

2e EXEMPLAAR

waterloopkundig laboratorium



laboratorium voor grondmechanica



taludbekleding van gezette steen, fase 0

hydraulische aspecten

AFGEHANDELD

verslag literatuurstudie

M 1795, deel II WL
co 255780 / 43 LGM

juli 1982

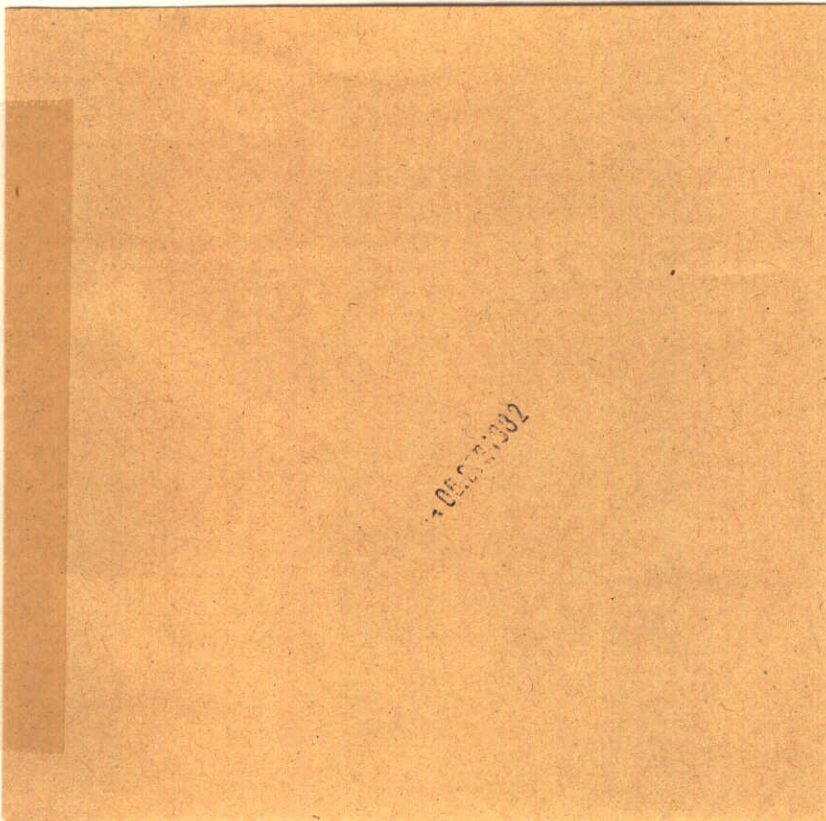
M1795_2

BIBLIOTHEEK
Waterloopkundig Laboratorium
Postbus 177 - DELFT

06.SEP.1982

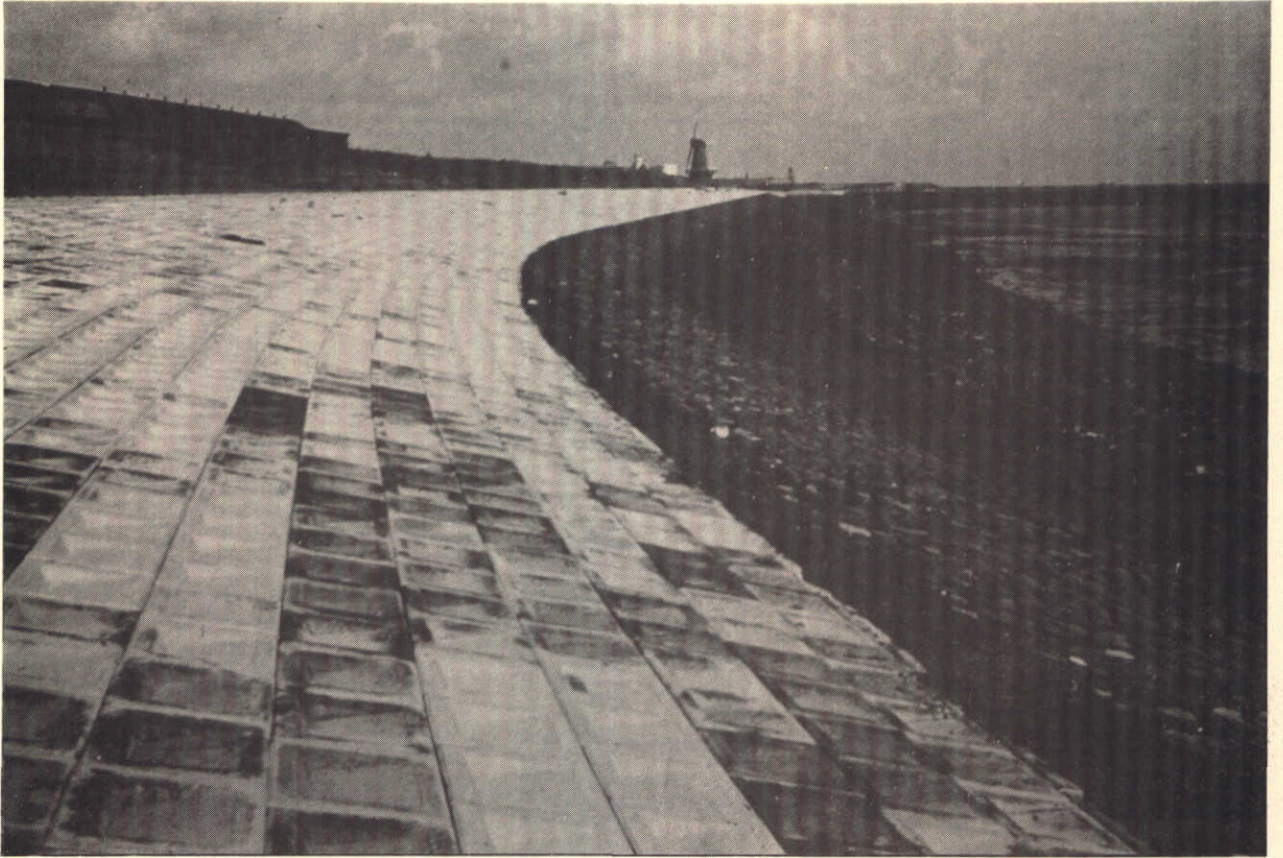
2e EXEMPLAAR

talusbekleding van gezette steen, fase 0



06.SEP.1982

juli 1982



Eilanddijk Vlissingen

Talusbekleding van gezette steen.

INHOUD

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
1.1 Opdracht.....	1
1.2 Conclusies.....	1
2. <u>Modelonderzoek</u>	4
2.1 SVEE (1962 en 1965).....	4
2.2 Hydraulics Research Station (1964).....	12
2.3 HALL (1966).....	13
2.4 WEVERS (1970).....	14
2.5 KOSTENSE (1973).....	19
2.6 McCARTNEY and AHRENS (1975).....	20
2.7 SOLLITT en De BOK (1976).....	21
2.8 FÜHRBÖTER e.a. (1974 en 1976).....	21
2.9 TASMA (1978).....	23
2.10 Hydraulics Research Station (1980).....	24
2.11 KOSTENSE (1980-1).....	27
2.12 KOSTENSE (1980-2).....	28
2.13 Oesterdamonderzoek.....	29
2.14 Vergelijking van de resultaten.....	30
3. <u>Schaaleffecten</u>	34
3.1 KOSTENSE (1975).....	35
3.2 SOLLITT en De BOK (1976).....	37
3.3 MOUTZOURIS (1978).....	38
3.4 Van DOORN (1979).....	40
3.5 KOSTENSE (1980-1).....	41
3.6 Doorlatendheid funderingslaag.....	42
4. <u>Wiskundige beschrijving</u>	47
4.1 Uitwendige belastingen.....	47
4.2 Reflectie.....	47
4.3 Run-up/run-down.....	47
4.4 Waterbeweging langs het talud.....	49
4.5 Drukvoortplanting onder steenzetting.....	52
4.6 Quasi-statische verschildrukken.....	54

INHOUD (vervolg)

LITERATUUR

BIJLAGE 1

BIJLAGE 2

TABELLEN

- 1 Resultaten proeven Hydraulics Research Station (1964)
- 2 Resultaten CERC proeven, HALL (1966)
- 3 Plaats begin schade, WEVERS (1970)
- 4 Golfgegevens waarbij schade optrad, WEVERS (1970)
- 5 Schade-golfgegevens voor verschillende bloktypen en funderingslagen, WEVERS (1970)
- 6 Plaats begin schade KOSTENSE (1973)
- 7 Golfgegevens waarbij schade optrad, KOSTENSE (1973)
- 8 Resultaten McCARTNEY and AHRENS (1975)
- 9 Golfgegevens waarbij schade "zone 3A-3" optrad, SOLLITT en DE BOK (1976)
- 10 Uplift force; HRS (1980)
- 11 Plaats neerkomen golf en run-down; HRS (1980)
- 12 Resultaten M 1410-I, KOSTENSE (1980-I)
- 13 Golfgegevens waarbij schade optrad, KOSTENSE (1980-1)
- 14 Gemiddelde plaats schade, regelmatige golven; KOSTENSE (1980-1)
- 15 Plaats begin schade; Regelmatige golven; KOSTENSE (1980-1)
- 16 Gemiddelde plaats schade, onregelmatige golven, KOSTENSE (1980-1)
- 17 Golfgegevens waarbij schade optrad, KOSTENSE (1980-2)
- 18 Plaats schade, KOSTENSE (1980-2)
- 19 Resultaten Oesterdamproef; $n_L = 10$
- 20 Resultaten Oesterdamproef; $n_L = 2$
- 21 Vergelijking golfgegevens waarbij schade optrad.

FIGUREN

- 1 Toegepaste bloktypen HRS (1964)
- 2 Zeefkrommen toegepaste funderingslagen HRS (1964)
- 3 Bloktypen CERC, HALL (1966)
- 4 Dynamische verschildruk, WEVERS (1970)
- 5 Verschildruk als gevolg van faseverschuiving, WEVERS (1970)
- 6 Quasi-statische verschildruk WEVERS (1970)
- 7 Plaats begin schade, WEVERS (1970)
- 8 Golfgegevens waarbij schade optrad, WEVERS (1970)
- 9 Breaker typen
- 10 Schade- golfgegevens voor verschillende bloktypen en funderingslagen; WEVERS (1970)
- 11 GOBI blokken
- 12 Plaats begin schade, KOSTENSE (1973)
- 13 Golfgegevens waarbij schade optrad; KOSTENSE (1973)
- 14 Onderzocht profiel McCARTNEY en AHRENS (1975)
- 15 Resultaten van SOLLITT en DE BOK (1976)
- 16 Doorsnede talud FÜHRBÖTER e.a. (1974)
- 17 Schade als functie van aantal golven; FÜHRBÖTER e.a. (1976)
- 18 Schade als functie van aantal golven; FÜHRBÖTER e.a. (1976)
- 19 Dwarsdoorsnede onderzochte profiel; TASMA (1978)
- 20 "Uplift force" als functie van golfhoogte; HRS (1980)
- 21 Relative uplift force
- 22 Plaats van neerkomen golf
- 23 Run-down op talud van gezette steen
- 24 Gemiddelde plaats schade regelmatige golven, KOSTENSE (1980-1)
- 25 Plaats begin schade; regelmatige golven; KOSTENSE (1980-1)
- 26 Gemiddelde plaats schade; onregelmatige golven; KOSTENSE (1980-1)
- 27 Plaats schade; onregelmatige golven; KOSTENSE (1980-2)
- 28 Compartimenteringswerken Oesterdam dwarsprofiel Marollegat (eindsituatie)
- 29 Plaats begin schade; Oesterdamproeven
- 30 $\frac{H}{\Delta D}$; regelmatige golven; doorlatende funderingslaag
- 31 $\frac{H}{\Delta D}$; regelmatige golven; ondoorlatende funderingslaag
- 32 $\frac{H}{\Delta P}$; onregelmatige golven; doorlatende funderingslaag
- 33 $\frac{H}{\Delta D}$; onregelmatige golven; ondoorlatende funderingslaag

FIGUREN (vervolg)

- 34 $\frac{H}{\Delta D}$; regelmatige golven; speciale blokken
- 35 Plaats begin schade
- 36 Plaats (begin) schade
- 37 Gemiddelde plaats schade
- 38 Grenzen plaats schade
- 39 Plaats van schade als functie van de parameter ξ
- 40 Genormeerd schadeverloop als functie van de tijd bij verschillende lengteschalen, KOSTENSE (1980-1)
- 41 Schade na 1000 golven als functie van de golfhoogte bij regelmatige golven, KOSTENSE (1980-1)
- 42 Schade na 1000 golven als functie van de golfhoogte bij onregelmatige golven, KOSTENSE (1980-1)
- 43 Uitwendige belasting volgens Moutzouris en gemeten verschildrukken
- 44 Reflectiecoefficient bij gezette steen
- 45 Reflectiecoefficient bij Gobi blokken
- 46 Run-up en run-down BRUUN en GÜNBAK (1977)
- 47 Geometrische schematisatie van de steenzetting, KOSTENSE (1975)
- 48 Stroming in golfbreker, waterspiegel boven talud; BRUUN en JOHANNESSON (1976)

TALUDBEKLEDING VAN GEZETTE STEEN, FASE 0

HYDRAULISCHE ASPECTEN

1. Inleiding

1.1 Opdracht

In het kader van het onderzoek naar de stabiliteit van een taludbekleding van gezette steen onder golfaanval heeft de Deltadienst van Rijkswaterstaat opdracht gegeven een literatuuroverzicht samen te stellen. Dit literatuuroverzicht omvat de volgende aspecten:

1. In het verleden verricht modelonderzoek. (zie Hoofdstuk 2)
2. Ervaringen in het prototype. (zie Bijlagen 1...3)
3. Schaalearselen.
 - 3.1 Hydraulisch (zie Hoofdstuk 3)
 - 3.2 Grondmechanisch (zie deel IV)
4. Wiskundige beschrijving.
 - 4.1 Hydraulisch (zie Hoofdstuk 4)
 - 4.2 Grondmechanisch (zie deel III en IV)

Aan het Waterloopkundig Laboratorium is opdracht gegeven een literatuuroverzicht samen te stellen van de onderdelen 1, 3.1 en 4.1, die respectievelijk worden behandeld in de hoofdstukken 2, 3 en 4 van het onderhavige verslag (deel II). Dit verslag is samengesteld door ir. K. den Boer in 1981 en aangevuld in 1982.

De onderdelen 3.2 en 4.2 worden behandeld in deel III en IV. Onderdeel 2 is genomen in Bijlagen 1 en 2 van dit verslag. Daarnaast is in Bijlage 3 een overzicht gegeven van 25 typen oeverbeschermingen.

1.2 Conclusies

Modelonderzoek

In de figuren 30...34 zijn de belangrijkste resultaten wat betreft stabiliteit gepresenteerd. Als grootte is hiervoor $\frac{H(s)}{\Delta D}$ gebruikt, waarbij

$$H(s) = \text{(significante) golfhoogte}$$
$$\Delta = \frac{\rho a - \rho}{\rho} ; \rho a = \text{massa dichtheid betonblok}$$
$$\rho = \text{massa dichtheid water}$$

$$D = \text{dikte blok}$$

Voor onregelmatige golven mag niet zonder meer gebruik worden gemaakt van resultaten met regelmatige golven door H te vervangen door H_s .

De funderingslaag blijkt grote invloed te hebben op de stabiliteit van de steenzetting. Gebleken is dat de stabiliteit afneemt naarmate de doorlatendheid van de funderingslaag toeneemt. Bij een ondoorlatende funderingslaag neemt de stabiliteit af als de ruimte tussen de bekleding en de funderingslaag toeneemt.

In geen enkel onderzoek trad schade op boven de waterlijn. De plaats waar schade optreedt is gepresenteerd in figuur 38. In deze figuur zijn resultaten gegeven van onderzoeken met een recht talud. Andere vormen van het talud (b.v. plasberm) blijken invloed te hebben op de plaats van de schade (zie figuur 29).

Schaaleffecten (hydraulisch)

Sollitt en De Bok (1976) concluderen dat bij golfhoogten van meer dan 0,5 m geen schaalecten van belang optreden. Voor lagere golfhoogten neemt de schade-golfhoogte af ten opzichte van prototype, dus modelonderzoek levert dan veilige resultaten op. In dit onderzoek zijn schaalectoren $n_L = 10, 20$ en 100 toegepast. Kostense (1980-1) komt tot de conclusie dat bij een talud 1:6 de golfhoogte waarbij schade optreedt niet door de lengteschaal wordt beïnvloed. Dit is gebaseerd op toepassing van $n_L = 3,6 - 4,5 - 6,5$ en $10,0$.

Ook de relatie golfhoogte en schade na 1000 golven was onafhankelijk van n_L , evenals de plaats van schade. De ontwikkeling van de schade in de tijd was wel afhankelijk van n_L .

Bij talud 1:3 was de schadegolfhoogte onafhankelijk van n_L . De relatie tussen de golfhoogte en de schade na 1000 golven was wel afhankelijk van n_L , evenals de plaats van de schade.

Het verschil in schaalecten tussen talud 1:3 en talud 1:6 kan zijn veroorzaakt doordat bij talud 1:3 golfklappen een grotere invloed op het ontstaan van schade hebben dan bij talud 1:6. Het optreden van schaalecten in de belasting door golfklappen is geconstateerd door Van Doorn (1979) zie paragraaf 3.4.

Ook in de stroming van water door een doorlatende funderingslaag treden schaalecten op. Deze kunnen worden geminimaliseerd door de doorlatendheid van de funderingslaag aan te passen, zie paragraaf 3.6.

Wiskundige beschrijving (hydraulisch)

Er bestaat geen wiskundige beschrijving van de uitwendige belastingen van een steenzetting onder golfaanval. Wel zijn relaties gelegd tussen reflectie, run-up/run-down en de golfkarakteristieken.

In verslag M1795 deel IV is een wiskundig model voor de berekening van quasi-statische verschildrukken beschreven.

2. Modelonderzoek

In dit hoofdstuk wordt, in chronologische volgorde, een overzicht gegeven van modelonderzoek naar de stabiliteit van gezette steen onder golfaanval waarvan de gegevens beschikbaar zijn.

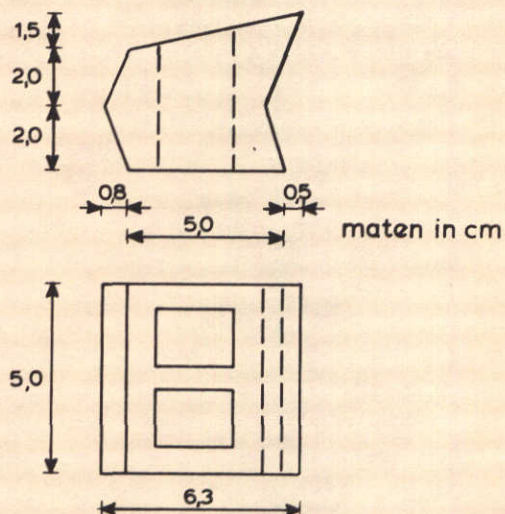
2.1 SVEE (1962 en 1965)

Svee gaat er van uit, dat de krachten loodrecht op het talud van belang zijn voor de stabiliteit van een blok.

Het zogenaamde Svee-blok is ontworpen op minimale krachten en maximale weerstand in deze richting.

Hieronder is de vorm van het Svee-blok te zien; prototype maten zijn onbekend.

De vermelde maten zijn een voorbeeld van een modelblok.

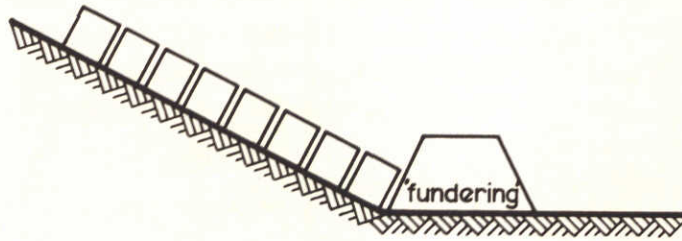


voorbeeld modelblok

Van 1963 tot 1964 zijn proeven gedaan met dit blok in het River and Harbour Research Laboratory of the Technical University of Norway.

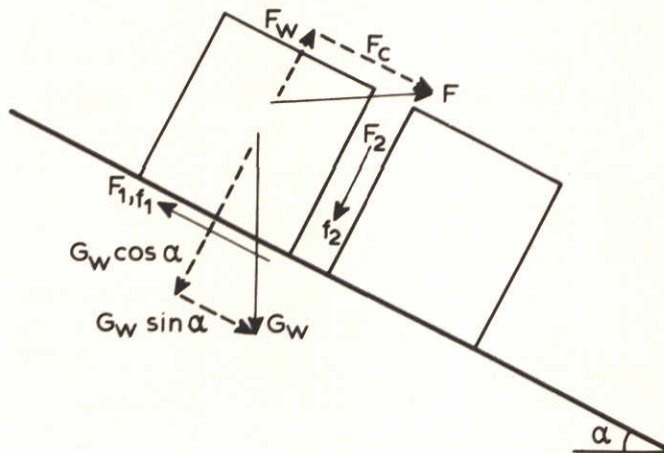
Stabiliteit voor een teruglopende golf

In het onderstaande wordt allereerst uitgegaan van kubusvormige blokken. Het 'funderingsblok' onder aan het talud zorgt voor de stabiliteit van de stenen in een richting evenwijdig aan het talud.



geschematiseerde helling met kubusvormige blokken

Het krachtenspel op één zo'n blok is als volgt:



krachtenspel op een blok

- F = kracht ten gevolge van een teruglopende golf
- F_c = component van F // talud
- F_w = component van F \perp talud
- F_1 = wrijvingskracht tussen blok en talud
- F_2 = wrijvingskracht tussen 2 blokken onderling
- G_w = gewicht van het blok onder water
- f_1 = wrijvingscoefficient tussen blok en talud
- f_2 = wrijvingscoefficient tussen 2 blokken
- α = hellingshoek van het talud

Op het moment dat het blok opgetild gaat worden, geldt:

$$\text{evenwicht } \perp \text{ talud: } G_w \cos \alpha - F_w + f_2 (F_c + G_w \sin \alpha) = 0$$

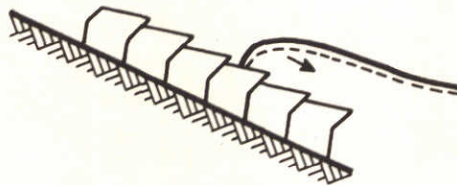
(1)

In het ongunstigste geval is $f_2 = 0$. Hieruit volgt een minimum benodigd blok-
gewicht in lucht:

$$G_{\min} = C_1 \frac{\gamma_b \cdot H^3}{\left(\frac{\gamma_b}{\gamma_w} - 1\right)^3 \cos^3 \alpha} \quad (2)$$

met: C_1 = coëfficiënt
 G_{\min} = minimum blokgewicht in lucht
 H = golfhoogte
 α = hellingshoek
 γ_b = volumegewicht van het blok
 γ_w = volumegewicht van het water

De volledige afleiding van formule (2) is te vinden in SVEE (1962). De kracht F_w wordt bij het Svee-blok gereduceerd door het toepassen van gaten. Deze gaten reduceren de druk onder tegen de blokken. Door de vorm van het Svee-blok is het onmogelijk, dat slechts één blok opgetild wordt:



verband tussen de Svee-blokken onderling

Het optillen van een blok wordt door een aantal aangrenzende blokken tegenge-
werkt. Hiervan zal een aantal n_w onder water liggen en een aantal n_a niet. Op
deze laatste n_a blokken werkt dus geen uitwendige kracht.

Dit, samen met vergelijking (2), levert op:

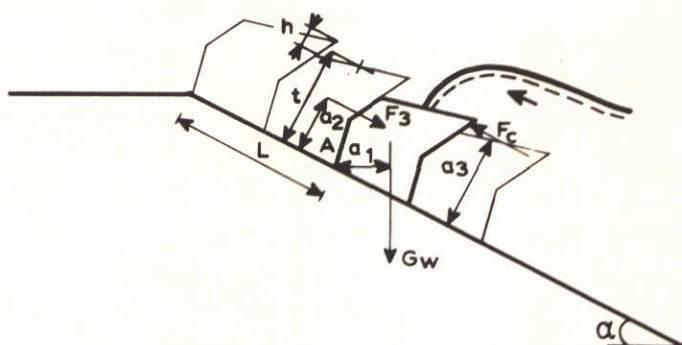
$$G_{\min} = C_1 \cdot \frac{\gamma_b \cdot H^3}{\left(\frac{\gamma_b}{\gamma_w} r - 1\right)^3 \cos^3 \alpha}, \text{ met } r = 1 + \frac{n_a}{1 + n_w} \quad (3)$$

Uit de experimenten bleek, dat de blokken opgetild werden in de zone tussen
'still water level' (SWL) en de laagste waterspiegel tijdens het teruglopen van
de golf. Tegelijkertijd werd hier filtermateriaal heen getransporteerd vanuit
de zone boven SWL. Hierdoor kwam de taludbekleding omhoog, totdat de verbinding

met aangrenzende blokken verbroken werd. Het volledig bezwijken van de taludbekleding was het gevolg van het langzame, cumulerende effect van een aantal opeenvolgende golven.

Stabiliteit voor een oplopende golf

Om bezwijken van de bekleding te bereiken bij een oplopende golf is breken van de golven nodig. De meeste schade ontstaat iets boven SWL, waar de brekende golf op het talud slaat. Het blok schuift hierdoor iets naar boven en roteert. Uit de experimenten volgde, dat bekledingen met blokken van een verschillend gewicht, maar met gelijke vorm, bij dezelfde golfhoogte bezweken. Het krachten spel is als volgt:



krachtenspel op een blok

- F_c = kracht ten gevolge van oplopende golf
- F_3 = kracht ten gevolge van bovenliggende blokken
- G_w = gewicht van het blok onder water
- L = afstand blok-kruin
- a_1 = arm van de kracht G_w bij moment om A
- a_2 = arm van de kracht F_3 bij moment om A
- a_3 = arm van de kracht F_c bij moment om A
- h = hoogte van de neus van het blok
- t = gemiddelde dikte van het blok

Er wordt gesteld, dat het blok roteert om punt A

$$\Sigma M_A = 0: \quad G_w \cdot a_1 + F_3 \cdot a_2 - F_c \cdot a_3 = 0 \quad (4)$$

Omdat het blokgewicht niet van belang bleek te zijn (zie eerder), is de eerste term in (4) verwaarloosd.

Dit levert het volgende stabiliteitscriterium op:

$$H = C_2 \cdot L \cdot (\sin\alpha + f_1 \cos\alpha), \quad (5)$$

met c_2 = coëfficiënt

De afleiding van formule (5) is te vinden in SVEE (1965). De gevolgen van een brekende golf bleken sterk afhankelijk te zijn van de manier van breken.

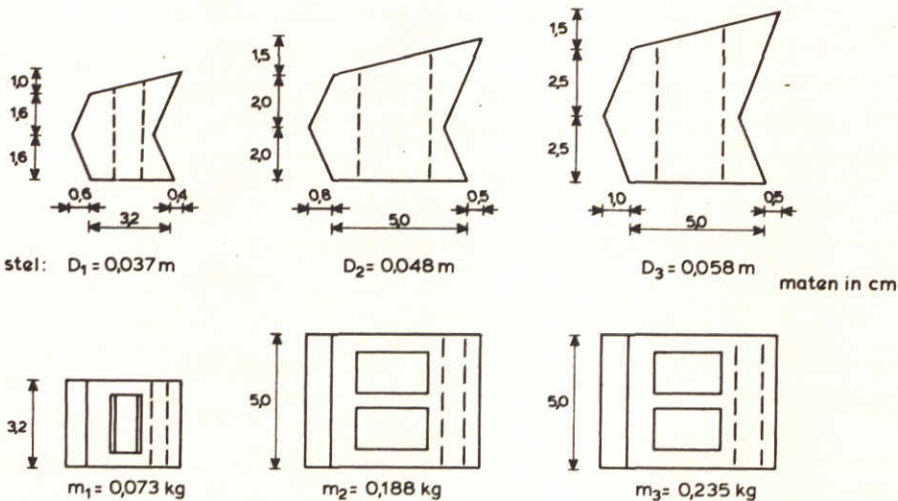
Aanbevolen manier voor het dimensioneren van een talusbekleding

- 1 Bereken de benodigde kruinhoogte en het gewicht van de kruinconstructie zo, dat deze bekleding stabiel is voor een oplopende golf.
- 2 Bereken het benodigde blokgewicht uit de benodigde stabiliteit i.v.m. een teruglopende golf.

Experimenten

De gebruikte modelschaal is niet vermeld.

De gebruikte modelblokken zijn hieronder weergegeven.

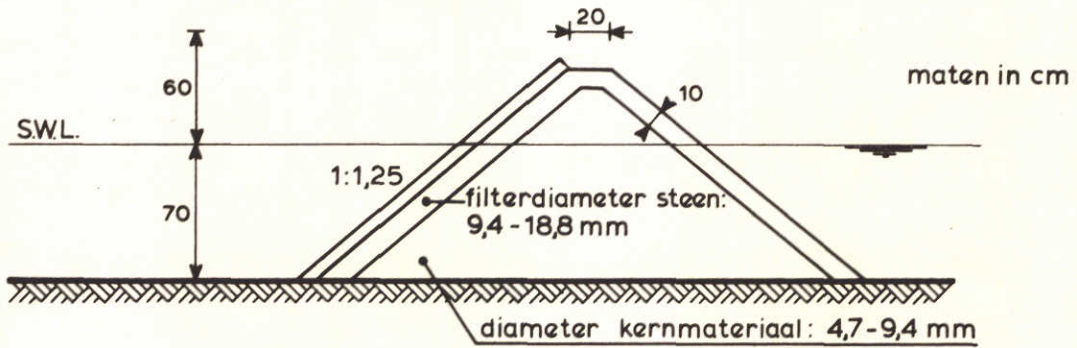


gebruikte modelblokken

$$\left. \begin{array}{l} \rho_a = 2.300 \text{ kg/m}^3 \\ \rho = 1.020 \text{ kg/m}^3 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta = \frac{\rho_a - \rho}{\rho} = \frac{2.300 - 1.020}{1.020} = 1,25$$

Proeven met regelmatige golven

- a) Er zijn twee-dimensionale proeven gedaan in een golfgoot. Er waren geen brekende golven en er trad geen golfoverslag op. Elke proef duurde 15 minuten. De onderzochte dwarsdoorsnede was als volgt:



dwarsdoorsnede golfbreker

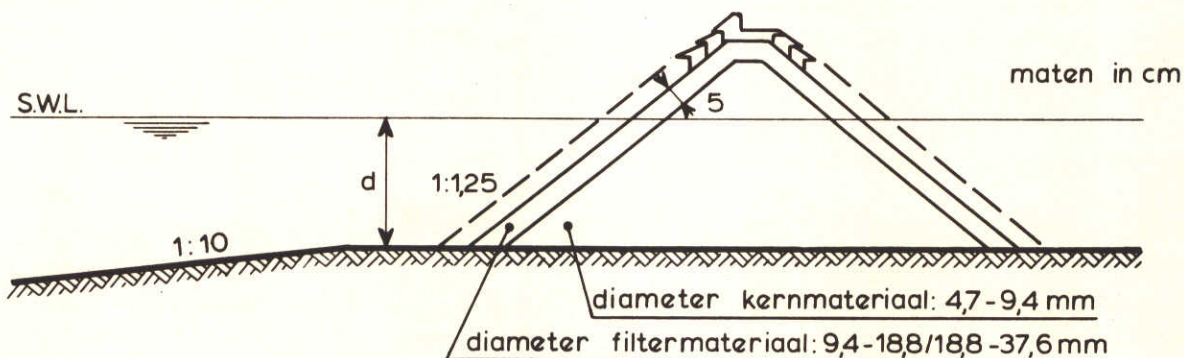
De golfhoogte H is hier de hoogte van de inkomende golf = $\frac{H_{\max} + H_{\min}}{2}$ uit metingen. De resultaten van deze proeven zijn:

taludhelling [-]	H [m]	T [s]	d [m]	m [kg]	D [m]	$\frac{H}{L_0}$ [-]	$\frac{H}{\Delta D}$ [-]	$\frac{gT^2}{D}$ [-]	aantal proeven [-]	bezwijken	opmerkingen	ξ
1:1,25	0,25	1,8	0,7	0,073	0,037	0,05	5,4	859	4	ja		3,60
1:1,25	0,27	1,8	0,7	0,073	0,037	0,05	5,9	859	2	ja		3,46
1:1,25	0,30	1,8	0,7	0,073	0,037	0,06	6,5	859	1	ja		3,29
1:1,25	0,35	1,8	0,7	0,073	0,037	0,07	7,6	859	5	nee	} max. capaciteit golfschot	3,04
1:1,25	0,35	1,8	0,7	0,188	0,048	0,07	5,8	548	?	nee		3,04
1:1,25	0,35	1,8	0,7	0,235	0,058	0,07	4,8	548	?	nee		3,04

In alle gevallen was er sprake van bezwijken t.g.v. een teruglopende golf

b) Er zijn ook twee-dimensionale proeven gedaan in een golfbasin. Hierin zijn 100 proeven gedaan met brekende golven.

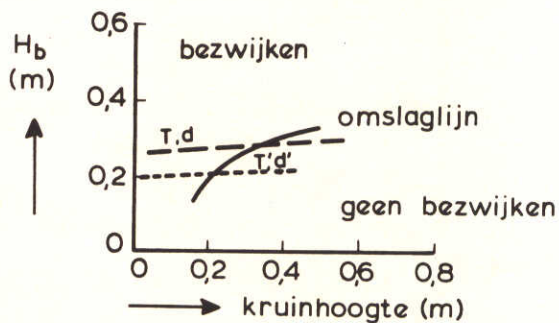
De onderzochte dwarsdoorsnede is als volgt:



dwarsdoorsnede golfbreker

H_b = hoogte van de brekende golf, gemeten op een plaats voor de golfbreker, terwijl de golfbreker niet aanwezig was.

Gedurende een proef zijn de periode T en de diepte voor de golfbreker d constant gehouden. Bij een bepaalde combinatie van de kruinhoogte en H_b treedt de omslag op van niet naar wél bezwijken. Door dit te doen voor meerdere combinaties van T en d (met gelijkblijvende relatieve diepte en golfsteilheid) ontstaat een lijn die de grens weergeeft van wél of niet bezwijken als functie van de kruinhoogte en H_b .



omslag bezwijken/geen bezwijken als functie van H_b en de kruinhoogte

De resultaten van deze proeven zijn:

Punten op de omslaglijn voor een oplopende golf

taludhelling [-]	kruinhoogte [m]	H_b [m]	m [kg]	D [m]	$\frac{H_b}{\Delta D}$ [-]
1:1,25	0,15	0,17	0,073	0,037	3,7
1:1,25	0,24	0,23	0,073	0,037	5,0
1:1,25	0,31	0,27	0,073	0,037	5,8
1:1,25	0,38	0,29	0,073	0,037	6,3
1:1,25	0,42	0,30	0,235	0,058	4,1

- Er is niet na te gaan bij welke combinatie van T en d deze omslag optrad;
- H_b is niet terug te rekenen tot H (ter vergelijking), omdat de diepte voor het voorland niet bekend is;
- Voor de brekende oplopende golf kon er geen invloed op de stabiliteit aangetoond worden van de steenafmetingen in het filter.

Bezwijken voor een teruglopende golf bij een kruinhoogte van waterstand + 0,25 m:

taludhelling [-]	H_b [m]	T [s]	d [m]	m [kg]	D [m]	$\frac{H}{L_o}$ [-]	$\frac{H_b}{\Delta D}$ [-]	$\frac{gT^2}{D}$ [-]
1:1,25	0,31	2,1	0,35	0,073	0,037	0,05	6,7	1169

c) In het golfbassin zijn ook drie-dimensionale proeven gedaan, waarbij de kop van een golfbreker beproefd werd.

De situatie is verder gelijk aan die onder b).

De resultaten van deze proeven zijn:

taludhelling [-]	H_b [m]	T [s]	d [m]	m [kg]	D [m]	$\frac{H_b}{L_o}$ [-]	$\frac{H_b}{\Delta D}$ [-]	$\frac{gT^2}{D}$ [-]
1:1,25	0,28	2,1	0,35	0,073	0,037	0,04	6,1 6,7*	1169
1:1,25	0,295	2,1	0,35	0,235	0,058	0,04	4,1 4,2*	1169

* = vergelijkbare waarde voor recht front.

De schade trad op bij het overgangsgedebied van de ronde kop op het rechte deel.

2.2 Hydraulics Research Station (1964)

Een van de vroegste publicaties over gezette steen is van het Hydraulics Research Station. Door HRS is onderzoek uitgevoerd ten behoeve van de Mangla Dam in West-Pakistan. Er werden 9 verschillende typen blokken gebruikt met een massa van 0,024 kg en een dichtheid van 2300 kg/m^3 , zie figuur 1. De massa van type J-blokken was 0,050 kg. De blokken werden los op het talud gelegd en niet speciaal tegen elkaar aan gedrukt. Daarna werd wat fijn grind in de aanwezige spleten aangebracht. De proeven zijn uitgevoerd met regelmatige golven. De helling van het talud was 1:3. Onder de laag gezette steen was een funderingslaag aangebracht met een dikte van 0,06 m en met verschillende graderingen 1...4 (zie figuur 2) en een ondoorlatende funderingslaag waarop een laag grind met een dikte van 1 korreldiameter was gelijk. De resultaten zijn gegeven in Tabel 1.

Invloed type blok:

Het bloktype had slechts een geringe invloed op de golfhoogte waarbij schade optrad. Type A en B leken iets stabielere dan de overige typen. Bij type B is de dikte in het midden minder dan bij type A. De bloktypen zijn vergeleken bij een doorlatende funderingslaag.

Invloed gradering funderingslaag

Blok type J was stabiel in proef 18 (gradering 1, figuur 2) met $T = 1,08 \text{ s}$ en $H = 0,08 \text{ m}$ en instabiel in proef 23 (gradering 2) met $T = 1,00 \text{ s}$ en $H = 0,06 \text{ m}$. Daaruit wordt de conclusie getrokken dat hoe fijner de funderingslaag is hoe stabielere de gezette steen is. Hetzelfde volgt uit proef 35...38: Bij de fijnste funderingslaag (gradering 4) was de gezette steen nog stabiel bij $H = 0,08 \text{ m}$, terwijl dezelfde blokken bij de grofste funderingslaag (gradering 3) al instabiel waren bij $H = 0,06 \text{ m}$. Bij een funderingslaag van fijne gradering moet wel gelet worden op mogelijk uitspoelen, zoals optrad in proef 37 en 38. Overigens waren de verschillen in stabiliteit van blok type A bij ondoorlatende fundering en fundering met gradering 1 gering.

Plaats schade

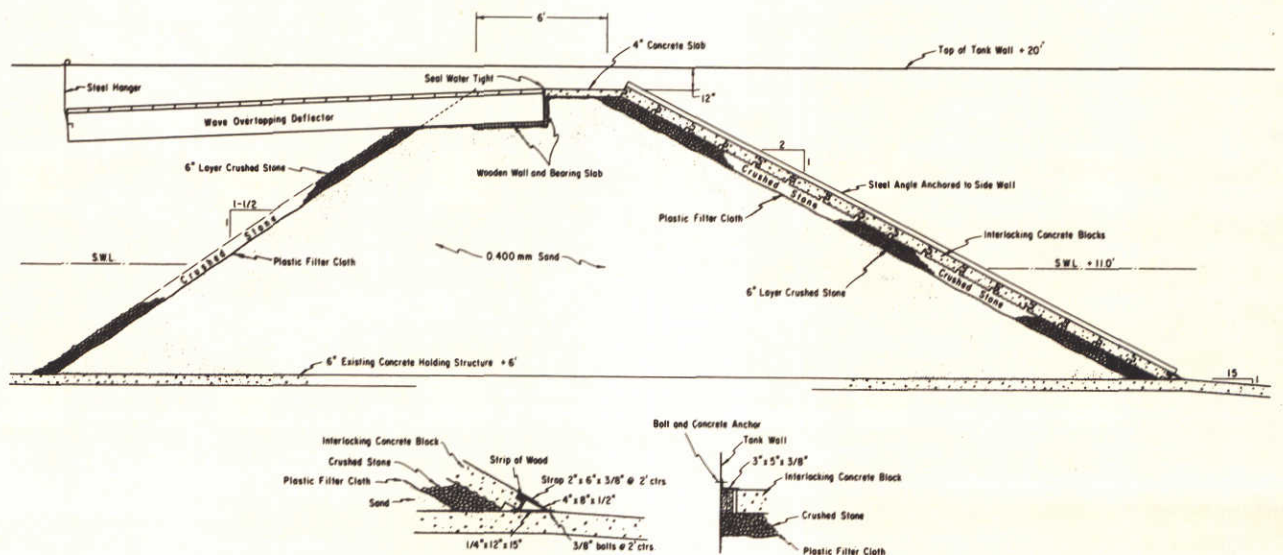
Schade trad meestal op ongeveer 0,04 m onder de Stil Water Lijn (SWL), dus 0,5 à 0,7 maal de waarde van de golfhoogte.

Schade door stroming langs talud

Er werd ook een proef uitgevoerd met blok type A, waarbij een aantal blokken werden vastgelijmd aan de onderlaag zodat de tussenliggende blokken los lagen. Vervolgens liet men water langs het talud naar beneden stromen. Hierbij trad het eerst schade op aan de blokken met de punt naar boven, maar later ook aan de blokken die met de punt naar beneden lagen. Er worden verder geen gegevens vermeld over de debieten die langs het talud stroomden.

2.3 HALL (1966)

In 1962 en 1966 zijn in de Verenigde Staten taludbekledingen gebouwd met blokken, zoals weergegeven in figuur 3 type A van 34 kg. In verband met de mogelijke veelvuldige toepassing van deze blokken heeft het Coastal Engineering Research Center 8 proeven uitgevoerd in een 4,57 m brede, 6,10 m diepe en 193,55 m lange golfgoot. Ter vergelijking zijn ook 2 proeven uitgevoerd met blok type B van 68 kg, zie figuur 3. De resultaten zijn gegeven in tabel 2. Voor de constructie was een hellende bodem aanwezig ($\text{tg}\alpha = 1:15$), zie ook figuur hieronder. De helling van het talud van de dam was 1:2. De blokken waren bij de teen en langs de zijwanden gesteund door stalen hoekprofielen. Op 1 plaats werden de verticale verplaatsingen van de bekleding gemeten, die in tabel 2 onder "Lift" zijn weergegeven. Ten gevolge van de opwaartse hydrostatische drukken trad in proef 2 breuk op van de blokken ter plaatse van de groef in de blokken. Daarom werd de uitstroming van water mogelijk gemaakt door de ruimte tussen de blokken te vergroten. In tabel 2 is te zien dat hierdoor de verticale verplaatsingen veel kleiner werden. In de tabel zijn ook de waarden van $\frac{H}{\Delta D}$ gegeven. Hierbij is aangenomen dat de relatieve massa-dichtheid $\Delta = 1,3$.



Test section installed in CERC large wave tank

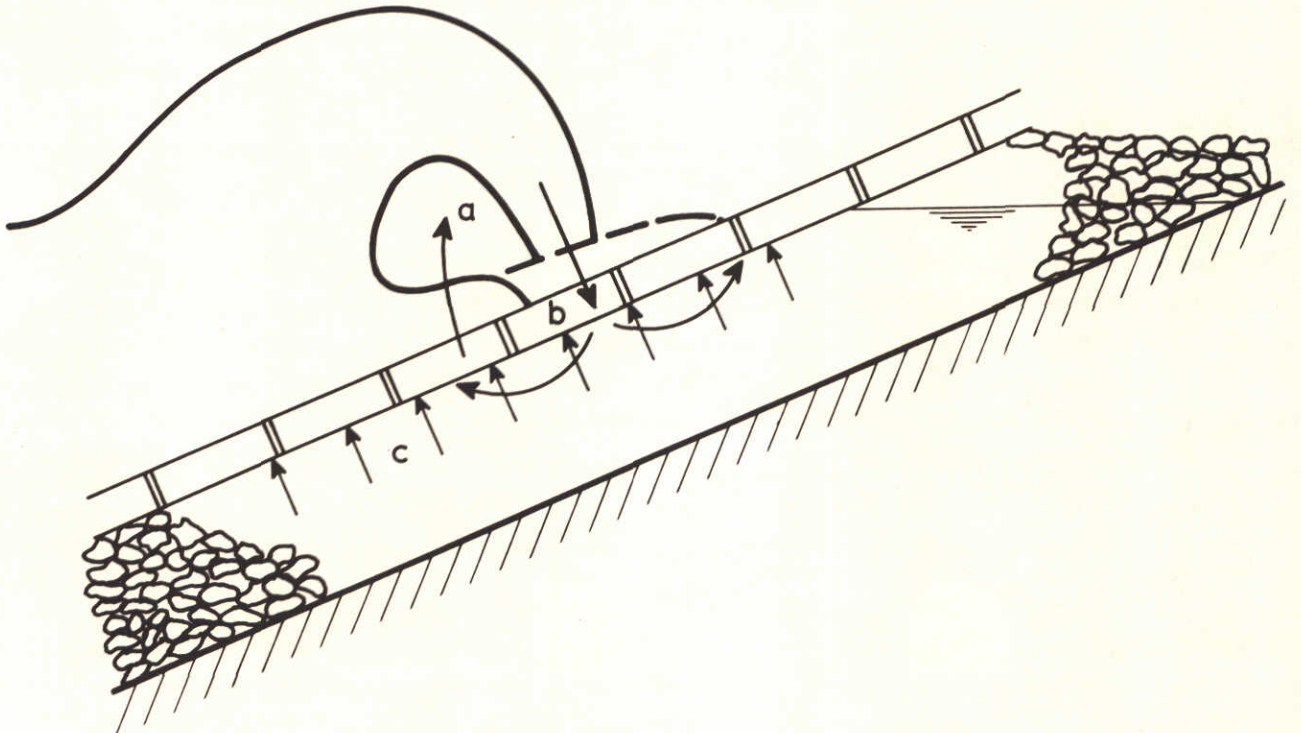
2.4 WEVERS (1970)

In 1969 is door het Waterloopkundig Laboratorium modelonderzoek (M 1057) verricht naar de Stabiliteit van gezette steen onder golfaanval, Wevers (1970). Dit onderzoek werd uitgevoerd met regelmatige golven. De toegepaste taludhellingen waren 1:3 en 1:6 bij een waterdiepte van 0,8 m en 0,5 m.

Behalve schade werden ook drukken aan boven- en onderzijde van een blokje gemeten. Uit de analyse van de drukregistraties bleek dat een drietal karakteristieke drukverschillen konden worden onderscheiden, welke ieder afzonderlijk voor kortere of langere tijd resulteerden in een opwaarts gerichte kracht op het blokje, te weten:

- a beschadiging als gevolg van de "dynamische verschildrukken" (figuur 4)
treedt op bij "plunging breakers". Visueel manifesteert dit mechanisme zich doordat na het breken van de golf een blok uit het talud is gelicht, juist beneden het punt waar de golftong op het talud slaat. Als oorzaak wordt aangegeven dat de onder de golftong van een plunging breaker ingesloten lucht wordt gekomprimeerd en vervolgens via een ontsnapping expandeert, hetgeen resulteert in een snelle afname van de belasting tegen de bovenzijde van de bekleding tot negatieve (opwaartse) drukken.
- b beschadiging als gevolg van de "verschildrukken door faseverschuiving" (figuur 5) is visueel te onderkennen doordat direct na het breken van de golf een blok plotseling uit het talud wordt gelicht, juist boven het punt waar de brekertong neerslaat. Als verklaring wordt gegeven dat de drukstoot ten gevolge van de neerslaande golftong zich onder de bekleding kan voortplanten. Voor een punt dat buiten de invloedssfeer van de brekende golf ligt, kan dit resulteren in een snel oplopen van de druk onder de bekleding, terwijl de drukverhoging aan het oppervlak nog niet is opgetreden.
- c beschadiging als gevolg van de "quasi-statische verschildrukken" (figuur 6)
treedt op bij een relatief ondoorlatende bekleding en een relatief doorlatende fundering. Tijdens het breken, oplopen en zich terugtrekken van de golven neemt de druk zowel op als onder de bekleding achtereenvolgens snel toe en vervolgens langzaam af. Echter als gevolg van de ondoorlatende bekleding stroomt het water onder de blokken minder snel af, hetgeen resulteert in opwaartse drukken. Visueel is dit mechanisme in het model herkenbaar aan het feit dat een blok, gelegen juist boven het punt tot waar het golfdal zakt, bij het terugtrekken van de golf langzaam uit de bekleding omhoog komt. Hierbij zij opgemerkt dat in figuur 6 in de schets van het wateroppervlak

de waterkolom boven de drukopnemer aan de bovenzijde op tijdstip 3 groter is dan op tijdstip 2, terwijl in de drukregistratie het omgekeerde het geval is.



Wevers (1970) merkt bij het optreden van schade het volgende op:

talud 1:3 en doorlatende funderingslaag

- schademechanisme a (luchtcilinder) bij perioden van 1,2 s tot 2,0 s en een waterstand van 0,80 m.
- schademechanisme c (quasi-statische verschilddrukken) bij perioden van 1,6 s en 2,0 s en een waterstand van 0,50 m.

talud 1:6 en een doorlatende funderingslaag

- combinatie van schademechanismen a (luchtcilinder) en c (quasi-statische verschilddruk) bij perioden 1,2 s tot 2,0 s en waterstanden 0,80 m en 0,50 m.

talud 1:3 en een ondoorlatende funderingslaag

- schademechanisme b (drukvoortplanting onder steenzetting) bij perioden van 1,4 s tot 2,0 s en bij een waterstand van 0,80 m.

talud 1:6 en een ondoorlatende funderingslaag

- schademechanisme a (luchtcilinder) bij perioden van 1,4 s tot 2,0 s en een waterstand van 0,80 m.

Wat betreft de drukmetingen bij een doorlatende funderingslaag blijkt dat de quasi-statische verschildruk in vrijwel alle kritieke omstandigheden gelijk is. De grootte van de verhouding p_{qs}/p_* is hierbij steeds circa 1,5. Hierin is p_{qs} de quasi-statische verschildruk en p_* de druk tengevolge van het eigen gewicht.

De dynamische verschildrukken, daarentegen, variëren zeer sterk en blijken afhankelijk van de hoogte van de brekende golf, de golfperiode en de taludhelling. In het algemeen kan hieruit worden geconcludeerd dat bezwijking zal plaatsvinden, indien de quasi-statische verschildruk een kritieke waarde bereikt. De grootte van de dynamische verschildruk is hierbij niet van belang, zolang de kritieke waarde van de quasi-statische verschildruk eerder wordt bereikt dan de kritieke waarde van de dynamische verschildruk. Niettemin, moet een dynamisch effect van brekende golven aanwezig zijn, hetgeen blijkt uit de resultaten op talud 1:3. Met name bij de waterdiepte van 0,50 m en een golfperiode van 1,6 sec., blijkt de quasi-statische verschildruk als gevolg van de hoge golfoploop van de niet brekende golven groter te zijn dan de kritieke waarde. Niettemin, trad bezwijking in het algemeen eerst op wanneer de golf ging breken.

Als algemene conclusie kan dan ook worden gesteld, dat het dynamische effect van de brekende golven de blokjes zodanig verschuift, dat deze door de quasi-statische verschildruk uit de taludbekleding kunnen worden gelicht. De grootte van deze quasi-statische verschildruk wordt volledig bepaald door de golfkarakteristieken zoals golfoploop en golfperiode. Dit verklaart dat op talud 1:6 de kritieke golfhoogte met toenemende golfperiode en bij toenemende waterdiepte afneemt.

Het bezwijkmechanisme, zoals dit is gevonden bij de standaardbekleding, blijkt dus niet te veranderen, indien de blokafmetingen worden vergroot tot $0,06 \times 0,06 \times 0,02 \text{ m}^3$ en/of vellingkanten worden aangebracht. In dit laatste geval is de open ruimte blijkbaar niet groot genoeg om de wateroverdruk te doen ontwijken. Dit in tegenstelling tot de taludbekleding bestaande uit blokjes $0,04 \times 0,04 \times 0,02 \text{ m}^3$ waarin twee gaten $\varnothing 8,0 \times 10^{-3} \text{ m}$ zijn aangebracht. Uit de hierbij uitgevoerde drukmeting blijkt, dat geen quasi-statische overdruk optreedt en dat bezwijking pas optreedt indien de dynamische verschildruk en de hierbij uitgeoefende impuls de kritieke waarde bereikt.

In tegenstelling tot bij de doorlatende fundering blijken de kritieke golfhoogten bij de ondoorlatende fundering nu sterk afhankelijk van de blokafmetingen en doorlatendheid van de bekleding. Onafhankelijk van taludhelling en golfperiode blijkt, dat voor de blokjes $0,04 \times 0,04 \times 0,02 \text{ m}$ en $0,04 \times 0,04 \times 0,02 \text{ m}^3$ met vellingkanten het bezwijkcriterium daardoor wordt gekenmerkt dat de kritieke impuls steeds gelijk is aan:

circa $1,0 * 10^{+2}$ Ns/m²,

terwijl deze waarde voor de blokjes $0,06 * 0,06 * 0,02$ m³

circa $1,5 - 2,0 * 10^{+2}$ Ns/m²

bedraagt.

Bij vergelijking van overeenkomstige proeven op talud 1:3 en 1:6 blijkt het verschil in schade-golfhoogte en impuls gering. Daarentegen, heeft op talud 1:3 de verschildruk als gevolg van faseverschuiving een grotere invloed dan op talud 1:6, waar bezwijken veelal optreedt als gevolg van de dynamische verschildrukken.

