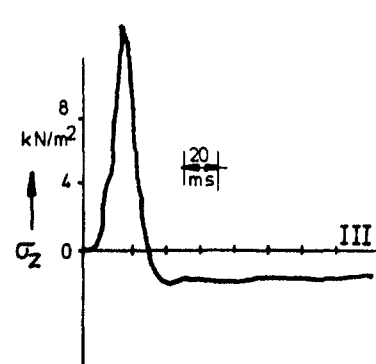
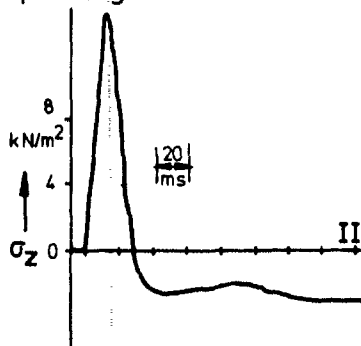
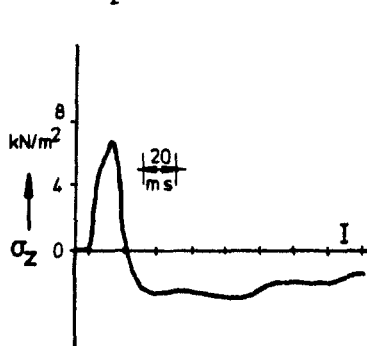
get	gew	gez
RE.		

bijlage 15

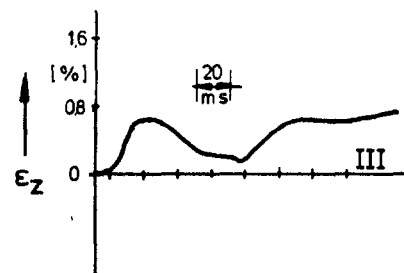
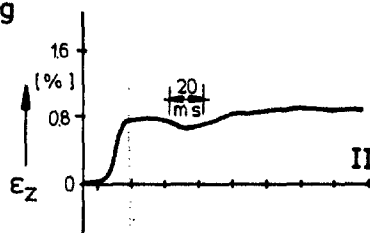
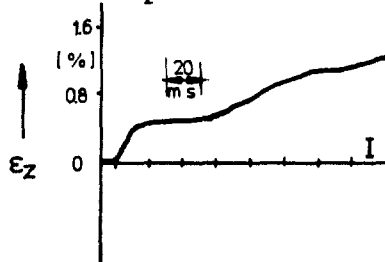
schaal

formaat	werknr S-71.066 b
A 3	tek nr 85290

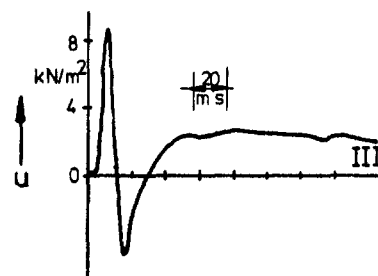
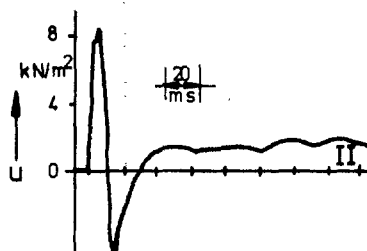
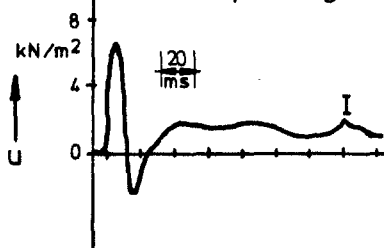
σ_z = verticale effectieve spanning



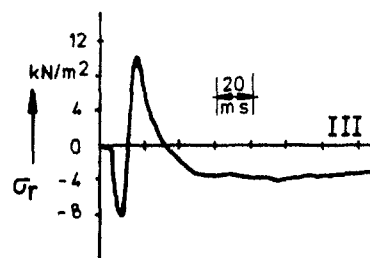
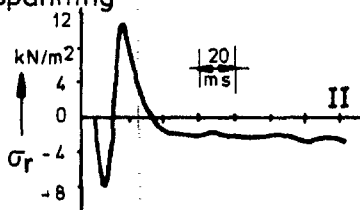
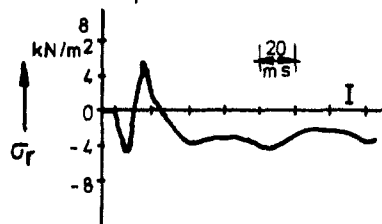
ϵ_z = verticale vervorming



u = waterspanning



σ_r radiale effectieve spanning



I, II, III = volgorde drukstoten

registraties op 20,5 cm onder de plaat op 30 cm
van het midden v/d belasting voor variant MV

bijlage 16



DIENTST WEG- EN WATERBOUWKUNDE
hoofdafdeling waterbouw

get	gew	gez
PE.		