Overige resultaten van het onderzoek M 1057 waren:

Plaats schade

De plaats waar het eerste schade optrad, was afhankelijk van de steilheid van de golven H/L_0 . Voor $H/L_0 > 3 * 10^{-2}$ was de diepte onder SWL waar het eerst schade optrad redelijk constant, namelijk $0,5 * H$ voor talud 1:6 en $0,5 \text{ à } 0,7 * H$ voor talud 1:3, zie ook figuur 7 en tabel 3.

Invloed golfomstandigheden

In tabel 4 zijn de golfgegevens weergegeven, waarbij juist schade ontstond bij een doorlatende funderingslaag. Bij een talud 1:3 bleek H toe te nemen als T toenam, terwijl bij een talud 1:6 H afnam als T toenam, zie figuur 8. Hieruit volgt de invloed van het brekertype op de stabiliteit. Dit kwam ook al naar voren bij de drie schademechanismen. Een karakteristieke parameter die bij verschillende brekertypen vaak wordt gebruikt is ξ

$$\xi = \frac{\text{tg}\alpha}{\sqrt{H/L_0}}$$

In figuur 8 is de schadegolfhoogte daarom ook weergegeven als functie van ξ .

Bij benadering worden de volgende grenzen van ξ wel gebruikt om het brekertype aan te geven (voor een glad talud), zie Günbak (1976) en Figuur 9.

$(1.5 < \cot\alpha < 3.0)$

	spilling
$< \xi < 2.5$	plunging
$2.5 < \xi < 3.2$	plunging-collapsing
$3.2 < \xi < 3.4$	collapsing-surgling
$3.4 < \xi$	surgling

In Figuur 10 is te zien dat bij een ondoorlatende funderingslaag de schadegolfhoogte afneemt met toenemende periode.

Invloed bloktype

Er werden 4 typen blokken onderzocht.

A $0,04 * 0,04 * 0,02 \text{ m}^3$

B $0,06 * 0,06 * 0,02 \text{ m}^3$

C $0,04 * 0,04 * 0,02 \text{ m}^3$ met vellingkanten

D $0,04 * 0,04 * 0,02 \text{ m}^3$ met 2 gaten ϕ 8 mm

De schadegolfhoogten zijn weergegeven in tabel 5 en figuur 10.

Uit figuur 10 blijkt dat bloktypen A, B en C bij een doorlatende funderingslaag bij ongeveer gelijke schadegolfhoogten schade ondervinden. Type D is stabiel. De invloed van het type blok is veel groter bij een ondoorlatende funderingslaag.

Invloed funderingslaag

Er zijn twee typen funderingslagen toegepast:

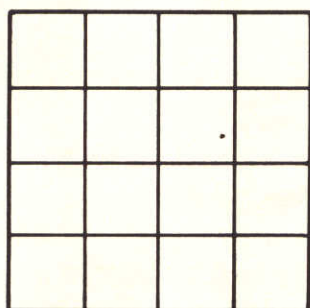
A doorlatend (grind)

B ondoorlatend (beton)

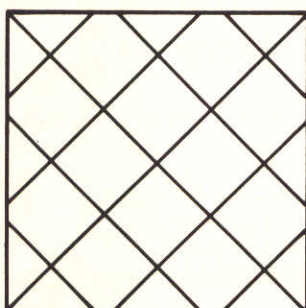
De resultaten zijn in tabel 5 en figuur 10 gegeven. Bij een ondoorlatende fundering zijn de blokken stabiel dan bij een doorlatende fundering.

Invloed zetting

In figuur 8 is de schadegolfhoogte bij een diagonale zetting vergeleken met de schadegolfhoogte bij een rechte zetting. Het blijkt dat de schadegolfhoogte bij een diagonale zetting lager is. Dit wordt veroorzaakt door gewelfwerking die optrad bij de diagonale zetting, waardoor blokjes los kwamen te liggen. Bij de rechte zetting ondervinden de blokken onderling meer wrijving.



rechte zetting



diagonale zetting

2.5 KOSTENSE (1973)

In 1972 is door het Waterloopkundig Laboratorium modelonderzoek (M 1184) gedaan naar de stabiliteit van zogenaamde Gobi-blokken (zie figuur 11) onder regelmatige golfaanval. Dit onderzoek is gerapporteerd door Kostense (1973). De volgende grootheden werden in dit onderzoek gevariëerd:

taludhelling : 1:7, 1:5 en 1:3

vooroever : horizontaal en 1:20

golfperiode : 1,34, 2,24 en 3,12 s

dichtheid beton: 2300 en 2950 kg/m³

blokafmetingen : 0,04x0,04x0,02 m³ en 0,06x0,06x0,02 m³

blokvorm : rechte zijden en afgeschuinde zijden (zie figuur 11)

fundering : zand met daarop een filterdoek

De resultaten van dit onderzoek waren:

Schademechanismen

Bij taluds 1:7 en 1:5 trad schade op door mechanisme a (luchtcilinder).

Bij talud 1:3 traden afhankelijk van de periode T, verschillende schademechanismen op:

T = 1,34 s mechanisme a (luchtcilinder)

T = 2,24 s mechanisme b (drukvoortplanting onder steenzetting)

T = 3,12 s schade door snelheids- en versnellingskrachten van het water.

Plaats schade

De plaats van de schade is in figuur 12 weergegeven als functie van de golfsteilheid H/L_0 .

Golfgegevens waarbij schade optrad

De golfgegevens waarbij schade optrad zijn weergegeven in tabel 7 en figuur 13.

Invloed taludhelling

Uit figuur 13 kan worden afgeleid dat de schadegolfhoogte toeneemt naarmate het talud steiler wordt.

Invloed periode

In het onderzochte gebied nam de schadegolfhoogte toe naarmate T toenam, zie figuur 13.

Invloed dichtheid

In figuur 13 is de invloed van de dichtheid op de schadegolfhoogte te zien.

Invloed bloktype

De schadegolfhoogte van de $0,06 \times 0,06 \times 0,02 \text{ m}^3$ blokken lag ongeveer 10% hoger dan die van de $0,04 \times 0,04 \times 0,02 \text{ m}^3$ blokken, zie figuur 13. Uit die figuur blijkt ook dat afschuining van de blokken ongunstig is voor de stabiliteit vergeleken bij blokken zonder afschuiningen die onderlinge wrijving ondervinden.

Invloed matgrootte

Er zijn verschillende matgrootten onderzocht:

enkel blok

2x2 blokken

3x5 blokken

De resultaten zijn weergegeven in figuur 13. Hieruit blijkt een verhoging van de schade-golfhoogte bij toenemende matgrootte. Bij talud 1:3 is deze toename veel geringer.

2.6 McCARTNEY, B.L. and AHRENS, J.P. (1975)

In de 194 m lange goot van het CERC zijn proeven gedaan op schaal 1:1 naar de stabiliteit van enkele Gobi-blokken. De onderzochte doorsnede is gegeven in figuur 14. Daarin is ook de zeefkromme van het filtermateriaal gegeven.

Er zijn twee typen Gobi blokken onderzocht. In proef 1 blokken met afgeschuinde zijden en gewicht 5,44 kg (zie figuur 11) en in proef 2...8 blokken met rechte zijden en gewicht 6,35 kg (zie figuur 11). Onder de blokken was een plastic filter aangebracht. In proef 8 werden de blokken goed tegen elkaar aan gelegd en werden spleten en gaten opgevuld met zand en grind. De massadichtheid van de blokken is niet vermeld. Om $\frac{H}{\Delta D}$ te bepalen is een Δ aangenomen van 1,3. De maximale dikte D bedroeg 0,1 m. Het profiel werd aangevallen door korte "golftreinen" om de invloed van reflecties te vermijden.

De resultaten van de proeven zijn gegeven in tabel 8.

Over de plaats van de schade zijn geen gegevens vermeld.

Uit tabel 8 blijkt dat de schadegolfhoogte toenam met toenemende periode. Verder blijkt dat de schadegolfhoogte bij blokken met schuine zijden (proef 1) lager is dan die bij blokken met rechte zijden (proeven 2...7). Verder verhogen van de onderlinge wrijving van de blokken (proef 8) bleek de schadegolfhoogte te vergroten.

2.7 SOLLITT en De BOK (1976)

Aan de Universiteit van Oregon is modelonderzoek gedaan naar o.a. de stabiliteit van gezette steen onder regelmatige golfaanval, zie Sollitt en De Bok (1976). Dit onderzoek komt later nog ter sprake bij de behandeling van schaal-effecten.

Het onderzochte profiel is gegeven in tabel 9. Er is 1 laag natuurstenen toegepast met een laagdikte van 3 m in prototype en een helling 1:2. De resultaten zijn gegeven in figuur 15. In tabel 9 zijn de resultaten voor schade in "zone 3A-3" gegeven. De definitie van "zone 3A-3" is gegeven in figuur 15. In tabel 9 zijn ook de T- en ξ -waarden weergegeven. Hierbij is aangenomen dat de waterdiepte d 50 ft was of 15,24 m in prototype.

2.8 FÜHRBÖTER e.a. (1974 en 1976)

Door Führböter e.a. zijn in een 90 m lange, 2 m brede en 1,3 m hoge goot modelproeven gedaan op schaal 1:5 naar de stabiliteit van gezette steen op een talud 1:3 onder regelmatige golfaanval (zie figuur 16). Voor het talud was een horizontale bodem aanwezig in het model. In deze proeven zijn drie typen funderingslagen toegepast:

1. een 0,03 m dikke laag grind op zand met een nylon filter tussen zand en grind,
2. een 0,01 m dikke laag grind op klei,
3. beton of asfalt.

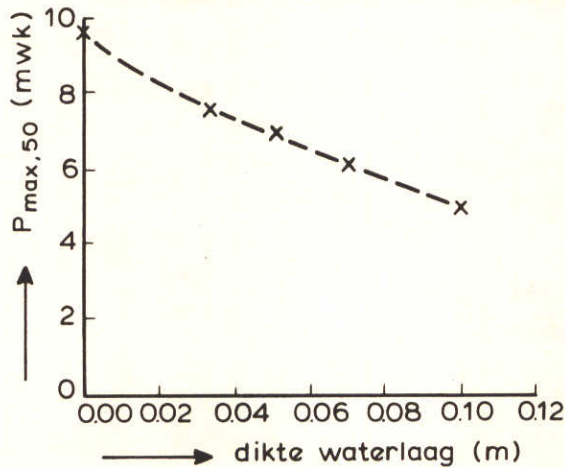
Op de funderingslaag werd een laag gezette steen $0,1 \times 0,1 \times 0,03 \text{ m}^3$ aangebracht. De proeven werden uitgevoerd met regelmatige golfaanval. Er werden twee secties tegelijk onderzocht. Door reflecties werd het golfbeeld echter onregelmatig. De meest ongunstige waterstand bleek +3,5 m te zijn. Dit volgde ook uit modelproeven voor de Oesterdam op schaal 1:10, zie deel V. Het aantal verplaatste stenen als functie van het aantal golven is weergegeven in figuur 17 en 18. In deze figuren worden de resultaten van de proeven A...J gegeven. De gegevens voor deze proeven zijn:

proef	funderingslaag	H_s (m)	T (s)	helling
A	1+2	1,0	5,5	1:3
B	1+2	1,0	5,5	1:3
C	1+2	1,0	5,5	1:3
D	1+3	1,0	5,5	1:3
E	1+3	1,0	5,5	1:3
F	1+3	1,0	5,5	1:3
G	1+3	1,0	5,5	1:3
H	1+3	1,1	5,5	1:4
J	1+3	1,3	5,5	1:4

Uit figuur 17 blijkt dat funderingslaag 2 tot meer schade leidt dan funderingslaag 1. Uit figuur 18 blijkt dat met funderingslaag 3 de schade aan de bekleding na een groter aantal golven begint dan met funderingslaag 1. De uiteindelijke schade is echter bij funderingslaag 3 groter dan bij funderingslaag 1.

In deze proeven is niet onderzocht wat de waarde is van H_s waarbij begin van schade optrad, maar alleen hoe bij een waarde van H_s groter dan H_s begin schade de schade zich ontwikkeld.

In de publicatie uit 1976 zijn ook drukken op een vlak talud gegeven bij verschillende dikten van de waterlaag op het talud.



De maximale druk die door 50% van de waarnemingen wordt overschreden $P_{\max,50}$ in meters waterkolom, is uitgezet als functie van de dikte van de waterlaag. Bij een dikte van 0.1 m traden geen golfklappen meer op, maar alleen quasi-statische drukken.

2.9 TASMA (1978)

In het kader van een afstudeerproject aan de HTS te Dordrecht is onderzoek verricht naar de stabiliteit van gezette steen onder regelmatige golfaanval. De dwarsdoorsnede van het onderzochte profiel is gegeven in figuur 19. De massa van de blokken bedroeg 0,04 kg en de massa dichtheid 1815 kg/m^3 . De waterdiepte in de goot was 0,21 m.

De golfgegevens waarbij 1% van de blokken op het talud waren verplaatst, waren:

H (m)	T (s)	$\xi = \text{tg}\alpha/\sqrt{H/L_0}$ (-)
0,068	0,89	1,42
0,063	0,98	1,63
0,068	1,02	1,63

Met behulp van de formule van Hudson werd met de resultaten een K_D -waarde van gemiddeld 8.2 bepaald. De formule van Hudson is:

$$M_a = \frac{\rho_a H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha}$$

waarbij:

M_a	= massa bekledingsselement	(kg)
ρ_a	= massa dichtheid bekledingsselement	(kg/m ³)
Δ	= $\frac{\rho_a - \rho}{\rho}$	
ρ	= massa dichtheid water	(kg/m ³)
α	= hoek tussen helling en horizontaal vlak	
K_D	= stabiliteitscoëfficiënt.	

Hudson's formule is afgeleid voor het schatten van de vereiste massa van stenen op een golfbreker. Schade aan deze stenen wordt vooral veroorzaakt door stromingskrachten. Bij een taludbekleding van gezette steen zijn de schademechanismen genoemd in 2.4 van belang. Het kan daarom betwijfeld worden of het gebruik van de formule van Hudson voor taludbekledingen van gezette steen wel reëel is. De invloed van het verschil in schademechanisme bij gezette steen en bij stortsteen komt duidelijk naar voren bij variatie van de taludhelling. In 2.5 is gebleken dat bij gezette steen de schade-golfhoogte toeneemt als $\cot \alpha$ kleiner wordt. Bij stortsteen neemt de schade-golfhoogte echter af als $\cot \alpha$ kleiner wordt.

2.10 HYDRAULICS RESEARCH STATION (1980)

Een onderzoek dat afwijkt van de hiervoor beschreven onderzoeken werd uitgevoerd door het Hydraulics Research Station. In dit onderzoek waren de blokken langs geleidepennetjes op het talud 1:2 gelegd, zodat de blokken geen wrijving langs de wanden ondervonden. De doorlatendheid van de bekleding van gezette steen werd gevarieerd door het verwijderen van smalle strippen aan de blokken. De toegepaste spleetgrootten waren 1% en 8% van de ribbe van een blok die 50 mm bedroeg. De dikte van de perspex blokken was 19 mm, de massadichtheid $\rho_a = 1.053 \text{ kg/m}^3$. Ook de ruimte onder het blok werd gevarieerd: 0,4% en 6% van de ribbe van een blok. Bij een bepaalde regelmatige golfaanval werd een aantal blokken zodanig op het talud gedrukt dat ze bij die bepaalde golfaanval juist niet omhoog werden gedrukt. Vervolgens werd de golfaanval gestopt en werd de kracht gemeten die nodig was om een 'voorgespannen' blok uit de taludbekleding te trekken, de "uplift force". Ondanks het grote aantal proeven kon geen duidelijke relatie worden bepaald tussen gemeten krachten nodig om een blok uit de taludbekleding te trekken en golfomstandigheden, zie tabel 10 en figuur 20 en 21. Uit figuur 20 en 21 blijkt wel de invloed van de grootte van de ruimte onder de blokken. Bij een ruimte van 6% was de "uplift force" groter dan bij een ruimte van 0,4%. Dit

betekent dat de blokken bij een kleinere ruimte onder de blokken stabielier zijn. Wat betreft schademechanismen wordt het volgende genoemd:

During the cycle of wave action from break to break, five differing causes of block disturbance could be observed, particularly at the longer wave periods when events occurred more slowly and were better separated:

- (i) On breaker impact, any block that could be affected showed a sudden movement that coincided with the noise. Block(s) immediately under the impact could sometimes be seen to be thrust downwards.
- (ii) The uprush from long high waves could induce further lifting of any block at the upper part of the slope that had been raised by the first shock, and not settled back fully into place.
- (iii) The downrush on recession could further affect the upper blocks described under (ii) and the effect was augmented by flow beneath the blocks. Uplift from these causes was weak and if any initial movement was prevented, rarely occurred.
- (iv) At full recession there was a rapid lowering of the water level at the foot of the wave and water could be seen spurting out of the joints when the space beneath the blocks was large. The pressure head from water stored in this upslope space was the cause of the largest uplifts recorded in this region.
- (v) As the next wave formed to break, the foot advanced up slope with a near vertical front, and a small lifting of each block as it was approached could be seen when the restraining forces were set low. This was due to the static head of the wave being transmitted to the underside of the blocks combined with the conversion of the kinetic head of flow beneath on its sudden arrest. During the rapid water movements at short wave periods, the uplifts from causes (iv) and (v) were indistinguishable. Also the uplift from (v) tended to coincide with and temforce that due to the subsequent wave impact.

Dye was injected beneath the blocks. For all wave conditions selected, the direction of flow was invariably down slope at all positions and for both large

and small spaces beneath the blocks, with no reversal on wave impact. It was not possible to see immediately below the point of impact, but the impression was that the effect was a momentary hesitation only, with downward flow resumed immediately afterwards. There was no doubt about these observations at any wave height or period. The implications could be important for the design of foundation layers.

De plaats waar de golf op het talud terecht kwam werd visueel bepaald evenals de "run-down". De resultaten van deze waarnemingen zijn gegeven in tabel 11 en de figuren 22 en 23.

Overigens wordt in het rapport van het HRS, waarin deze proeven worden beschreven, een rapport van het HRS uit 1969 genoemd dat niet is gepubliceerd. In dit rapport uit 1969 zijn proeven naar de stabiliteit van gezette steen beschreven. Hieruit werd geconcludeerd dat de blokken de grootste stabiliteit bezaten als ze op een ondoorlatende funderingslaag waren gelegd. Voor de dikte van "interlocking" blokken wordt $1/6$ van de golfhoogte bij het talud aanbevolen. Tevens wordt aanbevolen de ribbe van de boven en onderzijde kleiner te maken dan de hoogte. Verder wordt verwezen naar een onderzoek op schaal 1:24 naar de stabiliteit van "shiplap blocks" met een dikte D van 0,203 m (zie figuur 3 blok type B). Op een ondoorlatende funderingslaag en bij een zeer goede onderlinge aansluiting van de blokken waren de blokken stabiel bij een golfhoogte H van 2,74 m. Dit komt overeen met een waarde van $\frac{H}{\Delta D} = 10,4$. Bij 0,7% ruimte tussen de blokken waren de blokken echter stabiel tot een golfhoogte van 0,61 m. Dit komt overeen met een waarde van $\frac{H}{\Delta D} = 2,3$. Hierbij is een relatieve dichtheid Δ van 1,3 aangenomen.

Berkeley Thorn and Roberts (1981) geven de volgende richtlijn voor het ontwerpen van talubekledingen van gezette steen, welke is gebaseerd op modelonderzoek bij HRS: "It would appear that very roughly, a wave will move in an apron a loose block of concrete of thickness about one third the off-shore wave height, or, correspondingly, on a steep slope, approximately one sixth of the breaking wave height, since on a steep slope the breaking wave height can be up to twice the deep water height.

Whatever methods are used for the preliminary assessments, for major schemes using (all types of) interlocking blocks, it will usually be prudent to carry out model tests reproducing the proposed panelling, panel perimeter conditions, tide levels and corresponding sea states to be expected under the design return period conditions".

De genoemde dikte van $1/3$ van de off-shore golfhoogte komt bij $\Delta = 1,3$ overeen met $\frac{H}{\Delta D} = 2,3$.

2.11 KOSTENSE (1980-1)

Door het Waterloopkundig Laboratorium is modelonderzoek (M 1410-I) gedaan naar de stabiliteit van gezette steen onder zowel regelmatige als onregelmatige golfaanval bij verschillende modelschalen, zie Kostense (1980-1).

Een van de eerstpunten wat in dit onderzoek naar voren kwam, was de invloed van de ruwheid van de ondoorlatende funderingslaag. Deze bepaalt de wrijving tussen blokken en funderingslaag. Deze wrijving heeft invloed op de kracht die een blok van de erboven gelegen blokken ondervindt. Op de onderzijde en zij-kanten van de blokken waren staafjes bevestigd waardoor de spleten 5 mm (prototype) breed waren. Omgerekend naar prototype ondervonden blokken van $0,4 \times 0,4 \times 0,2 \text{ m}^3$ met een massa dichtheid van 2000 kg/m^3 op een talud 1:6 schade bij regelmatige golfaanval met $H = 0,51 \text{ à } 0,56 \text{ m}$ en $T = 4,5 \text{ s}$. De hierbij behorende waarde van $\frac{H}{\Delta D}$ is $2,6 \text{ à } 2,8$. De waterdiepte bij deze proeven bedroeg 3,6 m.

Vervolgens werd een essentiële verandering in de modelopstelling aangebracht. De blokken werden namelijk om en om vastgezet aan de funderingslaag. De spleten tussen blokken onderling en tussen blokken en funderingslaag hadden een bepaalde grootte d.m.v. staafjes die aan de blokken bevestigd waren. (respectievelijk 10 en 5 mm prototype.) De golfgegevens waarbij schade optrad, zijn in tabel 12 en 13 weergegeven. De plaats waar schade optrad is gegeven in Tabel 14...16 en Figuur 24...26.

Voor talud 1:6 wordt de volgende opmerking gemaakt:

"Zowel bij regelmatige als bij onregelmatige golven wordt een blok vrijwel steeds door één golf uit de bekleding gelicht. De verklaring voor het optreden van schade door mechanisme a (ingesloten luchtcylinder die expandeert) wordt geenszins ondersteund door "high-speed" filmbeelden. Uit deze beelden blijkt niet dat onder de golftong van de breker lucht wordt gecompriëerd, die later expandeert". Zie paragraaf 2.4.

Bij talud 1:3 en regelmatige golven ontstond vrijwel steeds schade juist boven het punt waar de brekertong op het talud neersloeg. Vooral bij de grote schalen kon worden waargenomen dat de schade zich vaak in opwaartse richting ontwikkelt. Met name blokken schuin boven een plaats, waar reeds een blok uit het

talud gelicht, hebben een verhoogde kans om verplaatst te worden. Een dergelijk verschijnsel werd niet gekostateerd bij talud 1:6. Bij talud 1:6 traden "plunging breakers" op, zie paragraaf 2.4. Bij talud 1:3 traden "collapsing breakers" en "surging breakers" op, zie paragraaf 2.4.

Bij talud 1:3 en onregelmatige golven traden zowel "surging", "collapsing" als "plunging breakers" op. Schade werd vaak veroorzaakt door "plunging breakers" op een manier die veel gelijkenis vertoonde met de proeven bij talud 1:6.

Uit vergelijking van de resultaten bij regelmatige en onregelmatige golfaanval blijkt dat $H/H_s = 1,25 \text{ à } 1,45$ voor talud 1:6 en $H/H_s = 1,6 \text{ à } 1,9$ voor talud 1:3. Hierin is H_s de significante golfhoogte waarbij schade optrad bij onregelmatige golfaanval en H de golfhoogte waarbij in overigens gelijke omstandigheden schade optrad bij regelmatige golfaanval. Het is van belang op te merken dat voor onregelmatige golven niet zonder meer gebruik kan worden gemaakt van resultaten bij regelmatige golven door H te vervangen door H_s .

Aangezien het onderzoek M1410-I met name gericht was op de bepaling van de stabiliteit bij verschillende modelschalen, wordt hierop in het volgende hoofdstuk nog teruggekomen.

2.12 KOSTENSE (1980-2)

In 1979 is door het Waterloopkundig Laboratorium een modelonderzoek (M 1410-II) verricht naar de invloed van de doorlatendheid van de funderingslaag op de stabiliteit van gezette steen onder onregelmatige golfaanval, Kostense (1980-2).

In dit onderzoek werden drie typen constructies toegepast:

- a. blokken op een ondoorlatende funderingsplaat,
- b. blokken met aan de onderzijde staafjes (0,5 mm) op een ondoorlatende funderingsplaat,
- c. blokken op een 25 mm dikke laag grind met een D_{50} van ca. 6 mm en daaronder een ondoorlatende funderingsplaat.

De afmetingen van de blokken waren $0,04 \times 0,04 \times 0,02 \text{ m}^3$. De duur van de proeven bedroeg 1000 golven. Wanneer schade werd bereikt, werd de proef voortijdig beëindigd. De waterdiepte bedroeg 0,8 m.

Golfgegevens waarbij schade optrad

De golfgegevens waarbij schade optrad, zijn weergegeven in tabel 17. Hieruit blijkt dat bij funderingslaag c al schade optrad bij een golfhoogte die bij talud

1:3 ongeveer 65% bedroeg van de golfhoogte waarbij schade optrad met funderingslaag a. Bij talud 1:6 was deze waarde ongeveer 50%. Voorts blijkt dat bij funderingslaag b de stabiliteit afnam t.o.v. a.

Bij talud 1:3 was de schadegolfhoogte bij b 80 à 95% van die bij a.

Bij talud 1:6 was dit ongeveer 60%.

Plaats schade

De plaats van schade is weergegeven in tabel 18 en figuur 27. De plaats waar schade optrad, lijkt weinig afhankelijk van de type funderingslaag.

2.13 Oesterdamonderzoek

De stabiliteit van de taludbekleding van de Oesterdam is op schaal 1:10 en op schaal 1:2 onderzocht. Deze proeven zijn beschreven in rapporten M1795 deel V en deel VI. Een doorsnede van het onderzochte profiel is gegeven in Figuur 28.

Schaal 1:10

Het onderzoek werd uitgevoerd met onregelmatige golven. De taludhelling was 1:4. De blokken lagen om en om vast op een pennenrooster. De afmetingen van de blokken waren in het model $0,0408 * 0,0408 * 0,02 \text{ m}^3$ en de massadichtheid was 2.100 kg/m^3 . De spleetbreedte was 0,2 mm. De fundering was geschematiseerd door een ondoorlatende kuststofplaat met daarop een 0,01 m dikke laag grind met een D_{50} van 3,4 mm. De resultaten van dit onderzoek zijn samengevat in Tabel 19 en in de figuren 29 en 32. De resultaten bleken erg afhankelijk van de waterstand.

Schaal 1:2

Het onderzoek werd uitgevoerd met regelmatige en onregelmatige golven. De taludhelling was 1:4. De blokken lagen om en om vast op een pennenrooster. In één proef lagen de blokken in een halfsteensverband, niet op een pennenrooster. De volgende bloktypen zijn toegepast (modelmaten):

$0,25 * 0,25 * 0,15 \text{ m}^3$

$0,25 * 0,25 * 0,10 \text{ m}^3$

$0,25 * 0,25 * 0,10 \text{ m}^3$ met vellingkant

$0,25 * 0,25 * 0,10 \text{ m}^3$ met gat $\phi 0,06 \text{ m}$

De massadichtheid van de blokken was 2.300 kg/m^3 .

Er werden twee typen funderingslagen onderzocht:

- 1) MijNSTEEN met daarop een 0,15 m dikke laag gebroken grind met een diameter van 8-23 mm bij de blokken van 0,10 m dik. Bij de blokken van 0,15 m dik was de grindlaag 0,10 m dik.
- 2) Kleilaag van 0,50 m dik.

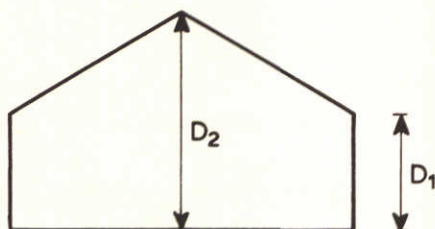
De resultaten van dit onderzoek zijn samengevat in Tabel 20 en de Figuren 29, 32 en 33.

Vergelijking met de proeven op schaal 1:10 (Figuur 32) toont dat de resultaten voor de meest kritieke waterstand (NAP + 3,5 m) goed overeenkomen. Voor de waterstand NAP + 4,0 m trad een verschil op in $H_s/\Delta D$ waarde.

2.14 Vergelijking van de resultaten

Golfgegevens waarbij schade optrad

In paragraaf 2.3 is opgemerkt dat de stabiliteit van gezette steen met name wordt bepaald door de dikte D van de stenen. Omdat ook de relatieve dichtheid $\Delta = \frac{\rho_a - \rho}{\rho}$ van de stenen van belang is, is de stabiliteit die in de verschillende onderzoeken is gevonden uitgedrukt door $\frac{H}{\Delta D}$. Hierbij is H de golfhoogte, waarbij de eerste schade optrad. In sommige gevallen was ρ_a niet bekend. In deze gevallen is een bepaalde waarde aangenomen. Dit is aangegeven in tabel 21. In het onderzoek van Hydraulics Research Station (1964) was schade opgetreden bij bloktype A, zie figuur 1. Omdat bij dit bloktype de dikte D niet eenduidig vastligt, is hiervoor de waarde $D_1 + \frac{1}{3} (D_2 - D_1)$ genomen.



De resultaten bij een doorlatende funderingslaag en regelmatige golven zijn weergegeven in figuur 30.

In figuur 31 zijn de resultaten bij een ondoorlatende funderingslaag en regelmatige golven weergegeven.

In figuur 30 is te zien dat $\frac{H}{\Delta D}$ bij een doorlatende funderingslaag in de orde van 2 à 3 ligt.

Bij een ondoorlatende funderingslaag liggen de gemeten minimale waarden van $\frac{H}{\Delta D}$ tussen 3 en 4, (zie figuur 31).

In figuur 30 is geen eenduidige relatie aanwezig tussen $\frac{H}{\Delta D}$ en ξ . Bij een ondoorlatende funderingslaag neemt $\frac{H}{\Delta D}$ af met toenemende ξ , zie figuur 31.

Voor onregelmatige golven is op de figuren 32 en 33 $\frac{H_s}{\Delta D}$ uitgezet ald functie van ξ voor een doorlatende funderingslaag resp. een ondoorlatende funderingslaag. Bij een doorlatende funderingslaag is de minimale gemeten waarde van $\frac{H_s}{\Delta D}$ ongeveer 1,5 en bij een ondoorlatende funderingslaag is de minimale gemeten waarde van $\frac{H_s}{\Delta D}$ ongeveer 2. Ter vergelijking zijn in de figuren 32 en 33 ook de resultaten van de Oesterdamproeven op schaal 1:10 en 1:2 uitgezet. Deze proeven zijn respectievelijk beschreven in de verslagen M 1795 deel V en deel VI. Wat betreft de doorlatende funderingslaag zijn de waarden van $\frac{H_s}{\Delta D}$ voor de Oesterdamproeven ongeveer twee maal de waarden van Kostense (1980-2). In het laatstgenoemde onderzoek bestond de onderlaag in het model op schaal 10 uit een 25 mm dikke laag grind met een D_{50} van 6,2 mm. In de Oesterdamproeven met $n_L = 10$ was de onderlaag opgebouwd uit grind met een D_{50} van 3,4 mm en was deze laag 0,01 m dik. Deze waarden zijn modelwaarden. De meer doorlatende funderingslaag bij Kostense is een oorzaak voor de verschillen tussen zijn resultaten en de resultaten van de Oesterdamproeven.

Wat betreft de ondoorlatende funderingslaag is er bij het Oesterdamonderzoek slechts in 1 serie schade opgetreden. In de overige series trad geen schade op, zelfs niet bij $\frac{H_s}{\Delta D} = 7,7$. Het verschil met de resultaten van onderzoek M 1410-I Kostense (1980-1) is te verklaren door het verschil in funderingslaag. In het Oesterdamonderzoek bestond deze uit klei en in M 1410-I uit afgestreken cement. In het onderzoek M 1410-I (zie paragraaf 2.10) zijn ook enkele proeven gedaan met een funderingslaag van hout. Hierbij kon slechts in enkele gevallen schade worden verkregen. Blijkbaar heeft een kleine ruimte onder de blokken al een grote invloed op de stabiliteit van de bekleding. Bij toepassing van klei moet deze daarom goed aansluiten tegen de blokken om een zo groot mogelijke stabiliteit te verkrijgen.

De resultaten van de proeven met speciale blokken zijn voor regelmatige proeven weergegeven in figuur 34. Daaruit blijkt dat diagonale zetting de stabiliteit vermindert. Het maken van een gat in het blok blijkt de stabiliteit te vergroten, zie Wevers (1970) type D. Bij het Oesterdamonderzoek was dit echter niet het geval, waarschijnlijk doordat het grind van de funderingslaag via de gaten uitspoelde, waardoor de gaten minder doorlatend waren.

De resultaten van de proeven met Gobi blokken tonen aan dat de stabiliteit toeneemt bij steilere helling. Onderlinge wrijving van de blokken heeft een grotere stabiliteit tot gevolg. Bij de blokken met rechte zijden op helling 1:3 à 3,5 bleek een grote invloed van n_L .

Plaat schade

In de meeste onderzoeken is de plaats aangegeven waar de schade begint. Kostense (1980-1) geeft de gemiddelde plaats van schade en Kostense (1980-2) geeft van ieder verplaatst blok de plaats aan waar het uit het talud is gedrukt.

In verband met het belang bij het ontwerpen van een taludbekleding van gezette steen wordt aanbevolen in ieder geval de maximale waarde van a (de diepte beneden SWL waar schade optreedt) aan te geven. Voor alle beschreven onderzoeken geldt dat de schade nooit boven SWL optrad. De plaats van schade bij regelmatige golfaanval is voor de verschillende onderzoeken weergegeven in figuur 35 en 36 als functie van ξ . Uit figuur 36 blijkt geen duidelijk verschil tussen a/H bij regelmatige golven en a/H_g bij onregelmatige golven. De resultaten van het Oesterdamonderzoek zijn gegeven in figuur 29. Vergelijking met de figuren 35 en 36 toont dat de schade aan de Oesterdam op een lager niveau begon dan bij een recht talud. Dit kan zijn veroorzaakt door de verschillende vorm van het talud. In figuur 37 is de gemiddelde plaats van schade uitgezet als functie van ξ . In figuur 38 zijn de grenzen gegeven waar beneden volgens de metingen bij een recht talud geen schade ontstaat. Ook is de run-down op een talud 1:2 met gezette steen weergegeven. Uit deze figuur blijkt dat de gemiddelde plaats van de schade dieper ligt dan de plaats waar de schade begint. Tevens blijkt de diepte waar schade optreedt toe te nemen met toenemende ξ , in het gebied waar metingen zijn verricht. In figuur 39 is b/L_0 uitgezet tegen ξ . Hierbij is b gelijk aan $a \cdot \cot \alpha$. Figuur 39 is overgenomen uit Kostense (1980-2).

Invloed funderingslaag

Vrijwel alle onderzoeken naar de invloed van de funderingslaag op de stabiliteit van gezette steen hebben tot de conclusie geleid dat bij een ondoorlatende funderingslaag de blokken stabielere zijn dan bij een doorlatende funderingslaag. Voor zover kon worden nagegaan bedroeg bij de meeste onderzoeken de proefduur niet meer dan 1000 golven. Verder is bij de meeste onderzoeken alleen gekeken naar het begin van schade en niet naar de ontwikkeling van de schade tijdens langdurige golfaanval. In het onderzoek door Führböter (1976) werd ook de

ontwikkeling van de schade bij meer dan 1000 golven onderzocht. Dit onderzoek leidde tot de conclusie dat bij blokken op een doorlatende fundering eerder schade optreedt dan bij blokken op een ondoorlatende fundering (zie figuur 17 en 18). Bij voortduren van de golfaanval trad echter ook schade op aan de blokken op de ondoorlatende fundering. Deze schade nam snel toe en bedroeg uiteindelijk meer dan de schade aan de blokken op de doorlatende funderingslaag, zie figuur 17 en 18.

Een kleine ruimte onder de blokken heeft al een grote invloed op de stabiliteit van de taludbekleding. Bij goed aansluiten van de funderingslaag aan de bekleding trad bij het Oesterdamonderzoek zelfs na ongeveer 4000 golven geen schade op bij $\frac{H_s}{\Delta D} = 7,7$.

3. Schaaleffecten

Schaaleffecten kunnen optreden in

- 1) uitwendige belastingen (golfklappen)
- 2) drukvoortplanting onder de bekleding
- 3) stroming van water op, door en onder de bekleding en in de funderingslagen.

Eerder waren drie schademechanismen beschreven, te weten:

- a) dynamische verschildrukken (figuur 4)
- b) verschildruk als gevolg van faseverschuiving (figuur 5)
- c) quasi-statische verschildruk (figuur 6)

Bij mechanisme c) lijken schaaffecten van het type 3) van belang te kunnen zijn, terwijl bij mechanismen b) en a) schaaffecten van type 2) en 1) van belang lijken te kunnen zijn.

In het hiernavolgende wordt een overzicht gegeven van de literatuur betreffende schaaffecten, die kunnen optreden bij modelonderzoek naar de stabiliteit van een taludbekleding van gezette steen onder golfaanval.

3.1 KOSTENSE (1975)

In paragraaf 4.5 wordt een wiskundig model beschreven dat is opgezet om de drukvoortplanting onder steenzetting ten gevolge van golfklappen te bepalen. Met dit model zijn een aantal gevallen doorgerekend, waarbij de voortplantingssnelheid van een verstoring werd gevarieerd. Deze voortplantingssnelheid is gerelateerd aan de compressibiliteit van het water.

Uit de resultaten van de berekeningen blijkt, dat de invloed van de compressibiliteit op de maximale drukken in de verschillende knooppunten van geringe betekenis is. De invloed van de compressibiliteit manifesteert zich voornamelijk in de optredende verschuivingen van de tijdstippen van maximale drukopbouw in de verschillende knooppunten tengevolge van verschillen in looptijden. Bij beschouwing van figuur 5 (schade-mechanisme "verschildruk als gevolg van faseverschuiving"), blijkt dat een schaaleffect in de resulterende opwaartse impuls op het blok kan optreden, wanneer de loopsnelheid van een drukverstoring onder de bekleding, en daarmee het moment van plotselinge drukopbouw, niet op schaal wordt weergegeven. Bij dit schade-mechanisme wordt het blok, gelegen juist boven het punt waar de brekende golftong op het talud slaat, direct na het breken van de golf uit het talud gewipt. De looptijd T , tussen het moment waarop de golftong op het talud slaat en het moment waarop het naastliggende blok een opwaarts gerichte drukstoot ontvangt is van de orde $T \approx 1/c$. Bovenbedoeld schaaleffect zal niet van betekenis zijn wanneer het verschil tussen de looptijd in het prototype en volgens Froude opgeschaalde looptijd in het model een fractie is van de stijgtijd van de drukverstoring (zie figuur 5). Dit kan als volgt geformuleerd worden:

$$\frac{l_p}{c_p} - \frac{l_m}{c_m} \sqrt{n_1} < a t_{1,p} \quad \text{of} \quad (1)$$

$$c_p > \frac{l_p (1 - n_c / \sqrt{n_1})}{a t_{1,p}} \quad (2)$$

Indien de voortplantingssnelheden van de verstoring onder de bekleding in het prototype en in het model van gelijke orde zijn ($n_c \approx 1$) resulteert voorwaarde (2) voor $l_p = 0,4$ m, $n_1 = 10$, $t_{1,p} = 0,05$ s en $a = 0,2$ in een te verwaarlozen effect van de compressibiliteit wanneer c_p groter is dan 30 m/s.

Nader onderzoek is gewenst betreffende de werkelijk in het prototype (en in het

model) optredende voortplantingssnelheden c. Vooralsnog lijkt de conclusie gerechtvaardigd dat de compressibiliteit, voor wat betreft de drukvoortplanting onder de bekleding, geen belangrijke schaaffecten zal veroorzaken.

3.2 SOLLITT en De BOK (1976)

Sollitt en De Bok hebben onderzoek verricht met een golfbreker waarvan het talud bekleed was met gezette steen. Het onderzoek werd uitgevoerd met 3 model-schalen $n_L = 10, 20$ en 100 . Gemeten werden: run-up, run-down, reflectie en golfomstandigheden, waarbij schade optrad. De golven waren regelmatig.

Run-up

Er werd weinig verschil in run-up gemeten bij $n_L = 10$ en 20 . Bij $n_L = 100$ bedroeg de run-up ongeveer 80% van de run-up gemeten bij $n_L = 10$ en 20 .

Run-down

In de proeven met $n_L = 100$ bedroeg de run-down ongeveer 40% meer dan in de proeven met $n_L = 10$. Hiervoor wordt de volgende verklaring gegeven: Bij $n_L = 100$ is de run-up kleiner dan bij $n_L = 10$. Dientengevolge neemt het oplopen van de golf langs het talud bij $n_L = 10$ een groter deel van de golfperiode T in beslag. Daardoor is bij $n_L = 10$ minder tijd beschikbaar voor het teruglopen van de golf dan bij $n_L = 100$. Daardoor wordt bij $n_L = 100$ de run-down groter dan bij $n_L = 10$.

Reflectie

Bij $n_L = 100$ was de reflectiecoëfficiënt ongeveer 10% lager dan bij $n_L = 10$.

Stabiliteit

De golfhoogte waarbij schade begon op te treden bedroeg bij $n_L = 100$ ongeveer 80% van de waarde bij $n_L = 10$ en 20 .

n_L	H (m)	$n_L \times H$ (m)
10	1.07	10.7
20	0.53	10.7
100	0.085	8.5

Bij golfhoogten van meer dan 0,5 m bleken dus geen schaaffecten van belang te zijn voor de stabiliteit.

3.3 MOUTZOURIS (1978)

Moutzouris (1978) beschrijft de belasting van een talud ten gevolge van een erop brekende golf. Hij onderscheidt drie typen belastingen:

1. 'hydrodynamic impact', ten gevolge van het neerslaan van de golf op het talud.
2. 'water mass'. De quasi-statische belasting ten gevolge van de massa van het water op het talud.
3. 'air pocket'. Tijdens het breken wordt lucht ingesloten. Trillingen van de ingesloten lucht veroorzaken belastingen op het talud.

ad 1) Voor het op schaal weergeven van de 'hydrodynamic impact' lijkt het Euler getal van belang.

$$\text{Euler getal} = \frac{p_a}{\rho_m V^2}$$

waarin: p_a = omgevingsdruk

ρ_m = massadichtheid lucht/water mengsel

V = snelheid van golftong bij neerkomen op talud.

Ook het Mach-getal lijkt van belang.

$$\text{Mach-getal} = \frac{V}{c_m}$$

waarin: c_m = golfvoortplantingssnelheid in lucht/water mengsel

Verder lijken van belang:

- golfkarakteristieken tijdens breken
- vorm van de constructie
- dikte waterlaag op talud.

ad 2) Voor het op schaal weergeven van de belastingen ten gevolge van 'water mass' lijken van belang:

- golfkarakteristieken
- vorm van de constructie.

ad 3) Voor het op schaal weergeven van de belastingen ten gevolge van de 'air pocket' lijken van belang:

$$\frac{\frac{1}{2} \rho_m c_m^2}{p_a}$$

en

$$\frac{c_m t}{R_o}$$

waarin: t = tijd

R_o = straal van ingesloten luchtcilinder direct na insluiting.

3.4 Van DOORN (1979)

In 1976 is door het Waterloopkundig Laboratorium een onderzoek gedaan naar schaalecten bij golfklappen op een talud. Hierbij worden als mogelijke oorzaken van schaalecten bij golfklappen genoemd:

- a. de lucht - vrije luchtgehalte (in model doorgaans geringer dan in de natuur)
 - luchtkussenvorming (samendrukking van de lucht)
 - luchtstroming (verdringen van lucht).
- b. de samendrukbaarheid van het water c.q. het water-luchtmengsel,
- c. golfoploop op het talud. Golfklappen worden gedempt in een waterlaag op het talud.

Uit dit onderzoek werden de volgende conclusies getrokken:

1. Schaalecten ten gevolge van het vrije luchtgehalte zijn pas te voorkomen bij redelijk grote modellen. Gewezen wordt op een onderzoek van Skladnev en Popov, waaruit bleek dat schaalecten verwaarloosbaar waren voor $H > 0,5$ m. In paragraaf 3.2 bleek dat Sollitt en De Bok ook vonden dat schaalecten verwaarloosbaar waren voor $H > 0,5$ m.
2. Schaalecten ten gevolge van luchtkussenvorming en luchtstroming zijn verwaarloosbaar wanneer de brekende golf terecht komt in een relatief dikke waterlaag (dikte $>$ dikte brekertong), en wanneer drukfluctuaties ten gevolge van trillingen van de ingesloten luchtcilinder geen belangrijke invloed hebben.
3. Indien drukfluctuaties ten gevolge van trillingen van de luchtcilinder wel van belang zijn, treden schaalecten op doordat de luchtcilinder in het model als een te stijve veer werkt.
4. Indien de brekertong in een relatief dunne waterlaag op het talud of op een droog talud terechtkomt, zijn schaalecten ten gevolge van luchtkussenvorming en luchtstroming niet te verwaarlozen.

Door in het model de omgevingsdruk op schaal weer te geven en de dichtheid van de lucht in model en natuur gelijk te houden kunnen in dit geval schaalecten ten gevolge van luchtkussenvorming en luchtstroming worden voorkomen.

3.5 KOSTENSE (1980-1)

Door het Waterloopkundig Laboratorium is de stabiliteit van een taludbekleding van gezette steen onderzocht bij verschillende modelschalen. Dit onderzoek is met regelmatige en onregelmatige golfaanval uitgevoerd. De toegepaste lengteschalen zijn 3.6 - 4.5 - 6.5 en 10.0.

Er werden twee taludhellingen toegepast 1:3 en 1:6. Bij 1:3 was de (top)periode ongeveer 6 s en bij 1:6 ongeveer 4.75 s. De waterdiepte bedroeg 3.6 m.

De resultaten zijn weergegeven in tabel 12. Uit dit onderzoek werd geconcludeerd dat bij talud 1:6 de golfhoogte, waarbij schade optrad niet door de lengteschaal werd beïnvloed. Ook de relatie tussen de golfhoogte en de schade na 1000 golven was onafhankelijk van de lengteschaal, evenals de plaats van de schade. Wel afhankelijk van de lengteschaal was de ontwikkeling van de schade in de tijd, zie figuur 40.

Bij talud 1:3 was de golfhoogte waarbij schade optrad niet afhankelijk van de lengteschaal, zie tabel 12. De relatie tussen de golfhoogte en de schade na 1000 golven bleek wel afhankelijk van de lengteschaal, zie figuur 41 en 42. De plaats van schade bleek enigszins afhankelijk van de lengteschaal.

Bij talud 1:3 werd schade vooral veroorzaakt door 'verschildrukken ten gevolge van faseverschuiving', (voortplanting drukstoot), zie paragraaf 2.4.

3.6 Doorlatendheid funderingslaag

Voor het op schaal weergeven van de drukken tegen de bekleding ten gevolge van de stroming van water door een doorlatende funderingslaag is het nodig de snelheden in deze funderingslaag op schaal weer te geven.

Cohen de Lara (1955) geeft de volgende uitdrukking voor de snelheid door een poreuze laag:

$$u_f^2 = 2g \frac{D}{C} \epsilon^5 i \quad (1)$$

waarin:

u_f = filtersnelheid = $\epsilon \cdot u$

u = werkelijke snelheid

ϵ = porositeit

g = versnelling ten gevolge van de zwaartekracht

D = karakteristieke diameter stenen funderingslaag

i = verhang

C = weerstandscoëfficiënt

Venis (1965) geeft de volgende uitdrukking voor C :

$$C = \frac{24}{Re} \text{ als } Re \leq 4$$

$$C = \frac{12}{\sqrt{Re}} \text{ als } 4 < Re < 576$$

$$C = 0,5 \text{ als } Re \geq 576$$

Re is het Reynoldsgetal

$$Re = \frac{u_f D}{\nu} \quad (2)$$

ν = kinematische viscositeit

voor water $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Uit (1) volgt:

$$n_{u_f}^2 = n_D n_\epsilon^5 n_i n_C^{-1} \quad (3)$$

Omdat de lengteschaal gelijk is aan de hoogteschaal geldt $n_i = 1$.

Teneinde gelijkvormige stromingslijnen te hebben in prototype en model moet n_e gelijk zijn aan 1. Volgens Froude $n_{u_f}^2 = n_L$.

Vergelijking (3) wordt nu:

$$n_L = n_D \cdot n_C^{-1} \quad (4)$$

Er kunnen verschillende gevallen worden onderscheiden:

a $Re_{\text{natuur}} \geq 576$ en $Re_{\text{model}} \geq 576$.

Voor dit geval $C = 0,5$ in natuur en in model, dus

$$n_C = 1.$$

Invullen in (4) geeft:

$$\underline{n_L = n_D} \quad (5)$$

b $Re_{\text{natuur}} \geq 576$ en $4 < Re_{\text{model}} < 576$.

Voor dit geval geldt:

$$C_{\text{natuur}} = 0,5$$

$$C_{\text{model}} = 12/\sqrt{Re_{\text{model}}}$$

$$\text{Dus } n_C = \frac{C_{\text{natuur}}}{C_{\text{model}}} = \frac{0,5}{12} \sqrt{Re_{\text{model}}} \quad (6)$$

Uit vergelijking (2) volgt:

$$n_{Re} = \frac{Re_{\text{natuur}}}{Re_{\text{model}}} = n_{u_f} \cdot n_D$$

Volgens Froude $n_{u_f}^2 = n_L$ dus

$$n_{Re} = n_D \sqrt{n_L}$$

of:

$$Re_{\text{model}} = Re_{\text{natuur}} / n_D \sqrt{n_L}$$

Invullen in (6) geeft:

$$n_C = \frac{0,5}{12} (Re)_{\text{natuur}}^{\frac{1}{2}} (n_L)^{-\frac{1}{4}} (n_D)^{-\frac{1}{2}} \quad (7)$$

Vergelijking (4) was $n_L = n_D n_C^{-1}$

Ingevuld in (7) geeft dit:

$$\underline{n_D = 0,12 (Re_{\text{natuur}})^{1/3} n_L^{1/2}} \quad (8)$$

$$\underline{c} \quad 4 < Re_{\text{natuur}} < 576 \text{ en } 4 < Re_{\text{model}} < 576.$$

Voor dit geval geldt:

$$C_{\text{natuur}} = 12 / \sqrt{Re_{\text{natuur}}}$$

$$C_{\text{model}} = 12 / \sqrt{Re_{\text{model}}}$$

$$\text{Dus } n_C = \left(\frac{Re_{\text{model}}}{Re_{\text{natuur}}} \right)^{\frac{1}{2}} = n_{Re}^{-\frac{1}{2}}$$

In (2) was gevonden dat $n_{Re} = n_{u_f} \cdot n_D$. Dit ingevuld in bovenstaande vergelijking levert:

$$n_C = n_{u_f}^{-\frac{1}{2}} n_D^{-\frac{1}{2}}$$

Met Froude $n_{u_f}^2 = n_L$ wordt dit:

$$n_C = n_L^{-\frac{1}{2}} n_D^{-\frac{1}{2}} \quad (9)$$

Met (4): $n_L = n_D n_C^{-1}$ wordt weer een uitdrukking voor n_D verkregen

$$\underline{n_D = n_L^{\frac{1}{2}}} \quad (10)$$

De massa van de steen is $\frac{1}{6\pi}(\gamma D)^3 \rho_a$ waarin γ een vormfactor is die een correctie is voor het feit dat de stenen niet bolvormig zijn. Als de steen in het model dezelfde γ heeft als in de natuur en ook dezelfde ρ_a dan geldt $n_W = n_D^3$. Voor de drie gevallen a, b en c is een uitdrukking afgeleid voor n_D . Dus met $n_W = n_D^3$ kan een uitdrukking voor n_W worden afgeleid voor de drie gevallen a, b en c.

a $Re_{natuur} \geq 576$ en $Re_{model} \geq 576$

$$n_W = n_L^3 \quad (11)$$

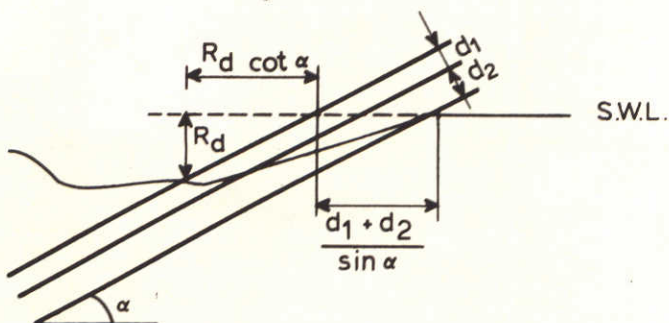
b $Re_{natuur} \geq 576$ en $4 < Re_{model} < 576$

$$n_W = 0,12^3 Re_{natuur} n_L^{3/2} \quad (12)$$

c $4 < Re_{natuur} < 576$ en $4 < Re_{model} < 576$

$$n_W = n_L^{3/2} \quad (13)$$

Om n_W te berekenen moet bekend zijn welk van de drie gevallen a, b of c (of eventueel andere gevallen) van toepassing is. De moeilijkheid hierbij is dat het verhang i niet bekend is. Bovendien varieert i gedurende een golfperiode. Het op schaal weergeven van de snelheden in de funderingslaag is vooral van belang voor het schademechanisme - quasi-statische verschildrukken. Hierbij treedt schade op als het waterniveau bij het talud ongeveer op zijn laagste punt is. Een mogelijke benadering van i is



d_1 = dikte gezette steen
 d_2 = dikte funderingslaag

$$i = R_d / \left(\frac{R_d \cos \alpha + d_1 + d_2}{\sin \alpha} \right)$$

Voor R_d en $(d_1 + d_2)$ kan als benadering worden genomen $\frac{1}{2}H$ zodat

$$i = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha + 1}$$

Voor taluds flauwer dan 1:3 is $\cos \alpha \approx 1$ (afwijking kleiner dan 5%) zodat

$$i = \frac{1}{2} \sin \alpha.$$

Uiteraard is dit slechts een zeer grove benadering. Nader onderzoek kan wellicht meer informatie verschaffen over de snelheden in de funderingslaag.