schaal

formaat	werknr S-71.066 b
A 3	tek nr 85291

		gemeten holle ruimte				gemeten holle ruimte-0,5%				gemeten holle ruimte-1%			
Proeven		n	e	D _r (n)	D _r (e)	n	e	D _r (n)	D _r (e)	n	e	D _r (n)	D _r (e)
Statische belasting	droog, matig vastgepakt	0,385	0,626	0,593	0,634	0,38	0,613	0,639	0,678	0,375	0,600	0,685	0,721
	droog, matig losgepakt	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356	0,41	0,695	0,361	0,403
Dynamische belasting	LV ¹⁾	0,445	0,802	0,037	0,047	0,44	0,786	0,083	0,097	0,435	0,770	0,130	0,151
	MV, MCV, MCO, MD	0,425	0,739	0,222	0,255	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356
	MGS	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356	0,41	0,695	0,361	0,403

Relatieve dichtheid volgens gegevens 1974:

$$D_r(n) = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \cdot 100\% = \frac{44,9 - n}{10,8} \cdot 100\%$$

$$D_r(e) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100\% = \frac{81,5 - e}{29,8} \cdot 100\%$$

Bijlage 7: Dichtheid zandbed bij de modelproeven

1) zie voor verklaring hfst. 7.

		gemeten holle ruimte				gemeten holle ruimte-0,5%				gemeten holle ruimte-1%			
Proeven		n	e	D _r (n)	D _r (e)	n	e	D _r (n)	D _r (e)	n	e	D _r (n)	D _r (e)
Statische belasting	droog, matig vastgepakt	0,385	0,626	0,593	0,634	0,38	0,613	0,639	0,678	0,375	0,600	0,685	0,721
	droog, matig losgepakt	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356	0,41	0,695	0,361	0,403
Dynamische belasting	LV ¹⁾	0,445	0,802	0,037	0,047	0,44	0,786	0,083	0,097	0,435	0,770	0,130	0,151
	MV, MCV, MCO, MD	0,425	0,739	0,222	0,255	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356
	MGS	0,42	0,724	0,269	0,305	0,415	0,709	0,315	0,356	0,41	0,695	0,361	0,403

Relatieve dichtheid volgens gegevens 1974:

$$D_r(n) = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \cdot 100\% = \frac{44,9 - n}{10,8} \cdot 100\%$$

$$D_r(e) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100\% = \frac{81,5 - e}{29,8} \cdot 100\%$$

Bijlage 7: Dichtheid zandbed bij de modelproeven

1) zie voor verklaring hfst. 7.

	Uit onderzoek SCW [5]			Zand zeedijken 1984 (C0-276150)						Drunens duinzand (model zand)			
	Hoogeveen	Steensel	Eems	Wierum 5 t/m 15	Noordland 16	Lauwers- meerdijk 19	Eiland- dijk 20	Flaauwe werk ¹⁾	Ommelan- derzee dijk ²⁾	1972	1974	1984 C0-276- 150-1	1984 C0-276150 1 t/m 4
D ₁₀	100 µm	33 µm	100 µm	100 µm	115 µm	106 µm	80 µm	144 µm	99 µm	135 µm		137 µm	139 µm
D ₅₀	213	240	138	150	165	137	230	207	135	185		200 µm	203
D ₉₀	780	375	270	275	250	180	335	303	182	250		300 µm	311
%<63 µm				1,67%	1,22%	1,93%	8,11%	2,1%	2%			0,88%	0,89%
Afronding	51	44	53							50,2			
n _{max}	46,0%	48,6%	47,1%	45,0%	45,1%	46,4%	46,7%	46,3%	47,6%	46,0%	44,9%	44,3%	43,9%
n _{min}	32,8	36,9	34,7	33,1	34,0	34,9	33,3	34,6	36,6	33,6	34,1	33,4	33,0
Δn	13,2	11,7	12,4	11,9	11,1	12,0	13,4	11,6	11,0	12,4	10,8	10,9	10,9
γ _{max}	17,8 N/m ³	16,7 N/m ³	17,3 N/m ³	17,7 N/m ³	17,5 N/m ³	17,3 N/m ³	17,7 N/m ³	17,3 N/m ³	16,8 N/m ³	17,6 N/m ³	17,5 N/m ³	17,6 N/m ³	17,8 N/m ³
γ _{min}	14,3	13,6	14,0	14,6	14,5	14,1	14,1	14,2	13,9	14,3	14,6	14,8	14,9
γ _{min} /γ _{max}	0,80	0,81	0,81	0,82	0,83	0,82	0,80	0,82	0,83	0,81	0,84	0,84	0,84
mpd				16,6 N/m ³		16,3 N/m ³	17,7 N/m ³	16,6 N/m ³	16,4 N/m ³				16,3 N/m ³
mpd/γ _{max}				0,94		0,94	1,00	0,96	0,98				0,91

1) gemiddelde van slibarme monsters

2) gemiddelde van monsters 19B, 20, 21A en 21C (geen schelpen)

S-71.066 b

1) tekst dubbelzijdig

120 x

een honderd twintig keer

2) bijleggen zodat, verkleinen
tot A4 en enkelzijdig
toevoegen (eveneens 120 x)

3) inbinden
(kaften volgen)

gaarne voor alles

1 proefkopie voor mij

veloag

petten 416

danke!