4. Wiskundige beschrijving

Een volledige wiskundige beschrijving van de processen die van belang zijn voor de stabiliteit van een taludbekleding van gezette steen onder golfaanval bestaat niet. Wel is in de literatuur een wiskundige beschrijving van bepaalde facetten gegeven. Hiervan wordt in dit hoofdstuk een overzicht gegeven. Hierbij is er niet naar gekeken in hoeverre deze facetten voor een volledige beschrijving van de stabiliteit van gezette steen onder golfaanval van belang zijn.

4.1 Uitwendige belastingen

Moutzouris (1979) heeft empirische relaties opgesteld om de uitwendige belasting ten gevolge van de watermassa (h_s) op het ondoorlatende talud en ten gevolge van de 'impact' (h'_{sh}) als functie van de tijd te beschrijven. Hierin is opgenomen de demping van de 'impact' ten gevolge van de waterlaag op het talud.

Voor de belasting ten gevolge van de oscillaties van de ingesloten luchtcilinder (h'_{os}) heeft Moutzouris een wiskundig model opgesteld. De belastingen hebben betrekking op een ondoorlatend vlak talud. In figuur 43 is een voorbeeld gegeven. Ter vergelijking zijn ook registraties van een drukmeting weergegeven.

Voor een uitvoerige beschrijving van de relaties wordt verwezen naar Moutzouris (1979).

4.2 Reflectie

Wevers (1970) heeft bij regelmatige golven de reflectie-coëfficiënt bij een talud van gezette steen gemeten voor hellingen 1:3 en 1:6. De gevonden relatie tussen de reflectiecoëfficiënt en de golfsteilheid H/L_0 is weergegeven in figuur 44. Kostense (1973) heeft deze relatie bepaald voor Gobi-blokken, zie figuur 45.

4.3 Run-up/run-down

Voor een overzicht van golfoplooptheorieën wordt verwezen naar het TAW-rapport 'Golfoploop en golfoverslag' uit 1972.

De belangrijkste empirische relatie voor een glad talud is van Hunt en luidt:

$$\frac{R_u}{H} = \xi \quad \text{voor} \quad 1 < \xi < 3$$

Metingen van Kostense (1973) bevestigden deze relatie voor hellingen van 1:3 en 1:5. Voor een helling van 1:7 bleken de metingen beter overeen te komen met de relatie

$$\frac{R_u}{H} = 1,25 \xi$$

Bruun en Günbak (1977) geven voor de run-down op een vlak talud de volgende empirische relatie

$$\frac{R_d}{H} = (1-0,45\xi)\xi \quad \text{voor} \quad 1 < \xi < 3$$

In figuur 46 zijn metingen van run-up en run-down uitgezet als functie van ξ . Daarin zijn ook de grenzen aangegeven waarbinnen de run-up en run-down op een vlak talud liggen. In figuur 46 zijn ook de run-up en de run-down op een talud bekleed met gladde stortsteen gegeven.

Run-up en run-down worden gereduceerd door de ruwheid van het talud.

Wevers (1970) heeft bij regelmatige golven run-up gemeten op een taludbekleding van gezette steen. De metingen bleken te voldoen aan de volgende relaties:

$$\frac{R_u}{H} = 1,1 \xi \quad \text{voor} \quad 1 < \xi < 1,25 \quad \text{en} \quad \text{tg}\alpha = 1:3$$

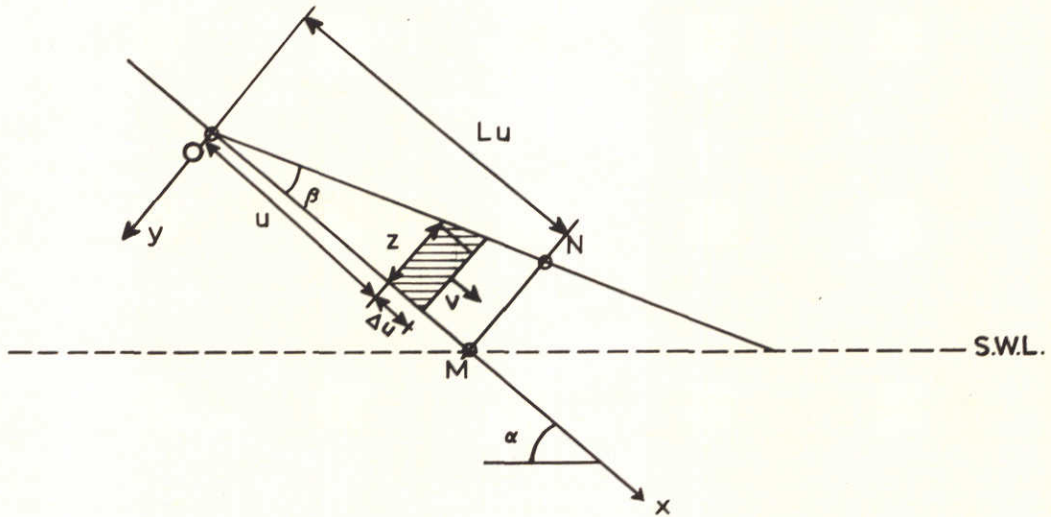
$$\frac{R_u}{H} = 1,15 \xi \quad \text{voor} \quad 0,3 < \xi < 0,6 \quad \text{en} \quad \text{tg}\alpha = 1:6$$

Metingen van Kostense (1973) tonen aan dat bij een taludbekleding van Gobi-blokken de run-up wordt gereduceerd met 15 à 20% voor hellingen 1:3, 1:5 en 1:7.

In het onderzoek van het HRS (1980) is run-down op een talud 1:2 met gezette steen gemeten. De resultaten zijn gegeven in figuur 23 en tabel 11. Al de waarnemingen voor $1,5 < \xi < 3,0$ liggen boven de lijn $\frac{R_d}{H} = 0,3 \xi + 0,15$.

4.4 Waterbeweging langs het talud

Brandtzaeg (1963 en 1966) heeft een wiskundig model opgezet waarmee de waterbeweging op een talud berekend kan worden.



De voornaamste aannamen in dit model zijn:

1. Waterspiegel onder hoek β met talud kan worden beschreven als rechte lijn.
2. Een volume water zoals aangegeven door de arcering beweegt evenwijdig aan de helling en verandert niet van vorm.

Op het gearceerde volume werken de volgende krachten evenwijdig aan het talud.

1. zwaartekracht $G \sin \alpha = \rho g \sin \alpha z \Delta u$
2. drukverschil $F_p = \rho g z \Delta u \tan \beta \cos \alpha$
3. wrijvingskracht evenwijdig aan talud die bestaat uit twee componenten:

$$R_b = R_{bv} + R_{ba}$$

R_{bv} is een stromingskracht evenredig met v^2

$$R_{bv} = \frac{\rho v^2 \Delta u}{32 \left(\log \frac{14.8 z}{k} \right)^2}$$

k is een ruwheidsfactor hier gelijk genomen aan een karakteristieke afmeting van de blokken waaruit het talud is opgebouwd.

R_{ba} is een versnellingskracht evenredig met $\frac{dv}{dt} = a$

$$R_{ba} = \rho \frac{C_v k^3}{C_a k^2} C_{mp} \Delta u a$$

C_{mp} is een versnellingscoëfficiënt

$C_v k^3$ is het volume van een blok waaruit het talud is opgebouwd

$C_a k^2$ is het oppervlak van een blok geprojecteerd op het talud.

De totale kracht F op het volume (met massa m) is dan voor het geval dat het water langs het talud naar beneden stroomt:

$$F = G \sin \alpha - F_p - R_{bv} - R_{ba}$$

$$\text{met } a = \frac{F}{m} = \frac{F}{\rho z \Delta u} \text{ volgt}$$

$$a = \frac{g \sin \alpha - g \tan \beta \cos \alpha - \frac{v^2}{32 z \left(\log \frac{14.8 z}{k} \right)}}{1 + \frac{C_v k}{C_a z} C_{mp}}$$

$$\text{met } A^2 = \frac{g \sin \alpha - g \tan \beta \cos \alpha}{1 + \frac{C_v k}{C_a z} C_{mp}}$$

$$\text{en } B^2 = 32 z \left(\log \frac{14.8 z}{k} \right)^2 \left(1 + \frac{C_v k}{C_a z} C_{mp} \right)$$

kan a geschreven worden als

$$a = A^2 - \frac{v^2}{B^2}$$

A^2 en B^2 zijn onafhankelijk van t .

Integratie levert

$$v = AB \tanh \left(\frac{A}{B} t \right) + C$$

C is een integratie constante die nul wordt als wordt gesteld dat $v = 0$ op $t = 0$. $t = 0$ is dan het moment waarop de oploop is beëindigd en het water langs het talud naar beneden gaat stromen.

Integreren van v geeft de verplaatsing x van het volume water

$$x = B^2 \ln \left(\cosh \left(\frac{A}{B} t \right) \right)$$

invullen van v in de uitdrukking voor a geeft

$$a = \frac{A^2}{\cosh \left(\frac{A}{B} t \right)}$$

Indien golfloop plaatsvindt, verandert het teken voor R_{bv} in een +.

$$\frac{dv}{dt} = A^2 + \frac{v^2}{B}$$

integreren

$$v = AB \tan \left(\frac{A}{B} t \right) + C$$

als wordt aangenomen dat op $t = 0$ het volume water met een snelheid v_0 de lijn MN passeert:

$$v = v_0 + AB \tan \left(\frac{A}{B} t \right)$$

Voor v_0 wordt aangenomen $-\sqrt{C_w gH}$ waarbij C_w een bepaalde coëfficiënt is en H de golfhoogte.

Uit v volgen x en a

$$x = v_0 t - B^2 \ln \cos \left(\frac{A}{B} t \right)$$

$$a = \frac{A^2}{\cos^2 \left(\frac{A}{B} t \right)}$$

Voor het berekenen van de waterbeweging tijdens het naar beneden stromen langs een talud van stortsteen heeft Brandtzaeg de volgende waarden voor de coëfficiënten gebruikt:

$$C_{mp} = 0,4 \quad \text{in 1966 verandert in } 1,0 \text{ à } 1,5$$

$$k = 0,06 \text{ m}$$

$$C_v = 0,5$$

$$C_a = 1,0$$

In de publicatie van 1966 is 14,8 in de uitdrukking voor R_{bv} vervangen door 5. Voor het berekenen van A en B dient z bekend te zijn. Deze moet uit experimenten volgen. Voor z geldt

$$z = u \tan \beta$$

u is de afstand vanaf het punt van maximale golfloop tot aan het punt waar de waterbeweging berekend dient te worden. Deze maximale golfloop kan uit experimentele golfloopformules worden gehaald.

Voor β heeft Brandtzaeg de volgende empirische relatie

$$\beta = \alpha - 6,56 H/L$$

Berekende snelheden ter plaatse van de SWL zijn vergeleken met metingen. De resultaten zijn redelijk, vooral gelet op de schematisaties in het wiskundige model.

4.5 Drukvoortplanting onder steenzetting

Door Kostense (1975) is een wiskundig model opgezet waarmee de drukvoortplanting onder steenzetting ten gevolge van golfklappen kan worden bepaald. De schematisatie is weergegeven in figuur 47. Het wiskundige model bestaat uit de volgende relaties:

De wet van Kooke die relatie tussen druk en dichtheid weergeeft

$$\frac{\partial p}{\partial \rho} = c^2$$

waarin:

p = druk (N/m²)

ρ = dichtheid water (kg/m³)

c = voortplantingssnelheid verstoring (m/s)

Continuïteitsvergelijking horizontale leiding

$$\frac{\partial \rho^* s}{\partial t} + \frac{s \partial (up)^*}{\partial x} = 0$$

waarin:

* het gemiddelde over de leidinghoogte aangeeft

s = leidinghoogte (m)

u = snelheid in x-richting (m/s)

Bewegingsvergelijking horizontale leiding

$$s \rho^* \frac{\partial u^*}{\partial t} + s \frac{\partial p^*}{\partial x} - F(\tau \text{ wanden}) = 0$$

waarin F(τ wanden) wrijvingskracht van wanden (N/m²)

Continuïteitsvergelijking verticale leiding

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial v}{\partial y} = 0$$

waarin v snelheid in y-richting (m/s)

Bewegingsvergelijking verticale leiding

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial y} + \rho g - F(\tau \text{ wanden}) = 0$$

De niet belaste blokken worden onbeweeglijk verondersteld d.w.z. $\frac{\partial s}{\partial t} = 0$

Bij een belast blok geldt $s = s_0 + \xi$,
s₀ is de oorspronkelijke leidinghoogte
ξ is de verplaatsing van het bewegende blok.

Voor het belaste blok wordt de volgende bewegingsvergelijking gebruikt

$$m \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} = b l p^* - b l f$$

waarin:

m = massa blok (kg)

b = breedte blok in z-richting (m)

l = lengte blok in x-richting (m)

p* = gemiddelde druk onder belast blok (N/m²)

f = belasting op belast blok (N/m²)

Begin- en randvoorwaarden

Bij het begin van de berekeningen staat het water tot aan de bovenkant van de blokken. Aan de bovenzijde van de blokken kan het water zijwaarts wegstromen:

$$p = \frac{1}{2} \rho v^2 \quad \text{voor } y = h + s \approx h$$

Drukgolven reflecteren niet tegen de rand van het model.

Bij het begin van de berekeningen is alles in rust en vangt op het belaste blok een uitwendige belasting f aan die geschematiseerd is tot een lineaire toename van 0 tot f_{\max} op $t = t_1$ waarna f onmiddellijk weer 0 is.

Indien $-\xi > s$, d.w.z. belaste blok raakt bodem, worden de berekeningen afgebroken.

4.6 Quasi-statische verschildrukken

Bruun en Johannesson (1976) hebben een berekening gemaakt van de stroming in een golfbreker juist voor het breken van een golf, zie figuur 48. Voor deze berekening zijn de randvoorwaarden voor een ogenblik als statisch aangenomen. Dergelijke berekeningen voor een talud bekleed met gezette steen op een doorlatende funderingslaag zouden de kracht op een blok ten gevolge van de quasi-statische drukverschillen kunnen opleveren. Noodzakelijke randvoorwaarde is dan het verloop in de tijd van de waterspiegel boven het talud. Voor een golfbreker geven Bruun en Johannesson (1976) voor een aantal tijdstippen de vorm van de waterspiegel boven het talud. Deze vorm is met filmopnamen vastgelegd, zie figuur 48.

Een andere mogelijkheid om de quasi-statische verschildrukken te beschrijven, is het bepalen van een empirische relatie, zoals Moutzouris (1979) dat gedaan heeft voor een ondoorlatend vlak talud. Zoals uit figuur 43 blijkt, is een eenvoudige aanvulling van de relatie van Moutzouris wellicht voldoende om de opwaartse druk ten gevolge van de stroming van water door de funderingslaag in rekening te brengen.

Overigens wordt verwezen naar rapport M 1795 deel IV waarin een wiskundig model voor de berekening van de quasistatische drukverschillen is beschreven.

LITERATUUR

BERKELEY THORN, R. and ROBERTS, A.G.
Sea defence and coast protection works
London, Thomas Telford, 2nd ed., 1981

BRANDTZAEG, A.
A simple mathematical model of wave motion on a rubble mound breakwater slope
Conference on Coastal Engineering, 1963, Chapter 26.

BRANDTZAEG, A.
A simple mathematical model of wave motion on a rubble mound breakwater front
Conference on Coastal Engineering, 1966, Chapter 57

BRUUN, P. en JOHANNESSON, P.
Parameters affecting stability of rubble-mounds
Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, ASCE
May 1976

BURGT, C. van der
Proeven en ervaringen bij de Lauwerzeewerken IV
Land en Water 9e jaargang no. 6
September/Okttober 1965

COHEN DE LARA, M.
Coefficient de perte de charge en milieu poreux basé sur l'équilibre hydrody-
namique d'un massif
La Houille Blanche, 1955 no. 2

DOORN, Th. van
Schaaleffecten bij golfklappen op een talud
Waterloopkundig Laboratorium, M 1057, 1979

FÜHRBÖTER, A. e.a.
Modellversuche für deckwerk aus betonformsteinen
Leichtweiss-institut für Wasserbau, Braunschweig Bericht Nr. 266, 1974

LITERATUUR (vervolg)

FÜHRBÖTER, A. e.a.

Response of sea dykes to wave impacts
Coastal Engineering Conference, Chapter 150, 1976

GÜNBAR, A.R.

The stability of rubble mound breakwaters in relation to wave breaking and run-down characteristics and to the $\xi \sim \text{tg } \alpha \cdot T / \sqrt{H}$ number. Port and Ocean Engineering Report no. 1, 1976, Technical University of Norway.

HALL, I.V.

Wave tests on revetment using machine-produced interlocking blocks
Coastal Engineering Conference, Chapter 60, 1966

HYDRAULICS RESEARCH STATION

Mangla Dam West Pakistan
Report EX 202, Wallingford, England, 1964

HYDRAULICS RESEARCH STATION

The stability of revetment blocks under wave attack
Report IT 195, Wallingford, England, 1980

KOSTENSE, J.K.

Gobi-blokken als talubekleding
Waterloopkundig Laboratorium, M 1184, 1973

LITERATUUR (vervolg)

KOSTENSE, J.K.

Stabiliteit taludbekleding van gezette steen onder golfaanval
Rekenmodel drukvoortplanting onder steenzetting ten gevolge van golfklappen
Waterloopkundig Laboratorium, M 1057, 1975

KOSTENSE, J.K.

Taludbekleding van gezette steen onder golfaanval
Stabiliteit van de bekleding bij verschillende modelschalen
Waterloopkundig Laboratorium, M 1410 deel I, 1980

KOSTENSE, J.K.

Taludbekleding van gezette steen onder golfaanval
Invloed van de doorlatendheid van de fundering
Waterloopkundig Laboratorium, M 1410 deel II, 1980

McCARTNEY, B.L. and AHRENS, J.P.

Stability of Gobi block revetment to wave attack
Technical Memorandum no. 55
U.S. Army, Corps of Engineers
Coastal Engineering Research Center
Fort Belvoir, October 1975

McCARTNEY, B.L.

Survey of coastal revetments types
Miscellaneous Report no. 76-7 U.S. Army, Corps of Engineers
Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, October 1976

LITERATUUR (vervolg)

MÉHAUTÉ, B. le

Perméabilité des digues en enrochements aux ondes de gravité périodiques
La Houille Blanche, no. 6 1957, no. 2, 1958 et no. 3, 1958

MOUTZOURIS, C.

Some scaling parameters of loading from wave breaking on rigid inclined structures
Symp. on Mechanics of wave-induced forces on cylinders, 1978

MOUTZOURIS, C.

Influence of ambient air pressure on impact pressure caused by breaking waves
Delft University of Technology, Report no. 10-79, 1979

SOLLITT, C.K. and De BOK, D.H.

Large scale model tests of placed stone breakwaters
Coastal Engineering Conference, Chapter 148, 1976

STANS, J.

Stroom- en golfbelastingen op de dorpelbalk bij diverse schuifstanden
Waterloopkundig Laboratorium, M 1593-I, 1980

SVEE, R.

Journal of the Waterways and Harbor Division
Proceedings of the American Society of Civil Engineers
May, 1962

SVEE, R.

XXIst International Navigation Congress
Stockholm, 1965

TASMA, H.W.

Bepaling van de zwaarte van een gladde betonblokkenglooiing onder golfaanval
Polytechnisch Tijdschrift, Bouwkunde, 33, 1978, no. 5

LITERATUUR (vervolg)

TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN

Golfoploop en golfoverslag

1972

VENIS, M.

Rijkswaterstaat nota W 833, 1965

WEVERS, A.

Stabiliteit talubekleding van gezette steen onder golfaanval

Waterloopkundig Laboratorium, M 1057, 1970

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

Talubekleding van gezette steen onder golfaanval

delen I...VI

M 1795

juli 1982

Test	Type blok fig.1	Type fundering fig. 2	Golfperiode (s)	Golfhoogte (m)	Schade
1	A	1	1.00	0.06	-
2	A	1	1.04	0.07	+
3	A	1	1.08	0.08	+
4	B	1	1.00	0.06	+
5	B	1	1.04	0.07	+
6	B	1	1.08	0.08	+
7	C	1	1.00	0.06	+
8	C	1	1.08	0.08	+
9	D	1	1.00	0.06	+
10	D	1	1.04	0.07	+
11	D	1	1.08	0.08	+
12	E	1	1.00	0.06	+
13	E	1	1.04	0.06	+
14	E	1	1.08	0.08	+
15	G	1	1.08	0.08	+
16	H	1	1.08	0.08	-
17	H	1	1.08	0.08	+
18	J	1	1.08	0.08	-
19	A	2	1.00	0.06	+
20	F	2	1.00	0.06	+
21	F	2	1.08	0.08	+
22	H	2	1.08	0.08	-
23	J	2	1.00	0.06	+
24	J	2	1.04	0.07	+
25	J	2	1.08	0.08	+
26	A	ondoorlatend	1.00	0.06	-
27	A	"	1.04	0.07	-
28	A	"	1.08	0.08	+
29	A	"	1.00	0.06	-
30	A	"	1.04	0.07	+
31	A	"	1.04	0.07	-
32	A	"	1.08	0.08	+
33	A	"	1.08	0.08	+
34	A	"	1.08	0.08	+
35	D	3	1.00	0.06	+
36	D	1	1.00	0.06	+
37*	D	4	1.00	0.06	-
38*	D	4	1.08	0.08	-

+ wel schade

- geen schade

* materiaal funderingslaag spoelde weg door openingen tussen blokken

Tabel 1 Resultaten proeven Hydraulics Research Station (1964)

INTERLOCKING CONCRETE BLOCK REVETMENT										TYPE A		D = 0.143 m		H ΔD
RUN	Water depth		Wave Height		Wave Period	Lift		Duration of test	Remarks	H ΔD				
	Seaward of Revetment	Toe of Revetment	Toe of Revetment	feet		max	avg							
	feet	feet	feet	feet	seconds	inch	inch	hrs.-mins.						
1	11.0	5.0	1.5	6.0	6.0	0.19	0.15	4 - 0	No damage to revetment	2.5				
2	11.0	5.0	2.7	3.0	3.0	0.34	0.18	1 - 49	Test stopped after 1 hour 49 minutes. One block dislodged due to high uplift pressure.	4.4				
3	11.0	5.0	2.1	4.0	4.0	0.03	0.02	4 - 0	Revetment rebuilt using block with modified tongue and groove design and higher test concrete. Spacers added between blocks to reduce uplift pressure.	3.4				
4	11.0	5.0	2.7	3.0	3.0	0.06	0.04	4 - 0	No damage to revetment.	4.4				
5	11.0	5.0	2.9	6.0	6.0	0.05	0.05	4 - 0	No damage to revetment.	4.8				
6	11.0	5.0	4.8	4.7	4.7	0.09	0.06	4 - 0	Toe plate failed and repaired during run. No damage to revetment.	7.9				
7	11.8	5.8	4.1	3.75	3.75	0.13	0.08	4 - 0	No damage to revetment.	6.7				
8	14.4	8.4	6.2	3.8	3.8	0.19	0.09	0 - 5.6	Test stopped after 5.6 minutes due to excessive slope settlement. Slope failure appeared to be imminent.	10.2				
SHIPLAP CONCRETE BLOCK REVETMENT										TYPE B		D = 0.152 m		
9	11.0	5.0	4.0	6.0	6.0	0.04	0.04	4 - 0	End of run, 6 to 8 block slightly raised and cocked	6.2				
10	11.0	5.0	4.8	4.7	4.7	0.07	0.05	0 - 37	Revetment repaired. Test stopped after 37 minutes due to slope failure.	7.4				

Tabel 2 Resultaten CERC proeven, Hall (1966)

talud	d (m)	T (s)	H (m)	H/L ₀₂ (10 ⁻²)	a/H (-)	ξ (-)
figuur 10 uit WEVERS (1970)						
1:6	0.8	1.2	0.085	3.8	0.43	0.86
1:6	0.8	1.4	0.159	5.2	0.52	0.73
1:6	0.8	1.4	0.157	5.2	0.51	0.73
1:6	0.8	1.4	0.128	4.2	0.53	0.81
1:6	0.8	1.4	0.105	3.4	0.50	0.90
1:6	0.8	1.4	0.090	3.0	0.50	0.96
1:6	0.8	1.4	0.071	2.3	0.51	1.10
1:6	0.8	1.4	0.070	2.3	0.48	1.10
1:6	0.8	1.4	0.062	2.0	0.60	1.18
1:6	0.8	1.4	0.054	1.8	0.68	1.24
1:6	0.8	1.6	0.080	2.0	0.63	1.18
1:6	0.8	2.0	0.147	2.4	0.58	1.08
1:6	0.8	2.0	0.121	1.9	0.66	1.21
1:6	0.8	2.0	0.100	1.6	0.64	1.32
1:6	0.8	2.0	0.096	1.5	0.65	1.36
1:6	0.8	2.0	0.062	1.0	0.73	1.67
1:6	0.8	2.0	0.062	1.0	0.80	1.67
1:6	0.8	2.0	0.074	1.2	0.83	1.52
1:6	0.8	2.0	0.072	1.2	0.88	1.52
1:6	0.8	2.0	0.055	0.9	0.98	1.76
1:6	0.8	2.0	0.031	0.5	1.15	2.36
1:6	0.5	1.2	0.089	4.0	0.52	0.83
1:6	0.5	1.4	0.090	3.0	0.40	0.96
1:6	0.5	1.6	0.084	2.1	0.58	1.15
1:6	0.5	2.0	0.082	1.3	0.72	1.46
figuur 11 uit WEVERS (1970)						
1:3	0.8	1.2	0.065	2.9	0.55	1.96
1:3	0.8	1.4	0.156	5.1	0.59	1.48
1:3	0.8	1.4	0.138	4.5	0.65	1.57
1:3	0.8	1.4	0.112	3.7	0.65	1.73
1:3	0.8	1.4	0.093	3.0	0.75	1.93
1:3	0.8	1.4	0.070	2.3	0.85	2.20
1:3	0.8	1.4	0.068	2.2	0.72	2.25
1:3	0.8	1.4	0.060	2.0	0.55	2.36
1:3	0.8	1.4	0.060	2.0	0.50	2.36
1:3	0.8	1.4	0.035	1.1	1.50	3.18

Tabel 3 blad 1 Plaats begin schade, Wevers (1970)

zie figuur 7

talud	d (m)	T (s)	H (m)	$H/L_{0.2}$ (10^{-2})	a/H (-)	ξ (-)
1:3	0.8	1.6	0.074	1.9	0.82	2.42
1:3	0.8	2.0	0.116	1.9	0.57	2.42
1:3	0.8	2.0	0.093	1.5	0.99	2.72
1:3	0.8	2.0	0.085	1.4	0.97	2.82
1:3	0.8	2.0	0.082	1.3	0.73	2.92
1:3	0.8	2.0	0.080	1.3	0.79	2.92
1:3	0.8	2.0	0.078	1.3	1.33	2.92
1:3	0.8	2.0	0.078	1.3	1.28	2.92
1:3	0.8	2.0	0.056	0.9	1.59	3.51
1:3	0.5	1.2	0.089	4.0	0.53	1.67
1:3	0.5	1.4	0.070	2.3	0.66	2.20
1:3	0.5	1.6	0.064	1.6	0.73	2.64
1:3	0.5	2.0	0.071	1.1	1.15	3.18

Tabel 3 blad 2 . vervolg

talud	d (m)	T (s)	H (m)	zetting	H/L _{0.2} (10 ⁻²)	ξ (-)
figuur 12 uit WEVERS (1970)						
1:3	0.8	1.2	0.065	recht	2.9	1.96
1:3	0.8	1.4	0.068	"	2.2	2.23
1:3	0.8	1.6	0.074	"	1.9	2.45
1:3	0.8	2.0	0.082	"	1.3	2.91
1:3	0.5	1.0	0.060	"	3.8	1.70
1:3	0.5	1.2	0.068	"	3.0	1.91
1:3	0.5	1.4	0.070	"	2.3	2.20
1:3	0.5	1.6	0.070	"	1.8	2.52
1:3	0.5	2.0	0.074	"	1.2	3.06
figuur 13 uit WEVERS (1970)						
1:6	0.8	1.2	0.086	"	3.8	0.85
1:6	0.8	1.4	0.073	"	2.4	1.08
1:6	0.8	1.6	0.080	"	2.0	1.18
1:6	0.8	2.0	0.072	"	1.2	1.55
1:6	0.5	1.2	0.080	"	3.6	0.88
1:6	0.5	1.4	0.082	"	2.7	1.02
1:6	0.5	1.6	0.073	"	1.8	1.23
1:6	0.5	2.0	0.065	"	1.0	1.63
figuur 12 uit WEVERS (1970)						
1:3	0.8	1.4	0.035	diagonaal	1.1	3.12
1:3	0.8	2.0	0.055	"	0.9	3.55
figuur 13 uit WEVERS (1970)						
1:6	0.8	1.4	0.054	"	1.8	1.25
1:6	0.8	2.0	0.032	"	0.5	2.33

Tabel 4 Golfgegevens waarbij schade optrad, Wevers (1970)

zie figuur 8

bloktipe	funderingslaag	H (m)	T (s)	talud	d (m)
figuur 14 uit WEVERS (1970)					
A	grind	0.079	2.0	1:3	0.8
A	"	0.064	2.0	1:6	0.8
A	"	0.070	1.4	1:3	0.8
A	"	0.062	1.4	1:6	0.8
figuur 15 uit WEVERS (1970)					
A	beton	0.078	2.0	1:3	0.8
A	"	0.074	2.0	1:6	0.8
A	"	0.092	1.4	1:3	0.8
A	"	0.105	1.4	1:6	0.8
figuur 14 uit WEVERS (1970)					
B	grind	0.080	2.0	1:3	0.8
B	"	0.066	2.0	1:6	0.8
B	"	0.061	1.4	1:3	0.8
B	"	0.056	1.4	1:6	0.8
figuur 15 uit WEVERS (1970)					
B	beton	0.116	2.0	1:3	0.8
B	"	0.100	2.0	1:6	0.8
B	"	0.170	1.4	1:3	0.8
B	"	0.165	1.4	1:6	0.8
figuur 14 uit WEVERS (1970)					
C	grind	0.085	2.0	1:3	0.8
C	"	0.070	2.0	1:6	0.8
C	"	0.060	1.4	1:3	0.8
C	"	0.062	1.4	1:6	0.8
figuur 15 uit WEVERS (1970)					
C	beton	0.093	2.0	1:3	0.8
C	"	0.100	2.0	1:6	0.8
C	"	0.138	1.4	1:3	0.8
C	"	0.165	1.4	1:6	0.8
figuur 14 uit WEVERS (1970)					
D	grind	0.127	2.0	1:6	0.8
D	"	0.120	1.4	1:6	0.8

Tabel 5 Schade-golfgegevens voor verschillende bloktypen en zie figuur 10 funderingslagen, Wevers (1970)

talud	dichtheid (kg/m ³)	d (m)	T (s)	H (m)	H/L ₀₂ (10 ⁻²)	a/H (-)	ξ (-)
Blokken 4x4x2 cm ³ met afschuiningen							
1:7	2300	0.5	1.34	0.083	2.95	0.48	0.83
1:7	2300	0.5	3.13	0.075	0.49	1.36	2.04
1:7	2950	0.5	3.13	0.096	0.63	0.91	1.80
1:5	2300	0.5	1.34	0.070	2.50	0.59	1.27
1:5	2300	0.5	3.13	0.094	0.62	1.39	2.54
1:3	2300	0.5	1.34	0.117	4.18	0.57	1.63
1:3	2300	0.5	1.34	0.103	3.68	0.51	1.74
1:3	2300	0.5	2.24	0.135	1.72	0.94	2.54
1:3	2300	0.5	3.13	0.184	1.21	1.22	3.03
1:3	2300	0.5	3.13	0.184	1.21	0.18	3.03
Blokken 4x4x2 cm ³ zonder afschuiningen							
1:3	2300	0.5	2.24	0.268	3.43	0.53	1.80
1:3	2300	0.5	3.13	0.255	1.67	0.95	2.58
Blokken 6x6x2 cm ³ met afschuiningen							
1:3	2300	0.5	1.34	0.113	4.05	0.59	1.66
1:3	2300	0.5	2.24	0.155	1.99	0.96	2.36
1:3	2300	0.5	3.13	0.215	1.41	1.06	2.81
1:3	2300	0.5	3.13	0.215	1.41	0.23	2.81

Tabel 6 Plaats begin schade, Kostense (1973)

zie figuur 12

GOBI BLOKKEN

talud	dichtheid (kg/m ³)	blokafmetingen (cm ³)	T (s)	H (m)	H/L (10 ^{0.2})	ξ (-)
		<u>enkele blokken</u>				
1:7	2300	4x4x2	1.34	0.060	2.1	0.98
1:7	2300	4x4x2	3.13	0.075	0.5	2.04
1:7	2950	4x4x2	3.13	0.100	0.7	1.77
1:5	2300	4x4x2	1.34	0.076	2.7	1.21
1:5	2300	4x4x2	3.13	0.096	0.6	2.52
1:3	2300	4x4x2	1.34	0.112	4.0	1.67
1:3	2300	4x4x2	2.24	0.124	1.6	2.65
1:3	2300	4x4x2	3.13	0.190	1.2	2.99
1:3	2300	6x6x2	1.34	0.124	4.4	1.58
1:3	2300	6x6x2	2.24	0.134	1.7	2.55
1:3	2300	6x6x2	3.13	0.220	1.4	2.78
		<u>Enkele blokken zonder afschuiningen</u>				
1:3	2300	4x4x2	2.24	0.250	3.2	1.87
1:3	2300	4x4x2	3.13	0.262	1.7	2.55
		matten van 2x2 blokken				
1:7	2300	4x4x2	3.13	0.090	0.6	1.86
1:7	2950	4x4x2	3.13	0.114	0.9	1.49
1:5	2300	4x4x2	1.34	0.096	3.4	1.08
1:5	2300	4x4x2	3.13	0.112	0.7	2.34
1:5	2950	4x4x2	1.34	0.124	4.4	0.95
1:5	2950	4x4x2	3.13	0.134	0.9	2.14
1:3	2300	4x4x2	1.34	0.110	3.9	1.68
1:3	2300	4x4x2	2.24	0.125	1.6	2.64
1:3	2300	4x4x2	3.13	0.196	1.3	2.94
1:3	2950	4x4x2	1.34	0.126	4.5	1.57
1:3	2950	4x4x2	2.24	0.135	1.7	2.54
1:3	2950	4x4x2	3.13	0.222	1.5	2.77
		matten van 3x5 blokken				
1:7	2300	4x4x2	3.13	0.172		

Tabel 7 Golfgegevens waarbij schade optrad, Kostense (1973)

zie figuur 8

test	Run	T (s)	H (m)	aantal golven	$\frac{R_u}{H}$	$\frac{H}{\Delta D}$	$\frac{gT^2}{D}$	ξ
1	1	5,7	0,49	168	2,2	3,8	3.187	2,91
2	1	5,7	0,49	1.600	2,2	geen schade	3.187	2,91
2	2	5,7	0,55	1.600	2,4	geen schade	3.187	2,74
2	3	5,7	0,61	1.536	2,5	4,7	3.187	2,61
3	1	5,7	0,61	432	-	4,7	3.187	2,61
4	1	8,5	0,46	800	-	geen schade	7.088	4,47
4	2	8,5	0,55	800	2,3	geen schade	7.088	4,09
4	3	8,5	0,64	800	2,2	geen schade	7.088	3,79
4	4	8,5	0,70	800	2,2	geen schade	7.088	3,63
4	5	8,5	0,79	800	2,2	geen schade	7.088	3,41
4	6	8,5	0,88	800	2,2	geen schade	7.088	3,23
4	7	8,5	0,98	316	-	7,5	7.088	3,07
5	1	4,2	0,46	2.800	2,1	geen schade	1.730	2,21
5	2	4,2	0,52	14	-	4,0	1.730	2,08
6	1	4,2	0,52	56	-	4,0	1.730	2,08
7	1	2,8	0,49	185	-	3,8	769	1,43
8	1	2,8	0,49	3.700	1,2	geen schade		1,43
8	2	2,8	0,55	3.700	1,2	geen schade		1,35
8	3	2,8	0,67	1.221	-	5,2	769	1,22

$$\cot \alpha = 3,5$$

T = golfperiode

H = golfhoogte

R_u = golfoploop

$$\Delta = \frac{\rho_a - \rho_w}{\rho_w} = 1,3$$

ρ_a = massa dichtheid beton

ρ_w = massa dichtheid water

D = dikte blokken = 0,1 m

test 1 Gobi-blokken met schuine zijden (zie figuur 11)

test 2...8 Gobi-blokken met rechte zijden (zie figuur 11)

test 8 spleten en gaten opgevuld met zand en grind

Tabel 8 Resultaten McCARTNEY and AHRENS (1975)

T^2/d ($s^2 m^{-1}$)	H (m)	ξ	gewicht stenen (kg)	T (s)	n_L
4.35	1.40	1.36	23 - 32	2.57	10
5.15	1.35	1.51	(dikte 0.3 m)	2.80	
6.51	0.97	2.00		3.15	
8.70	1.17	2.10		3.64	
10.95	1.29	2.25		4.09	
13.85	1.28	2.54		4.59	
4.25	0.134	1.37	0.023 - 0.032	0.80	100
5.15	0.124	1.57	(dikte 0.03 m)	0.89	
6.57	0.094	2.04		1.00	
10.47	0.101	2.48		1.26	
13.14	0.072	3.29		1.42	
16.59	0.099	3.16		1.59	
13.79	0.102	2.83		1.45	

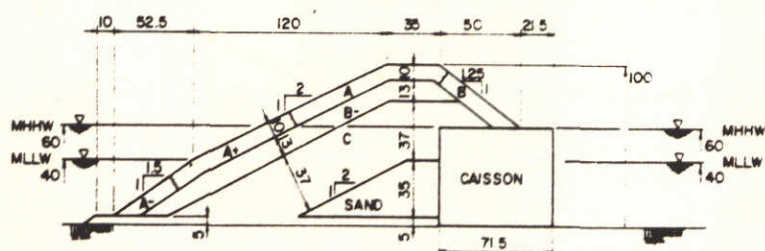
modelwaarden

PROTOTYPE BREAKWATER SECTION

DIMENSIONS IN FEET

MATERIAL SIZE (TON)

A.	25-35
A.	15-25
A.	10-15
B.	6-12
B.	3-6
C.	0-3



Tabel 9 Golfgegevens waarbij schade "zone 3A-3" optrad, Sollitt en De Bok (1976)

H (m)	T (s)	max. uplift force (grams)	level of max. uplift force (10^{-3} m)	$\frac{H}{L_0}$ (10^{-2})	ξ	max. uplift force/area $\frac{\rho_a D}{\rho_a D}$
Table 2 8% ruimte tussen blokken 6% ruimte onder blokken						
0.100	1.0	85	57	6.41	1.97	1.70
0.140	1.0	90	57	8.97	1.67	1.80
0.165	1.0	80	57	10.58	1.54	1.60
0.100	1.1	75	57	5.30	2.17	1.50
0.140	1.1	65	57	7.42	1.84	1.30
0.200	1.1	75	57	10.60	1.54	1.50
0.100	1.2	60	80	4.45	2.37	1.20
0.180	1.2	85	80	8.01	1.77	1.70
0.230	1.2	90	80	10.24	1.56	1.80
0.100	1.3	60	80	3.79	2.57	1.20
0.150	1.3	100	80	5.69	2.10	2.00
0.210	1.3	95	103	7.97	1.77	1.90
0.260	1.3	-	-	9.86	1.59	-
0.100	1.5	75	80	2.85	2.96	1.50
0.140	1.5	90	80	3.99	2.50	1.80
0.200	1.5	150	103	5.70	2.09	3.00
0.260	1.5	-	-	7.41	1.84	-
0.150	1.7	140	125	3.33	2.74	2.80
0.230	1.7	-	-	5.10	2.21	-
0.280	1.7	-	-	6.21	2.01	-

Tabel 10 blad 1 Uplift force; HRS (1980)

$$\rho_a = 1,053 \text{ kg/m}^3$$

$$D = 0.019 \text{ m}$$

$$\text{area} = 0.05 * 0.05 \text{ m}^2$$

H (m)	T (s)	max. uplift force (grams)	level of max. uplift force (10^{-3} m)	$\frac{H}{L_0}$ (10^{-2})	ξ	max. uplift force/area $\rho_a D$
Table 3 1% ruimte tussen blokken 6% ruimte onder blokken						
0.100	1.0	70	57	6.41	1.97	1.40
0.140	1.0	70	57	8.97	1.67	1.40
0.165	1.0	70	80	10.58	1.54	1.40
0.100	1.1	85	80	5.30	2.17	1.70
0.140	1.1	80	80	7.42	1.84	1.60
0.200	1.1	105	80	10.60	1.54	2.10
0.100	1.2	95	57	4.45	2.37	1.90
0.140	1.2	135	80	6.23	2.00	2.70
0.200	1.2	-	-	8.90	1.68	-
0.100	1.3	80	80	3.79	2.57	1.60
0.180	1.3	100	80	6.83	1.91	2.00
0.230	1.3	140	80	8.72	1.69	2.80
0.100	1.5	80	80	2.85	2.96	1.60
0.140	1.5	125	103	3.99	2.50	2.50
0.200	1.5	150	103	5.70	2.09	3.00
0.260	1.5	140	125	7.41	1.84	2.80
0.150	1.7	-	-	3.33	2.74	-
0.230	1.7	-	-	5.10	2.21	-
0.280	1.7	-	-	6.21	2.01	-

Tabel 10 blad 2 Vervolg

H (m)	T (s)	max. uplift force (grams)	level of max. uplift force (10^{-2} m)	$\frac{H}{L_0}$ (10^{-2})	ξ	max. uplift force/area $\frac{\rho_a D}{\rho_a D}$
Table 4 8% ruimte tussen blokken 0.4% ruimte onder blokken						
0.100	1.0	40	80	6.41	1.97	0.80
0.140	1.0	50	57	8.97	1.67	1.00
0.165	1.0	60	80	10.58	1.54	1.20
0.100	1.1	45	57	5.30	2.17	0.90
0.140	1.1	30	80	7.42	1.84	0.60
0.170	1.1	45	80	9.01	1.67	0.90
0.200	1.1	45	80	10.60	1.54	0.90
0.100	1.2	-	-	4.45	2.37	-
0.135	1.2	30	80	6.01	2.04	0.60
0.155	1.2	35	80	6.90	1.90	0.70
0.180	1.2	55	80	8.01	1.77	1.10
0.195	1.2	50	80	8.68	1.70	1.00
0.220	1.2	45	80	9.79	1.60	0.90
0.230	1.2	60	80	10.24	1.56	1.20
0.100	1.3	-	-	3.79	2.57	-
0.150	1.3	50	80	5.69	2.10	1.00
0.180	1.3	45	103	6.83	1.91	0.90
0.210	1.3	45	103	7.97	1.77	0.70

Tabel 10 blad 3 vervolg

H (m)	T (s)	max. uplift force (grams)	level of max. uplift force (10^{-2} m)	$\frac{H}{L_o}$ (10^{-2})	ξ	max. uplift force/area $\frac{\rho_a D}{}$
Table 5 1% ruimte tussen blokken 0.4% ruimte onder blokken						
0.100	1.0	35	80	6.41	1.97	0.70
0.140	1.0	35	80	8.97	1.67	0.70
0.165	1.0	50	80	10.58	1.54	1.00
0.100	1.1	40	80	5.30	2.17	0.80
0.140	1.1	50	80	7.42	1.84	1.00
0.200	1.1	70	80	10.60	1.54	1.40
0.100	1.2	55	80	4.45	2.37	1.10
0.135	1.2	65	80	6.01	2.04	1.30
0.145	1.2	55	80	6.46	1.97	1.10
0.180	1.2	55	80	8.01	1.77	1.10
0.195	1.2	45	80	8.68	1.70	0.90
0.210	1.2	75	80	9.35	1.64	1.50
0.220	1.2	70	103	9.79	1.60	1.40
0.230	1.2	75	80	10.24	1.56	1.50
0.100	1.3	-	-	3.79	2.57	-
0.150	1.3	50	80	5.69	2.10	1.00
0.210	1.3	45	80	7.97	1.77	0.90
0.100	1.5	40	80	2.85	2.96	0.80
0.140	1.5	40	103	3.99	2.50	0.80
0.200	1.5	75	125	5.70	2.09	1.50
0.260	1.5	-	-	7.41	1.84	-
0.150	1.7	-	-	3.33	2.74	-
0.230	1.7	-	-	5.10	2.21	-
0.280	1.7	-	-	6.21	2.01	-

H (m)	T (s)	R_d (10^{-3} m)	$\frac{R_d}{H}$	location of impact (10^{-3} m)	location of impact/H	ξ	H/L_o (10^{-2})
Table 2 8% gaps between blocks and a 6% space beneath							
0.10	1.0	57	0.57	34	0.34	1.97	6.41
0.14	1.0	-	-	34	0.24	1.67	8.97
0.10	1.1	68	0.68	-	-	2.17	5.30
0.14	1.1	68	0.49	34	0.24	1.84	7.42
0.20	1.1	91	0.46	34	0.17	1.54	10.60
0.10	1.2	80	0.80	46	0.46	2.37	4.45
0.18	1.2	91	0.51	46	0.26	1.77	8.01
0.23	1.2	80	0.35	34	0.15	1.56	10.24
0.10	1.3	68	0.68	46	0.46	2.57	3.79
0.15	1.3	91	0.61	46	0.31	2.10	5.69
0.21	1.3	103	0.49	46	0.22	1.77	7.97
0.26	1.3	103	0.40	46	0.18	1.59	9.86
0.10	1.5	103	1.03	80	0.80	2.96	2.85
0.14	1.5	103	0.74	68	0.49	2.50	3.99
0.20	1.5	114	0.57	-	-	2.09	5.70
0.26	1.5	148	0.57	80	0.31	1.84	7.41
0.15	1.7	125	0.83	80	0.53	2.74	3.33
0.23	1.7	148	0.64	103	0.45	2.21	5.10
0.28	1.7	194	0.69	103	0.37	2.01	6.21

Tabel 11 blad 1 Plaats neerkomen golf en run-down; HRS (1980)

H (m)	T (s)	R_d (10^{-3} m)	$\frac{R_d}{H}$	location of impact (10^{-3} m)	location of impact/H	ξ	H/L_o (10^{-2})
Table 3 1% gaps between blocks and a 6% space beneath							
0.10	1.0	57	0.57	34	0.34	1.97	6.41
0.14	1.0	91	0.65	57	0.41	1.67	8.97
0.16	1.0	91	0.57	34	0.21	1.56	10.26
0.10	1.1	68	0.68	46	0.46	2.17	5.30
0.14	1.1	80	0.57	46	0.33	1.84	7.42
0.20	1.1	-	-	34	0.17	1.54	10.60
0.10	1.2	80	0.80	46	0.46	2.37	4.45
0.18	1.2	103	0.57	46	0.26	1.77	8.01
0.23	1.2	68	0.30	34	0.15	1.56	10.24
0.10	1.3	80	0.80	46	0.46	2.57	3.79
0.15	1.3	91	0.61	57	0.38	2.10	5.69
0.23	1.3	103	0.45	46	0.20	1.69	8.72
0.10	1.5	103	1.03	80	0.80	2.96	2.85
0.14	1.5	103	0.74	-	-	2.50	3.99
0.20	1.5	125	0.63	68	0.34	2.09	5.70
0.26	1.5	148	0.57	80	0.31	1.84	7.41
0.15	1.7	125	0.83	80	0.53	2.74	3.33
0.23	1.7	171	0.74	103	0.45	2.21	5.10
0.28	1.7	194	0.69	103	0.37	2.01	6.21

Tabel 11 blad 2 Vervolg

H (m)	T (s)	R_d (10^{-3} m)	$\frac{R_d}{H}$	location of impact (10^{-3} m)	location of impact/H	ξ	H/L_0 (10^{-2})
Table 4 8% gaps between blocks and a 0.4% space beneath							
0.100	1.0	68	0.68	46	0.46	1.97	6.41
0.140	1.0	80	0.57	-	-	1.67	8.97
0.165	1.0	91	0.55	34	0.21	1.54	10.58
0.10	1.1	68	0.68	46	0.46	2.17	5.30
0.14	1.1	91	0.65	57	0.41	1.84	7.42
0.17	1.1	103	0.61	46	0.27	1.67	9.01
0.20	1.1	103	0.52	34	0.17	1.54	10.60
0.10	1.2	-	-	57	0.57	2.37	4.45
0.135	1.2	91	0.67	57	0.42	2.04	6.01
0.155	1.2	91	0.59	57	0.37	1.90	6.90
0.180	1.2	103	0.57	57	0.32	1.77	8.01
0.195	1.2	114	0.58	57	0.29	1.70	8.68
0.220	1.2	103	0.47	46	0.21	1.60	9.79
0.230	1.2	114	0.50	57	0.25	1.56	10.24
0.100	1.3	-	-	57	0.57	2.57	3.79
0.15	1.3	80	0.53	57	0.38	2.10	5.69
0.18	1.3	103	0.57	80	0.44	1.91	6.83
0.21	1.3	114	0.54	57	0.27	1.77	7.97

Tabel 11 blad 3 Vervolg

H (m)	T (s)	R_d (10^{-3} m)	$\frac{R_d}{H}$	location of impact (10^{-3} m)	location of impact/H	ξ	H/L_o (10^{-2})
Table 5 1% gaps between blocks and a 0.4% space beneath							
0.100	1.0	68	0.68	34	0.34	1.97	6.41
0.140	1.0	68	0.49	34	0.24	1.67	8.97
0.165	1.0	80	0.48	34	0.21	1.54	10.58
0.10	1.1	-	-	46	0.46	2.17	5.30
0.14	1.1	-	-	46	0.33	1.84	7.42
0.20	1.1	91	0.46	46	0.23	1.54	10.60
0.100	1.2	-	-	-	-	2.37	4.45
0.135	1.2	80	0.59	46	0.34	2.04	6.01
0.145	1.2	91	0.63	57	0.39	1.97	6.45
0.180	1.2	91	0.51	46	0.26	1.77	8.01
0.195	1.2	-	-	-	-	1.70	8.68
0.210	1.2	114	0.54	57	0.27	1.64	9.35
0.220	1.2	103	0.47	46	0.21	1.60	9.79
0.230	1.2	114	0.50	57	0.25	1.56	10.24
0.10	1.3	-	-	57	0.57	2.57	3.79
0.15	1.3	-	-	-	-	2.10	5.69
0.21	1.3	125	0.60	57	0.27	1.77	7.97
0.10	1.5	91	0.91	80	0.80	2.96	2.85
0.14	1.5	125	0.89	80	0.57	2.50	3.99
0.20	1.5	148	0.74	-	-	2.09	5.70
0.26	1.5	148	0.57	103	0.40	1.84	7.41
0.15	1.7	125	0.83	103	0.69	2.74	3.33
0.23	1.7	171	0.74	-	-	2.21	5.10
0.28	1.7	194	0.69	103	0.37	2.01	6.21

H (m)	T (s)	R_d (10^{-3} m)	$\frac{R_d}{H}$	location of impact (10^{-3} m)	location of impact/H	ξ	H/L_0 (10^{-2})
Table 6 channelled block edges. 1% gaps between blocks and a 0.4% space beneath							
0.100	1.0	68	0.68	46	0.46	1.97	6.41
0.140	1.0	68	0.49	34	0.24	1.67	8.97
0.165	1.0	57	0.35	23	0.14	1.54	10.58
0.100	1.1	68	0.68	46	0.46	2.17	5.30
0.140	1.1	91	0.65	46	0.33	1.84	7.42
0.200	1.1	-	-	46	0.23	1.54	10.60
0.100	1.2	80	0.80	46	0.46	2.37	4.45
0.125	1.2	80	0.64	46	0.37	2.12	5.56
0.160	1.2	91	0.57	46	0.29	1.87	7.12
0.183	1.2	91	0.50	46	0.25	1.75	8.15
0.200	1.2	91	0.46	46	0.23	1.68	8.90
0.220	1.2	103	0.47	46	0.21	1.60	9.79
0.230	1.2	103	0.45	46	0.20	1.56	10.24
0.10	1.3	80	0.80	46	0.46	2.57	3.79
0.15	1.3	103	0.69	57	0.38	2.10	5.69
0.21	1.3	125	0.60	57	0.27	1.77	7.97
0.10	1.5	-	-	-	-	2.96	2.85
0.14	1.5	125	0.89	68	0.49	2.50	3.99
0.20	1.5	-	-	-	-	2.09	5.70

Tabel 11 blad 5 Vervolg

reg./onreg. golven	schaal- faktor n_1	laagste en hoogste ingestelde golfhoogte $n_1 \times H_{(s)}$ (m)	hoogste golfhoogte waarbij geen schade optreedt $n_1 \times H_{(s)}$ (m)	laagste golf- hoogte waarbij schade optreedt $n_1 \times H_{(s)}$ (m)
reg.	3.6	0.41 - 0.98	0.53	0.64
reg.	4.5	0.39 - 1.08	0.59	0.64
reg.	6.5	0.37 - 0.93	0.59	0.65
reg.	10.0	0.46 - 0.76	0.58	0.64
onreg.	3.6	0.42 - 1.00	0.42	0.46
onreg.	4.5	0.40 - 0.90	0.40	0.44
onreg.	6.5	0.41 - 0.93	0.41	0.52
onreg.	10.0	0.38 - 0.96	0.51	0.46

Begin van schade bij talud 1:6 en $T_{(p)} = 4.75$ s

reg./onreg. golven	schaal- faktor n_1	golf- periode $\sqrt{n_1} \times T_{(p)}$ (s)	laagste en hoogste ingestelde golfhoogte $n_1 \times H_{(s)}$ (m)	hoogste golf- hoogte waar- bij geen scha- de optreedt $n_1 \times H_{(s)}$ (m)	laagste golf- hoogte waar- bij schade optreedt $n_1 \times H_{(s)}$ (m)
reg.	3.6	5.75	0.49 - 1.09	0.87	0.92
reg.	4.5	5.75	0.75 - 1.19	0.94	0.96
reg.	6.5	5.75	0.68 - 1.07	1.07	0.81
reg.	4.5	6.05	0.56 - 1.10	0.98	0.86
reg.	6.5	6.05	0.85 - 1.14	0.85	0.90
reg.	10.0	6.05	0.76 - 1.12	1.07	0.95
onreg.	3.6	5.75	0.48 - 0.82	0.48	0.53
onreg.	4.5	5.75	0.38 - 0.74	0.54	0.60
onreg.	6.5	5.75	0.37 - 0.90	0.54	0.42
onreg.	10.0	5.75	0.36 - 0.99	0.58	0.64

Begin van schade bij talud 1:3

talud	$T_{(p)}$ (s)	$H_{(s)}$ (m)	$H_{(s)} / \frac{g}{2\pi} T^2_{(p)}$ (10^{-2})	$\text{tg } \alpha / \sqrt{H_s / \frac{g}{2\pi} T^2_{(p)}}$ (-)	d (m)
<u>Regelmatige golven</u>					
1:6	2.50	0.178	1.82	1.23	1.00
1:6	2.24	0.142	1.81	1.24	0.80
1:6	1.86	0.100	1.85	1.22	0.55
1:6	1.50	0.064	1.82	1.23	0.36
1:3	3.05	0.256	1.76	2.51	1.00
1:3	2.72	0.214	1.85	2.45	0.80
1:3	2.27	0.125	1.55	2.67	0.55
1:3	2.86	0.191	1.50	2.73	0.80
1:3	2.38	0.139	1.57	2.66	0.55
1:3	1.92	0.095	1.65	2.59	0.36
<u>Onregelmatige golven</u>					
1:6	2.50	0.128	1.31	1.45	1.00
1:6	2.24	0.098	1.25	1.49	0.80
1:6	1.86	0.080	1.48	1.37	0.55
1:6	1.50	0.046	1.31	1.46	0.36
1:3	3.05	0.147	1.01	3.31	1.00
1:3	2.72	0.133	1.15	3.11	0.80
1:3	2.27	0.065	0.81	3.71	0.55
1:3	1.83	0.064	1.22	3.01	0.36

Tabel 13 Golfgegevens waarbij schade optrad, Kostense (1980-1)

talud	d (m)	T (s)	H (m)	$\frac{H}{2\pi} T^2$ (10^{-2})	$\text{tg } \alpha / \sqrt{\frac{H}{2\pi} T^2}$ (-)	a/H (-)
<u>Regelmatige golven</u>						
1:6	1.00	2.50	0.180	1.85	1.23	0.57
			0.186	1.91	1.21	0.67
			0.225	2.31	1.10	0.71
			0.225	2.31	1.10	0.75
			0.248	2.54	1.05	0.64
			0.248	2.54	1.05	0.70
			0.257	2.63	1.03	0.68
			0.264	2.71	1.01	0.68
			0.273	2.80	1.00	0.68
1:6	0.80	2.24	0.142	1.81	1.24	0.63
			0.142	1.81	1.24	0.69
			0.153	1.95	1.19	0.73
			0.162	2.07	1.16	0.68
			0.174	2.22	1.12	0.61
			0.174	2.22	1.12	0.68
			0.196	2.50	1.05	0.59
			0.218	2.78	1.00	0.59
			0.229	2.92	0.97	0.54
0.239	3.05	0.95	0.53			
1:6	0.554	1.86	0.102	1.89	1.21	0.63
			0.105	1.94	1.20	0.71
			0.115	2.13	1.14	0.71
			0.124	2.30	1.10	0.68
			0.143	2.65	1.02	0.64
1:6	0.36	1.50	0.064	1.82	1.23	0.75
			0.070	1.99	1.18	0.70
			0.076	2.16	1.13	0.71

Tabel 14 blad 1 Gemiddelde plaats schade, regelmatige golven; Kostense
(1980-1) zie figuur 24

talud	d (m)	T (s)	H (m)	$H/\frac{g}{2\pi^2} T^2$ (10^{-2})	$\text{tg } \alpha/\sqrt{H/\frac{g}{2\pi^2} T^2}$ (-)	a/H (-)
<u>Regelmatige golven</u>						
1:3	0.8	2.71	0.212	1.85	2.45	1.02
			0.222	1.94	2.40	1.00
			0.233	2.03	2.34	0.87
			0.247	2.15	2.27	0.83
			0.264	2.30	2.20	0.79
1:3	1.00	3.03	0.256	1.79	2.49	1.19
			0.269	1.88	2.43	1.08
			0.286	2.00	2.36	0.94
			0.303	2.11	2.29	0.84
1:3	0.554	2.26	0.125	1.57	2.66	1.20
			0.148	1.86	2.45	0.93
			0.149	1.87	2.44	1.00
			0.158	1.98	2.37	0.97
			0.160	2.01	2.35	0.93
1:3	0.80	2.85	0.190	1.50	2.72	1.13
			0.193	1.52	2.70	1.11
			0.196	1.55	2.68	1.10
			0.204	1.61	2.63	1.04
			0.216	1.70	2.55	0.98
			0.227	1.79	2.49	0.94
			0.244	1.92	2.40	0.86
1:3	0.554	2.37	0.138	1.57	2.66	1.00
			0.151	1.72	2.54	0.99
			0.166	1.89	2.42	0.90
			0.175	2.00	2.36	0.85
1:3	0.36	1.91	0.094	1.65	2.59	1.03
			0.103	1.81	2.48	0.94
			0.112	1.97	2.38	0.94

talud	d (m)	T (s)	H (m)	$H/\frac{g}{2\pi} T^2$ (10^{-2})	$\text{tg } \alpha/\sqrt{H/\frac{g}{2\pi} T^2}$ (-)	a/H (-)
<u>Regelmatige golven</u>						
1:3	1.00	3.05	0.256	1.76	2.51	1.20
			0.269	1.85	2.45	1.13
			0.286	1.97	2.38	1.07
			0.303	2.09	2.31	1.01
1:3	0.80	2.72	0.213	1.84	2.45	1.15
			0.222	1.92	2.40	1.10
			0.233	2.02	2.35	1.05
			0.247	2.14	2.28	0.99
			0.264	2.29	2.20	0.81
			0.213	1.84	2.45	0.88
1:3	0.554	2.27	0.125	1.55	2.67	1.19
			0.146	1.82	2.47	1.02
			0.149	1.85	2.45	1.00
			0.158	1.96	2.38	0.94
			0.160	1.99	2.36	0.93
1:3	0.80	2.86	0.190	1.49	2.73	0.88
			0.193	1.51	2.71	0.90
			0.197	1.54	2.68	0.91
			0.204	1.60	2.64	1.20
			0.216	1.69	2.56	1.13
			0.226	1.77	2.51	1.08
			0.244	1.91	2.41	1.00
1:3	0.554	2.38	0.138	1.56	2.67	0.93
			0.151	1.71	2.55	0.99
			0.166	1.88	2.43	0.90
			0.176	1.99	2.36	0.85
			0.176	1.99	2.36	0.97
1:3	0.36	1.92	0.095	1.65	2.59	1.02
			0.103	1.79	2.49	0.94
			0.112	1.95	2.39	1.09

Tabel 15 Plaats begin schade; Regelmatige golven; Kostense (1980-1) zie figuur 25

talud	d (m)	T _p (s)	H _s (m)	$H_s / \frac{g}{2\pi^2} T_p^2$ (10 ⁻²)	$\text{tg } \alpha / \sqrt{H_s / \frac{g}{2\pi^2} T_p^2}$ (-)	a/H _s (-)
<u>Onregelmatige golven</u>						
1:6	1.00	2.50	0.131	1.34	1.44	0.94
			0.161	1.65	1.30	0.76
			0.142	1.46	1.38	1.27
			0.178	1.82	1.23	1.10
			0.194	1.99	1.18	0.98
			0.225	2.31	1.10	0.86
			0.264	2.71	1.01	0.73
			0.239	2.45	1.06	0.85
			0.244	2.50	1.05	0.86
			0.278	2.85	0.99	0.79
			0.203	2.08	1.16	1.14
			0.239	2.45	1.06	1.06
			0.250	2.56	1.04	0.99
1:6	0.80	2.24	0.127	1.62	1.31	0.86
			0.098	1.25	1.49	1.26
			0.104	1.33	1.45	1.18
			0.118	1.51	1.36	1.02
			0.109	1.39	1.41	1.17
			0.124	1.58	1.32	1.03
			0.133	1.70	1.28	0.99
			0.151	1.93	1.20	0.88
			0.142	1.81	1.24	1.00
			0.191	2.44	1.07	0.72
			0.184	2.35	1.09	0.83
			0.164	2.09	1.15	1.02
			0.200	2.55	1.04	0.83

Tabel 16 Gemiddelde plaats schade, onregelmatige golven, Kostense (1980-1)

zie figuur 26

talud	d (m)	T_p (s)	H_s (m)	$H_s / \frac{g}{2\pi} T_p^2$ (10^{-2})	$\text{tg } \alpha / \sqrt{H_s / \frac{g}{2\pi} T_p^2}$ (-)	a/H_s (-)
<u>Onregelmatige golven</u>						
1:6	0.554	1.86	0.088	1.63	1.31	1.13
			0.080	1.48	1.37	1.37
			0.095	1.76	1.26	1.15
			0.112	2.07	1.16	0.93
			0.118	2.19	1.13	0.87
			0.112	2.07	1.16	1.07
			0.105	1.94	1.20	1.24
			0.129	2.39	1.08	1.09
			0.143	2.65	1.02	0.93
1:6	0.36	1.50	0.046	1.31	1.46	1.40
			0.055	1.57	1.33	1.13
			0.064	1.82	1.23	0.90
			0.073	2.08	1.16	1.00
			0.090	2.56	1.04	0.81
			0.096	2.73	1.01	0.80
			0.082	2.34	1.09	1.06
			0.096	2.73	1.01	0.97
1:3	1.00	3.03	0.194	1.35	2.86	1.34
			0.147	1.03	3.29	2.10
			0.161	1.12	3.14	1.80
			0.178	1.24	2.99	1.65
			0.194	1.35	2.86	1.58
			0.194	1.35	2.86	1.43
			0.225	1.57	2.66	1.31
			0.225	1.57	2.66	1.23

talud	d (m)	T _p (s)	H _s (m)	H _s / $\frac{g}{2\pi} T_p^2$ (10 ⁻²)	tg $\alpha / \sqrt{H_s / \frac{g}{2\pi} T_p^2}$ (-)	a/H _s (-)
<u>Onregelmatige golven</u>						
1:3	0.80	2.71	0.133	1.16	3.09	1.85
			0.144	1.26	2.97	1.70
			0.144	1.26	2.97	1.46
			0.156	1.36	2.86	1.51
			0.160	1.40	2.82	1.44
			0.164	1.43	2.79	1.25
			0.180	1.57	2.66	1.16
			0.200	1.74	2.52	1.01
1:3	0.554	2.26	0.065	0.82	3.69	2.33
			0.074	0.93	3.46	2.04
			0.083	1.04	3.27	1.57
			0.091	1.14	3.12	1.44
			0.102	1.28	2.95	1.00
			0.103	1.29	2.93	1.03
			0.111	1.39	2.82	1.12
			0.117	1.47	2.75	1.17
			0.128	1.61	2.63	1.01
0.138	1.73	2.53	0.91			
1:3	0.36	1.82	0.071	1.37	2.84	1.19
			0.076	1.47	2.75	1.06
			0.076	1.47	2.75	1.00
			0.082	1.59	2.65	0.96
			0.082	1.59	2.65	0.92
			0.088	1.70	2.55	0.89
			0.090	1.74	2.53	0.80
			0.099	1.91	2.41	0.73
0.064	1.24	3.00	0.71			

talud- helling	talud- opbouw	topperiode (s)	hoogste H_s zonder schade (m)	laagste H_s met schade (m)
1:3	a	1.4	0.076	0.073
1:3	b	1.4	0.060	0.058
1:3	c	1.4	0.044	0.046
1:3	a	2.0	0.054	0.056
1:3	b	2.0	0.050	0.052
1:3	c	2.0	0.035	0.037
1:6	a	1.4	0.088	0.090
1:6	b	1.4	0.061	0.056
1:6	c	1.4	0.040	0.043

Tabel 17 Golfgegevens waarbij schade optrad, Kostense (1980-2)

talud	type fun- derings- laag	T_p (s)	H_s (m)	$H_s / \frac{g}{2\pi} T_p^2$ (10^{-2})	$\text{tg } \alpha / \sqrt{H_s / \frac{g}{2\pi} T_p^2}$ (-)	a/H_s (-)
<u>Onregelmatige golven</u>						
1:3	a	1.4	0.0725	2.37	2.17	0.80 (1x) 1.16 (2x)
			0.0760	2.48	2.11	1.11
			0.0770	2.52	2.10	1.09
			0.0790	2.58	2.07	0.90
			0.0865	2.83	1.98	0.82
1:3	b	1.4	0.0575	1.88	2.43	1.23
			0.0605	1.98	2.37	1.17
			0.0625	2.04	2.33	1.14
			0.0635	2.08	2.31	1.12
			0.0645	2.11	2.30	1.10
			0.0655	2.14	2.28	1.08
			0.0670	2.19	2.25	1.06
			0.0695	2.27	2.21	1.02
1:3	c	1.4	0.0460	1.50	2.72	0.70 (1x) 1.26 (1x)
			0.0490	1.60	2.63	0.65 (2x) 1.45 (1x)
			0.0585	1.91	2.41	1.21 (3x)
1:3	a	2.0	0.0555	0.89	3.54	2.45
			0.0575	0.92	3.47	2.37
			0.0600	0.96	3.40	1.62
			0.0690	1.11	3.17	1.78
1:3	b	2.0	0.0520	0.83	3.65	2.37
			0.0540	0.86	3.58	2.52
			0.060	0.96	3.40	2.05

Tabel 18 blad 1 Plaats schade, Kostense (1980-2)

talud	type fun- derings- laag	T_p (s)	H_s (m)	$H_s / \frac{g}{2\pi} T_p^2$ (10^{-2})	$\text{tg } \alpha / \sqrt{H_s / \frac{g}{2\pi} T_p^2}$ (-)	a/H_s (-)
<u>Onregelmatige golven</u>						
1:3	c	2.0	0.0365	0.58	4.36	2.66 (1x)
						3.01 (2x)
			0.0390	0.62	4.22	2.15
			0.0460	0.74	3.88	2.67 (2x)
			0.0650	1.04	3.27	1.29 (2x)
						1.49 (1x)
1:6	a	1.4	0.0900	2.94	0.97	0.63
			0.0925	3.02	0.96	1.06
			0.1000	3.27	0.92	0.91
1:6	b	1.4	0.0560	1.83	1.23	1.02
			0.0585	1.91	1.21	0.97
			0.0630	2.06	1.16	0.90
			0.0655	2.14	1.14	0.87
			0.0700	2.29	1.10	0.81
1:6	c	1.4	0.0425	1.39	1.41	1.04
			0.0450	1.47	1.37	1.11
			0.0500	1.63	1.30	0.88
			0.0600	1.96	1.19	0.83 (4x)
						0.95 (5x)

Tabel 18 blad 2 Vervolg

proef	serie	waterstand (m t.o.v. N.A.P.)	H_{si} (m)	$\frac{H_{si}}{\Delta D}$	T_z (s)	$\frac{g \cdot T_z^2}{D}$	T_p (s)	$\frac{g T_p^2}{D}$	schade plaats a (m t.o.v. N.A.P.)	beweging c (m t.o.v. N.A.P.)	a/H _{si}	c/H _{si}	ξ
120		+2,5	1,01	4,59	3,35	550	3,6	636	-	+2,15	-	-0,347	1,04
121			1,05	4,77	3,44	580	3,6	636	-	+2,15	-	-0,333	1,05
122			1,10	5,00	3,52	608	3,6	636	-	+2,15	-	-0,318	1,05
123	extra		1,14	5,18	3,55	618	3,8	708	-	+2,15	-	-0,307	1,04
125			1,19	5,41	3,55	618	3,8	708	+2,25	+2,25	-	-0,210	1,02
124			1,21	5,50	3,58	629	3,8	708	+2,25	+2,25	-0,207	-0,207	1,02
126		+2,5	1,22	5,54	-	-	-	-	+2,35	*	-0,205 / -0,123	*	-
110		+3,0	0,44	2,00	2,41	285	-	-	-	geen	-	geen	1,13
109			0,51	2,31	2,61	334	2,8	385	-	geen	-	geen	1,13
101			0,72	3,27	2,96	430	3,1	471	-	*	-	*	1,09
102			0,83	3,77	3,15	487	3,4	567	-	+2,45	-	-0,663	1,08
103	a.9		0,45	2,04	3,31	537	3,6	636	-	+2,45	-	-1,222	1,54
106			0,98	4,45	3,33	544	3,6	636	-	+2,45	-	-0,561	1,05
108			0,99	4,50	3,36	554	3,6	636	+2,85	+2,45	-0,151	-0,758	1,05
107			1,01	4,59	-	-	-	-	+2,65	*	-0,347	*	-
104		+3,0	1,04	4,72	-	-	-	-	+2,85	*	-0,144	*	-
105			1,07	4,86	-	-	-	-	+2,85	*	-0,140	*	-
131		+3,5	0,69	3,14	2,93	421	3,1	471	-	+2,45	-	-1,522	1,10
132			0,71	3,23	2,96	430	3,1	471	-	*	-	*	1,10
130			0,75	3,41	-	-	-	-	+2,85	+2,45	-0,867	-1,400	-
129	extra		0,85	3,86	-	-	-	-	+2,85	+2,45	-0,765	-1,235	-
128			0,90	4,09	-	-	-	-	+2,85	+2,45	-0,722	-1,167	-
127		+3,5	1,00	4,54	-	-	-	-	+2,85	+2,45	-0,650	-0,950	-
118		+4,0	0,42	1,91	2,47	299	2,7	358	-	geen	-	geen	1,19
119			0,48	2,18	2,60	332	2,7	358	-	geen	-	geen	1,17
111			0,98	4,45	3,35	550	3,6	636	-	+2,85	-	-1,174	1,06
114			1,02	4,64	3,40	567	3,6	636	-	+2,75	-	-1,226	1,05
117	a.10		1,04	4,73	3,44	580	3,6	636	-	+2,85	-	-1,106	1,05
116			1,05	4,77	-	-	-	-	+3,55	+2,75	-0,429	-1,191	-
115			1,06	4,82	-	-	-	-	+3,25	+2,75	-0,708	-1,179	-
113			1,07	4,86	3,35	550	3,6	636	+3,45	+2,75	-0,514	-1,168	1,01
112		+4,0	1,20	5,45	-	-	-	-	+2,85	+2,75	-0,958	-1,042	-

+ boven stil water niveau
- onder stil water niveau

Tabel 19 Resultaten Oesterdamproef; $n_L = 10$

*) niet gemeten
zie ook figuur 15c

ρ = dichtheid blok

ρ_w = dichtheid water

g = versnelling door zwaartekracht

H_{si} = inkomende significante golfhoogte

T_z = gemiddeld golfperiode

D = dikte blok

Δ = stabiliteit taludbekleding

$$\xi = \text{tg} \alpha \sqrt{\frac{2\pi H_{si}}{g T_z^2}}$$

helling 1:4

serie	D (m)	H _s (m)	T _z (s)	T _p (s)	waterstand (m)	$\frac{H_s}{\Delta D}$	$\frac{gT_p^2}{D}$	$\frac{a}{H_s}$	ξ
onregelmatige golven						$\Delta=1.3$			
C.1.1 grind	0.3	1.39	3.7	4.1	+3.5	3.6	550	0.72	1.09
C.1.2 grind	0.3	1.47	3.9	4.1	+4	3.8	550	0.67	1.06
C.2.4 grind	0.2	0.82	3.1	3.5	+3.5	3.2	601	0.84	1.21
C.2.5 klei	0.2	1.39	3.7	4.1	+3.5	5.4	825	0.62	1.09
C.2.3 grind	0.2	0.92	3.4	3.8	+4	3.5	708	0.78	1.24
C.3.1 grind	0.2	0.91	3.3	3.5	+3.5	3.5	601	0.66	1.15
	velling								
C.3.2 grind	0.2	0.97	3.3	3.5	+3.5	3.7	601	0.74	1.11
	gat								
C.4 grind	0.2	0.93	3.2	3.5	+3.5	3.6	601	0.65	1.13
	halfsteens								
regelmatige golven									
C.2.1 grind	0.2	0.60	6.0	-	+4.0	2.3	1766	0.93	2.42
	0.2	1.00	3.0	-	+3.5	3.8	441	0.69	0.94
klei	0.2	1.90	6.0	-	+4.0	7.1	1766	0.36	1.36

$$\xi = \frac{\text{tg}\alpha}{\sqrt{H_s} / 1,56 T_p^2}$$

Tabel 20 Resultaten Oesterdamproef; $n_L = 2$

talud	blokken	fundering	ρ_{a_3} (kg/m ³)	$\frac{gT^2}{D}$	ξ	$\frac{H}{\Delta D}$
SVEE (1962 en 1965) regelmatige golven						
1:1.25	SVEEBLOKKEN	doorlatend	2300	- - -	3.60 3.46 3.29	5.4 5.9 6.5
HYDRAULICS RESEARCH STATION (1964) Regelmatige golven						
1:3	0.024 kg type A	grind	2300	409 892	1.70	3.01
1:3	0.024 kg type A	endoorlatend	2300	442 965	1.64	3.58
D = 0.015 m						
WEVERS (1970) Regelmatige golven						
1:3	type A	grind		1962	2.96	3.64
1:6	0.04x0.04x0.02 m ³		2086	1962	1.65	2.95
1:3				961	1.67	3.22
1:6				961	3.15	2.85
1:3	type B		2129	1962	2.94	3.54
1:6	0.06x0.06x0.02 m ³			1962	1.62	2.92
1:3				961	2.36	2.70
1:6				961	1.23	2.48
1:3	type C		2100	1962	2.86	3.86
1:6	0.04x0.04x0.02 m ³			1962	1.57	3.19
1:3	vellingkanten			961	2.38	2.73
1:6				961	1.17	2.82
1:6	type D		2086	1962	1.17	5.85
1:6	0.04x0.04x0.02 m ³ 2 gaten Ø 8 mm			961	0.84	5.53
1:3	type A	beton	2086	1962	2.98	3.59
1:6				1962	1.53	3.40
1:3				961	1.92	4.23
1:6				961	0.90	4.84
1:3	type B		2129	1962	2.45	5.13
1:6				1962	1.32	4.43
1:3				961	1.41	7.53
1:6				961	0.72	7.31

Tabel 21 blad 1 Vergelijking golfgegevens waarbij schade optrad

talud	blokken	fundering	ρ_a (kg/m ³)	$\frac{gT^2}{D}$	ξ	$\frac{H}{\Delta D}$	
WEVERS (1970) Regelmatige golven							
1:3	type C		2100	1962	2.73	4.23	
1:6				1962	1.32	4.55	
1:3				961	1.57	6.27	
1:6				961	0.72	7.51	
1:3	0.04x0.04x0.02 m ³	grind	2086	706	1.96	2.99	
				961	2.23	3.13	
				1256	2.45	3.40	
				1962	2.91	3.78	
				491	1.70	2.76	
				706	1.91	3.13	
				961	2.20	3.23	
				1256	2.52	3.23	
				1962	3.06	3.40	
1:6					706	0.85	3.96
					961	1.08	3.36
					1256	1.18	3.68
					1962	1.55	3.32
					706	0.88	3.68
					961	1.02	3.78
					1256	1.23	3.36
		1962	1.63	2.99			
1:3	diagonale zetting			961	3.12	1.61	
				1962	3.55	2.53	
1:6				961	1.25	2.49	
				1962	2.33	1.47	

Tabel 21 blad 2 Vervolg

talud	blokken	fundering	ρ_a (kg/m ³)	$\frac{gT^2}{D}$	ξ	$\frac{H}{\Delta D}$		
SOLLITT en De BOK (1976) Regelmatige golven								
1:2	natuursteen	doorlatend	2600 (aanname)	schaal 1:10				
				216	1.36	2.92		
				256	1.51	2.81		
				324	2.00	2.02		
				433	2.10	2.44		
				547	2.25	2.69		
			689	2.54	2.67			
						schaal 1:100		
			209	1.37	2.79			
			259	1.57	2.58			
			327	2.04	1.96			
			519	2.48	2.10			
			654	3.29	1.50			
			827	3.16	2.06			
			688	2.83	2.13			
						schaal 1:100 gecorrigeerd		
			209	1.37	3.49			
			259	1.57	3.23			
			327	2.04	2.45			
			519	2.48	2.63			
			659	3.29	1.88			
827	3.16	2.58						
688	2.83	2.66						

Tabel 21 blad 3 Vervolg

talud	blokken	fundering	ρ_a (kg/m ³)	$\frac{gT^2}{D}$	ξ	$\frac{H}{\Delta D}$
KOSTENSE (1973) Regelmatige golven						
1:7	Gobi (zie figuur 11) 0.04x0.04x0.02 m ³	zand afgedekt met filterdoek	2300	881	0.98	2.31
				4805	2.04	2.89
				2950	4805	1.77
1:5			2300	881	1.21	2.92
				4805	2.52	3.69
1:3				881	1.67	4.31
				2461	2.65	4.78
				4805	2.99	7.31
	0.06x0.06x0.02 m ³			881	1.58	4.77
				2461	2.55	5.15
				4805	2.78	8.46
	0.04x0.04x0.02 m ³ zonder afschuiningen (zie fig. 11)			2461	1.87	9.62
				4805	2.55	10.08
TASMA (1978) Regelmatige golven 1% schade						
1:3	0.04x0.04x0.014 m ³	grind	1815	555	1.42	2.68
				673	1.63	2.48
				729	1.63	2.68

Tabel 21 blad 4 Vervolg

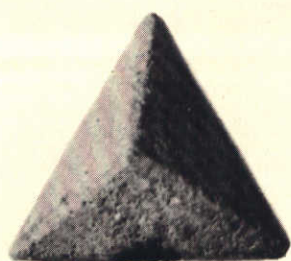
talud	blokken	fundering	ρ_a (kg/m ³)	$\frac{gT^2}{D}$	$\frac{H}{\Delta D}$	ξ
McCARTNEY and AHRENS (1975)						
1:3,5	Gobi 0,2x0,2x0,1 m ³	plastic filter op doorlatend materiaal (zie figuur 14)	2.300 aangenomen			
	schuine zijden: rechte zijden: (zie figuur 11) spletten en gaten opgevuld:			3.187	3,8	2,91
				3.187	4,7	2,61
				7.088	7,5	3,07
				1.730	4,0	2,08
				769	3,8	1,43
				769	5,2	1,22

Tabel 21 blad 5 Vervolg

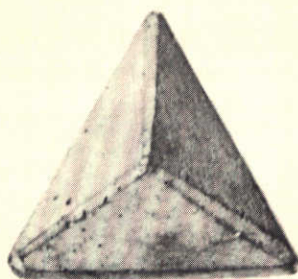
talud	blokken	fundering	ρ_a (kg/m ³)	$\frac{gT^2}{D}$ (p)	ξ	$\frac{H(s)}{\Delta D}$
KOSTENSE (1980-1) Regelmatige golven. Dambordconstructie						
1:6	0.11x0.11x0.056 m ³	ruw ondoor- latend	2000	1095	1.23	3.18
	0.09x0.09x0.044 m ³			1119	1.24	3.23
	0.06x0.06x0.031 m ³			1095	1.22	3.23
	0.04x0.04x0.020 m ³			1104	1.23	3.20
1:3	0.11x0.11x0.056 m ³			1630	2.51	4.57
	0.09x0.09x0.044 m ³			1650	2.45	4.86
	0.06x0.06x0.031 m ³			1631	2.67	4.03
	0.09x0.09x0.044 m ³			1824	2.73	4.34
	0.06x0.06x0.031 m ³			1793	2.66	4.48
	0.04x0.04x0.020 m ³			1808	2.59	4.75
Onregelmatige golven. Dambordconstructie						
1:6	0.11x0.11x0.056 m ³	ruw ondoor- latend	2000	1095	1.45	2.29
	0.09x0.09x0.044 m ³			1119	1.49	2.23
	0.06x0.06x0.031 m ³			1095	1.37	2.58
	0.04x0.04x0.020 m ³			1104	1.46	2.30
1:3	0.11x0.11x0.056 m ³			1630	3.31	2.63
	0.09x0.09x0.044 m ³			1650	3.11	3.02
	0.06x0.06x0.031 m ³			1631	3.71	2.10
	0.04x0.04x0.020 m ³			1643	3.01	3.20
KOSTENSE (1980-2) Onregelmatige golven. Geen wrijving tussen blokken						
1:3	0.04x0.04x0.020 m ³	a	2200	961	2.17	3.02
		b		961	2.43	2.44
		c		961	2.72	1.92
		a		1962	3.54	2.31
		b		1962	3.65	2.17
		c		1962	4.36	1.52
1:6		a		961	0.97	3.75
		b		961	1.23	2.33
		c		961	1.41	1.77

talud	blokken	fundering	ρ_a (kg/m ³)	ξ	$\frac{H(s)}{\Delta D}$		
OESTERDAMONDERZOEK onregelmatige golven $n_L = 10$							
1:4	0.041*0.041*0.02 m ³	grind	2100				
				waterstand NAP	+2.0 m	1.02	5.4
					+3.0 m	1.05	4.5
					+3.5 m	1.10	3.4
					+4.0 m	1.05	4.8
OESTERDAMONDERZOEK regelmatige golven $n_L = 2$							
1:4	0.25*0.25*0.10 m ³	grind	2355	2.42	2.3		
				0.94	3.8		
		klei		1.36	7.1		
OESTERDAMONDERZOEK onregelmatige golven $n_L = 2$							
1:4	0.25*0.25*0.15 m ³	grind	2335	1.09	3.5		
				1.06	3.7		
	0.25*0.25*0.10 m ³			1.21	3.1		
				1.24	3.4		
	met vellingkanten			1.15	3.4		
				met gat ϕ 0.06 m	1.11	3.6	
	halfsteenverband			1.13	3.5		
	0.25*0.25*0.10 m ³			klei		1.09	5.3

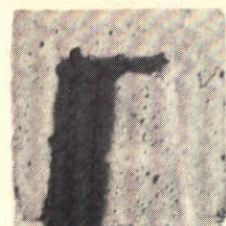
Tabel 21 blad 7 vervolg



A



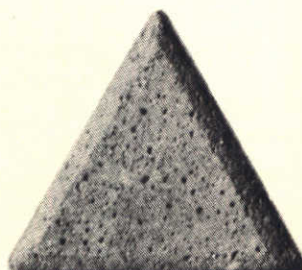
B



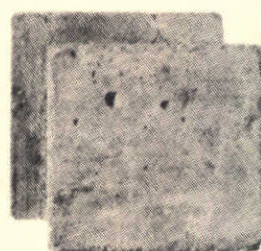
C



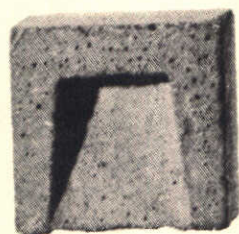
D



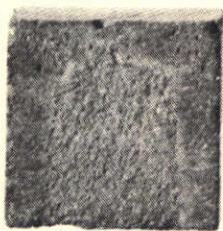
E



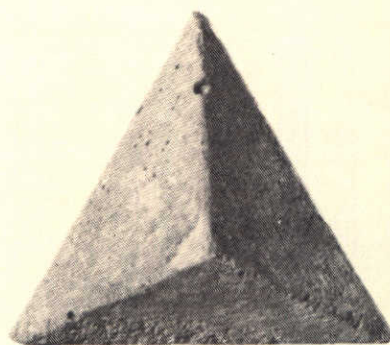
F



G



H



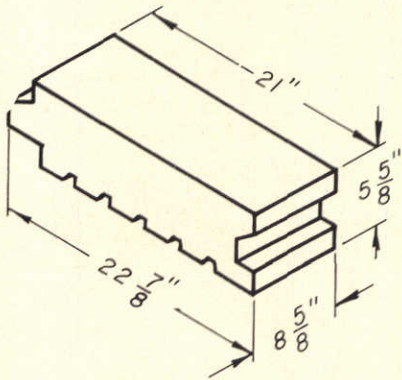
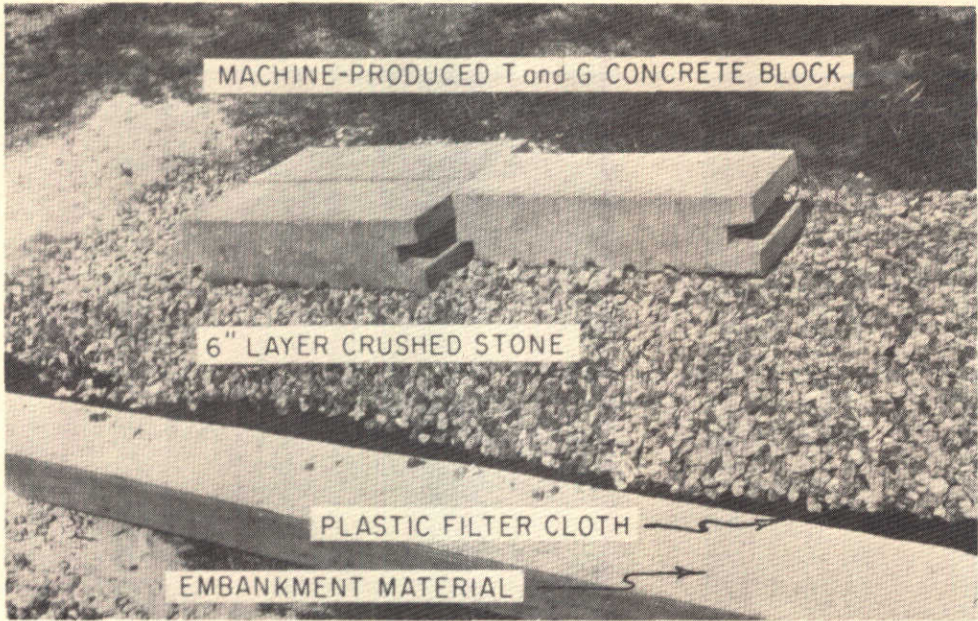
J

TOEGEPASTE BLOKTYPEN HRS (1964)

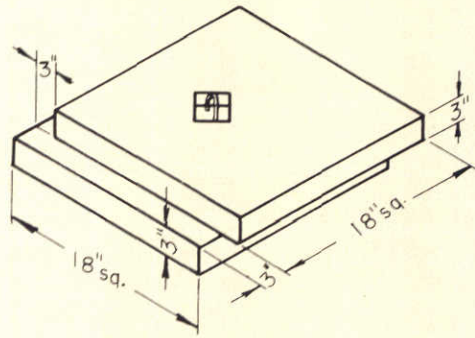
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

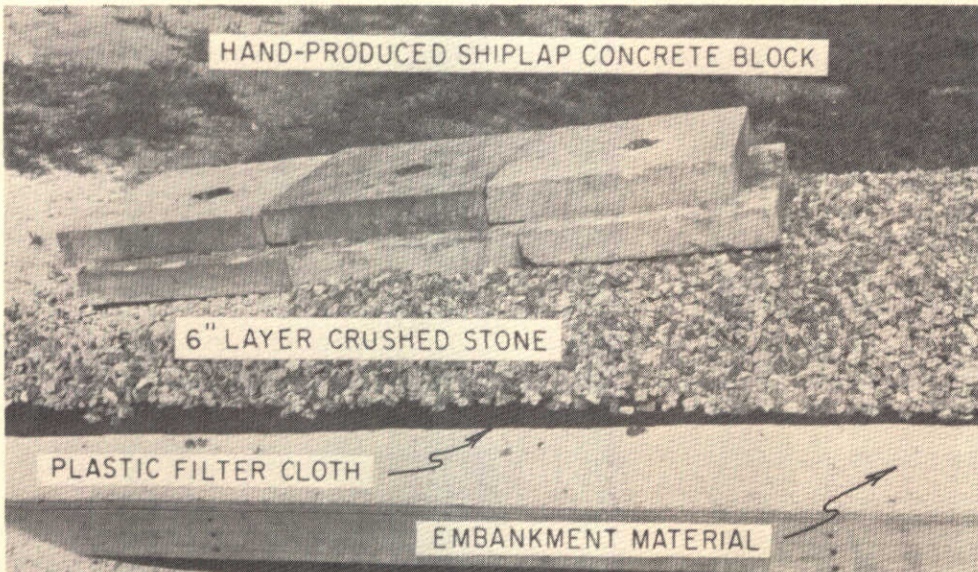
FIG. 1



type A gewicht 34 kg



type B gewicht 68 kg

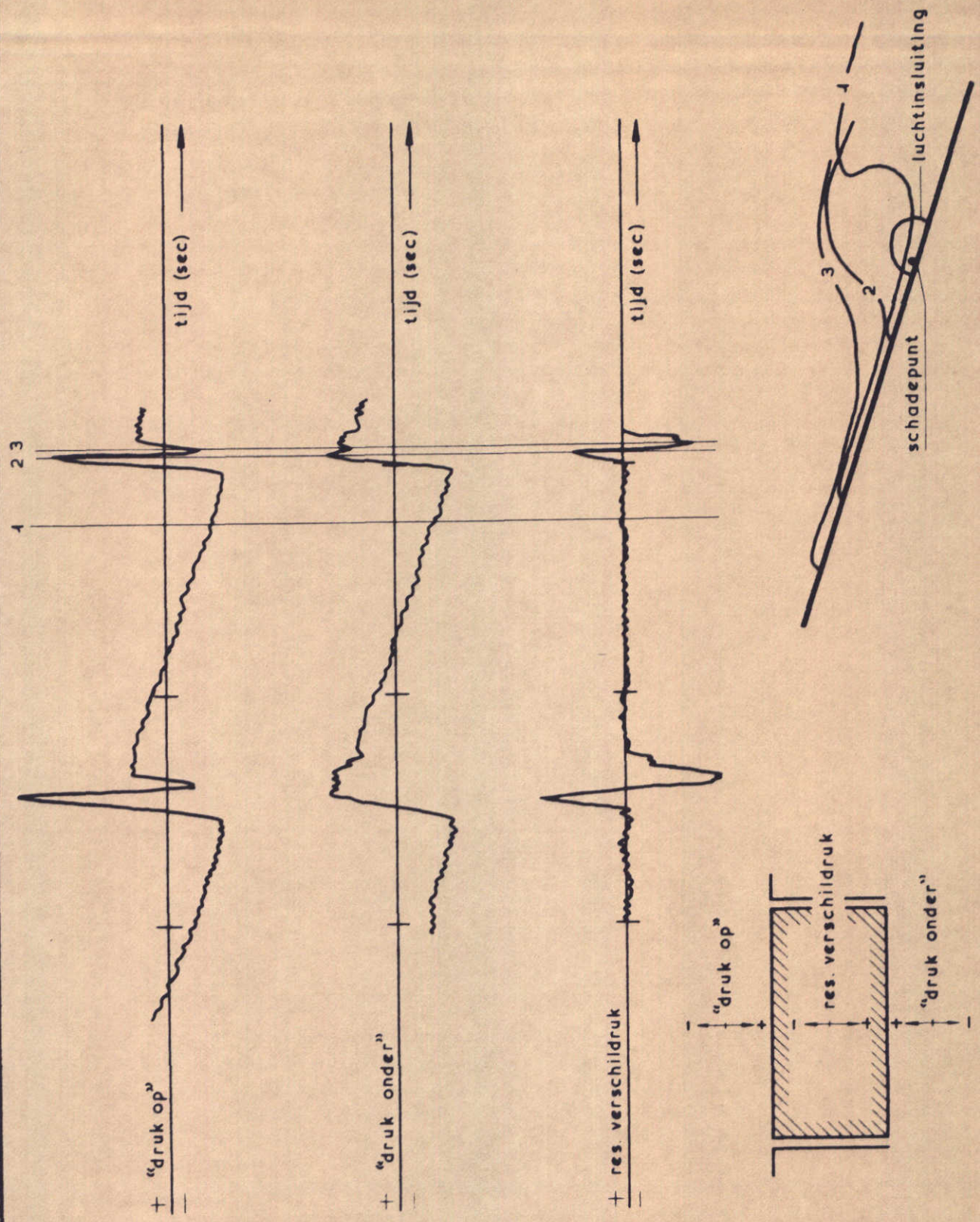


BLOKTYPEN CERC, HALL (1966)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 3

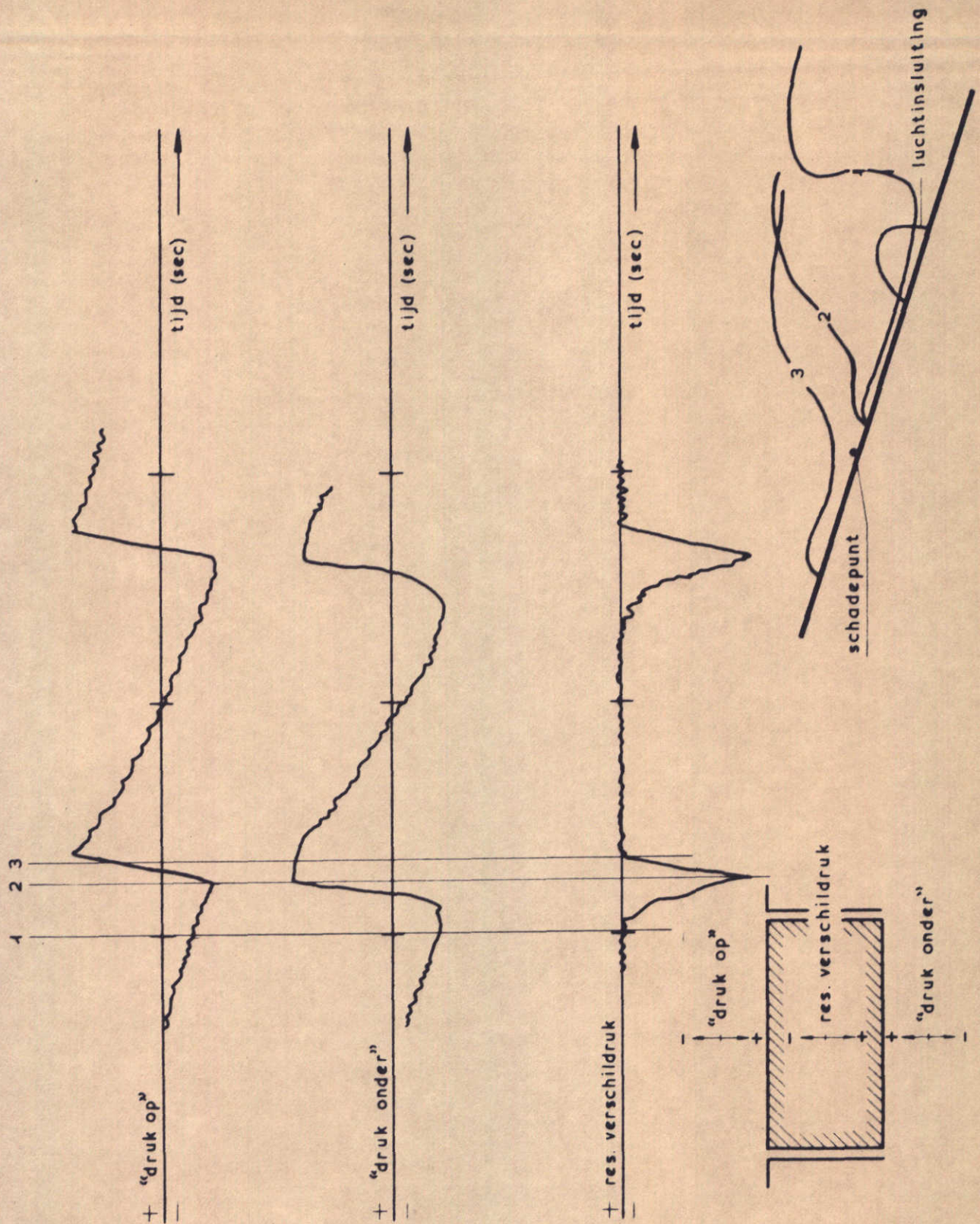


"DYNAMISCHE VERSCHILDRUK"
WEVERS (1970)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 4

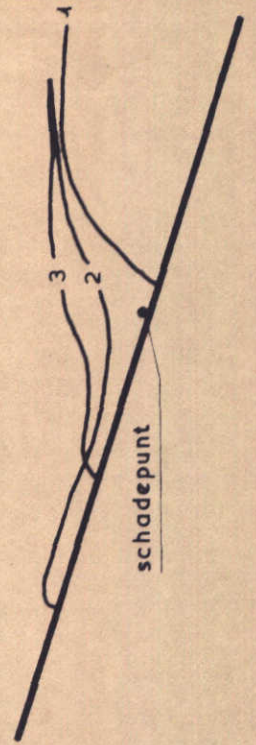
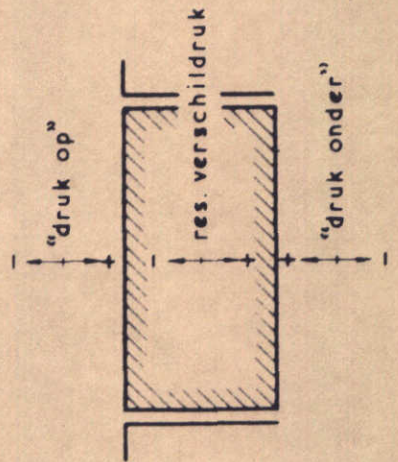
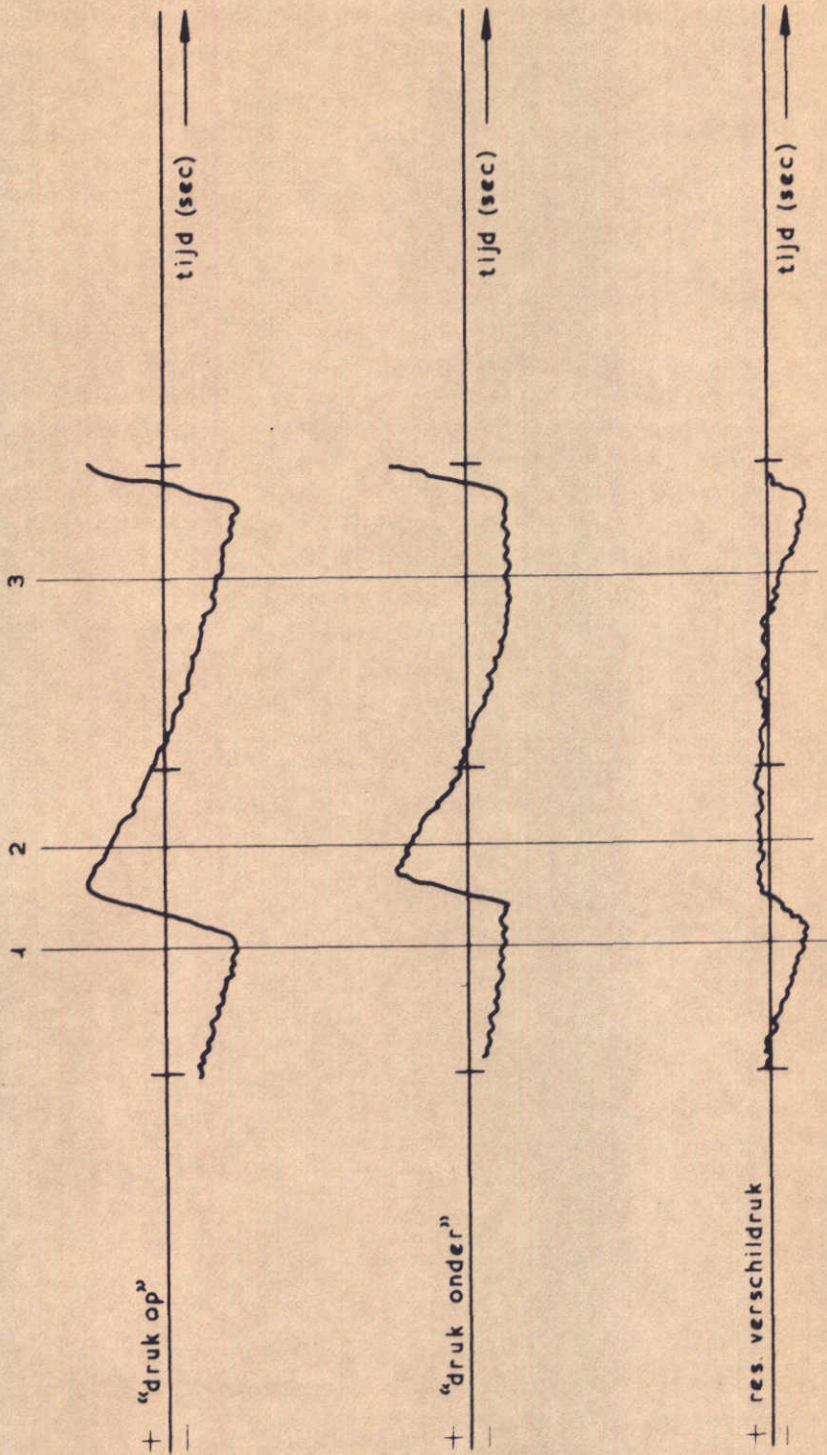


"VERSCHILDRUK ALS GEVOLG VAN PHASEVERSCHUIVING" ,WEVERS (1970)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 5

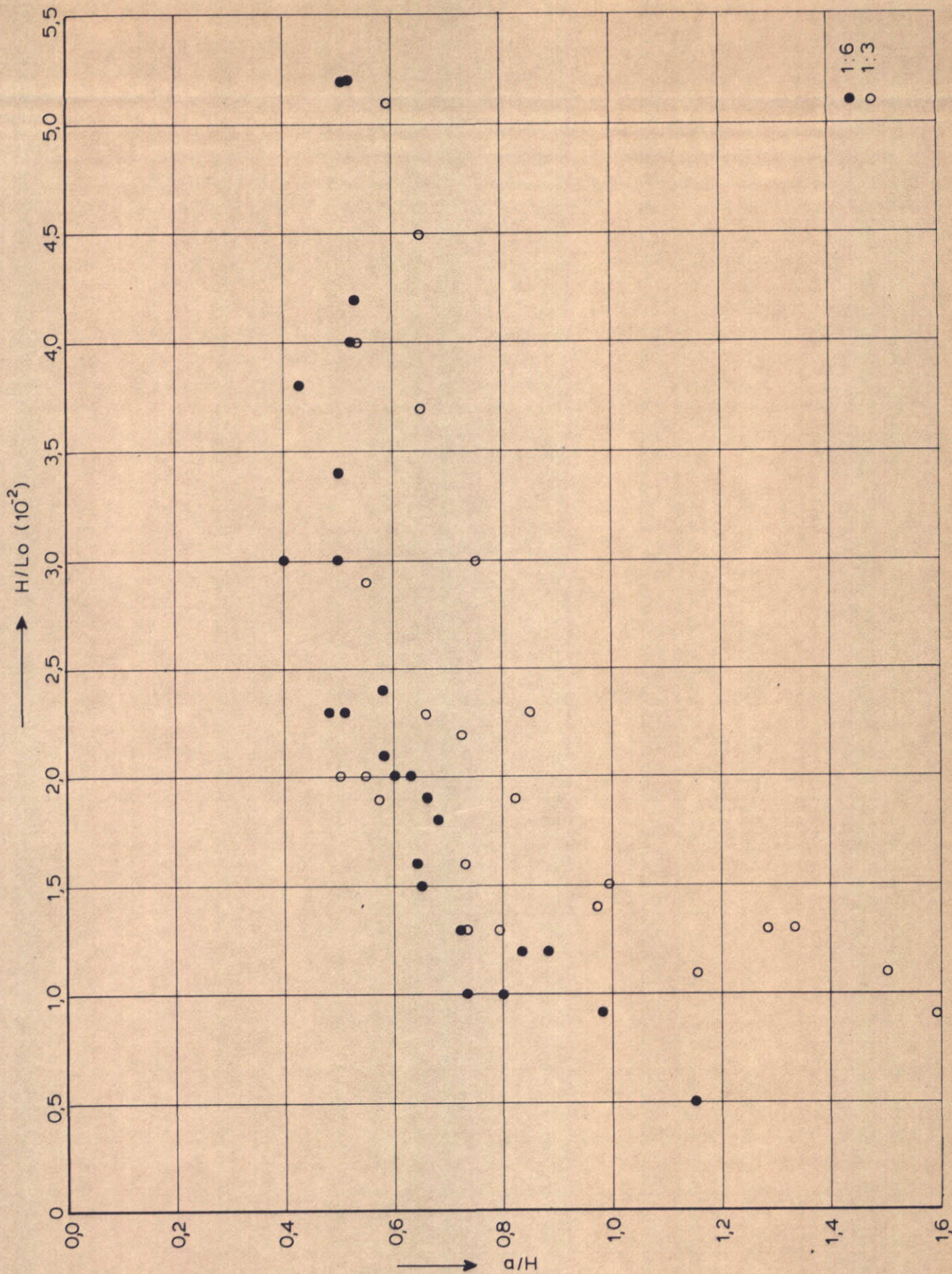


"QUASI-STATISCHE VERSCHILDRUK"
WEVERS (1970)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 6



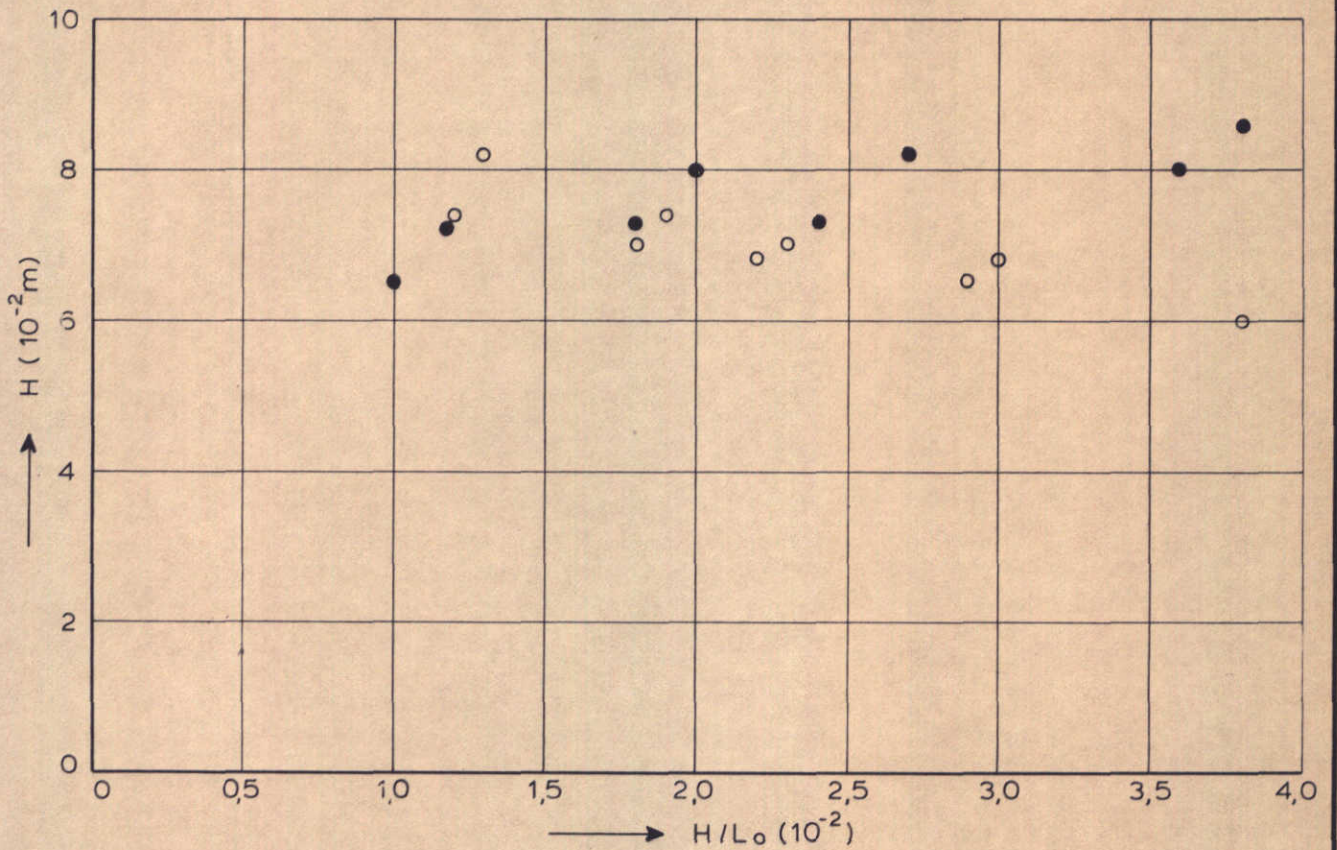
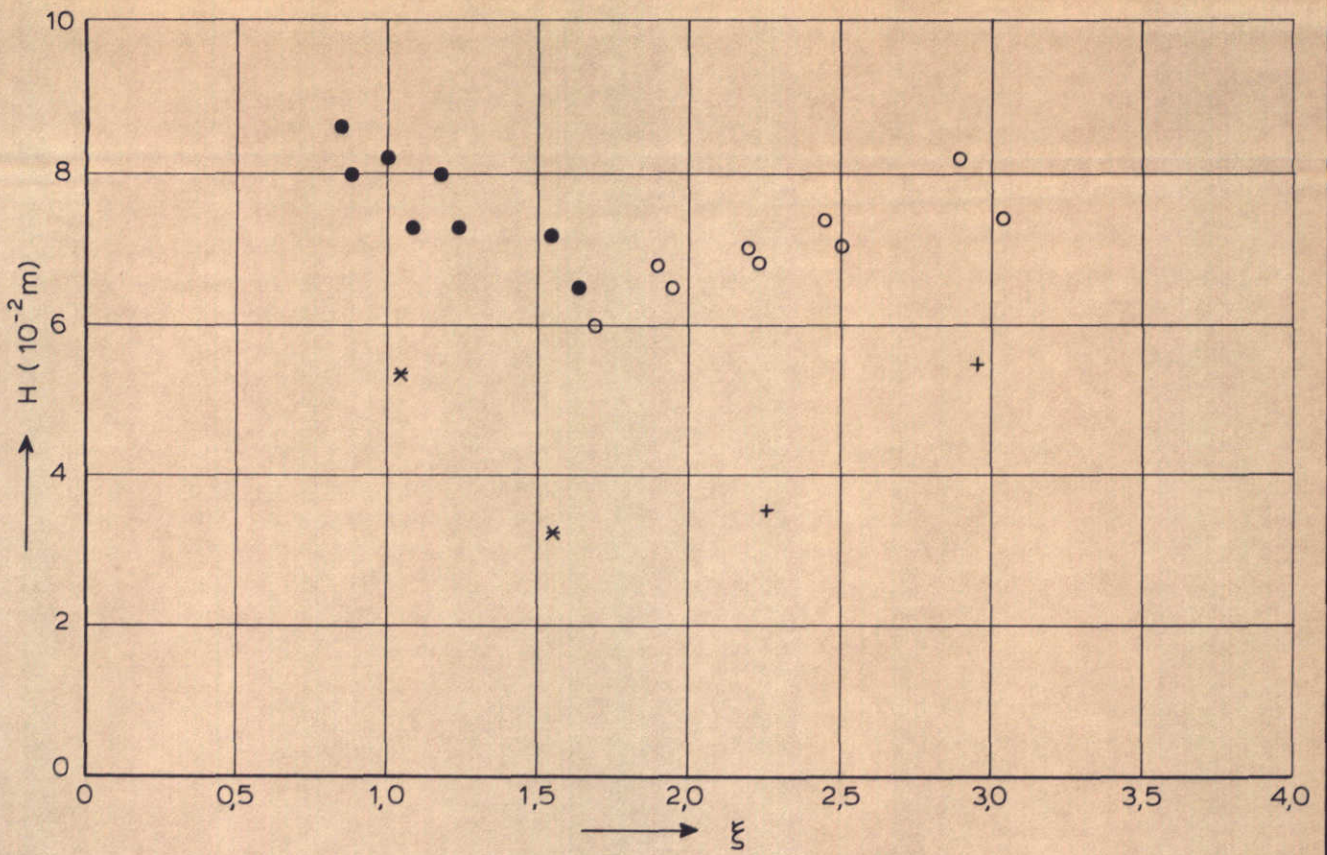
zie tabel 3

PLAATS BEGIN SCHADE, WEVERS (1970)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 7



● 1:6 * 1:6 diagonale zetting
 ○ 1:3 + 1:3 diagonale zetting

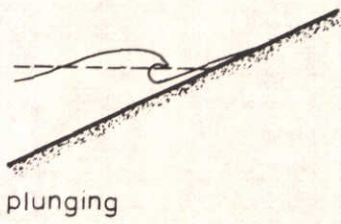
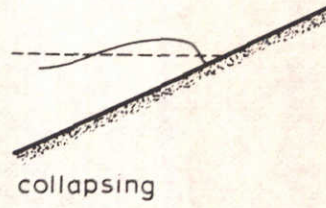
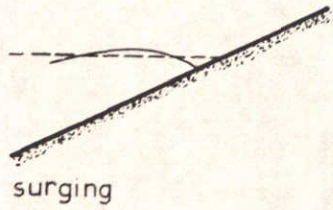
zie tabel 4

GOLFGEGEVENS WAARBU SCHADE OPTRAD ,
 WEVERS (1970)

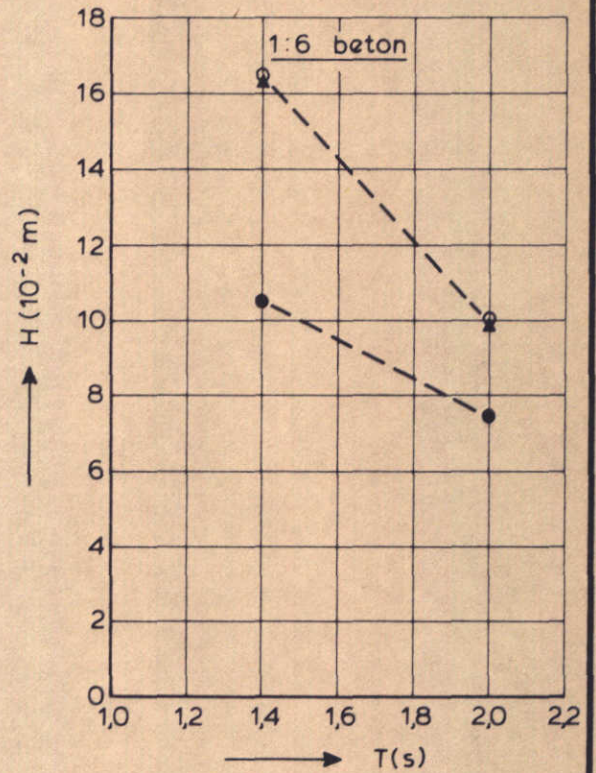
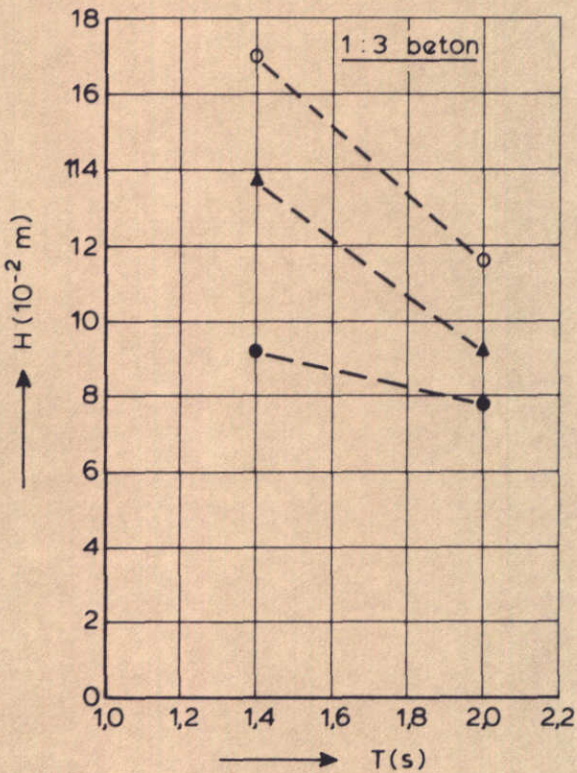
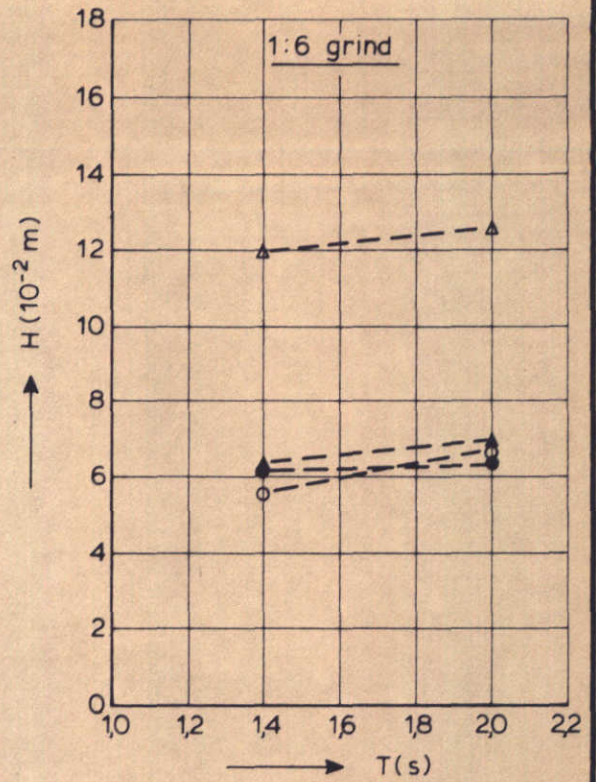
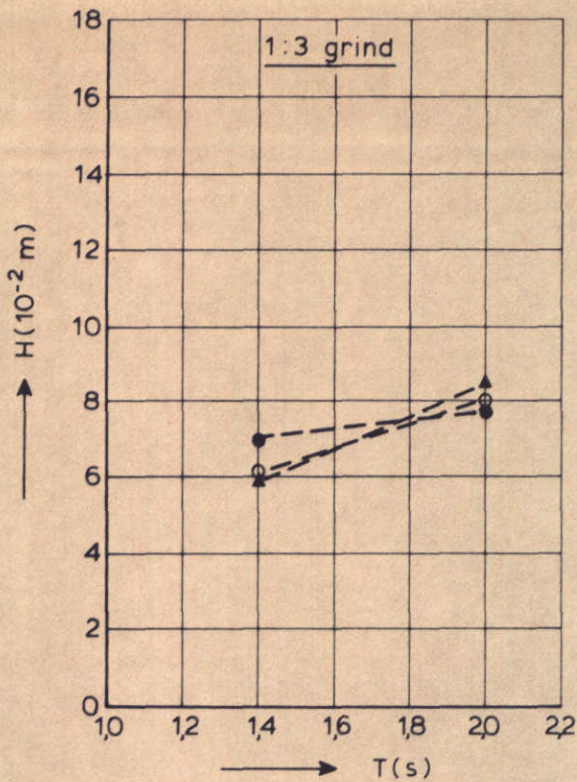
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 8



BREAKER TYPEN



- bloktype A 4×4×2 cm³
- bloktype B 6×6×2 cm³
- ▲ bloktype C 4×4×2 cm³ + vellingkanten
- △ bloktype D 4×4×2 cm³ + 2 gaten ∅ 8 mm

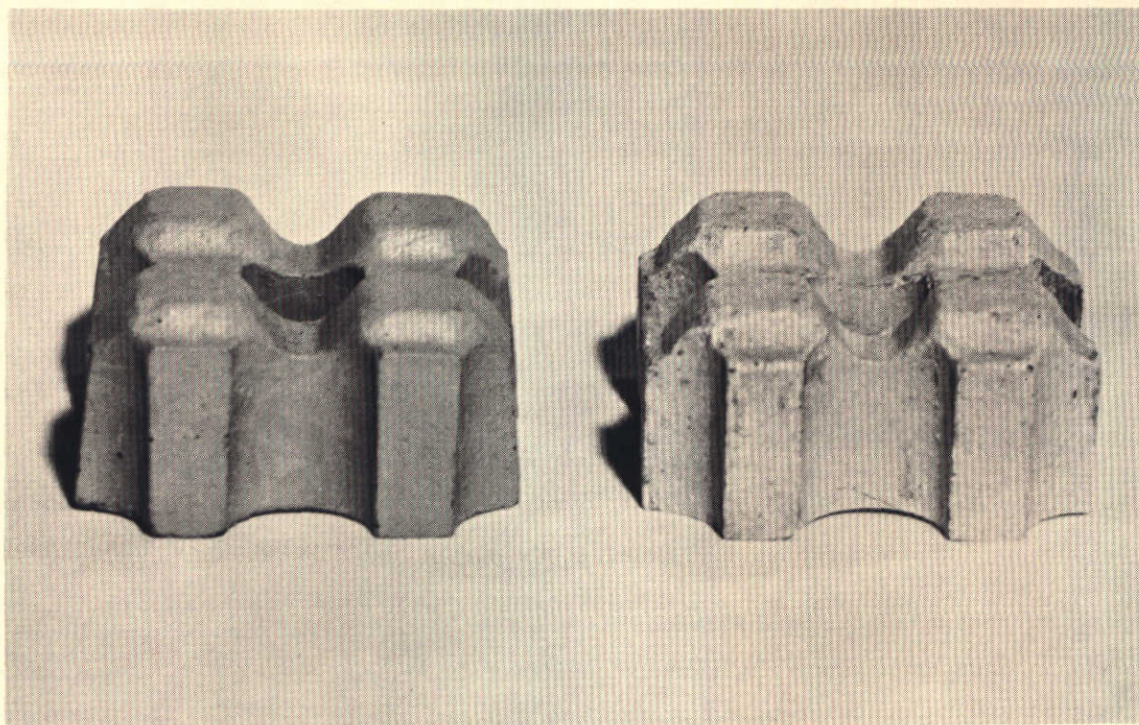
zie tabel 5

SCHADE - GOLFGEGEVENS VOOR VERSCHILLENDE
BLOKTYPEN EN FUNDERINGSLAGEN; WEVERS (1970)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 10



schuine zijden

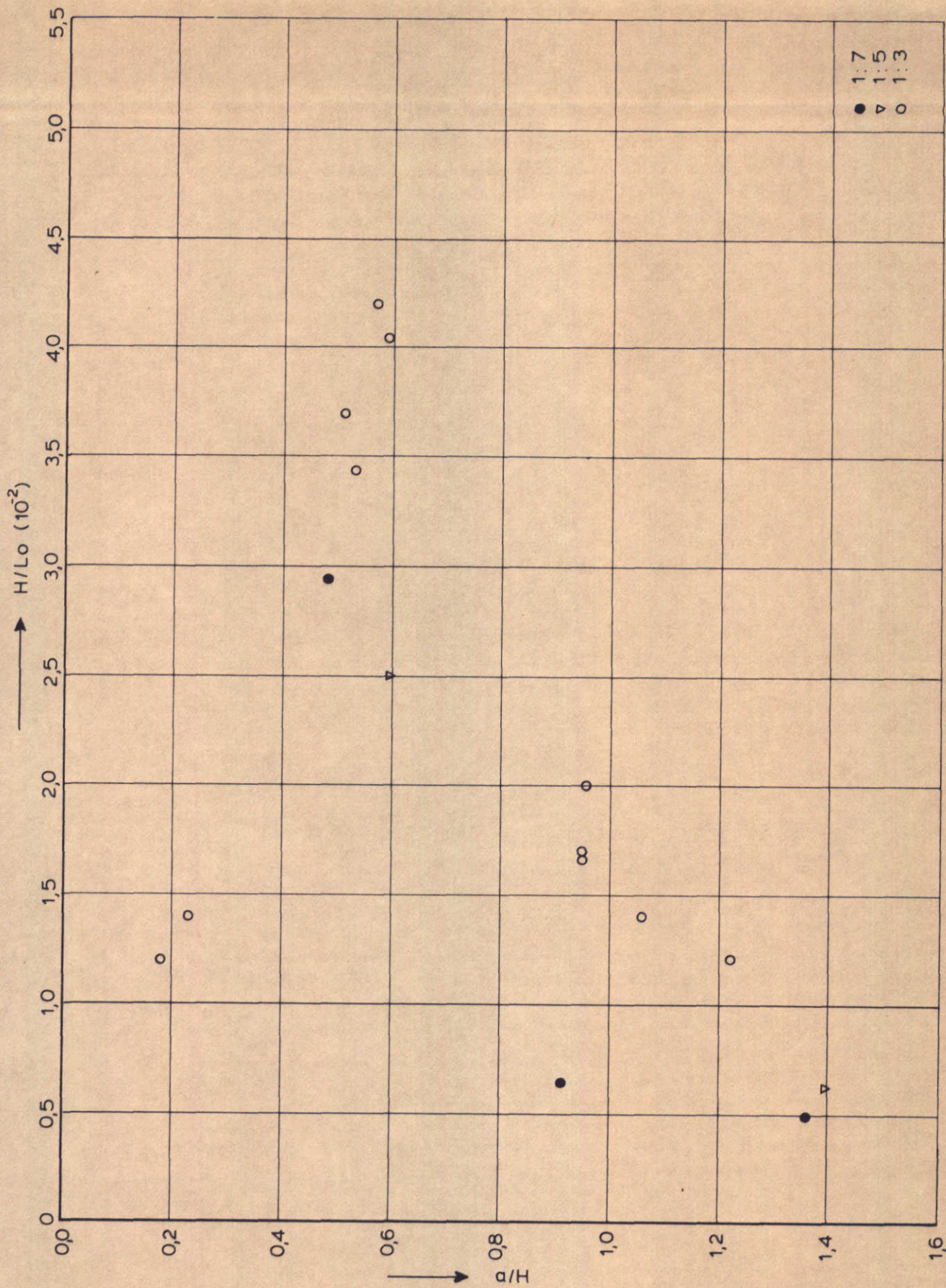
rechte zijden

GOBI BLOKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 11



zie tabel 6

PLAATS BEGIN SCHADE ; KOSTENSE (1973)

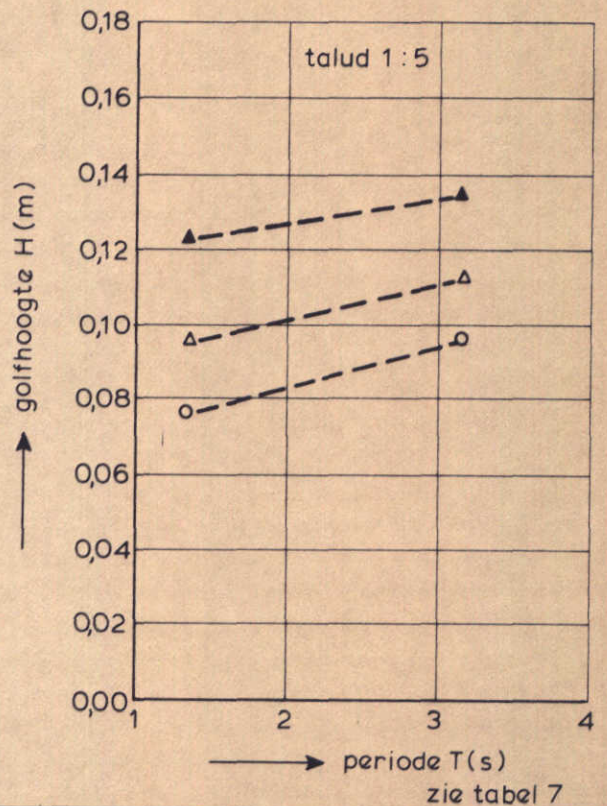
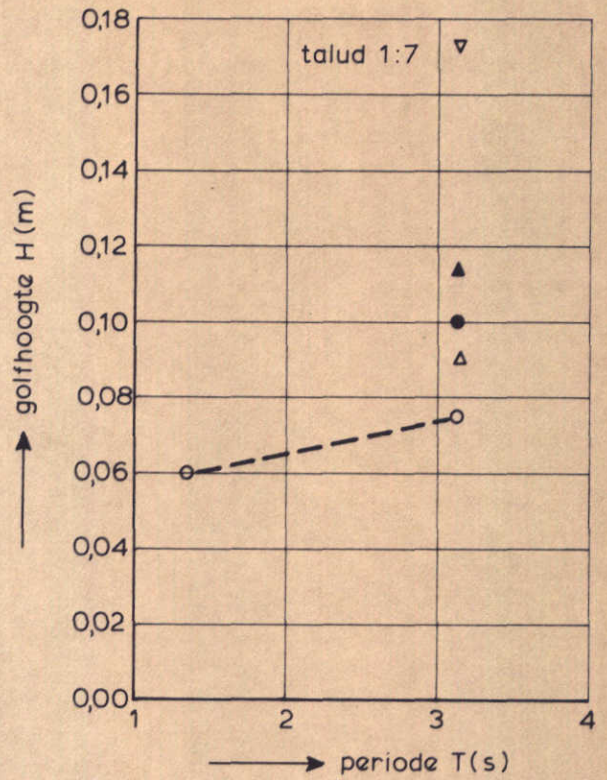
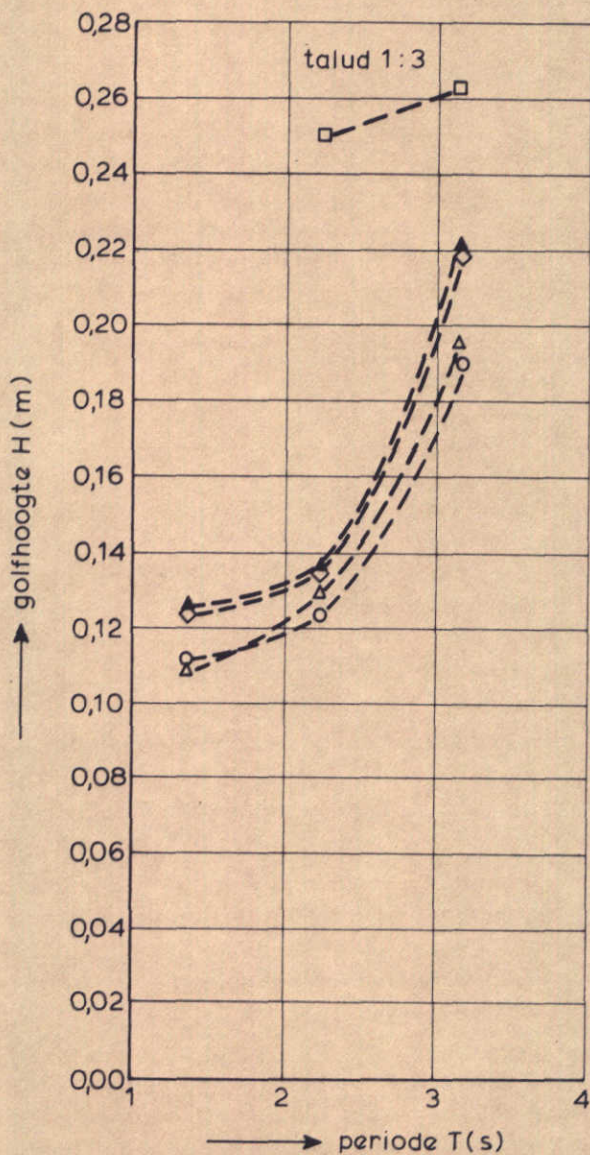
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

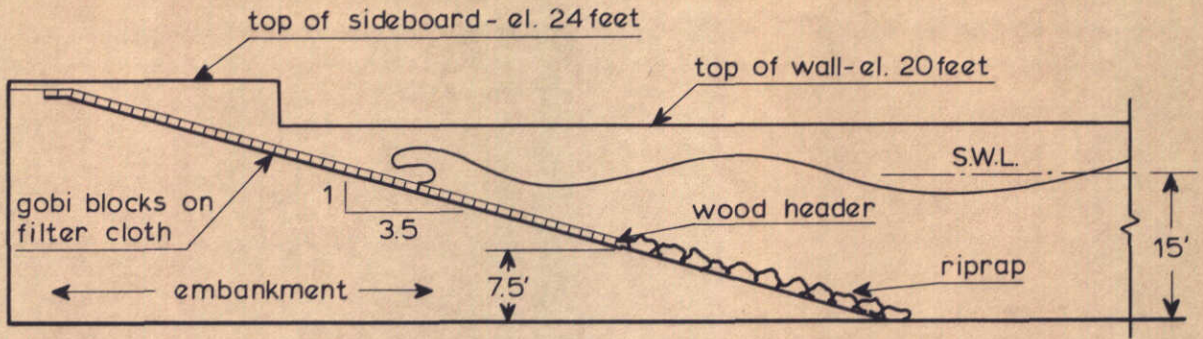
FIG. 12

GOBI BLOKKEN

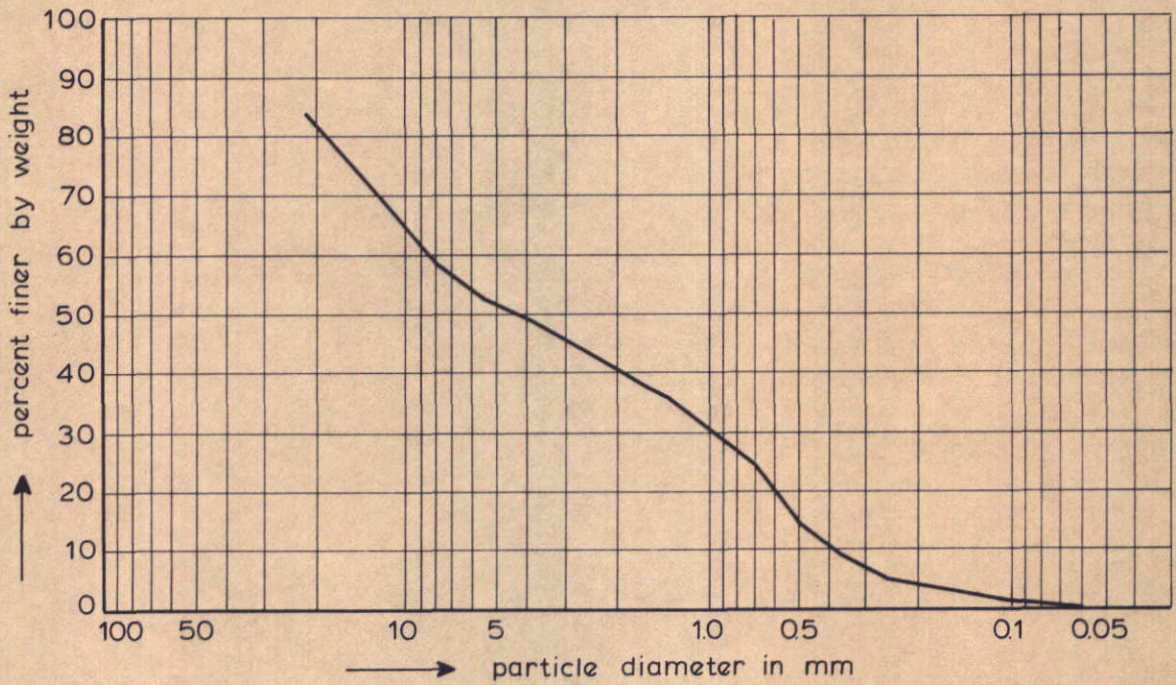
symbol	matgrootte	blokafm.(cm ³)	ρ (kg/m ³)
○	enkel blok	4x4x2	2300
●	enkel blok	4x4x2	2950
△	2x2 blokken	4x4x2	2300
▲	2x2 blokken	4x4x2	2950
▽	3x5 blokken	4x4x2	2300
□	enkel blok zonder afschuiningen	4x4x2	2300
◇	enkel blok	6x6x2	2300



GOLFGEGEVENS WAARBIJ SCHADE OPTRAD;
KOSTENSE (1973)



LARGE WAVE TANK SECTION



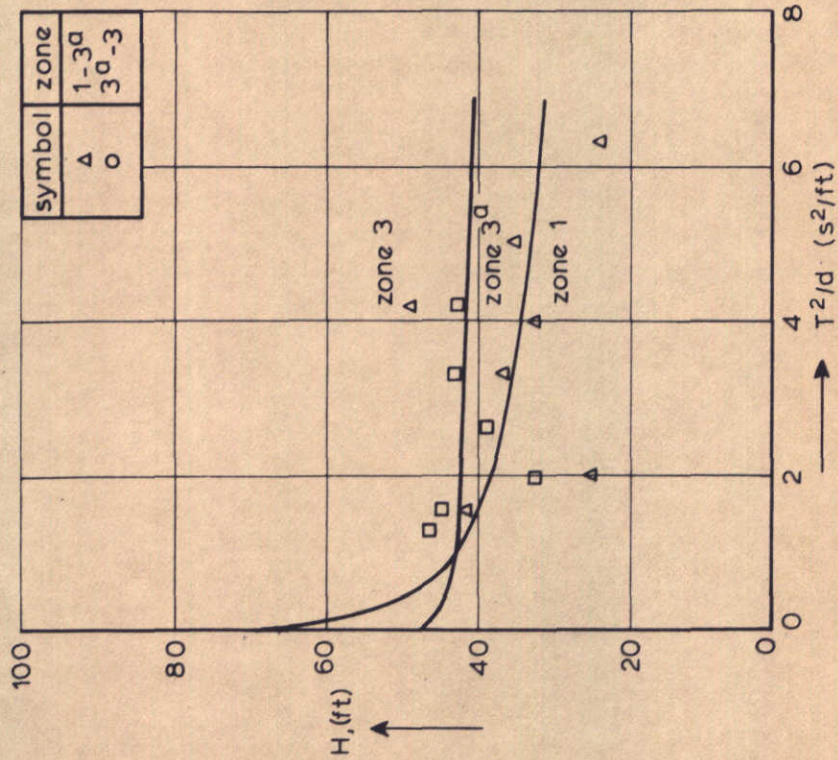
EMBANKMENT GRADATION CURVE

ONDERZOCHT PROFIEL MC. CARTNEY EN
AHRENS (1975)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1795

FIG. 14

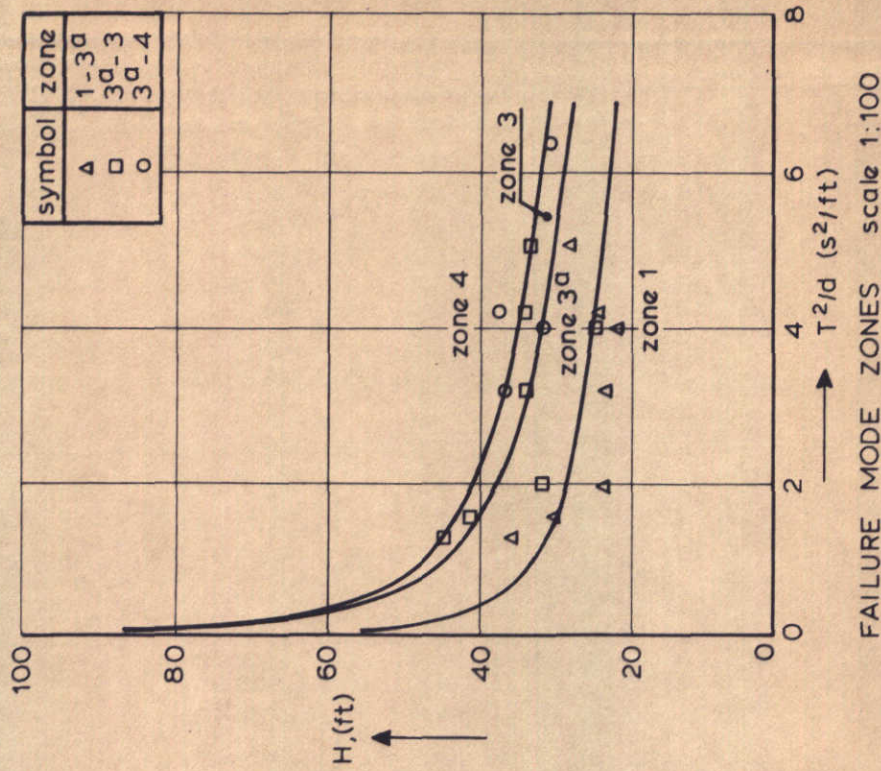


FAILURE MODE ZONES scale 1:10

slope 1:2

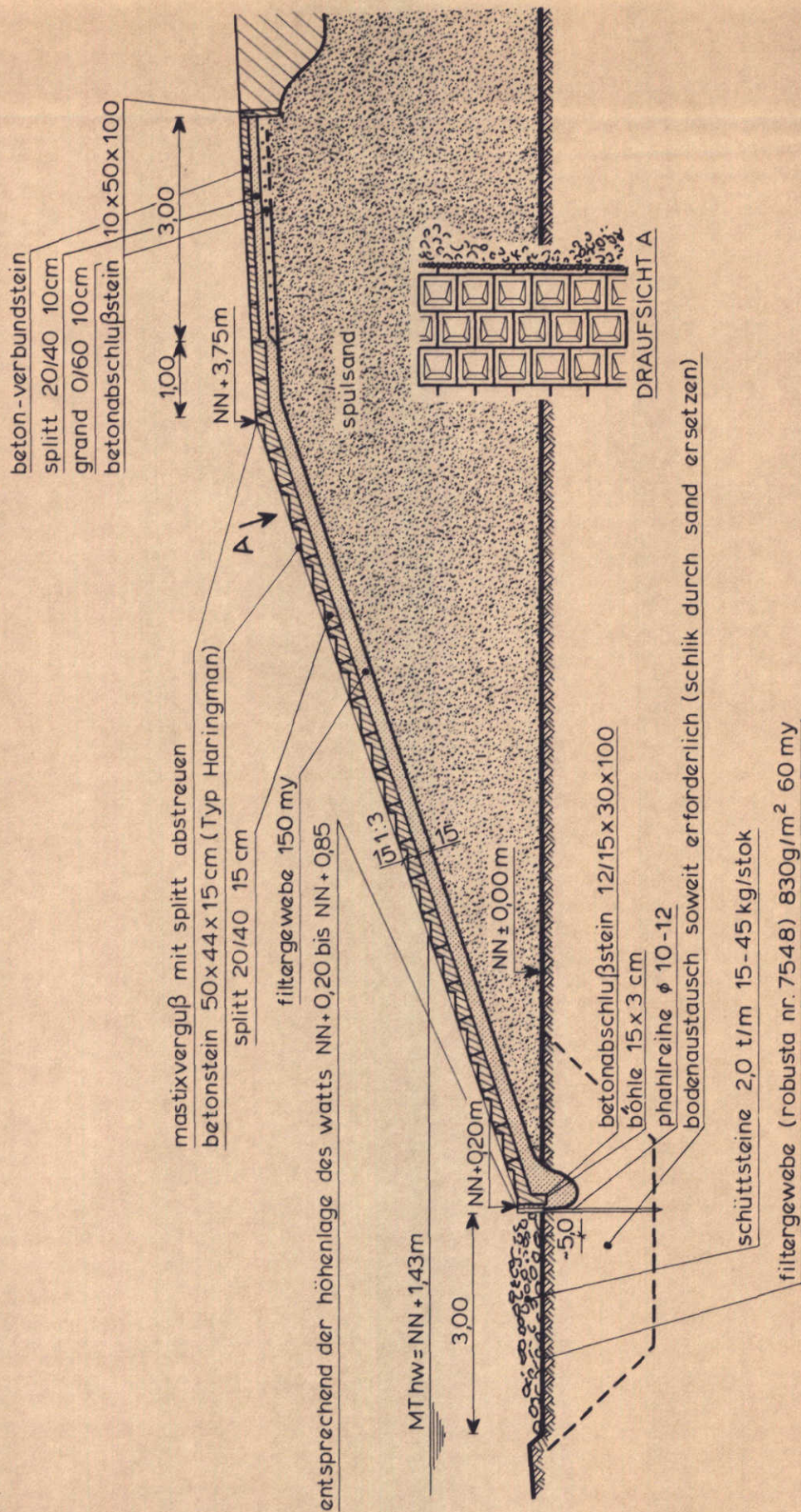
- zone 1: no movement of armor units
- zone 2: local movement but no displacement.
- zone 3^a: few units displaced.
- zone 3: damage stops before 10 units are displaced per 100 lineal feet of breakwater
- zone 4: continuous damage will ultimately destroy armor layer.
- zone 5: immediate, complete failure of the armor layer.

This failure mode analysis was used to identify levels of failure in the placed stone study. Results for 1:10 and 1:100 scale models are presented in Figs. Damage to A and A* armor materials are summed in these figures.

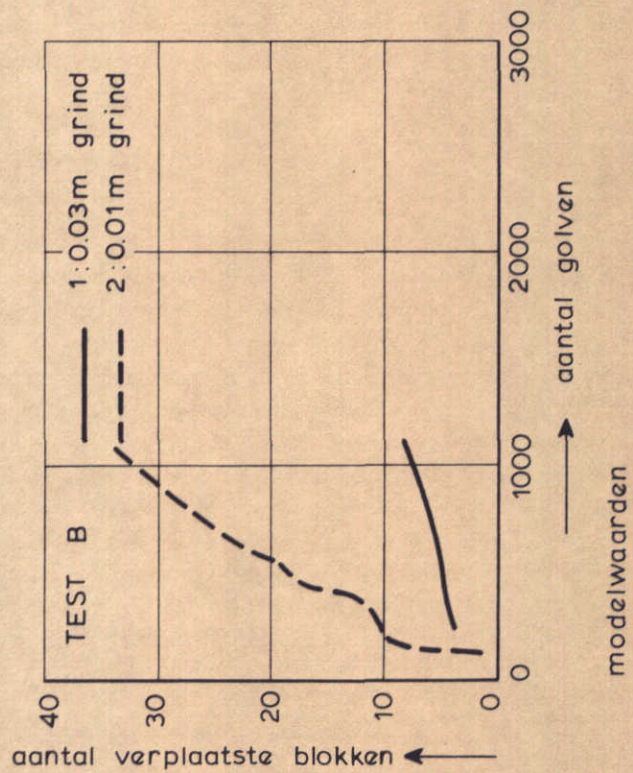
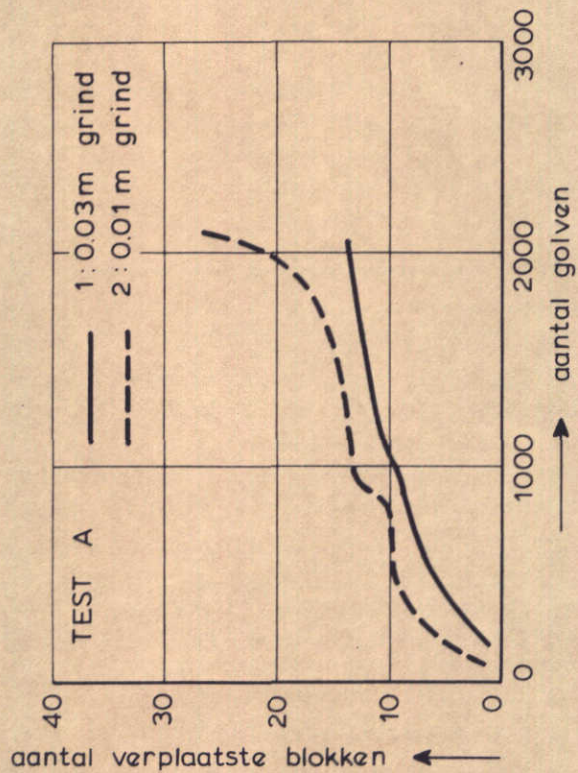
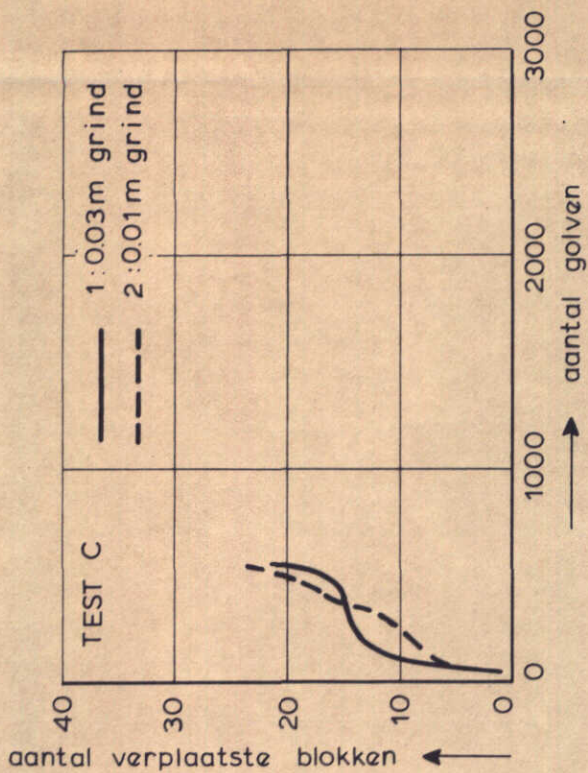


FAILURE MODE ZONES scale 1:100

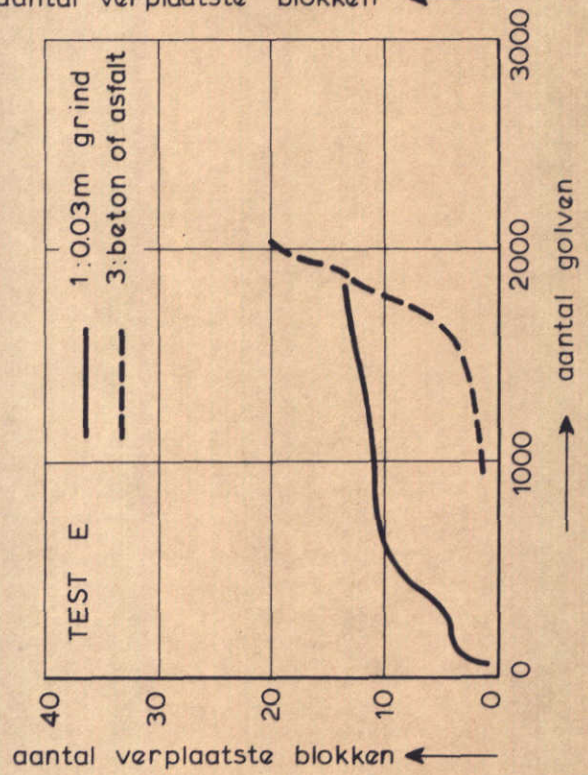
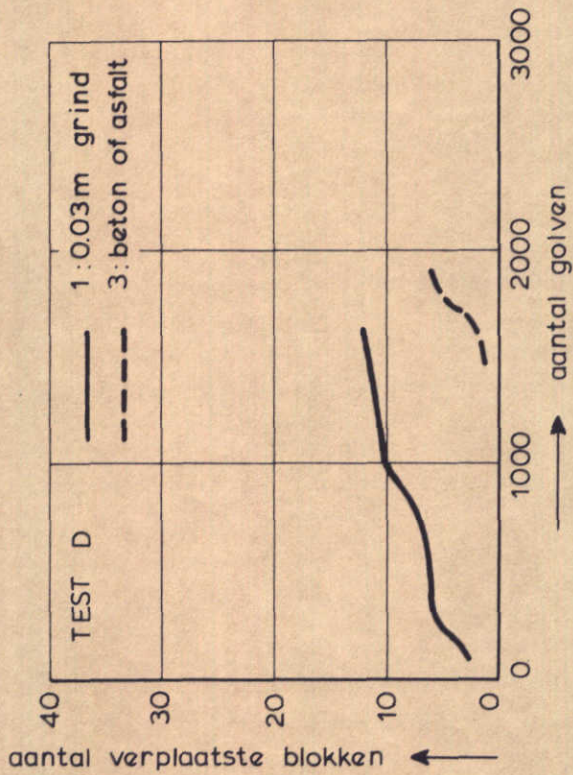
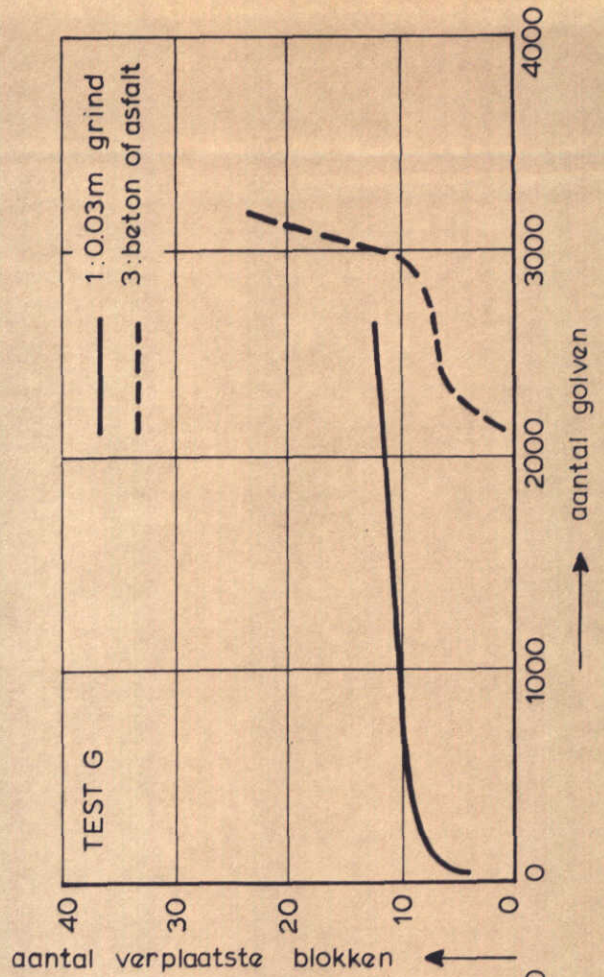
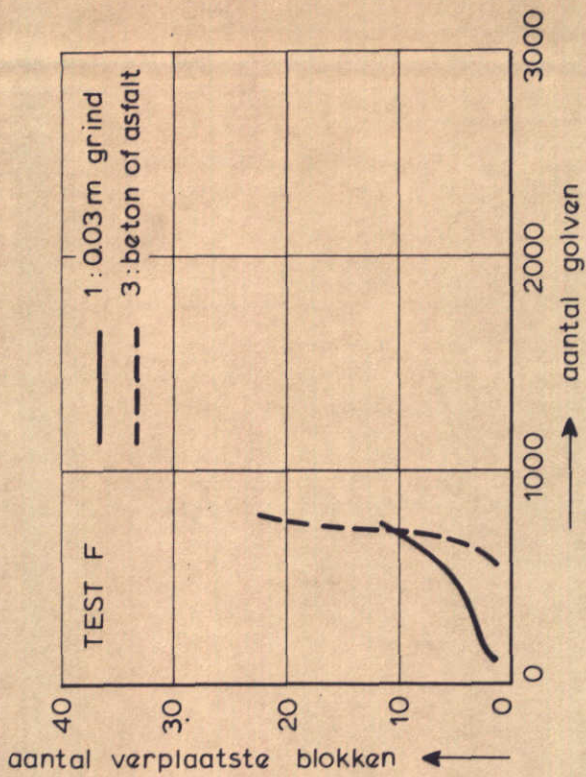
DECKWERK I



DOORSNEDE TALUD FUHRBOTER E.A. (1974)

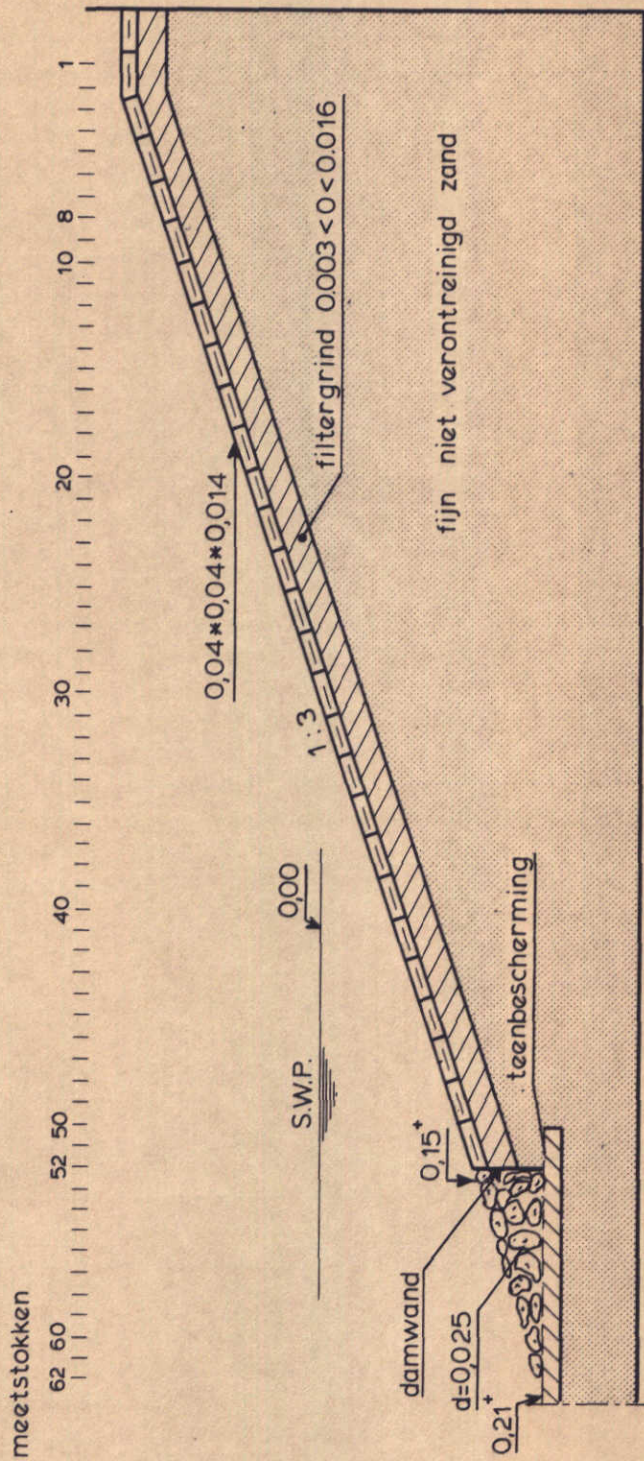


SCHADE ALS FUNCTIE VAN AANTAL GOLVEN ;
FUHRBOTER E.A. (1976)



modelwaarden

SCHADE ALS FUNCTIE VAN AANTAL GOLVEN;
FUHRBOTER E.A. (1976)

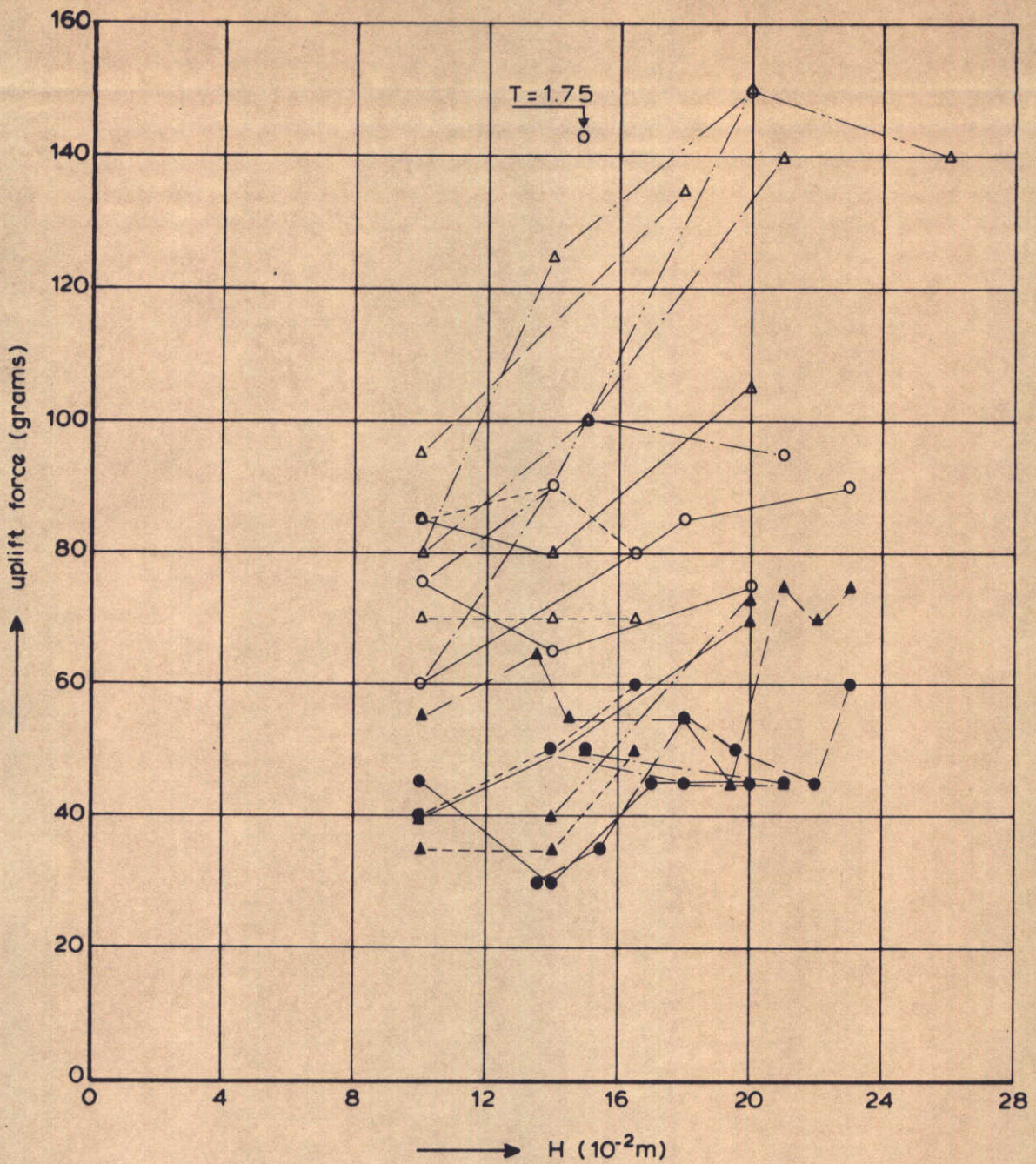


DWARSDOORSNEDE ONDERZOCHE PROFIEL ;
TASMA (1978)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

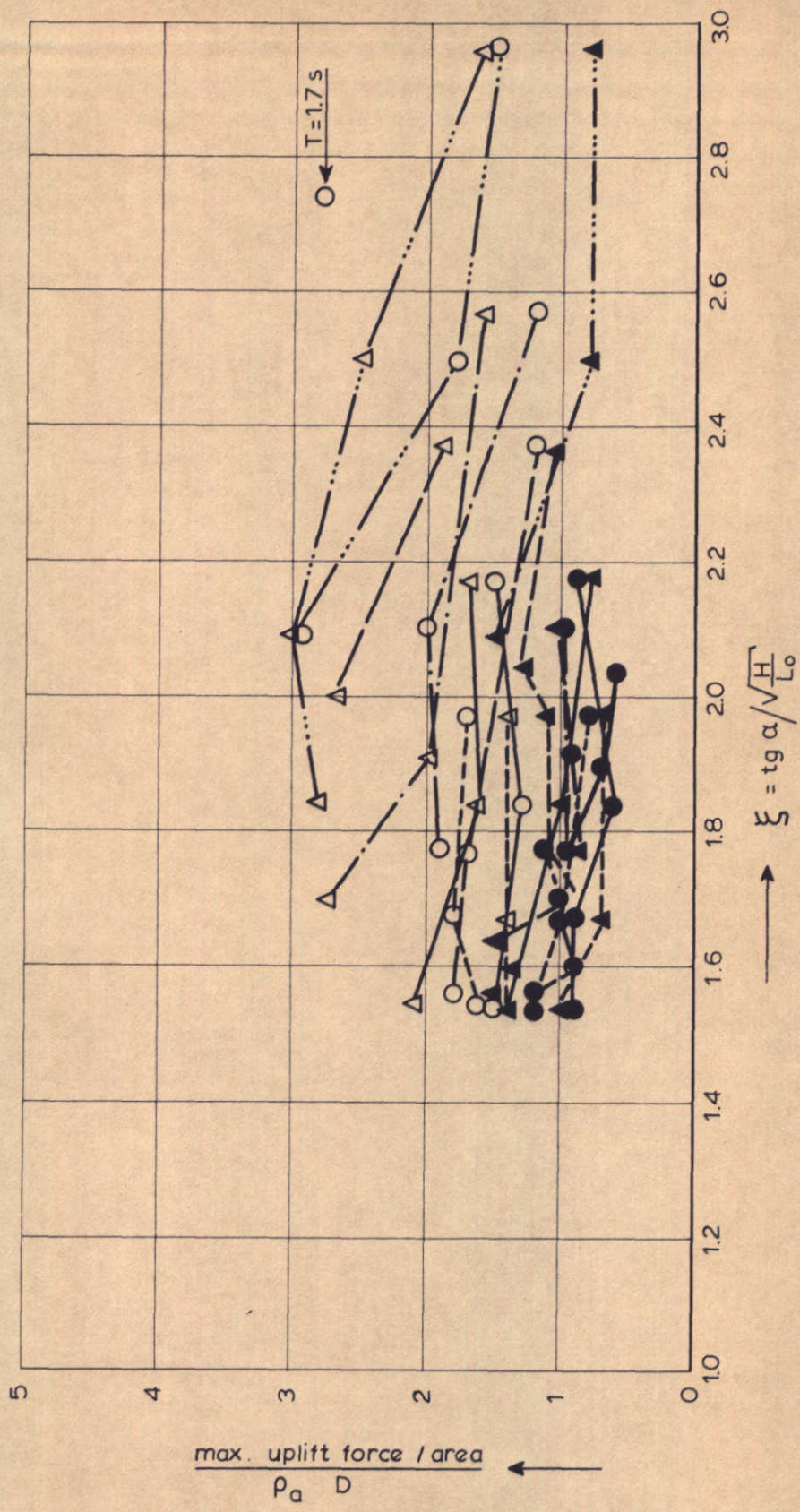
FIG. 19



helling 1:2

	ruimte tussen blokken	ruimte onder blokken	periode
○ Table 2	8%	6%	----- 1,0s
△ Table 3	1%	6%	_____ 1,1s
● Table 4	8%	0,4%	----- 1,2s
▲ Table 5	1%	0,4%	----- 1,3s
			----- 1,5s

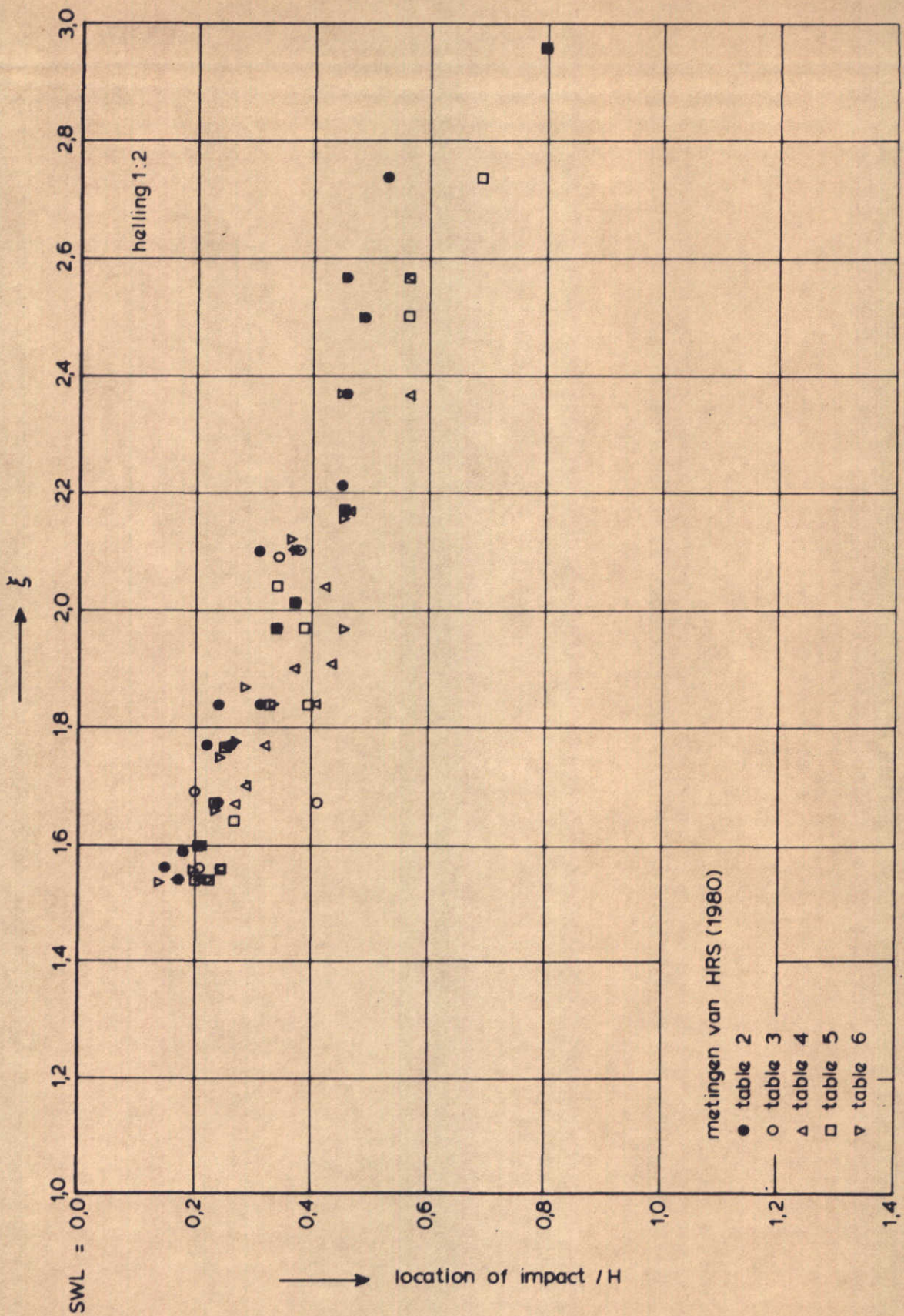
"UPLIFT FORCE" ALS FUNCTIE VAN GOLFHOOGTE ;
HRS (1980)



○	ruimte tussen blokken	ruimte onder blokken	T (s)
△	8‰	6‰	1.0
●	1‰	6‰	1.1
▲	8‰	0.4‰	1.2
	1‰	0.4‰	1.3
			1.5

helling 1:2

RELATIVE UPLIFT FORCE



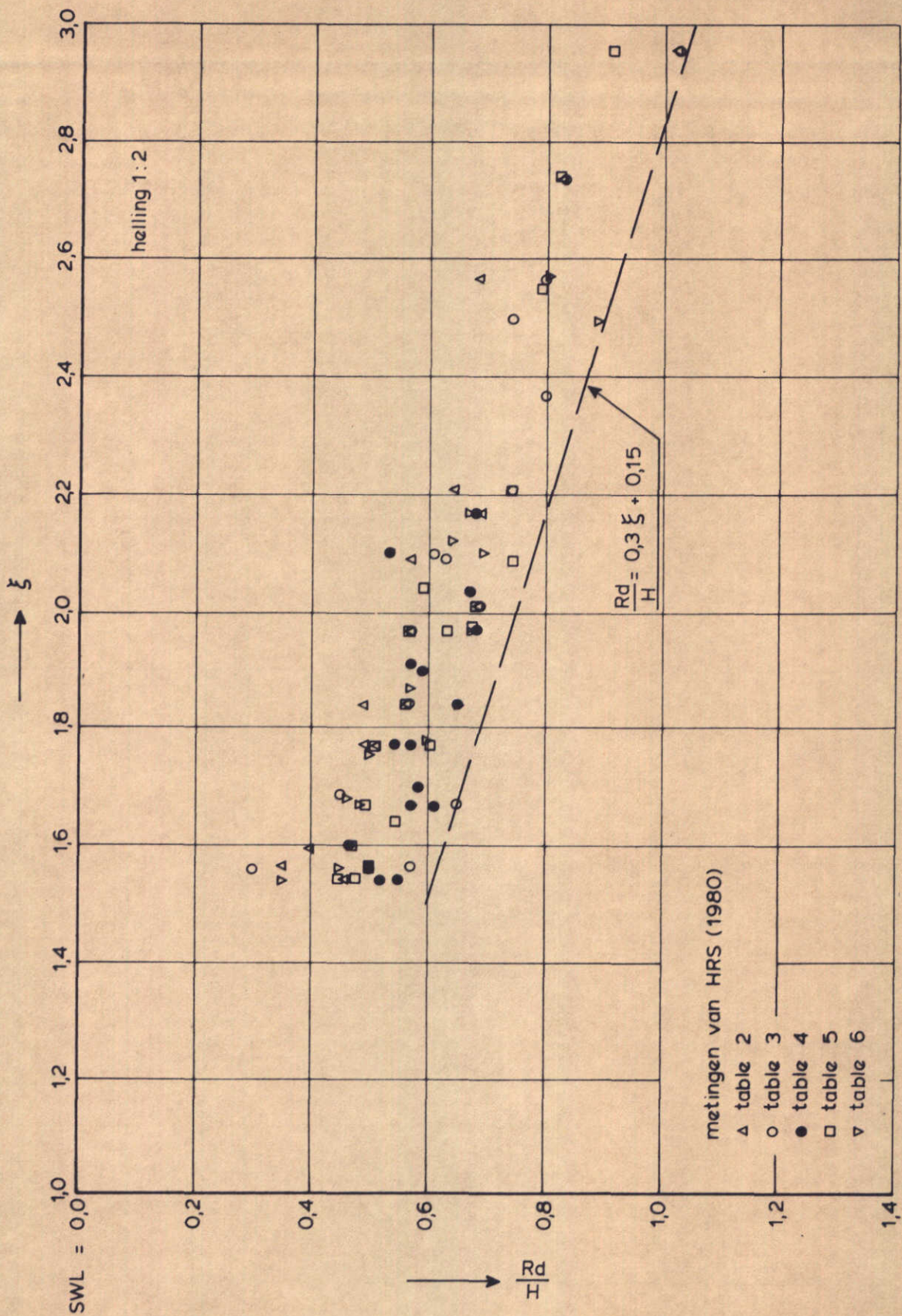
zie tabel 11

PLAATS VAN NEERKOMEN GOLF

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 22



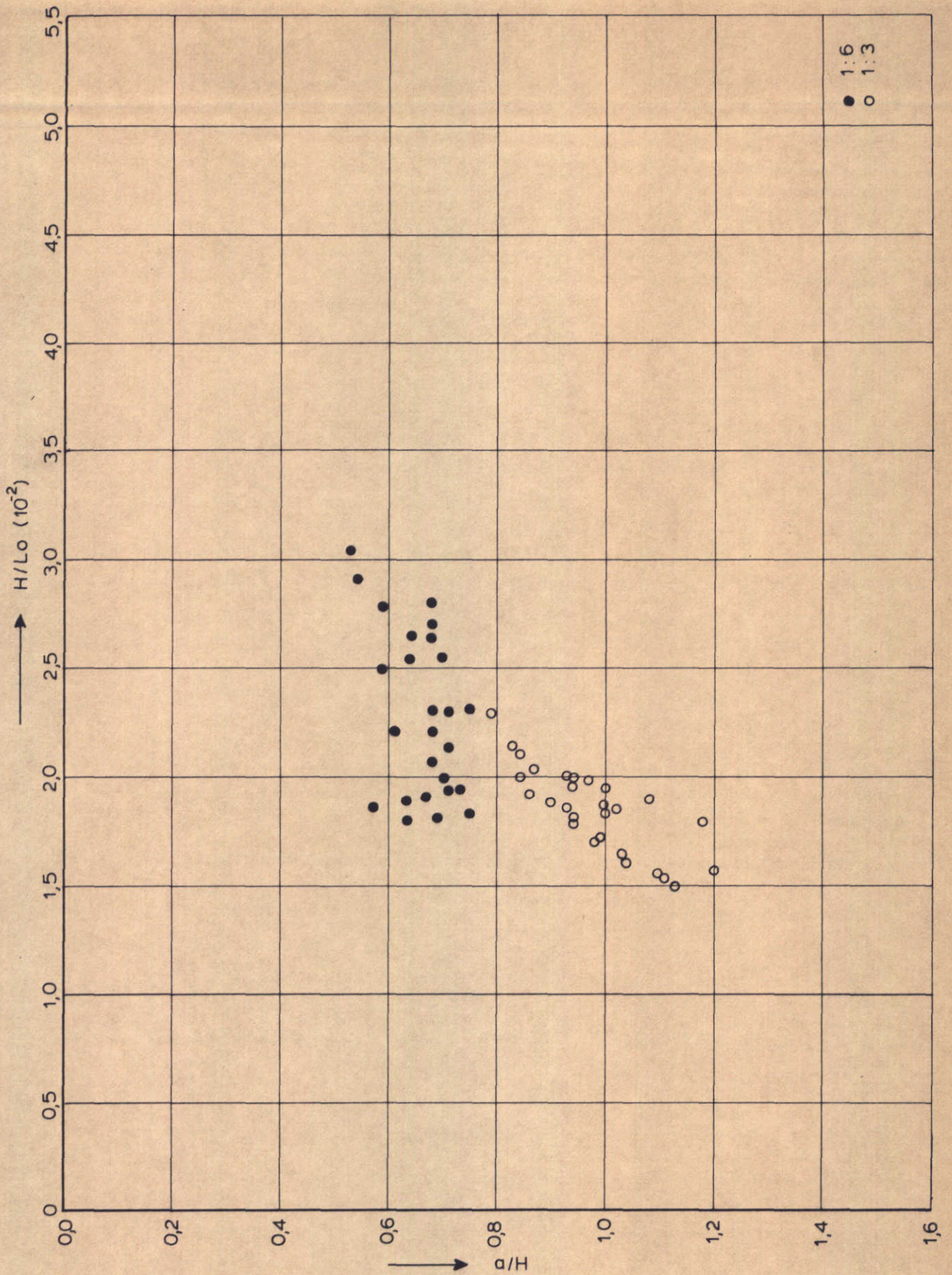
zie tabel 11

RUN-DOWN OP TALUD VAN GEZETTE STEEN

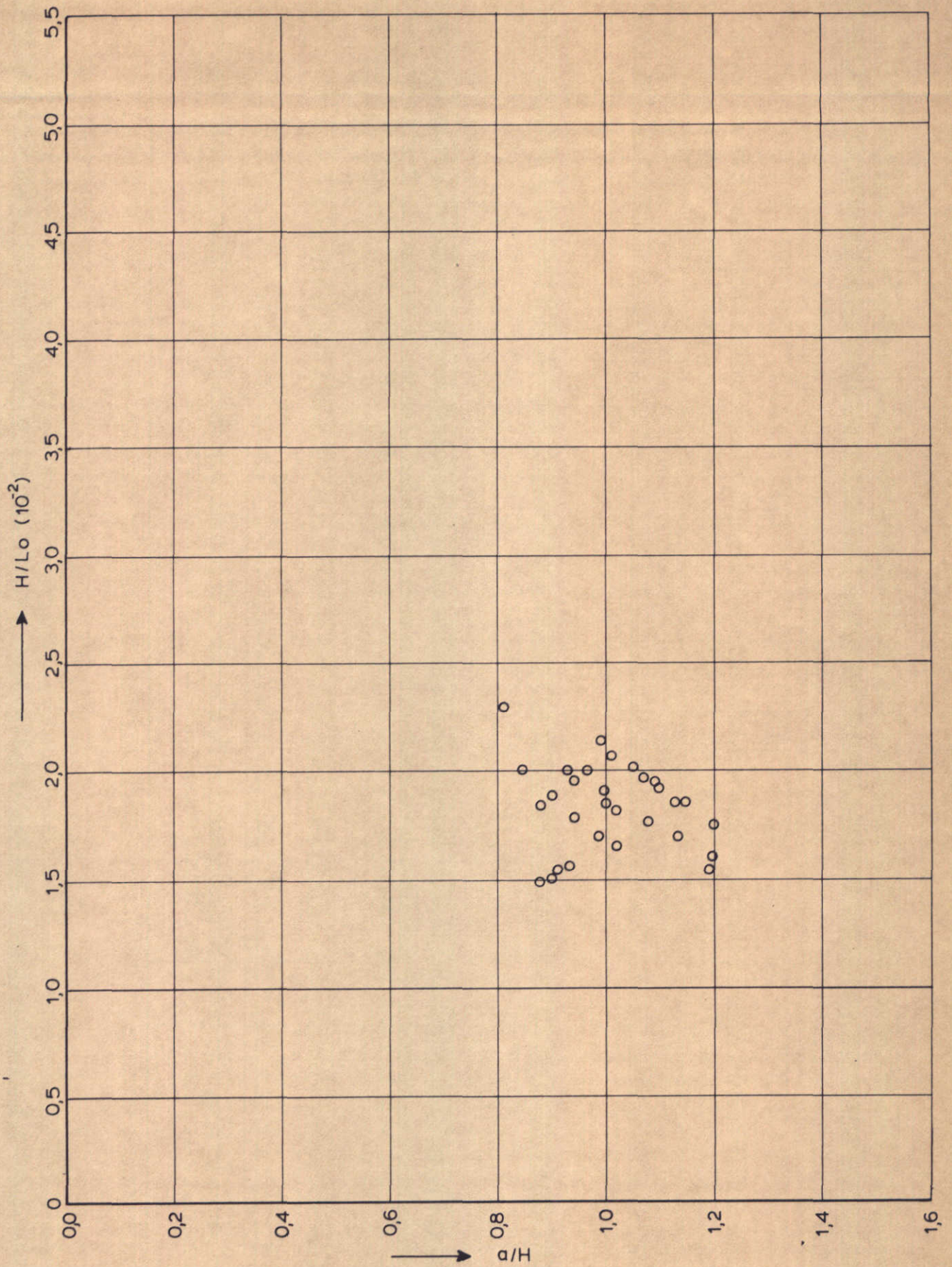
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 23



GEMIDDELDE PLAATS SCHADE REGELMATIGE
 GOLVEN ; KOSTENSE (1980-1)

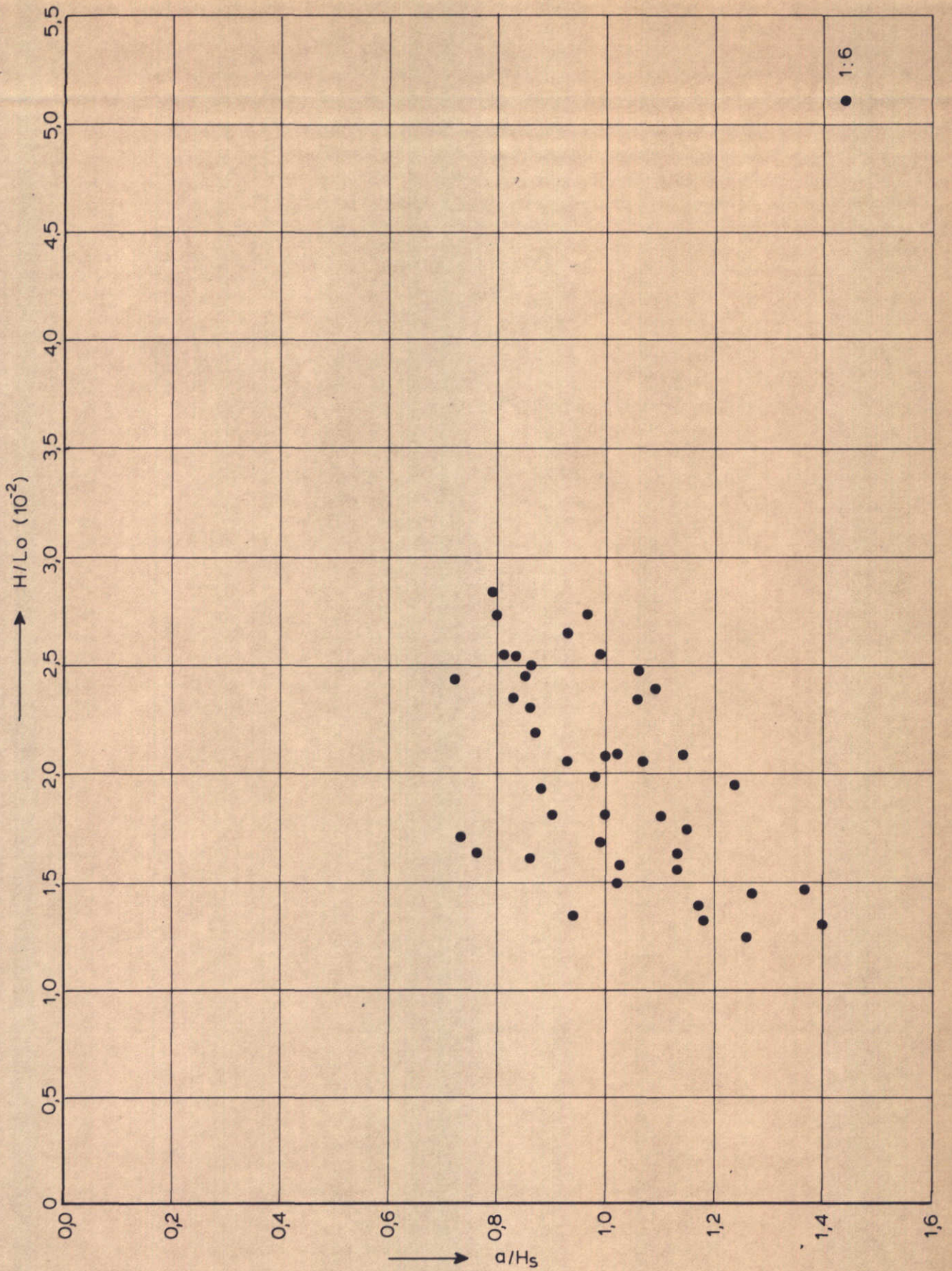


PLAATS BEGIN SCHADE ; REGELMATIGE
 GOLVEN ; KOSTENSE (1980 - 1)

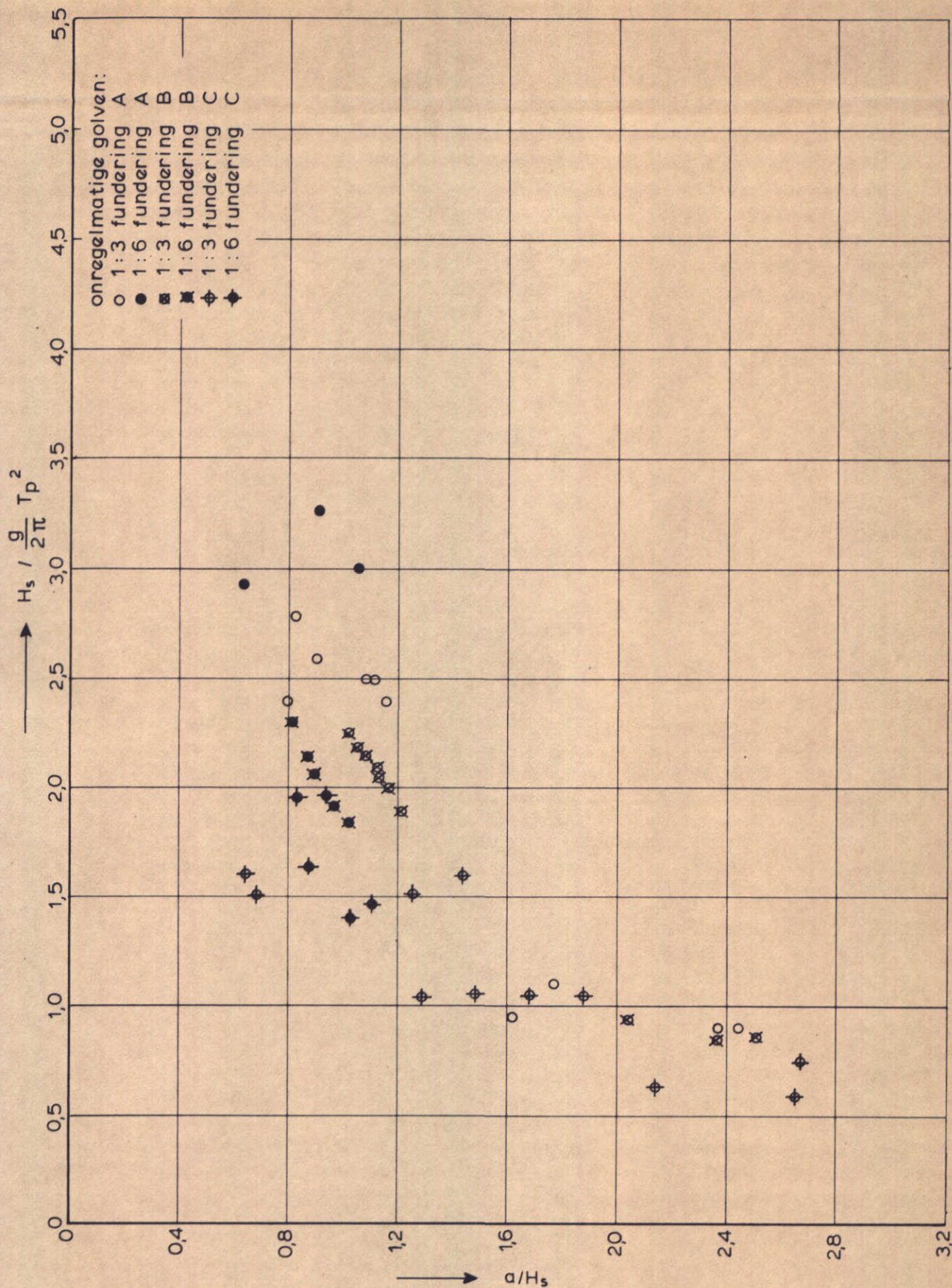
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

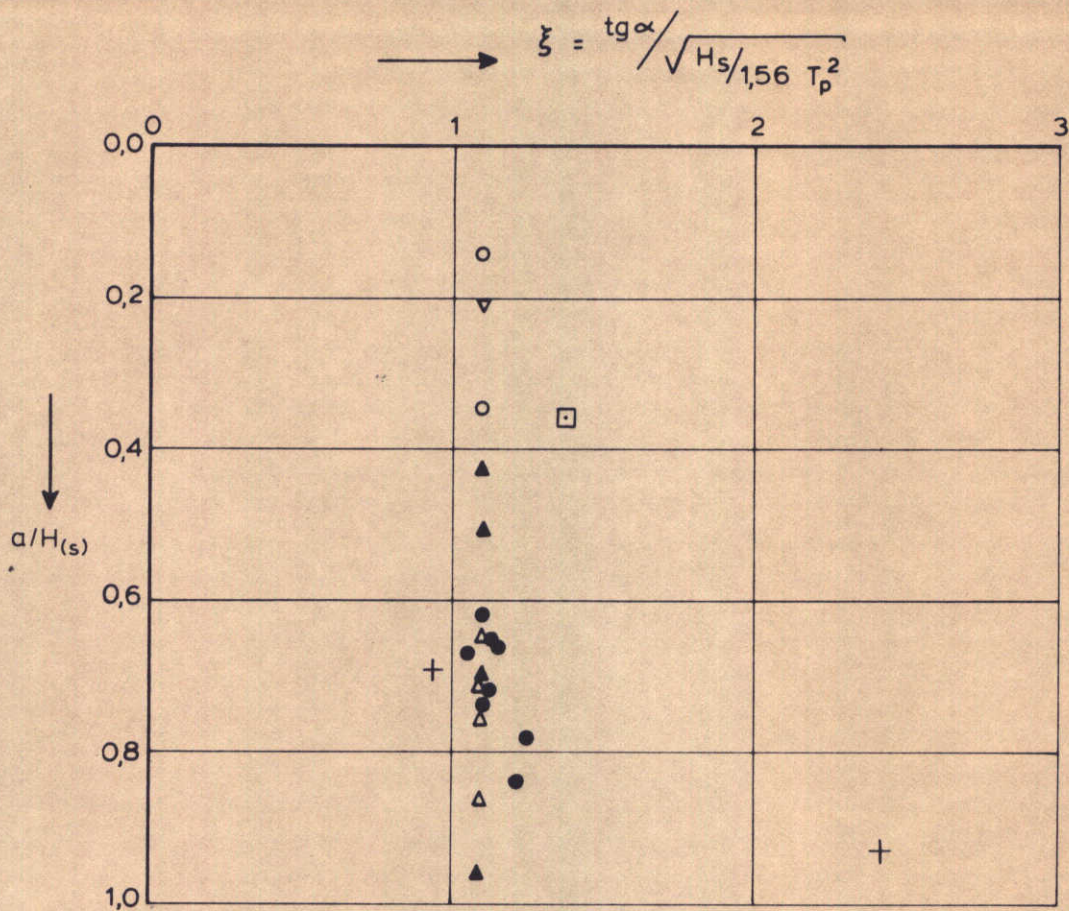
FIG. 25



GEMIDDELDE PLAATS SCHADE; ONREGELMATIGE GOLVEN;
 KOSTENSE (1980-1)



PLAATS SCHADE ; ONREGELMATIGE GOLVEN ;
KOSTENSE (1980-2)



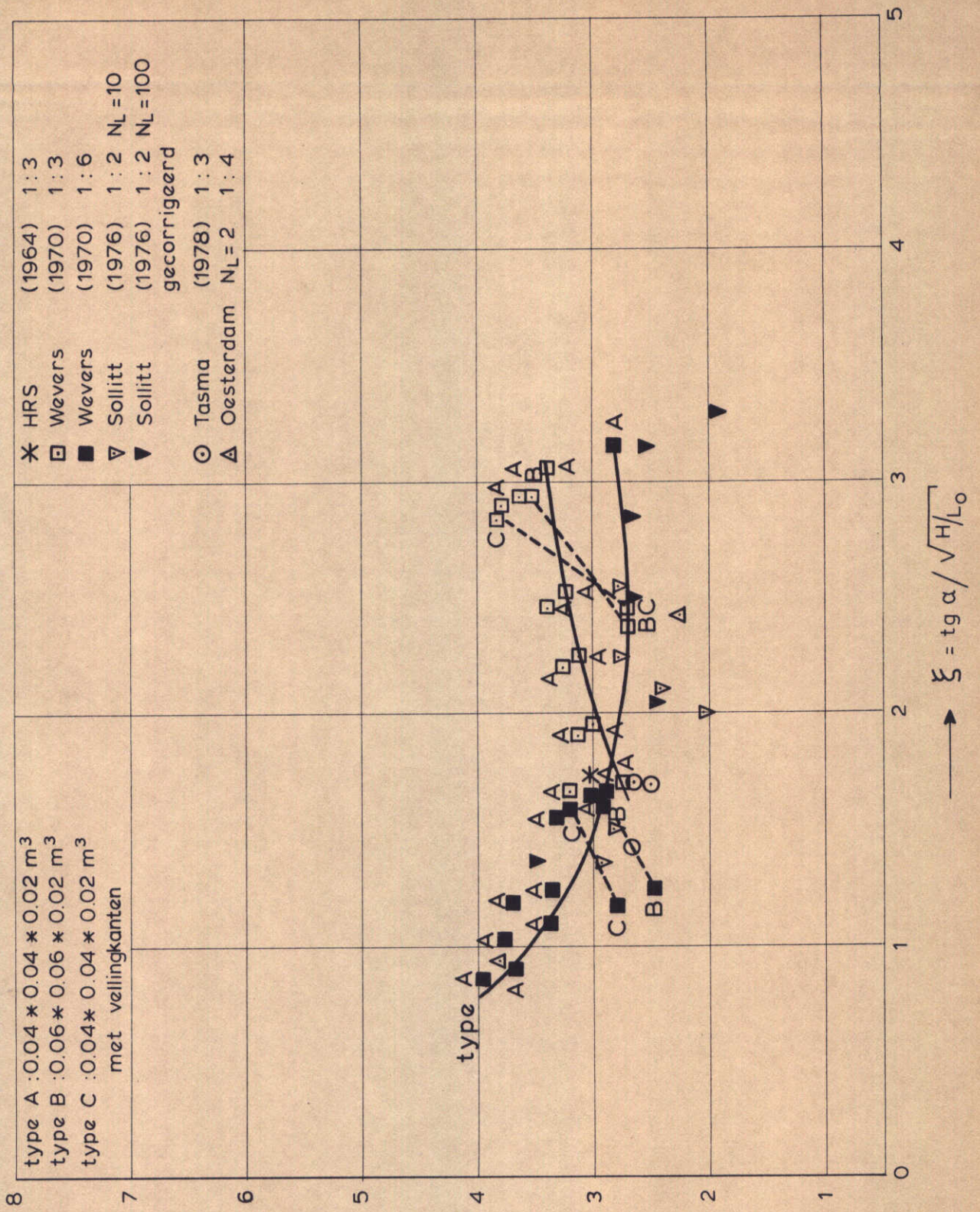
onregelmatige golven

- Oesterdamproef $N_L = 2$ 1:4 N.A.P. + 3,5 en 4,0 m
- △ Oesterdamproef $N_L = 10$ 1:4 N.A.P. + 3,5 m
- ▲ Oesterdamproef $N_L = 10$ 1:4 N.A.P. + 4,0 m
- Oesterdamproef $N_L = 10$ 1:4 N.A.P. + 3,0 m
- ▽ Oesterdamproef $N_L = 10$ 1:4 N.A.P. + 2,5 m

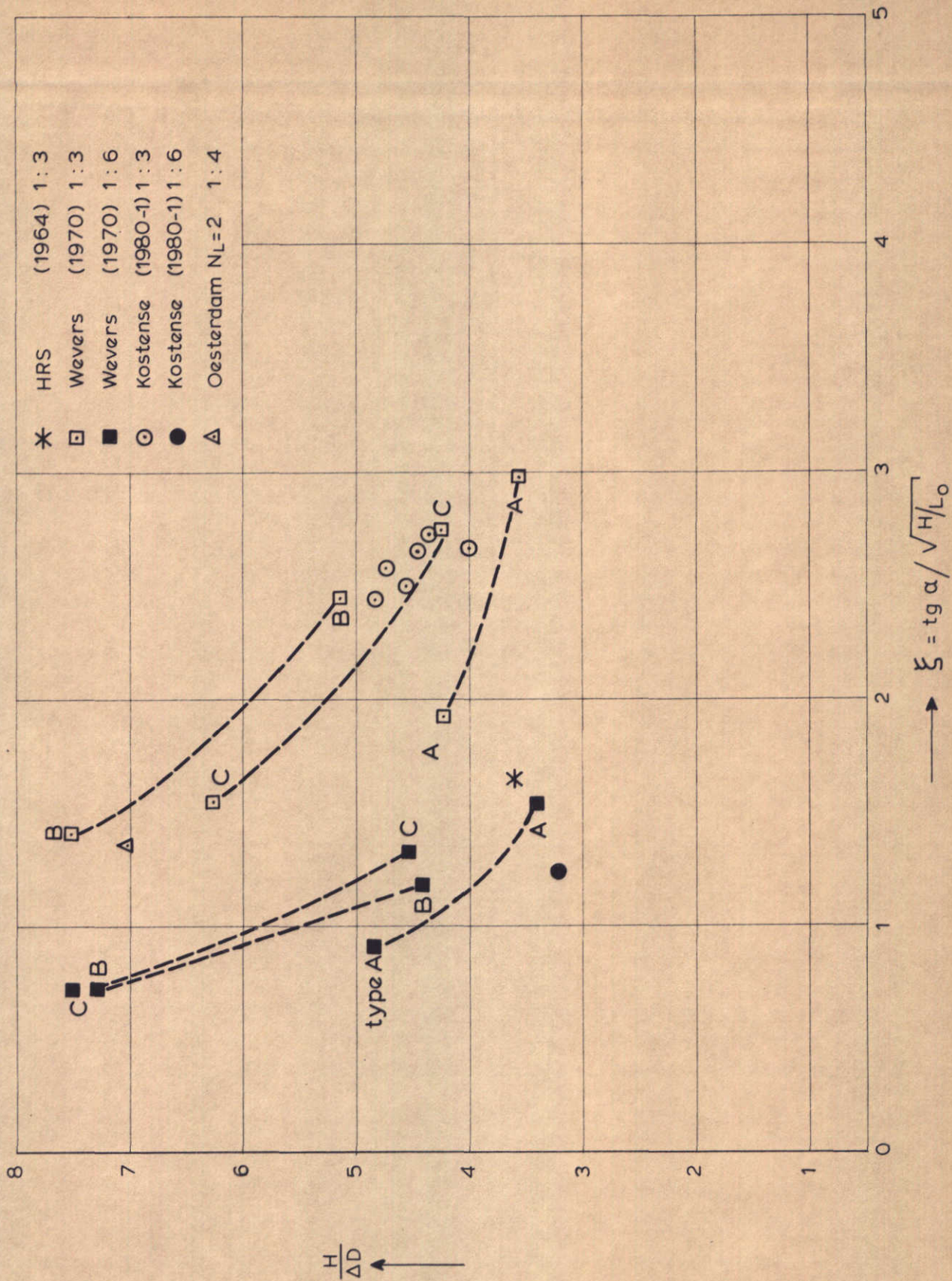
regelmatige golven

- + Oesterdamproef $N_L = 2$ 1:4 N.A.P. + 3,5 en 4,0 m ; grind
- Oesterdamproef $N_L = 2$ 1:4 N.A.P. + 4,0 m ; klei

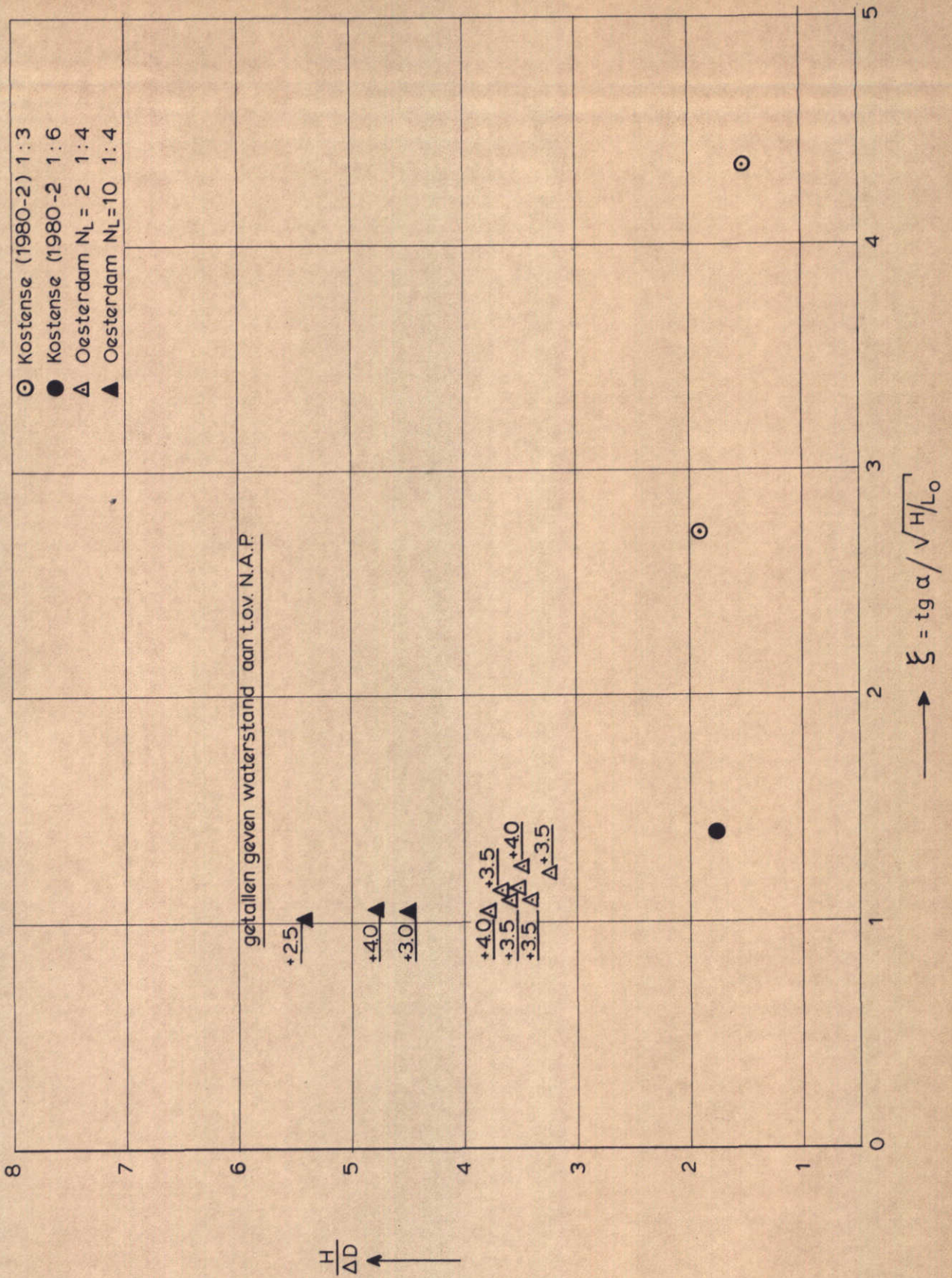
PLAATS BEGIN SCHADE ; OESTERDAMPROEVEN



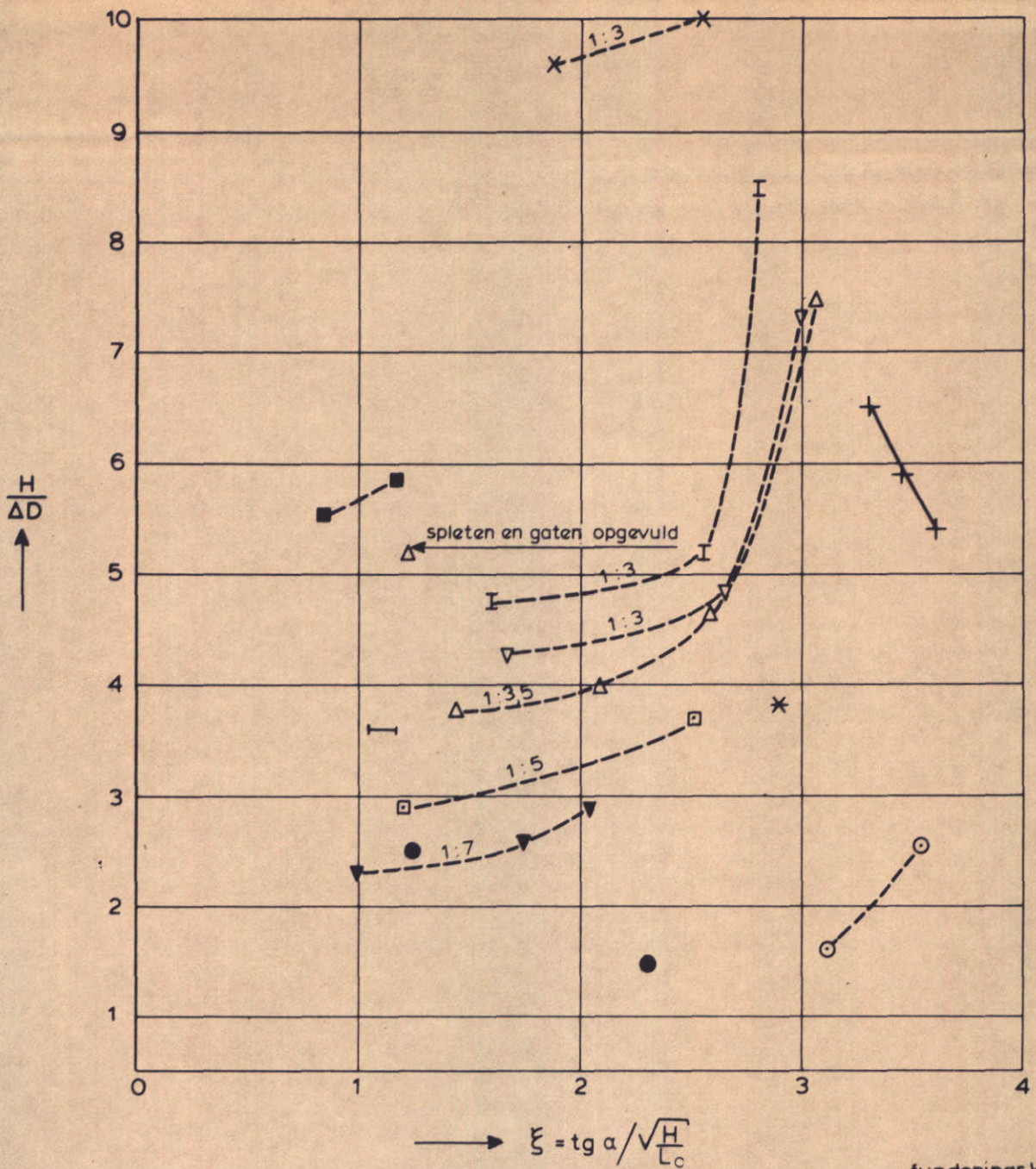
$\frac{H}{\Delta D}$; REGELMATIGE GOLVEN ;
 DOORLATENDE FUNDERINGSLAAG



$\frac{H}{\Delta D}$; REGELMATIGE GOLVEN ;
 ONDOORLATENDE FUNDERINGSLAAG

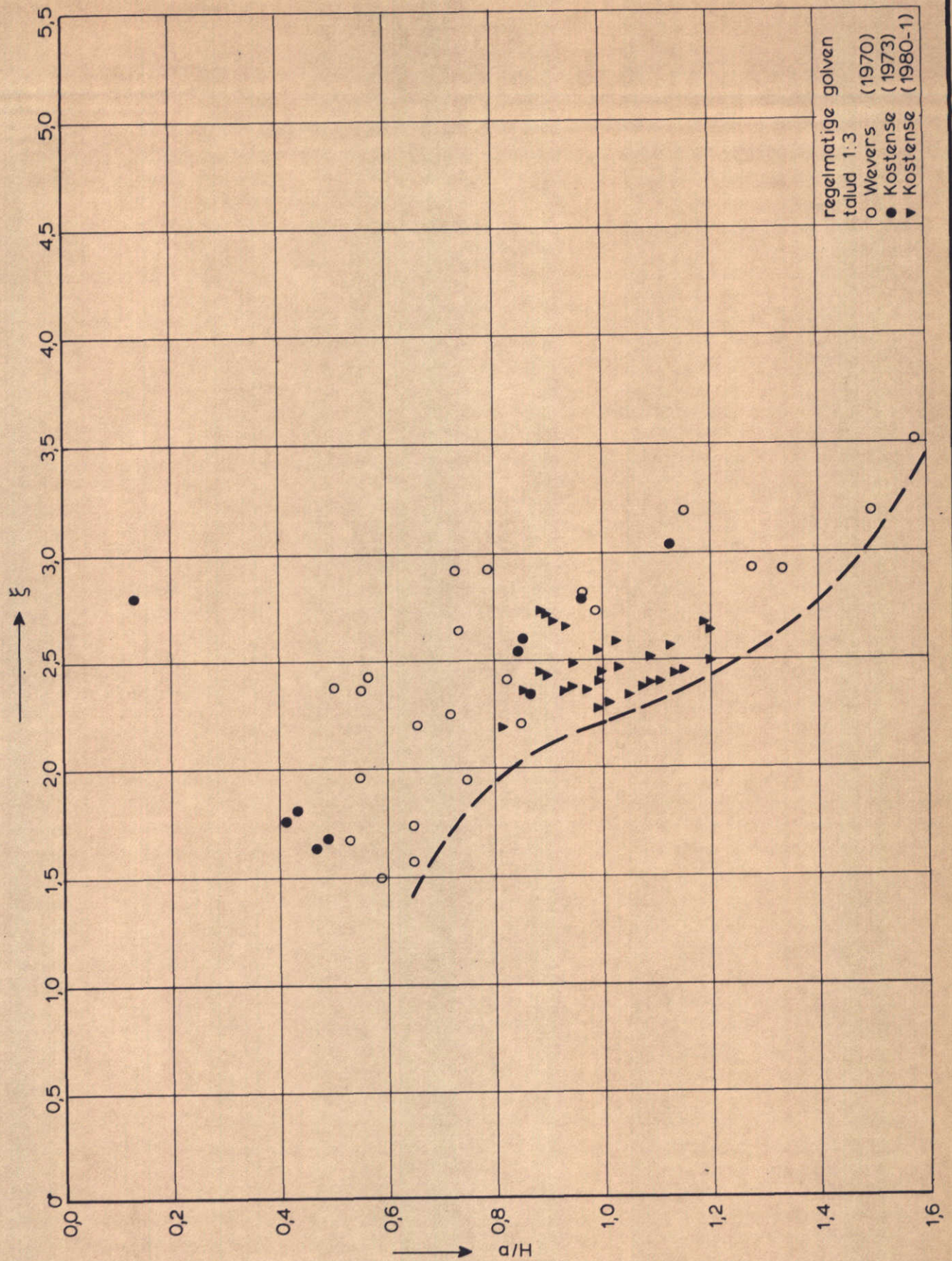


$\frac{H_s}{\Delta D}$; ONREGELMATIGE GOLVEN ;
DOORLATENDE FUNDERINGSLAAG

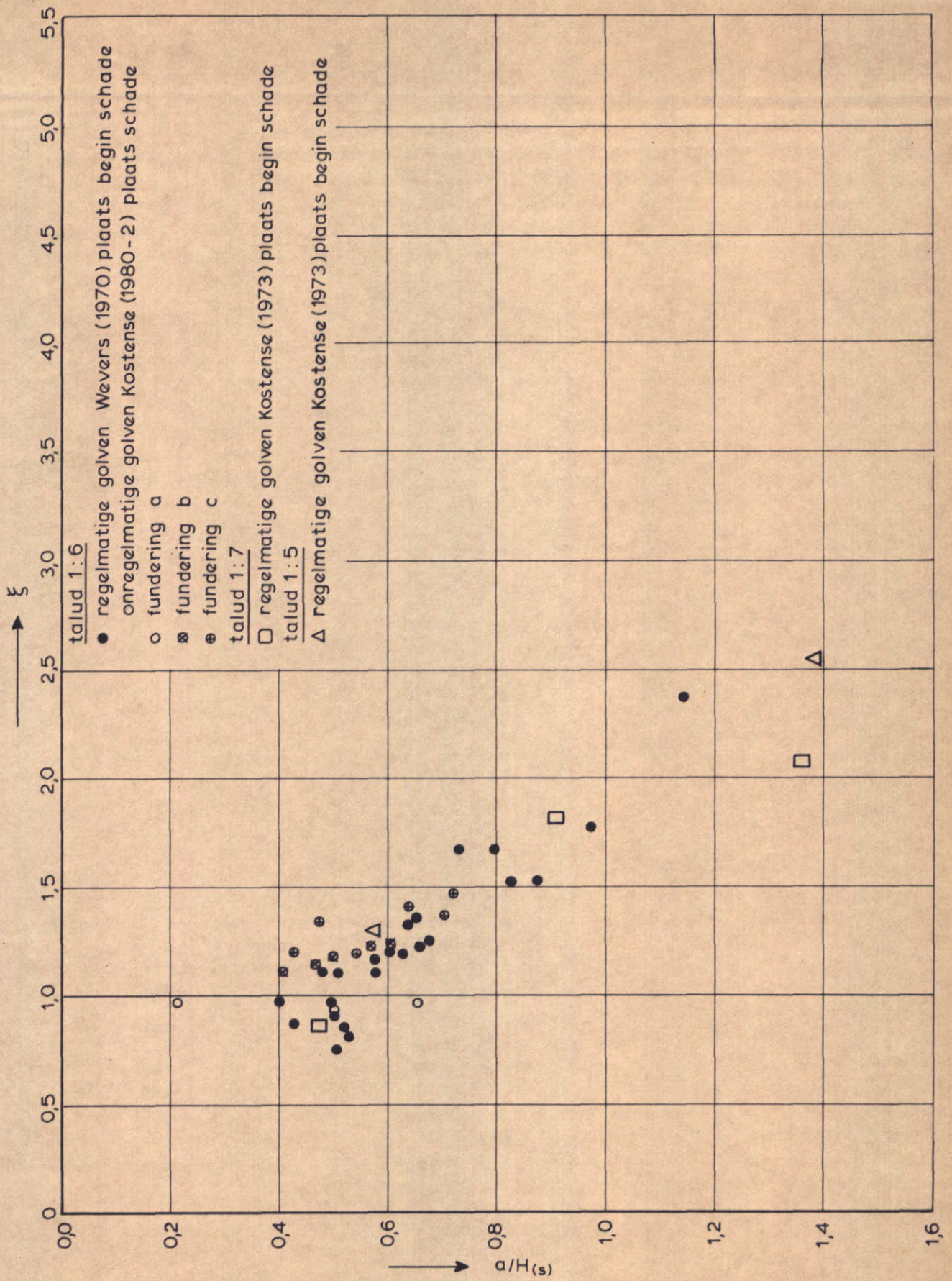


- $\xi = \text{tg } \alpha / \sqrt{H/L_c}$
- | | | | |
|----------------------|---------------|---|--------------|
| ■ Wevers | (1970) 1:6 | type D met gat, | doorlatend |
| ● Wevers | (1970) 1:6 | diagonale zetting, | doorlatend |
| ○ Wevers | (1970) 1:3 | diagonale zetting, | doorlatend |
| + Svez | (1962) 1:1,25 | | doorlatend |
| ▼ Kostense | (1973) 1:7 | Gobi blok schuine zijden, $n_L=5$ | ondoorlatend |
| □ Kostense | (1973) 1:5 | Gobi blok schuine zijden, $n_L=5$ | ondoorlatend |
| ▽ Kostense | (1973) 1:3 | Gobi blok schuine zijden, $n_L=5$ | ondoorlatend |
| I Kostense | (1973) 1:3 | Gobi blok schuine zijden, $n_L=5$ | ondoorlatend |
| | | $0.06 \times 0.06 \times 0.02 \text{ m}^3$ | |
| x Kostense | (1973) 1:3 | Gobi blok rechte zijden, $n_L=5$ | ondoorlatend |
| * Mc Carthey | (1975) 1:3,5 | Gobi blok schuine zijden, $n_L=1$ | ondoorlatend |
| Δ Mc Carthey | (1975) 1:3,5 | Gobi blok rechte zijden, $n_L=1$ | ondoorlatend |
| — Oesterdamonderzoek | 1:4 | blok met gat $\varnothing 0.06 \text{ m}$, $n_L=2$ | doorlatend |
- funderingslaag:

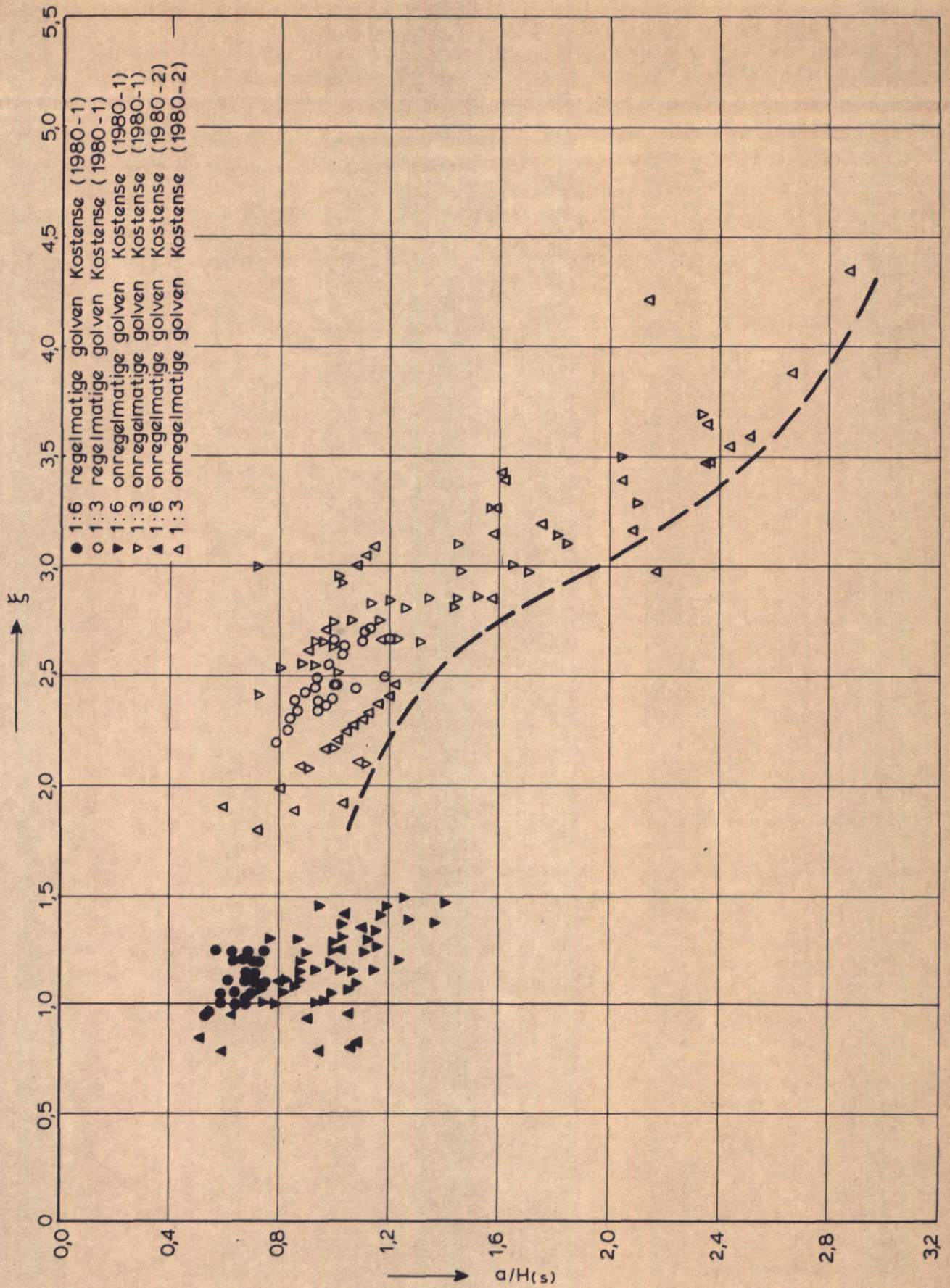
$\frac{H}{\Delta D}$; REGELMATIGE GOLVEN ;
SPECIALE BLOKKEN



PLAATS BEGIN SCHADE



PLAATS (BEGIN) SCHADE

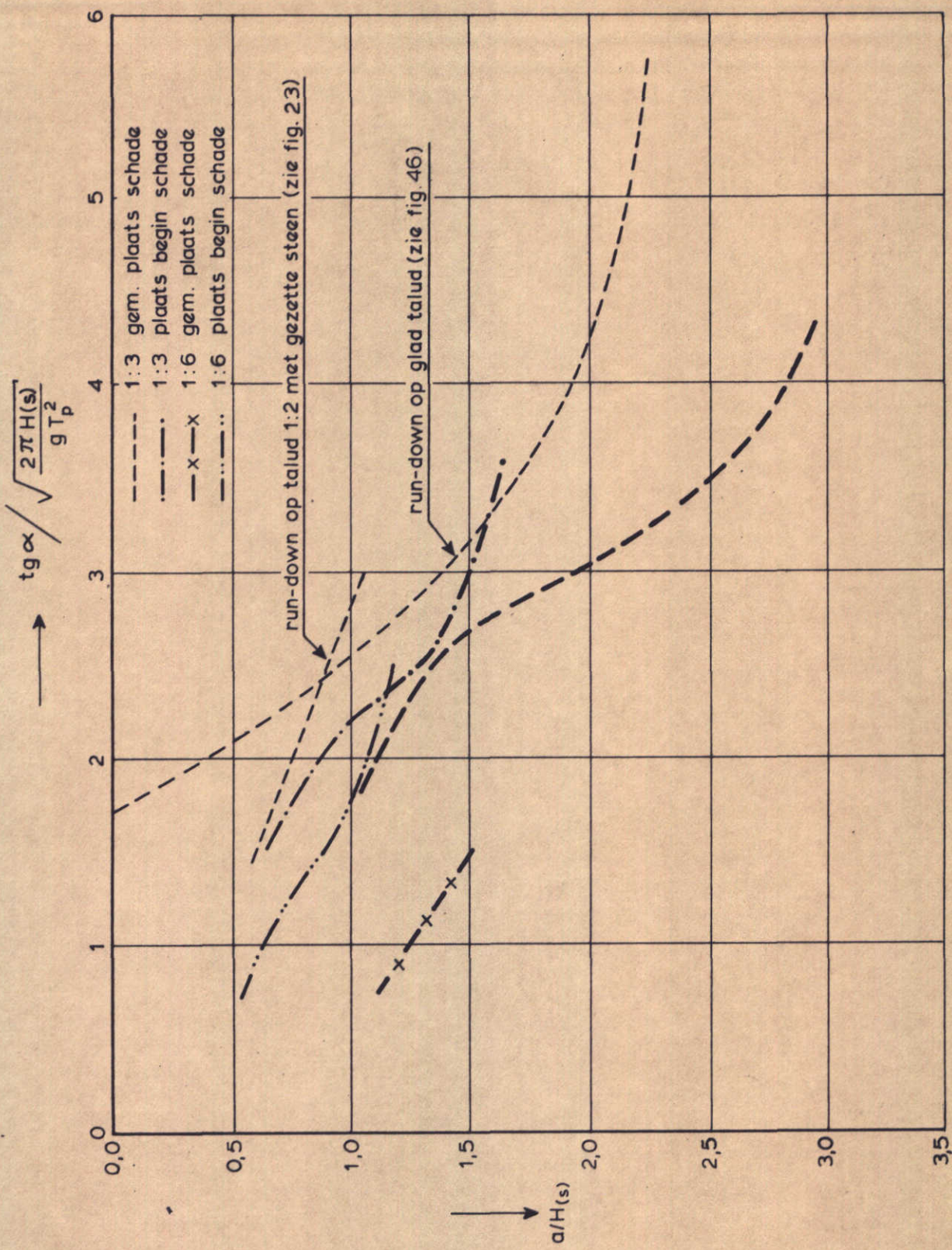


GEMIDDELDE PLAATS SCHADE

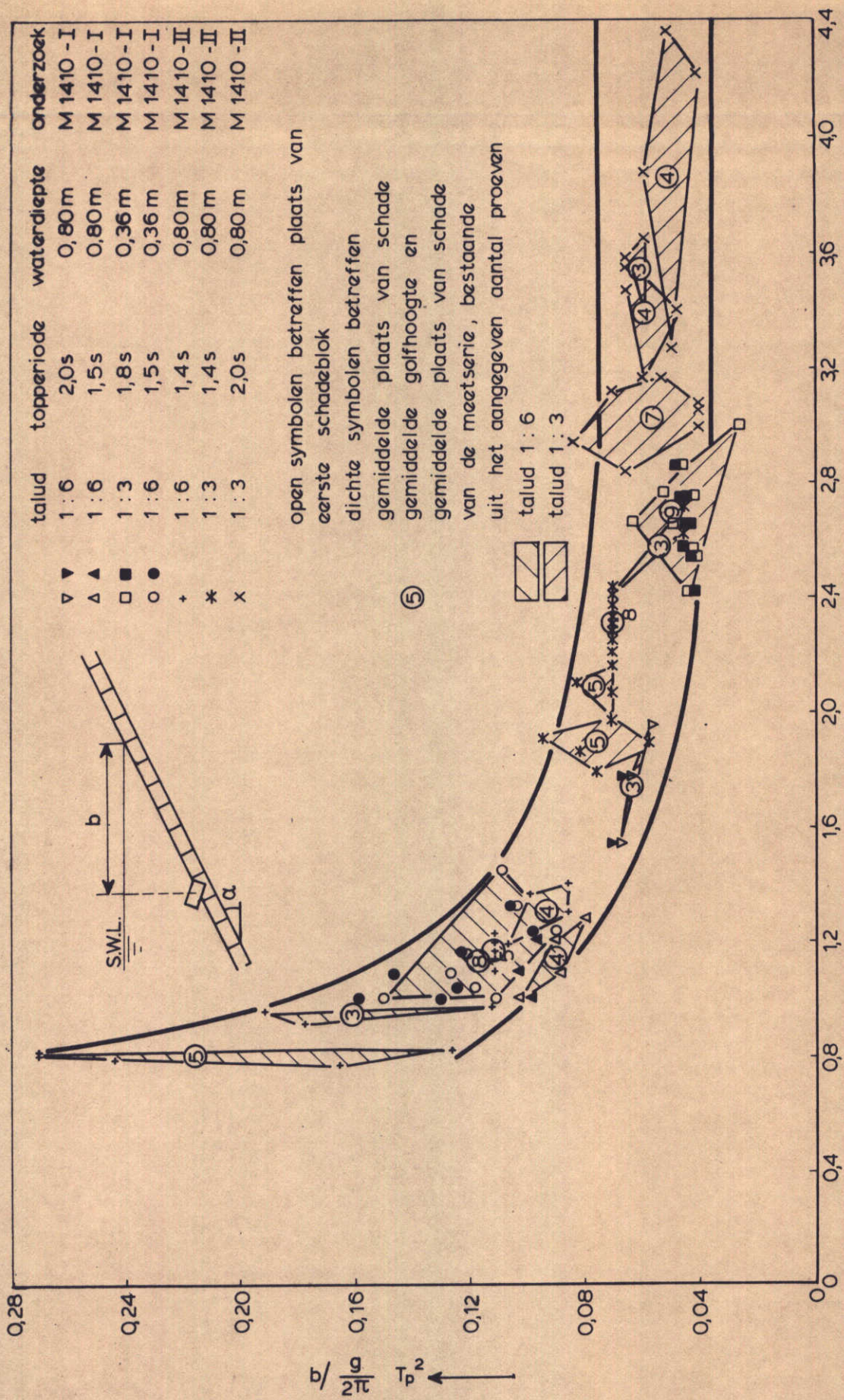
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 37



GRENZEN PLAATS SCHADE

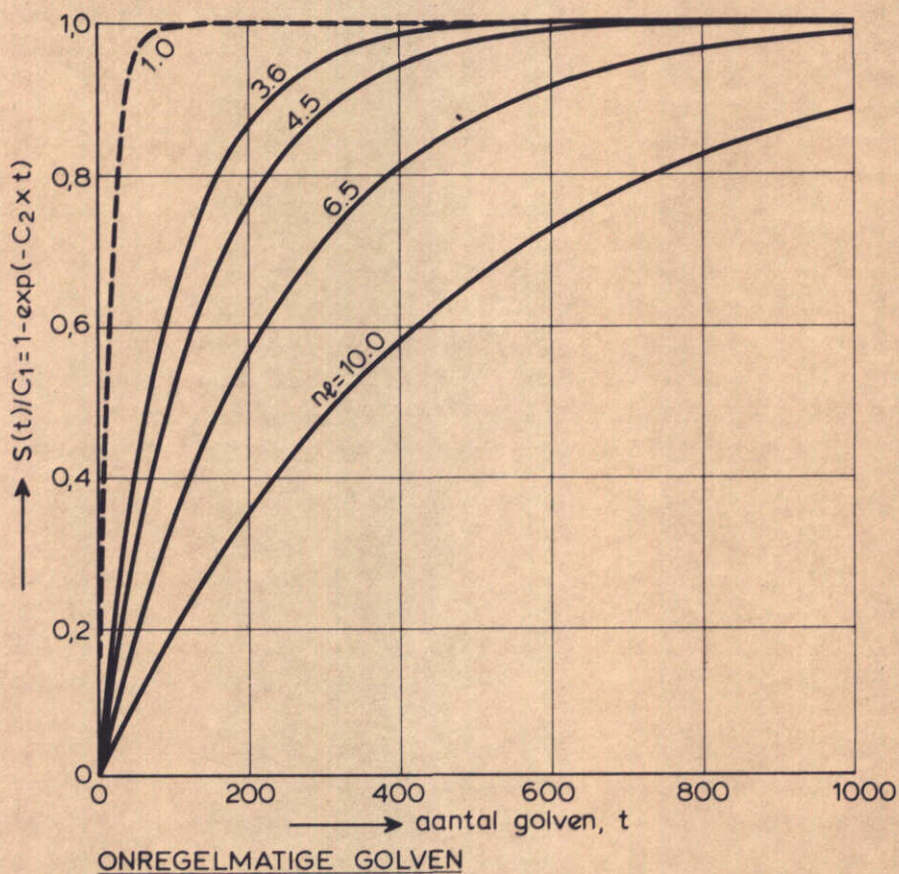
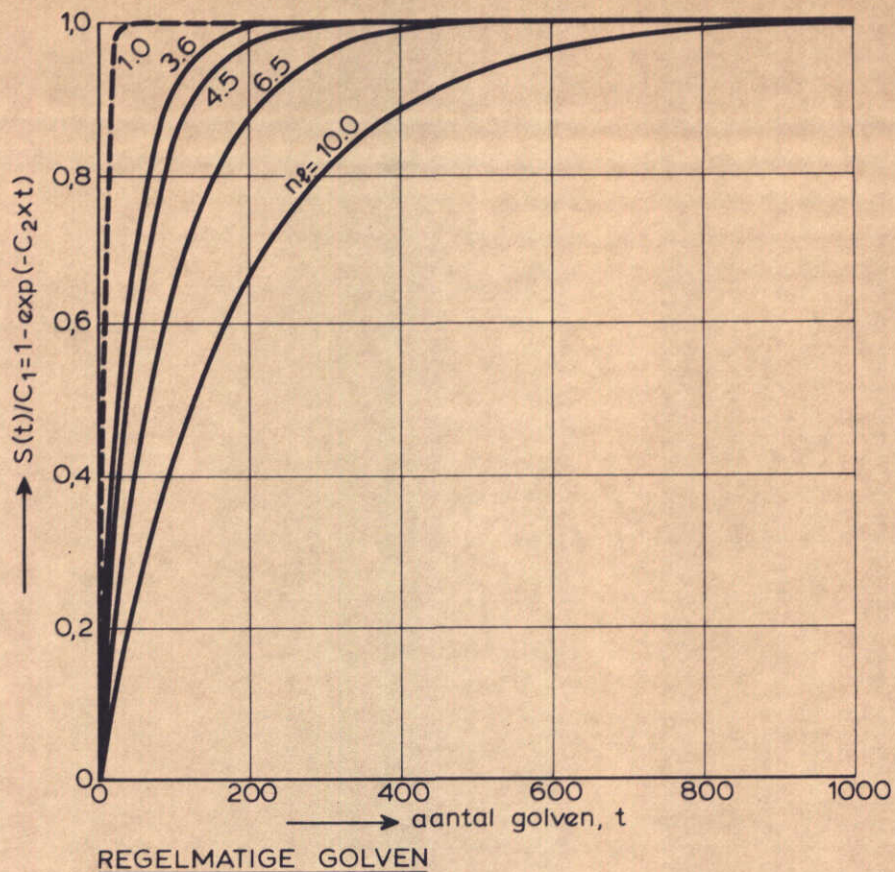


talud	topperiode	waterdiepte	onderzoek
1:6	2,0s	0,80 m	M 1410 - I
1:6	1,5s	0,80 m	M 1410 - I
1:3	1,8s	0,36 m	M 1410 - I
1:6	1,5s	0,36 m	M 1410 - I
1:6	1,4s	0,80 m	M 1410 - II
1:3	1,4s	0,80 m	M 1410 - II
1:3	2,0s	0,80 m	M 1410 - II

open symbolen betreffen plaats van eerste schadeblok
 dichte symbolen betreffen gemiddelde plaats van schade
 gemiddelde golfhoogte en gemiddelde plaats van schade van de meetserie, bestaande uit het aangegeven aantal proeven

talud 1:6
 talud 1:3

PLAATS VAN SCHADE ALS FUNKTIE VAN DE PARAMETER ξ



opm: voor C_2 is gebruik gemaakt van de in fig. 15 gegeven lijnen

GENORMEERD SCHADEVERLOOP ALS FUNKTIE VAN
DE TIJD BIJ VERSCHILLENDE LENGTESCHALEN
KOSTENSE (1980-1)

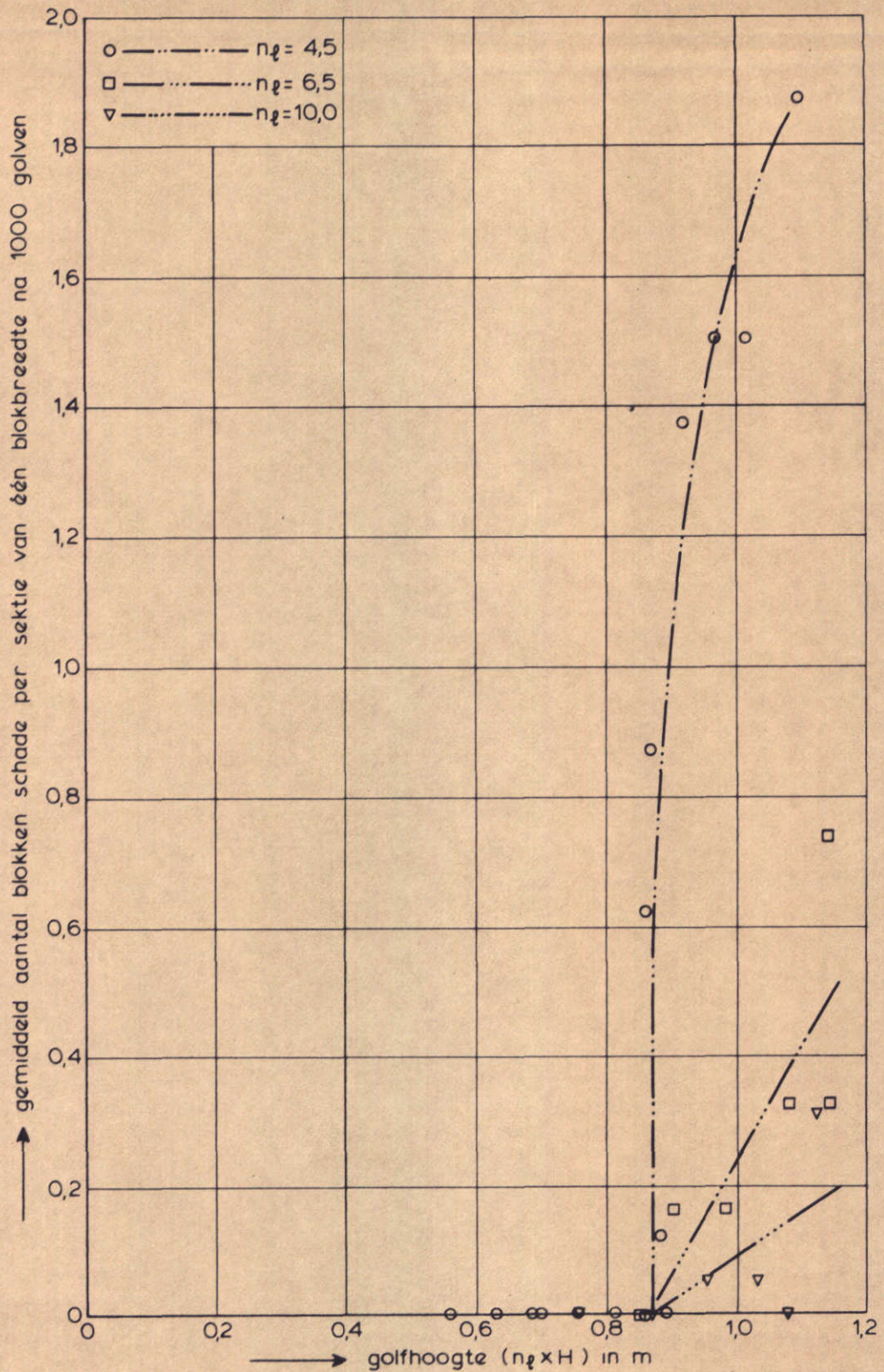
TALUD 1:6

$\sqrt{n_g \times T} = 4,75 \text{ s}$
 $n_g \times d = 3,60 \text{ m}$

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

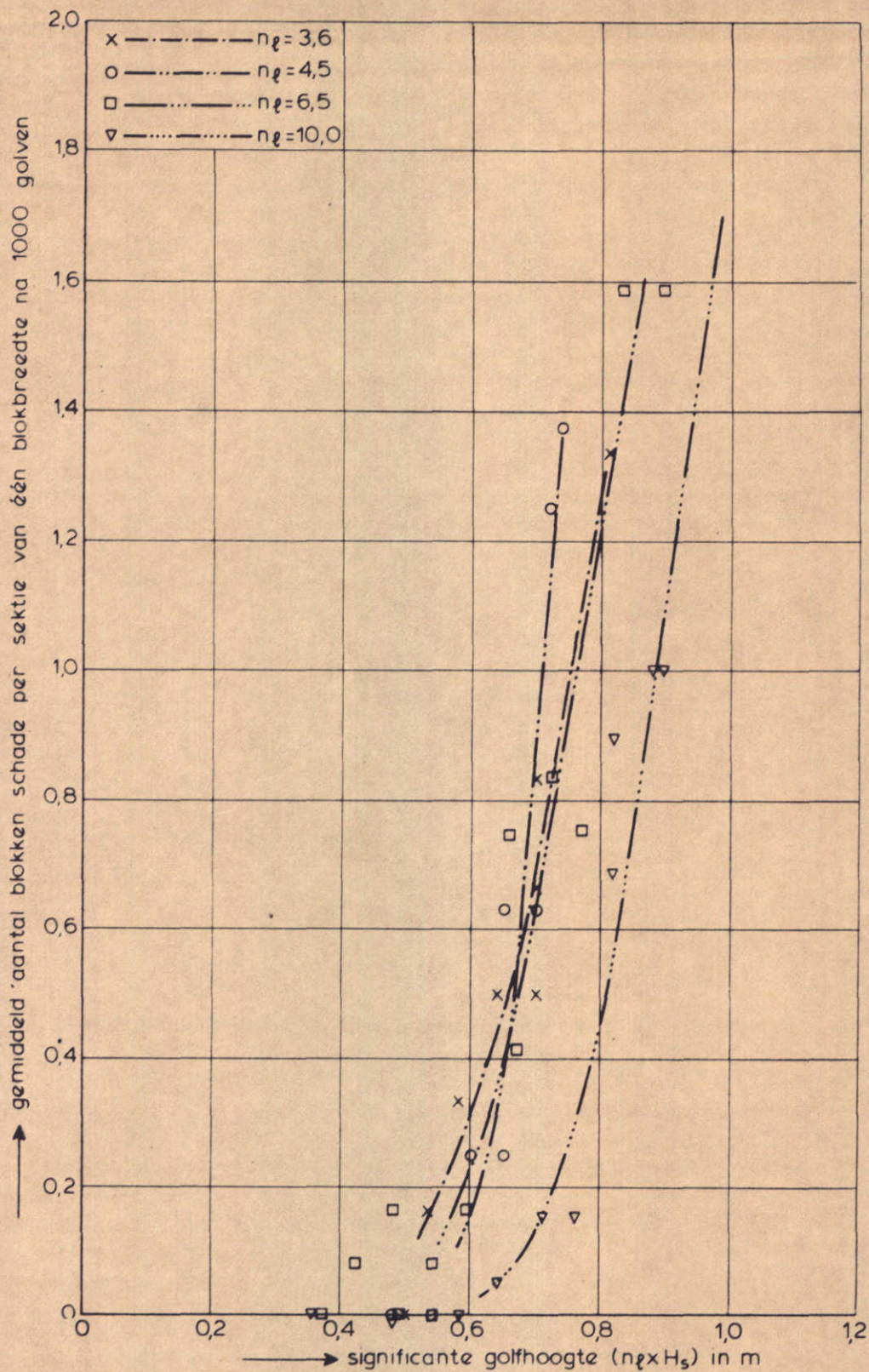
FIG. 40



SCHADE NA 1000 GOLVEN ALS FUNKTIE VAN DE GOLFHOOGTE BIJ REGELMATIGE GOLVEN KOSTENSE (1980-1)

TALUD 1:3

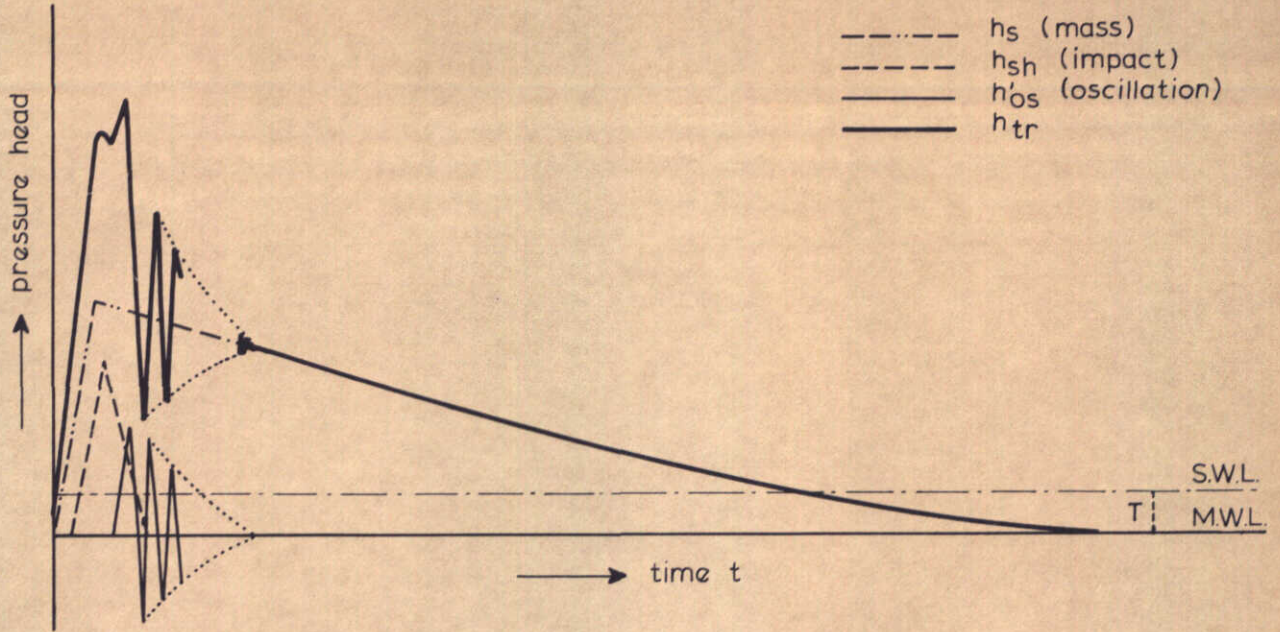
$\sqrt{n_q} \times T = 6,05 \text{ s}$
 $n_q \times d = 3,60 \text{ m}$



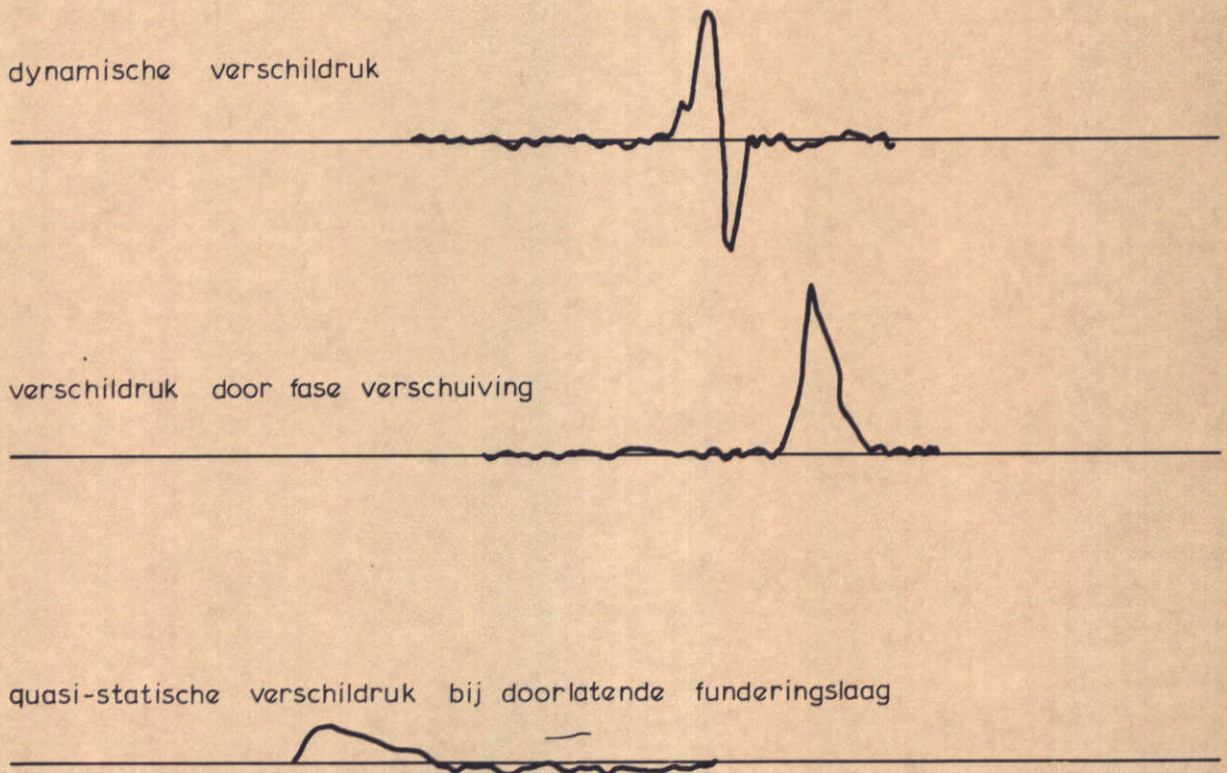
SCHADE NA 1000 GOLVEN ALS FUNKTIE VAN DE GOLFHOOGTE BIJ ONREGELMATIGE GOLVEN KOSTENSE (1980-1)

TALUD 1:3

$\sqrt{n_g} \times T_p = 5,75$ s
 $n_g \times d = 3,60$ m



pressure-heads. on the structure from the three factors

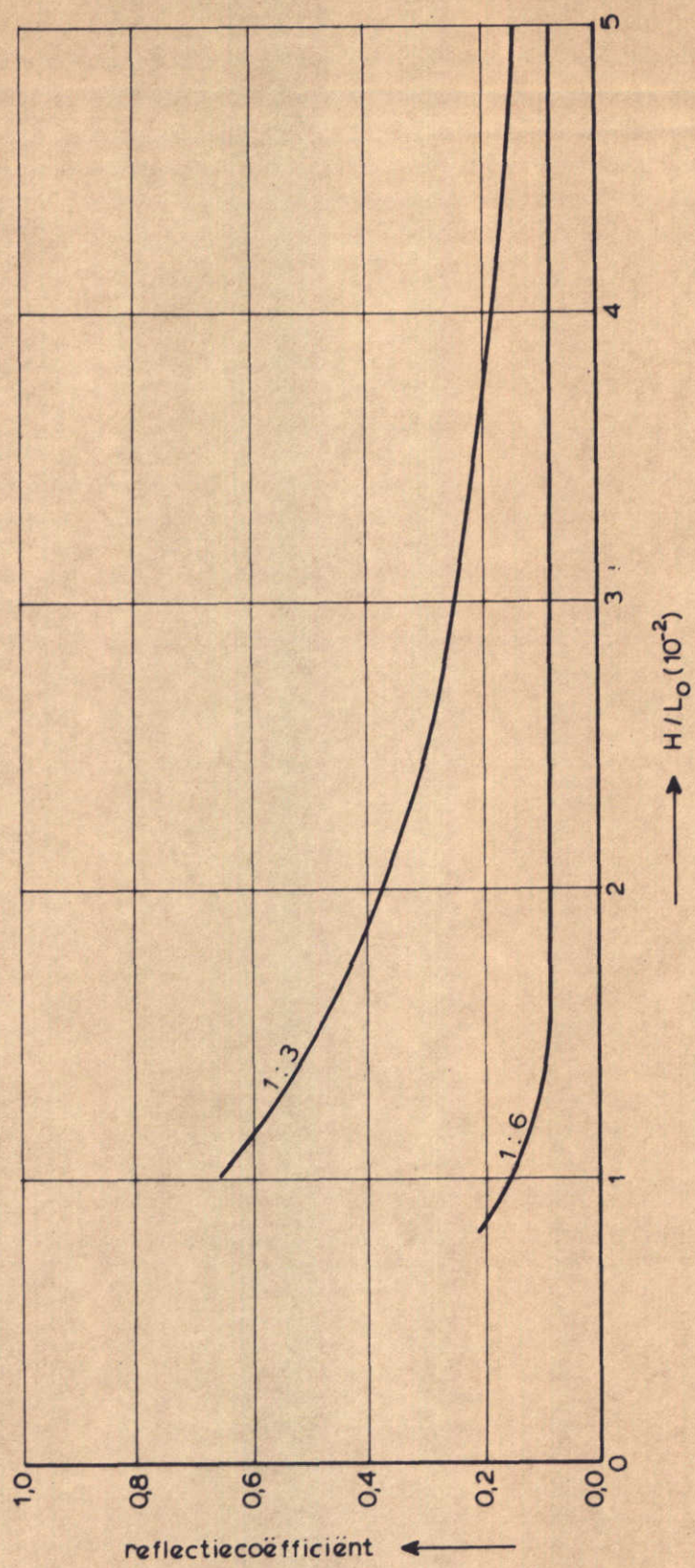


UITWENDIGE BELASTING VOLGENS MOUTZOURIS
EN GEMETEN VERSCHILDRIJEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 43

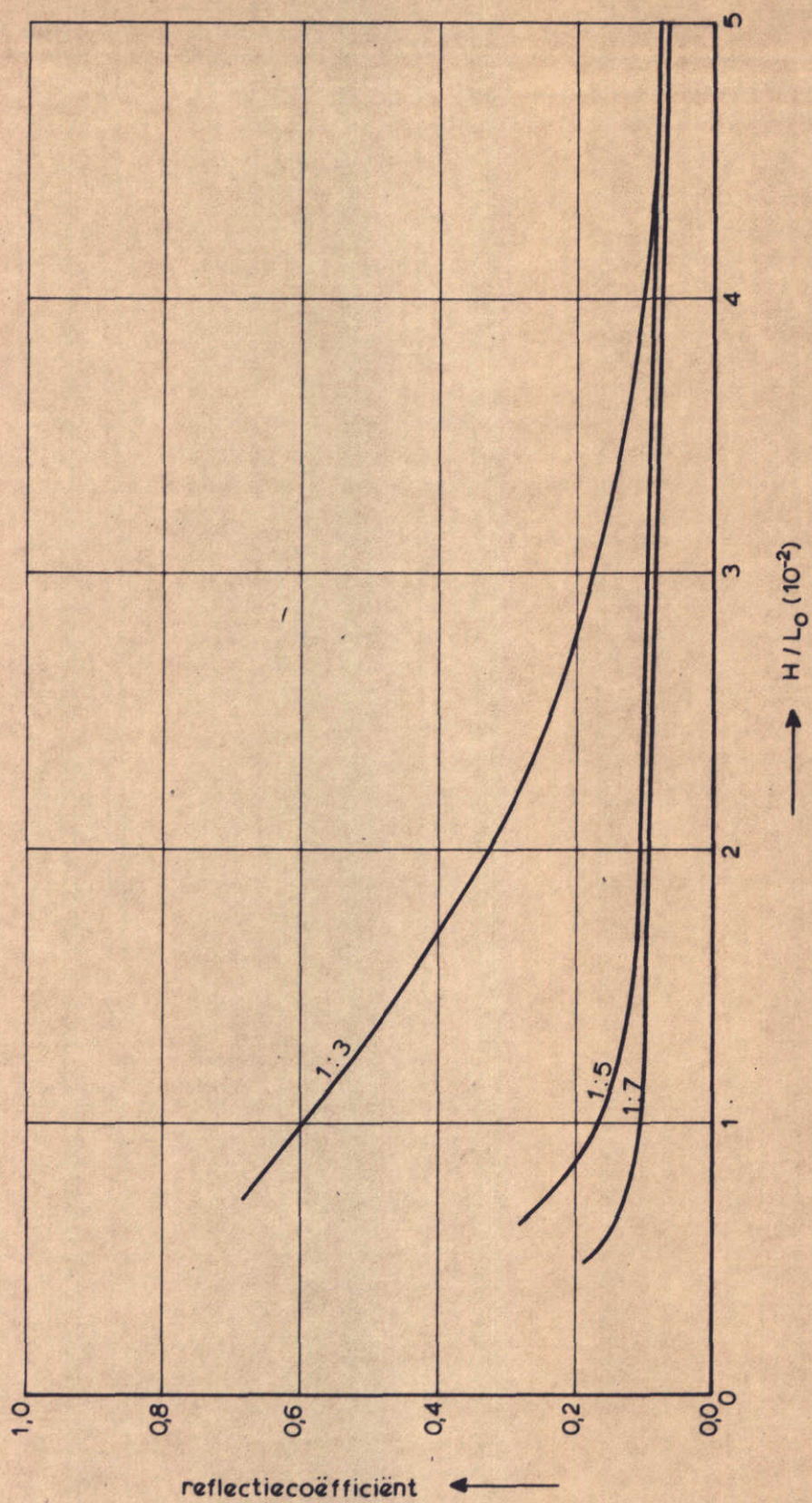


REFLECTIECOEFFICIENT BIJ GEZETTE STEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 44

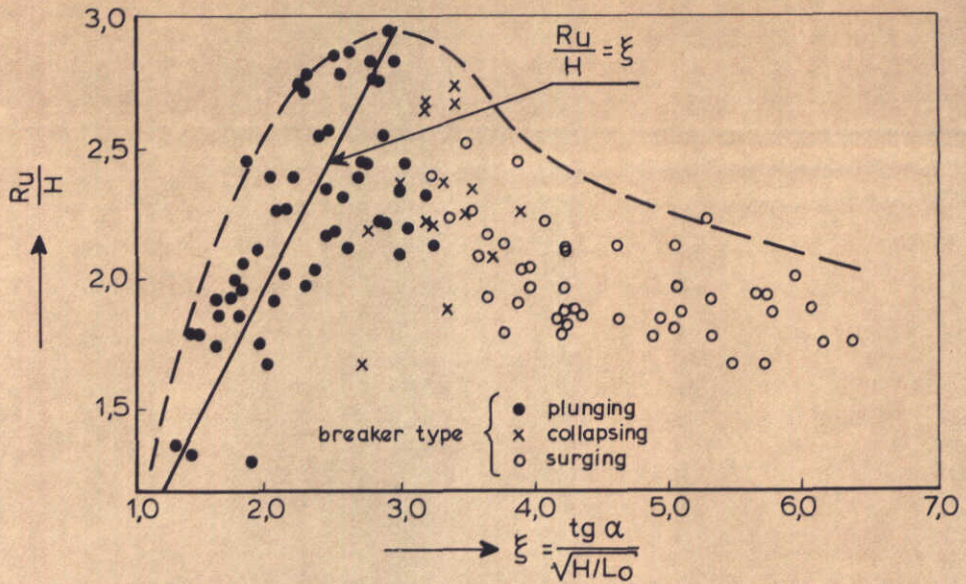


REFLECTIECOEFFICIENT BIJ GOBI BLOKKEN

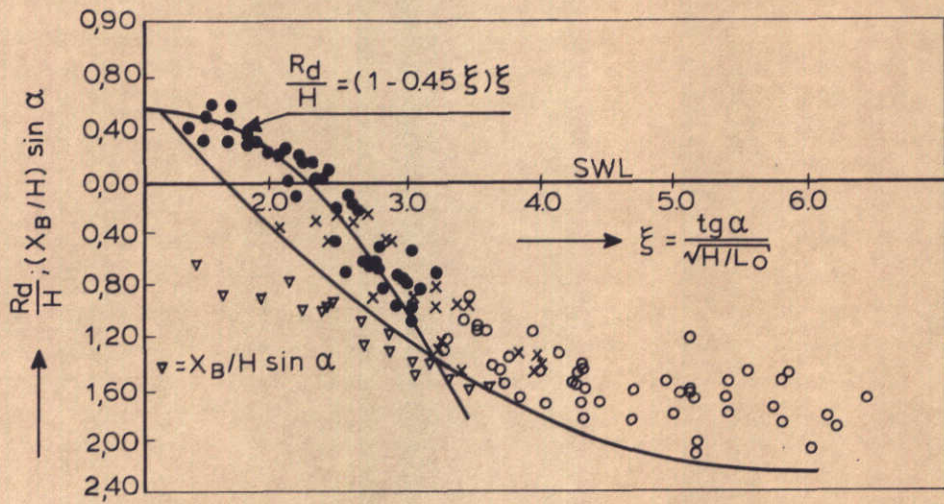
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

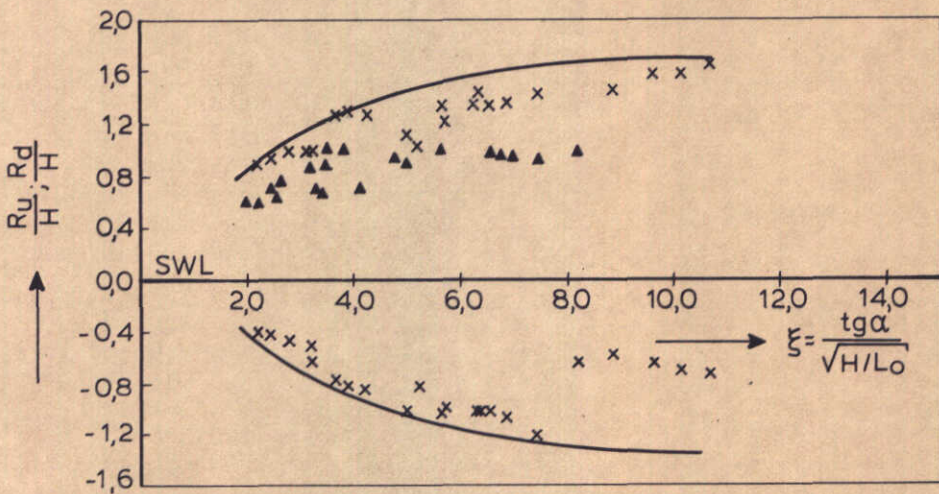
FIG. 45



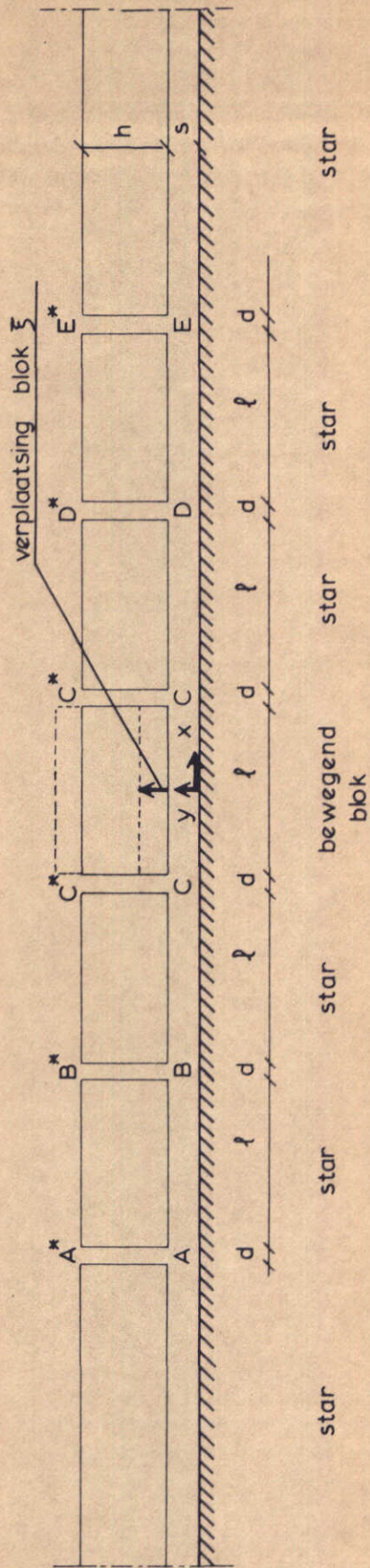
(a) wave run-up on smooth slopes



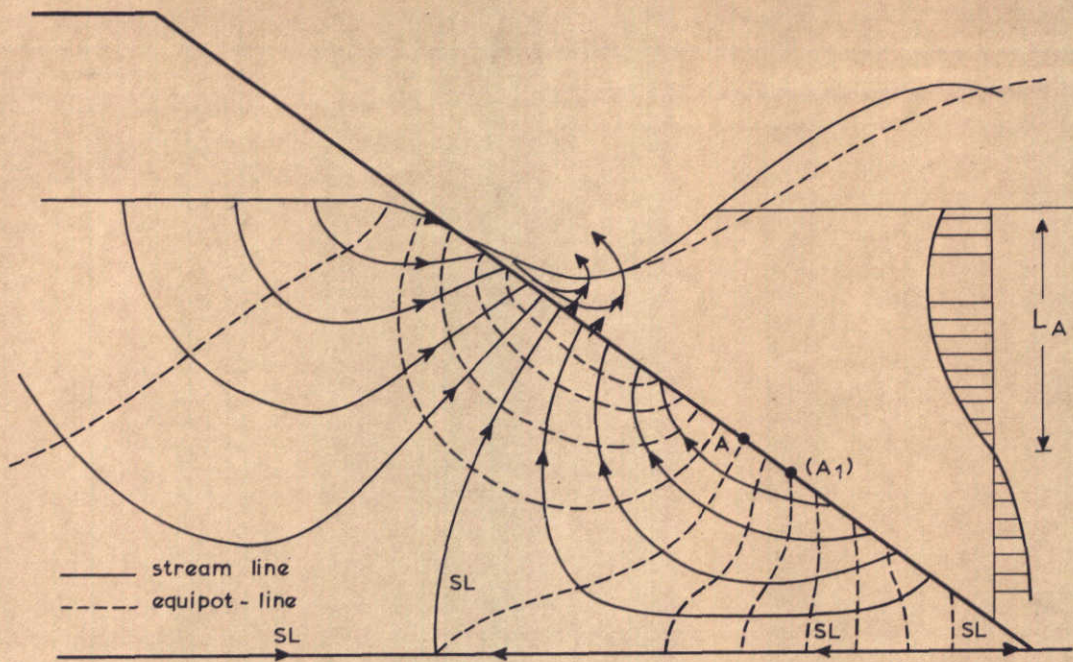
(b) run-down and breaking point on smooth



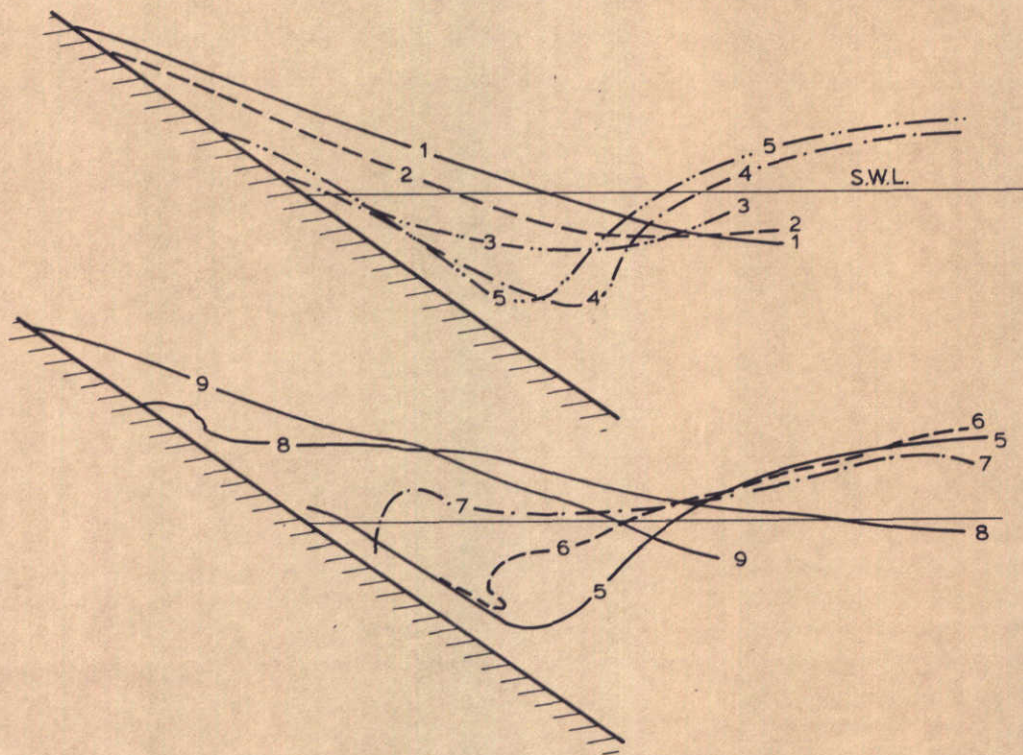
(c) run-up /run-down on smooth quarry stone slope



GEOMETRISCHE SCHEMATISATIE VAN DE
STEENZETTING, KOSTENSE (1975)



Flow-Net and Distribution of Outflow Gradients for "Stationary Conditions" at Maximum Downrush slope 1:1.25 Location of point of "Outflow-Inflow"



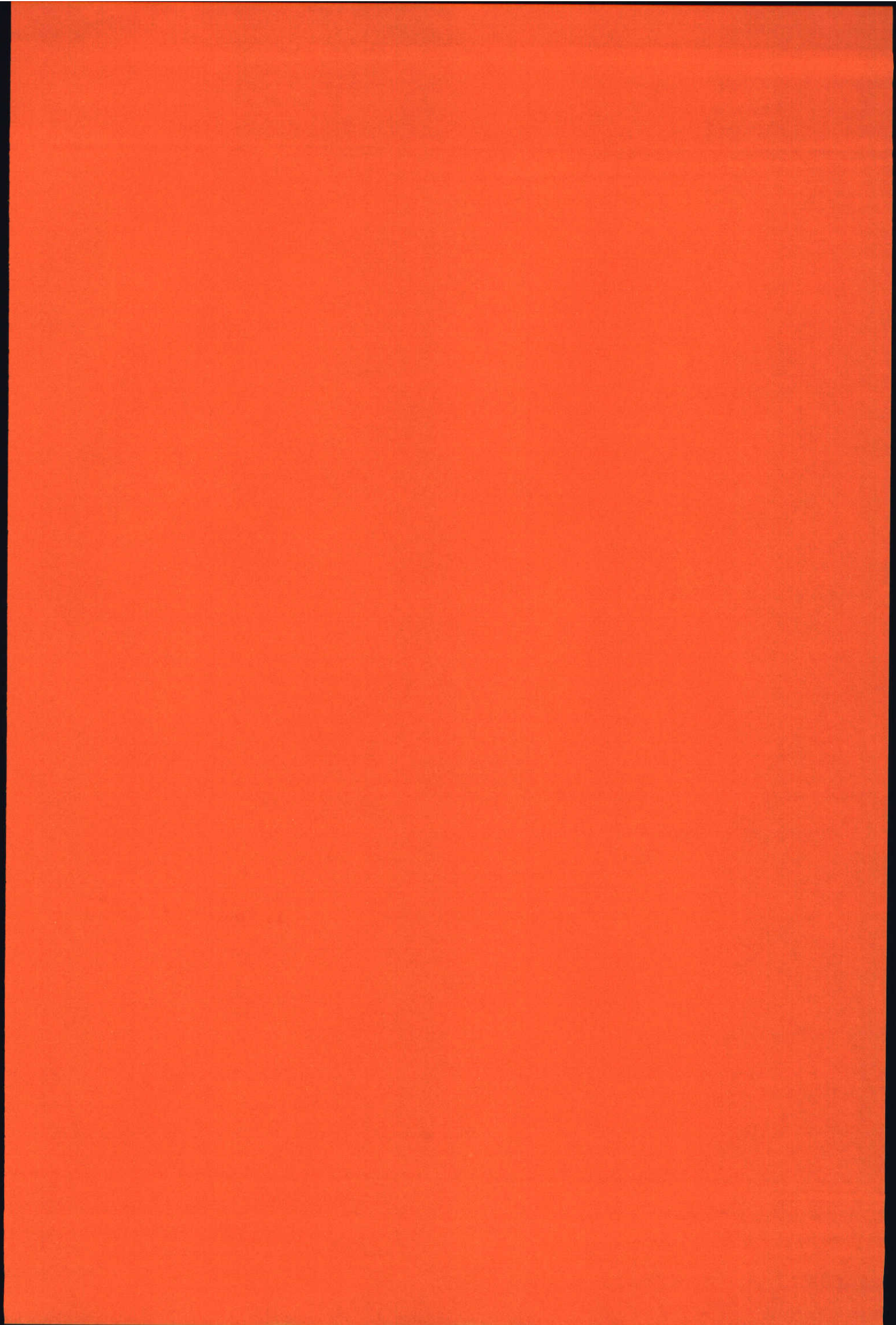
Water Wedge Profiles during Uprush and Downrush

STROMING IN GOLFBREKER; WATERSPIEGEL BOVEN TALUD; BRUUN EN JOHANNESSEN (1976)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1795

FIG. 48



Bijlage 1

Praktijkervaringen

ir. J.J.W. Seyffert

Centrum voor Onderzoek Waterkeringen



Eilanddijk te Vlissingen.

Voorbeeld van schade en provisorische reparatie aan een
bekleding van betonblokken $0,50 * 0,50 * 0,25 \text{ m}^3$ op klei.
(ter beschikking gesteld door ing. M.A. van Dijk,
Provinciale Waterstaat, Zeeland)

1. Praktijkervaringen

Bij het beoordelen van ervaringen met taludbekledingen moet allereerst geconstateerd worden dat golfmetingen in de nabijheid van de bekledingen vrijwel altijd ontbreken.

Soms is er een visuele schatting van een waarnemer op de dijk. Dit soort schattingen is echter te onnauwkeurig om er conclusies op te baseren.

Golfgegevens moeten derhalve op indirecte wijze worden verkregen, zoals uit berekeningen en uit veekrandwaarnemingen.

Schadebeschrijvingen van taludbekledingen worden van oudsher gemaakt door de dijkbeheerder met het oog op de voorbereiding en de kostenraming van het herstel. Het enigszins systematisch verzamelen van schadebeschrijvingen aan taludbekledingen van gezette steen wordt de laatste tien jaar door het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen gedaan.

Er zijn nu een 25-tal gedocumenteerde schadegevallen, welke tot voor kort slechts incidenteel zijn geëvalueerd.

2. Schades aan vierkante betonblokken

Voor zover het schadegevallen betreft van betonblokken van 50x50x20 cm op een ondergrond van grind of mijnsteen is een beknopte evaluatie uitgevoerd welke is beschreven in een interne notitie van de Waterloopkundige Afdeling van de Deltadienst (notitie DDWT-80.417 d.d. 9 september 1980).

De tekst van deze notitie is de volgende:

Door het COW (Centrum voor Onderzoek Waterkeringen) wordt t.b.v. het onderzoek naar de stabiliteit van gezette glooiingen getracht schadegevallen te registreren. Van deze bekende schadegevallen zijn er een viertal die een bruikbare indruk geven van de stabiliteit van betonblokken. In alle gevallen betrof het blokken van 50x50x20 cm, gelegd op een doorlatende laag (grind op mijnsteen of puin op klei) onder een taludhelling van 1:3 à 1:4.

De bij deze schadegevallen opgetreden golfhoogten zijn visueel geschat of aan de hand van windgegevens m.b.v. golfgroeigrafieken bepaald.

De aldus verkregen significante golfhoogten geven dan ook slechts een globale indruk van de werkelijk opgetreden golfhoogten en

variëren van 1 tot 1,5 m.

De hoek van inval van de golven op het talud was voor het merendeel scheef tot 45° à 60° toe.

De omvang van de opgetreden schades is nauwelijks uit het door COW ontvangen materiaal te bepalen. Wel worden schades aangegeven in m^2 maar niet van totale oppervlakten of per strekkende meter dijk lengten.

De aard van de schades is variërend, namelijk:

- a) het in geringe mate zakken van naast elkaar gelegen blokken onder het taludvlak (oorzaak niet bekend maar mogelijk zetting of uitspoelen van de ondergrond van klei);
- b) het uitsteken van een enkel blok tot ca. 12 cm boven de direct omliggende blokken (taludvlak);
- c) het verwijderd zijn van 1 tot 5 blokken met uitspoelen van de onderliggende laag (grind en mijnsteen).

Opgemerkt dient te worden dat naast deze bekende schadegevallen vooralsnog onvoldoende bekend is over de eventuele mogelijkheid dat dijkvakken onder zwaardere golfaanval ($H_s=1,5$ m) wel intact gebleven zijn. Er mag daarom dan ook alleen geconcludeerd worden dat het mogelijk is dat golven met H_s van 1,5 m schade kunnen aanbrengen aan glooiingen bestaande uit betonblokken van $50 \times 50 \times 20$ cm, maar niet dat bij een H_s van 1,5 m zonder meer schade zal optreden.

3. Schades aan basaltglooiingen

Van de geïnteriseerde gevallen van schade aan taludbekledingen van basaltzuilen is door het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen een beknopte evaluatie gemaakt (S-78.020 "Praktijkervaringen met basaltzuilen op zeedijken").

De volgende schadegevallen worden hierin beschreven:

Afsluitdijk 13/14/15 dec. 1973, 3/4 jan. 1976 en 20/21/22 jan. 1976

Basalt $30/40$ cm vanaf een plasberm enige dm onder NAP tot NAP + 2,0 m onder 1:3 of iets steiler. Boven NAP + 2 m wordt het talud geleidelijk iets flauwer.

Schade 13/14/15 dec. bij hoogwaterstanden van NAP + 3,20 m en + 2,50 m, met loodrecht invallende golven met $H_s \approx 1,10$ m.

Schade 3/4 jan. 1976 bij hoogwaterstanden van NAP + 3,70 m en + 2,60 m. Wind draaiend van W naar NW (loodrecht op de kruinlijn), met $H_s \approx 1,3$ m.

Schade 20/21/22 jan. 1976, bij hoogwaterstanden van NAP + 3,20 m, + 2,50 m en + 2,50 m. Windrichting WNW, dat wil zeggen 20° - 40° t.o.v. de normaal op de kruinlijn, met $H_s \approx 1,10$ m.

De schades kwamen tamelijk verspreid over grote lengte voor en varieerden van enkele uitgeslagen stenen tot enkele vierkante meters.

Noord-Beveland 12 jan. 1978

Basalt 20/30 cm vanaf een plasberm omstreeks NAP tot NAP + 2,50 m onder 1:3,5. Daarboven onder dezelfde helling betonblokken type Haringman en een berm boven NAP + 4,70 m.

Schade 12 jan. 1978 bij hoogwaterstanden tussen NAP + 2,70 m en + 2,80 m gedurende $1\frac{1}{2}$ uur, met vrijwel loodrecht invallende golven (wind N tot NNO, 9 à 10 Beaufort) met $H_s \approx 1,2$ à 1,4 m.

Schade over een lange strook tussen NAP + 2,00 m + 2,50 m, d.w.z. onder de overgang naar de bekleding van betonblokken.

Nieuw-Neuzenpolder (Zeeuws Vlaanderen, westelijk van Terneuzen), 2 januari 1979.

Basalt 30/40 cm op een stortlaag van puin en fosforslakken met daaronder 2 vlijlagen, vanaf een plasberm omstreeks NAP tot NAP + 3,40 m onder helling 1:3. Boven NAP + 3,40 m is de taludhelling 1:4, bekleed met betonblokken. Boven NAP + 5,80 m bevindt zich een 9 m brede berm.

Schade 2 januari 1979 bij hoogwaterstanden NAP + 3,5 m, bij golven loodrecht invallend (wind N, 8 à 10 Beaufort) met $H_s \approx 1$ à 1,3 m.

De schade was verdeeld over een strook tussen NAP + 2,50 en + 3,40 m, totaal 160 m^2 .

(meestal enkele stenen en enkele grotere schadeplekken).

Conclusies

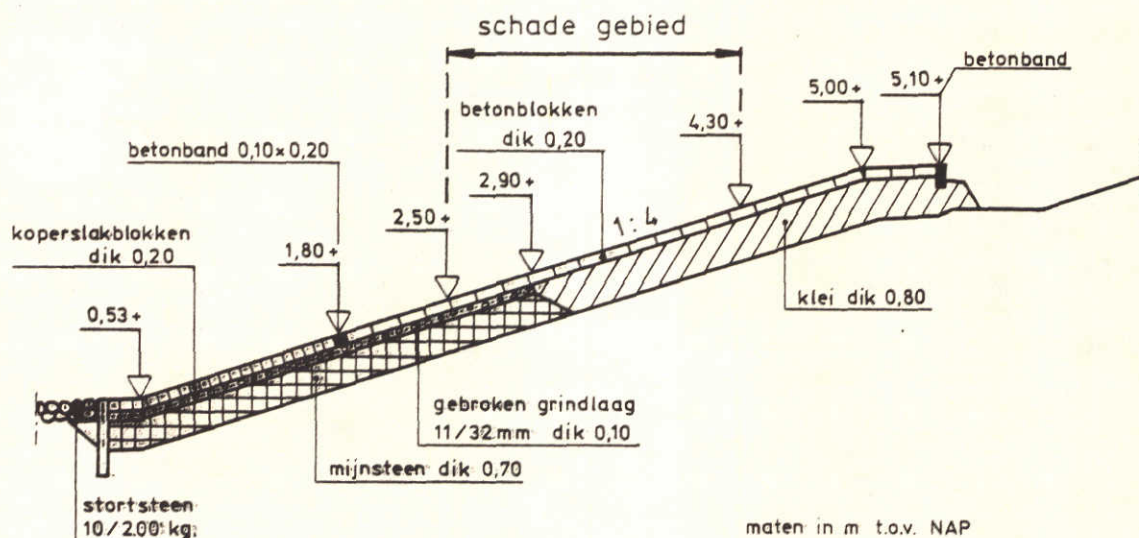
Uit de beschreven schadegevallen ontstaat de indruk dat in enkele niet incidentele gevallen schade is ontstaan aan taludverdedigingen van zuilenbasalt van zwaarte 30/40 cm, bij een taludhelling 1:3 (Afsluitdijk en Nieuw-Neuzenpolder) en van zwaarte 20/30 cm bij een taludhelling 1:3,5 (Noord-Beveland) onder een golfaanval met significante golfhoogte H_s die niet veel meer is geweest dan 1 m en waarschijnlijk minder dan 1,5 m.

De theorie dat schade ontstaat in de sterkst door golven aangevallen strook ongeveer een halve golfhoogte of iets meer onder de waterlijn kan door de variërende waterstand tijdens de stormen moeilijk nauwkeurig worden getoetst, maar de schadebeelden spreken dit zeker niet tegen.

Hoewel de aangehaalde schadegevallen zeker niet als toevallige treffers aangemerkt kunnen worden moet er toch rekening mee worden gehouden dat het verrichten van onderzoek aan opgetreden schades een natuurlijke selectie van het waarnemingsmateriaal met zich meebrengt. De taludverdedigingen die om de een of andere reden zwakker zijn dan gemiddeld, zullen hierdoor oververtegenwoordigd zijn. In welke mate dit effect optreedt is niet vast te stellen.

4. Aparte vermelding verdient een schade aan een betonblokkenglooiing door een storm op 22 maart 1981. Dit schadegeval is niet in het voorgaande overzicht opgenomen omdat het een in uitvoering zijnde bekleding betreft op een nog niet afgewerkt talud, en derhalve geen conclusies mogen worden getrokken uit de relatie golfhoogte-schade. De beschrijving van deze schade in de concept-notitie DD.WWO 81-25.053 van de Afdeling Waterbouwkundige Werken Oost van de Deltadienst bevat echter leerzame informatie over de wijze waarop de schade is ontstaan.

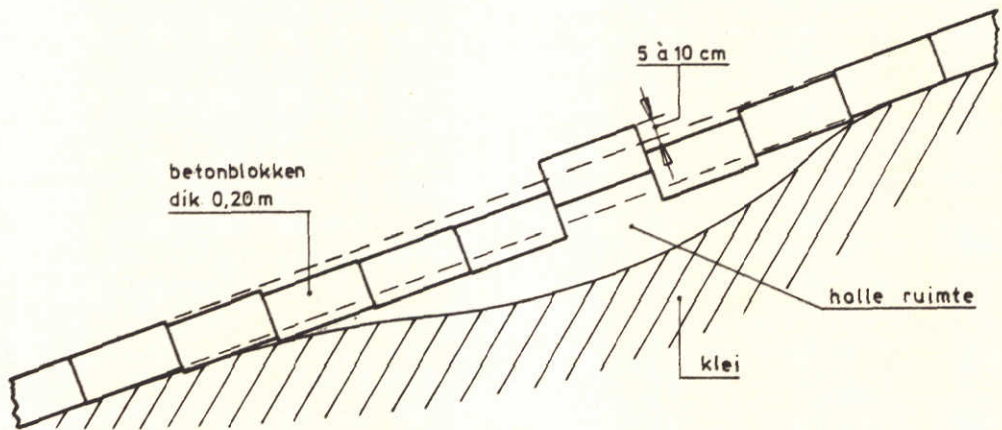
De beschreven schade is ontstaan aan de bekleding van betonblokken (0,50x0,50x0,30 m) op het westelijke talud van de zuidelijke aanzet van de Oesterdam met een lengte van 1375 m, juist westelijk van de Kreekraksluizen. De bekleding met betonblokken op het talud 1:4, dat vrijwel op het westen is georiënteerd, reikt tot NAP + 5,10 m en ligt over het gedeelte met schade direct op een laag klei van 0,80 m dikte, terwijl de blokken beneden NAP + 2,90 m op een laag grind op mijnsteen gelegd zijn (zie figuur 1).



figuur 1

De golfhoogte is achteraf berekend op $H_s = 0,60 \text{ à } 0,70 \text{ m}$ bij een waterstand van NAP + 3,25 m en een van Zuidwest door west ruimende wind.

De schade is opgetreden over een hoogte tussen NAP + 2,50 en + 4,30 m, terwijl de waterstand maximaal NAP + 3,40 m is geweest. Ongeveer 25 individuele blokken (alle direct op de klei gelegd) tussen NAP + 2,75 m en + 3,40 m zijn uit het talud gelicht. Ook waar de blokken niet zijn uitgelicht zijn vrij grote holle ruimtes onder de blokkenlaag geconstateerd. Hierbij is klei onder de blokken uitgespoeld over maximaal 0,40 m (loodrecht op de glooiing gemeten) en over een hoogte langs het talud van meerdere blokken lang (zie figuur 2). Soms is een blok naar beneden gezakt.



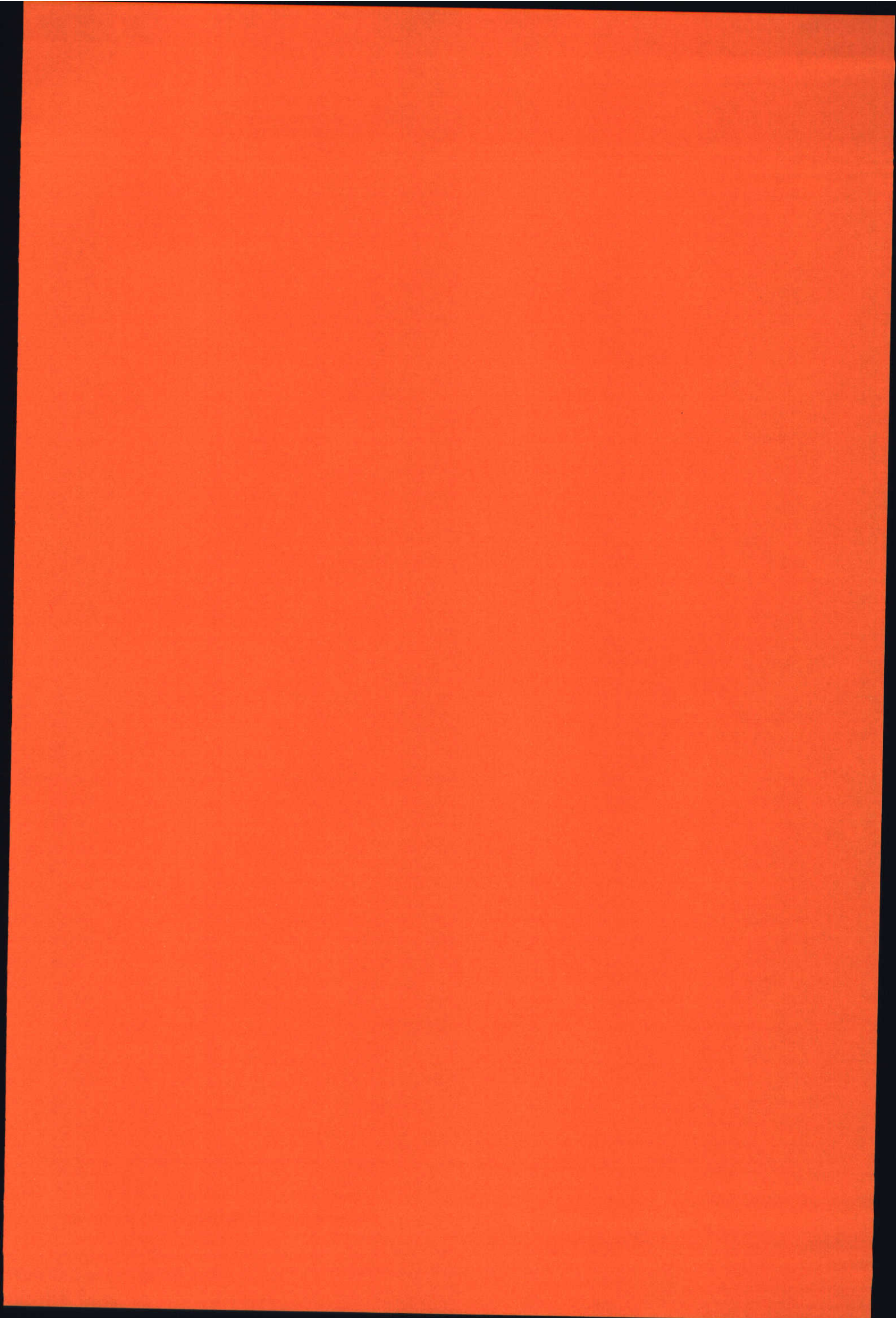
figuur 2

Aanwijzingen over de wijze waarop deze holle ruimtes zijn ontstaan zijn verder gevonden in stroomgeultjes die zich juist onder de blokken tot aan de bovenzijde van de bekleding op NAP + 5,10 m hebben uitgestrekt en uit de inspoeling van klei in de grindlaag en de mijnsteen die beneden het niveau van NAP + 2,90 m op de kleilaag aansluiten (zie figuur 1). Het grindfilter is plaatselijk geheel dichtgeslibt. Voor de geconstateerde uitspoeling van de klei is het verder van belang dat boven de bekleding van betonblokken op de kleilaag, die doorloopt tot een niveau van NAP + 5,10 m op de berm van het buitentalud, de daar nog uit te voeren grondaanvulling nog niet had plaatsgevonden. Hierdoor was tussen de beëindiging van de bekleding en het verder opgaande talud over de lengterichting van de dijk een waterbak ontstaan, met een diepte van 0,60 m à 0,80 m. Deze waterbak heeft zich gevuld, eerst met regenwater en tijdens de storm van 22 maart met oploopwater van de tegen het talud brekende golven. De stroomgeultjes onder de blokken vonden hun oorsprong bij de naden tussen de opsluitband bij de boven-beëindiging van de blokkenglooiing en, waar deze band nog niet was geplaatst, bij de voegen tussen de blokken. Het is derhalve goed mogelijk dat het water uit de waterbak niet alleen de onderspoeling van de blokken heeft veroorzaakt, maar tevens tot een wateroverdruk onder de blokken heeft geleid.

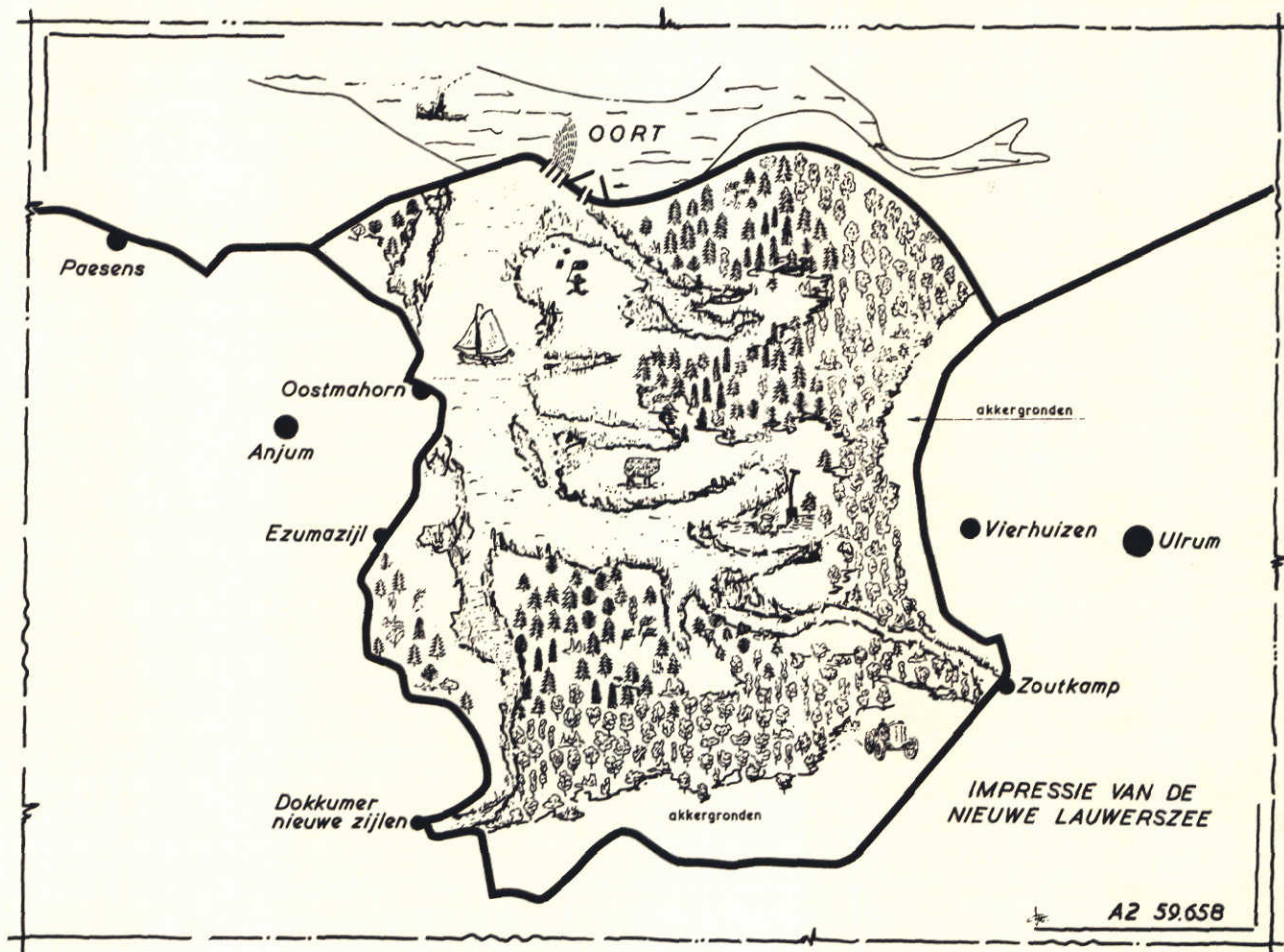
De kleilaag en de bekleding met betonblokken zijn aangelegd ongeveer één maand vóór de storm van 22 maart.

De verwerkte klei had een lutumgehalte tussen 15 en 25% en is in twee lagen aangebracht en verdicht met een bulldozer D6. De aanleg vond plaats in een periode met lichte vorst, waardoor op de plaats waar de klei werd gewonnen de bovenste 5 à 10 cm bevroren was. Na de aanleg is er een periode met zeer veel neerslag geweest (in maart 1981 is 110 mm neerslag gemeten tegenover normaal 42 mm).

De indruk bestaat dat de meeste schade is opgetreden over het gedeelte waar de klei met het laagste lutumgehalte is toegepast.



Overgenomen uit "Land en Water"

9^e jaargang no. 6 September/Okttober 1965

PROEVEN EN ERVARINGEN BIJ DE LAUWERSZEE- WERKEN - IV

Ir. C. van der Burgt
Hoofd van het Bureau Dienst
Lauwerszeewerken Rijkswaterstaat

„Het en is allemans werck niet de handeling van de dijkagie, want boven het natuurlijk verstant, twelck daarinne niet gebrucken (= ontbreken) en moet, soo moet er nochtans de experiëntie ende lange handeling van doen daerbij zijn”.

Andries Vierlingh, Tracktaet van Dijkagie 1578

De snelle ontwikkeling van de techniek laat ook de waterbouwkunde niet onberoerd. Vele nieuwe materialen komen aan de markt en verschaffen nieuwe mogelijkheden — maar leveren vaak ook nieuwe problemen op!

De uitvoering van de Lauwerszeewerken biedt een goede gelegenheid om nieuwe constructies en materialen te beproeven. Bijna steeds is de achtergrond daarvan, dat wellicht besparingen bereikt kunnen worden: wanneer er 13 km dijk moet worden gemaakt betekent elke f 10,— per m¹ besparing f 130.000 winst!

De moeilijkheid is, dat allerlei „nieuwigheden” vaak wél goedkoper, maar niét beter zijn. Dat laatste blijkt meestal pas als de constructie werkelijk op de proef wordt gesteld, d.w.z. bij een flinke storm. Als de constructie dan te kort

schiet, kan dit een aanzienlijke schade betekenen, vooral als deze door een andere moet worden vervangen. Het ligt daarom voor de hand, dat degenen, die definitieve werken moeten maken er in het algemeen niet op gebrand zijn deze door experimenten in gevaar te brengen. Bij de Lauwerszeewerken, waar evenals bij de Deltawerken veel tijdelijke constructies moeten worden gemaakt waarvoor men grotere risico's kan nemen, bestaat de mogelijkheid tot experimenteren wél en deze wordt dan ook gebruikt. De „natte waterbouw” zoals wij die in ons land kennen is vrijwel geheel een transportbedrijf. Het is daarom logisch de massa's benodigde grondstoffen zo dicht mogelijk bij het werk te zoeken. Niet voor niets werden vroeger de dijken gemaakt óp de kwelders en ván de daar aanwezige klei!

Zand is aan onze kusten overvloedig aanwezig en onze moderne dijken bestaan dan ook bijna geheel uit dit gemakkelijk te winnen en te vervoeren materiaal. Jammer genoeg is het té onsamenhangend om zonder verdere bescherming aan de natuurkrachten te worden overgelaten. Alleen onze duinen kunnen als zeevering dienst doen omdat deze bijna steeds verse aanvoer van zand krijgen en dan alleen nog maar dank zij een voortdurende verzorging door de mens: helm planten, stuifgaten afdekken en zo nodig weer dichtschuiven enz.

Helaas kan een voldoende zandaanvoer bij dijken langs de Waddenzee niet worden verwacht, en daarom zal de Lauwerszee niet door een kunstmatige duinenrij kunnen worden afgesloten.

Om de stroom te breken, voordat de zanddijk op de zandplaten in de Lauwerszee kan worden aangebracht, maar vooral om het eenmaal opgespoten zand tegen de golfslag te beschermen, moeten aan weerszijden meer samen-

hangende materialen worden aangebracht. In het Lauwerszeegebied waren er drie dergelijke materialen ontdekt: keileem, potklei en klei.

Alle drie geologische formaties, die onder verschillende omstandigheden zijn afgezet:

keileem is afkomstig van een grondmorene van het landijs, dat in de Risz- of Saale-ijstijd ons land bedekte.

potklei ligt in de Lauwerszee (en ook elders in het Wad-

Rond de naam Lauwers

Het werkkamp op het werkeiland in de Lauwerszee is „Lauwersoog” genoemd. Deze naam is het resultaat van een prijsvraag onder de Lauwerszeewerkers; zij werd ingezonden door de heer W. Sytsma te Kollum.

Als het werkeiland over enige tijd met de vaste wal zal zijn verbonden, zal deze naam, die nu wijst op een eiland („oog”) in de grensrivier „de Lauwers” tussen Friesland en Groningen, weer moeten verdwijnen.

Welke naam zal de Lauwerszee krijgen na de afsluiting? Zal deze „Lauwersmeer” worden, net zoals de naam „IJsselmeer” de mooie oude naam „Zuiderzee” heeft verdrongen? Is het niet zinvoller de naam „Lauwerszee” te bewaren als een herinnering aan de oude tijden toen Dokkum en Groningen nog aan deze zeearm lagen en belangrijke handelsplaatsen waren?

1. Op een 7 m diepe plaats worden proefdammen van potklei en keileem opgeworpen. De keileem (voorground) spoelt door de golfslag uitéén, de donker gekleurde potklei houdt wat langer stand.

1



dengebied) onder de keileem, zodat deze formatie vóór de ijstijd moet zijn afgezet. Het is een zeer zware klei, het aantal slibdeeltjes is hoog, vermoedelijk betreft het hier afzettingen van door smeltwater aangevoerde zeer fijne erosiedeeltjes.

klei is in het algemeen van een jongere formatie, maar steeds van mariene oorsprong. Zeer zware (vette) klei komt weinig voor, vrijwel altijd is de klei nogal zandig.

De waterbouwkundige eigenschappen van deze drie materialen lopen nogal uiteen naar gelang van de kwaliteit. De *keileem* uit de Lauwerszee is — zoals alle keileem — sterk zandig, helaas vaak zó zandig, dat het materiaal gemakkelijk uiteen valt, zodra er golfslag tegen aan komt. Dit is prettig voor de amateur geoloog, want dan worden er vele interessante stenen blootgespoeld, vooral graniet en vuursteen, maar voor de waterbouwer is dit wel heel lastig. De keileem in de Lauwerszee kan dan ook niet worden gelijkgesteld aan die in de voormalige Zuiderzee, maar is niettemin toch wel bruikbaar voor kaden en afdekkingen op enigszins beschutte plaatsen.

Potklei is een bijzonder harde en homogene grondsoort, zolang deze nog in de grond zit. Hoogstwaarschijnlijk is de grote druk, die het ijs tijdens de ijstijd op deze vaak tientallen meters dikke kleilaag uitoefende nog steeds grotendeels in de grond aanwezig.

Bij het boren merken wij dit, doordat de bovenste meters van de potklei veel zachter zijn dan de lagen daaronder. Aan de lucht blootgesteld wordt potklei keihard, maar in zoet water valt het uit elkaar, alsof er steeds kleine explosies in het inwendige optreden, ongeveer zoals een aspirinetablet in een glas water. In zout water wordt potklei langzamerhand week.

De verklaring voor dit merkwaardige verschijnsel ligt in

de mineralogische opbouw van deze klei. Potklei bevat, evenals alle mariene kleien, veel montmorilloniet, een mineraal dat door zijn bouw in water gemakkelijk kan zwellen en verweken. In keileem bevindt zich hoofzakelijk illiet, dat een geringe absorptiecapaciteit bezit, waardoor dit materiaal vrij goed bestendig is in zeewater.

De vraag was in hoeverre het verweringsproces in zeewater tot de oppervlakte van de potklei beperkt zou blijven,

Kiezen zonder delen

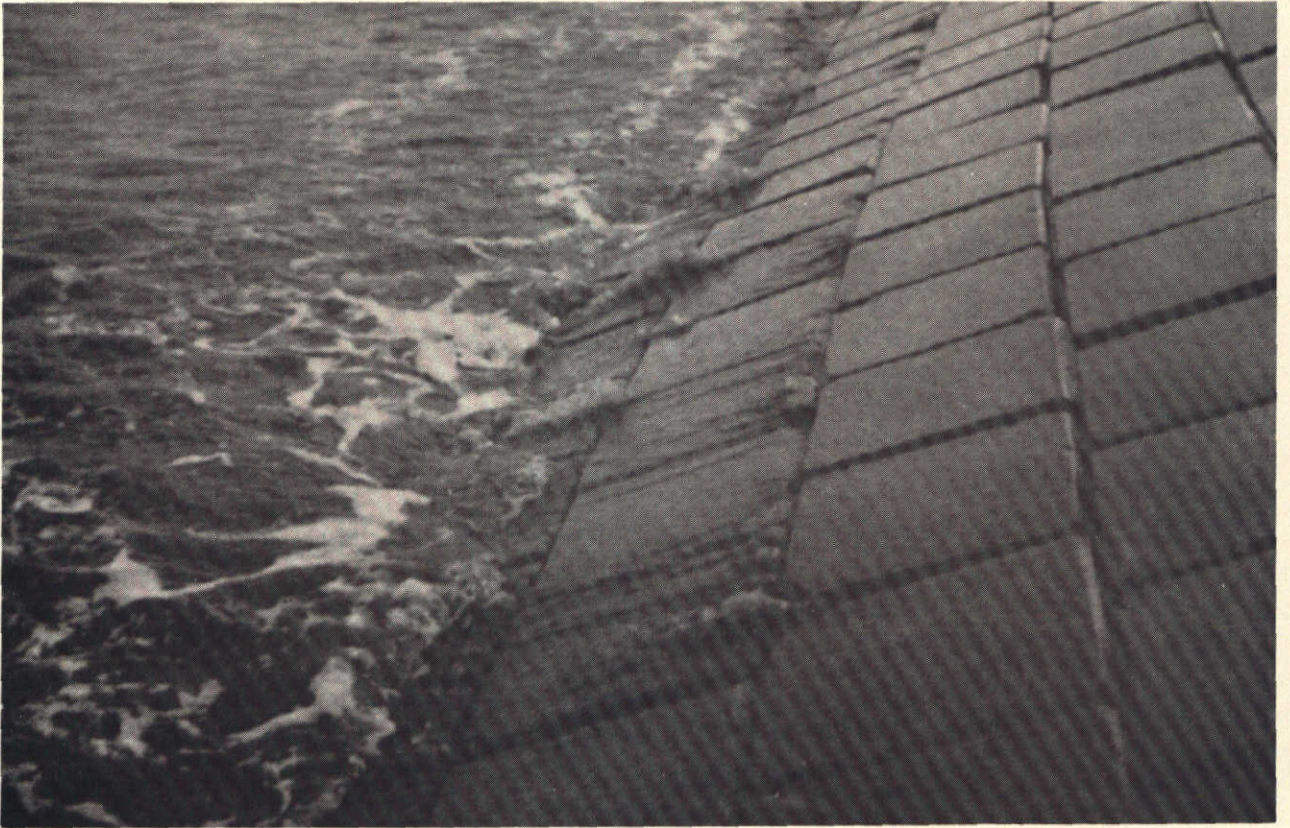
Het maken van een dijk over een zandplaat in de Wadden levert zijn eigen typische problemen op. Varen is hier niet mogelijk, want zelfs bij hoogwater staat er maar 1.5 à 2 m water. Voor rijden is de tijdsduur van laagwater te kort: ongeveer 4 van de 12 uur vallen de platen in het dijktracé droog.

Er moet dus kunstmatig „meer water” of „meer land” worden gemaakt, d.w.z. een werkgeul langs de dijk of een verhoging van de zandplaat met een „pannekoek” van zand. Na ampele overweging is de laatste oplossing gekozen.

2. Het zandstort voor het dijkvak ten oosten van het werkeiland. Het zand kon in één stort tot de volle hoogte worden opgespoten, helling 1 : 70. Op de achtergrond de losplaats van het Vierhuizer Gat.
3. Een proefglooiing van betonblokken op grof grint tijdens een vrij heftige waterbeweging, die zich verradde door het optreden van „sputters” bij het passeren van een golfdal.
4. Deze betonblokken-glooiing, traditioneel gezet op een potkleidam, bleef nog jaren na de aanleg verzakken.

2





3

4



vooral wanneer het wordt afgedekt met blokken, of dat de gehele potkleimassa zou verweken.

Om hierop een antwoord te vinden zijn bij het maken van de werkhaven in het Bootsgat bij Oostmahorn de materialen keileem en potklei op verschillende wijze toegepast. Zowel onder als boven water zijn kaden opgeworpen, waarachter het zand voor de haventerreinen werd opgerst.

De keileemkaden onder water hebben zich voortreffelijk gehouden; deze hebben geen verzakkingen veroorzaakt. Boven water had de aannemer veel last door het verspoelen van dit materiaal. Na elke vloed, vooral bij veel golfslag, verdween een deel van het lemige bindmiddel en bleef een laag grof zand met keien over. Hierover een blokkenglooiing aanbrengen, was af en toe geen sinecure. De potklei bleek een prettig te verwerken materiaal te zijn, zelfs zozeer dat directie en aannemer meenden een vondst te hebben gedaan, waardoor bij de verdere uitvoering van de Lauwerszeewerken een groot voordeel zou kunnen worden bereikt. De perskaden van potklei bleven aanvankelijk prachtig staan met taluds van zeker 1:2 en tot hoogten van 3 m. Helaas begon deze kade na het erachter aanbrengen van het zand naar voren te verschuiven en verweekte deze hoe langer hoe meer. De desintegratie schrijdt thans nog altijd voort, hetgeen blijkt uit het steeds opnieuw weer verzakken van een op potklei gemaakte betonblokkenglooiing. Ook de havendam, hoog 4 m met taluds 1:2, die aanvankelijk van potklei werd opgehoogd verzakte zodanig, dat de taluds met keileem moesten worden versterkt. Deze dam lag aan weerszijden in het water, dus deze werd alléén belast door de opgebrachte glooiingsblokken en niet door er tegen gespoten zand.

Daarentegen boden twee dammen, in diep water opgewor-

pen van respectievelijk potklei en keileem een behoorlijke weerstand tegen stroom en verweking. De hoogte van deze dammen was bij het aanbrengen ca. 8 m (van 7 m — N.A.P., tot 1 m + N.A.P.), de taluds hadden een helling van ongeveer 1:2½ à 1:3 (potklei) en 1:3 (keileem). Door de golfslag verdwenen de toppen en de dammen tot ongeveer het peil van G.L.W. (1,50 m — N.A.P.).

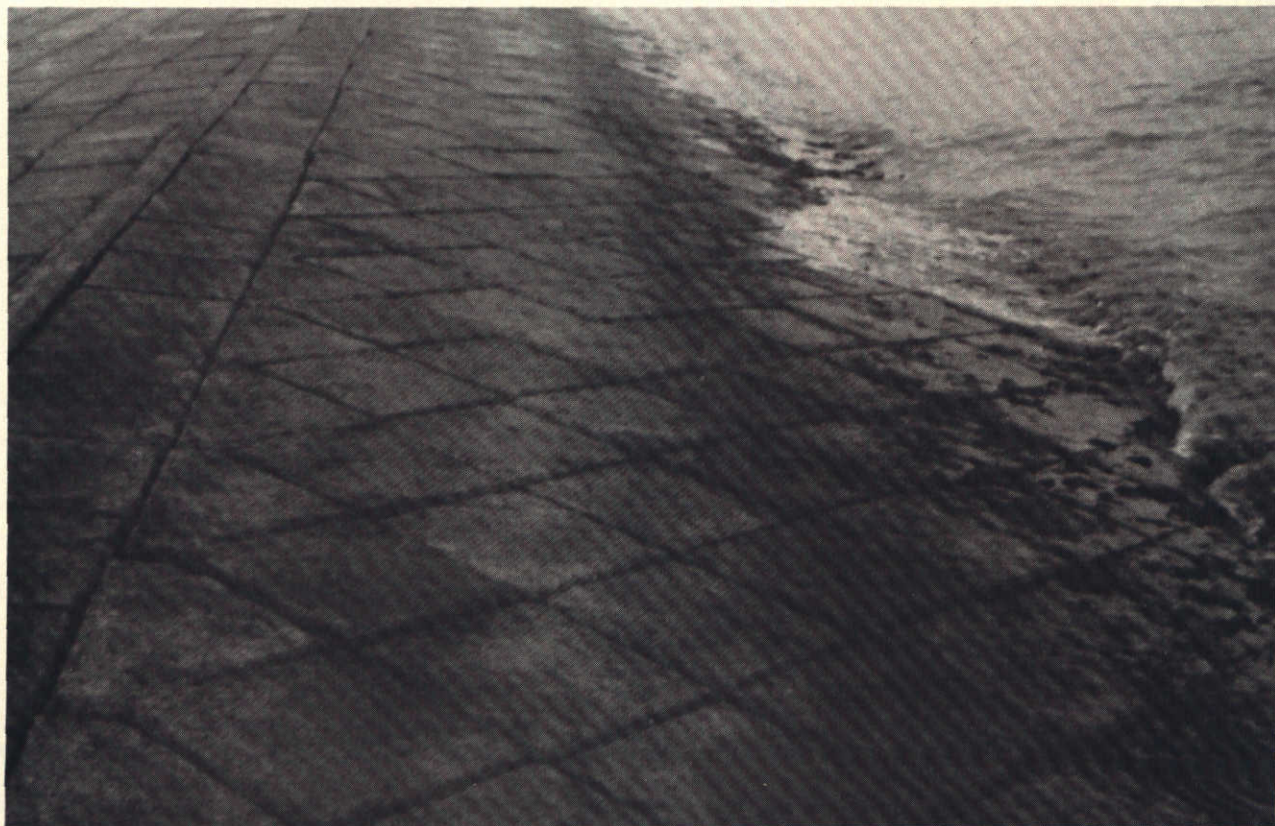
Overigens bleven deze proefdammen merkwaardig goed

Overleg en Samenspel

Aan de totstandkoming van de Lauwerszeewerken werken zeer vele instanties mee, zeker meer dan vijftig. Naast ettelijke Rijks- en Provinciale diensten, niet alleen op waterstaatsgebied, maar bijvoorbeeld ook Staatsbosbeheer en Planologische diensten zijn er adviserende instituten, zoals het Waterloopkundig Laboratorium en het Laboratorium voor Grondmechanica. Zelfs de Duitse „Forschungsstelle Nordeney” was behulpzaam bij de voorbereiding door het in leen geven van een aantal „Wattdauerstrommesser”, waarmee vele nuttige gegevens konden worden verkregen.

5. Blokken, gelegd in diagonaal-verband ook aan de Lauwerszeewerken, strak en goed sluitend, ondanks de vrij slechte ondergrond.
6. Het zetten van koperslabblokken op een tussenlaag van 8 cm grint 5/15 op mijnsteen heeft een vlot verloop.
7. Verzakking van een potklei-perskade na twee hoge waterstanden, waarbij het links gelegen terrein overstroomde. De zakking bedroeg ongeveer 0.80 m verticaal.

5





6

7



intact. Langzamerhand wordt het materiaal door de stroom meegevoerd, maar nog steeds zijn de dammen aanwezig na ruim twee jaar stroomaanval te hebben doorstaan. Hier en daar zijn er zelfs taludhellingen van 1 : 1 en steiler geconstateerd.

Een heel andere ervaring werd opgedaan bij een proefbestorting van keileem en potklei gestort tegen het buitenbeloop van de noordelijke havendam van de werkhaven in het Bootsgat. Door het getij, maar vooral door de golfslag was de keileem (940 m³) wonderlijk snel ongeveer na één maand verdwenen.

De potklei, ongeveer 1730 m³, hield langer stand en was na een half jaar nog als een platte schol materiaal aanwezig.

Na een jaar was ook de potklei vrijwel geheel weggespoeld. Helaas moet de conclusie luiden, dat de potklei die overvloedig en gemakkelijk winbaar in de Lauwerszee aanwezig is, een ongeschikt materiaal is voor dijkbouw. De keileem, waarvan een beperkte hoeveelheid nabij Oostmahorn kan worden gewonnen, is iets beter bruikbaar.

Bij de bouw van het werkeiland in de Lauwerszee, is wederom keileem gebruikt. Door het weggespoelde materiaal telkens weer te vervangen en zo snel mogelijk een afdekking van koperslak- en betonblokken er over aan te brengen kon aan het bezwaar van het verspoelen worden tegemoet gekomen. De winderige zomer van 1962 had tengevolge, dat er in totaal 190.000 m³ keileem werd verwerkt om 85.000 m³ keileemdijkmaken. Een deel hiervan is verspoeld, maar de rest is verwerkt in verzwaringen van de kaden.

Mede op aandrang van de aannemer is bij de volgende werken mijnsteen verwerkt, een materiaal hoofdzakelijk bestaande uit verharde veenklei, ook wel genoemd kolenkleisteen of kolenleesten.

Het kleimineraal in dit materiaal is voornamelijk illiet, waardoor de eigenschappen lijken op die van keileem. Het materiaal neemt weliswaar wél een flauwe helling aan tengevolge van golfslag (ongeveer 1 : 5) maar verspoelt weinig zodat het later opnieuw kan worden verwerkt. De ervaringen met mijnsteen bij de Lauwerszeewerken zijn dan ook gunstig. Uiteraard is de lange transportweg van de mijnen naar de Lauwerszee een ongunstige kostenfactor. De in de Lauwerszee opgebaggerde zoute klei is boven hoogwater goed bruikbaar mits het niet te veel regent; bij geregelde overspoeling verweekt deze te sterk, zodat men er niet meer op kan werken.

Een volgend punt van veel studie bij de Lauwerszee betreft de blokkenglooingen.

De mijnsteen, keileem of klei vormen een prima afdekking van het onderliggende zand: geen enkele zandkorrel zal door een laag van deze materialen heen worden gezogen, tenminste... zolang deze laag in stand blijft. Zonder afdekking zal dat laatste zeker niet het geval zijn.

Een geheel dichte afdekking wordt gevormd door een asfaltbetonlaag. Zoals bekend, veroorzaken de waterdrukken tegen de onderzijde van deze laag bijzondere pro-

8. Door het schoonspoelen van de onderliggende laag kleischelpen is er ruimte gekomen onder de koperslabblokken, die zich uiteten in een verzakking.

9. De dijk ten oosten van het werkeiland is in de getijzone afgewerkt met koperslabblokken. Duidelijk blijkt dat de vrij onregelmatige vorm een enigszins open constructie tengevolge heeft, als bij een basaltglooiing. Daarboven een asfaltglooiing. De lage buitenberm (1 tot 1,5 m boven GHW) van de dijk dient uitsluitend voor onderhoud.

10. De ACW-asfaltinstallatie ver van elke kust op het grote werkeiland in de Lauwerszee.

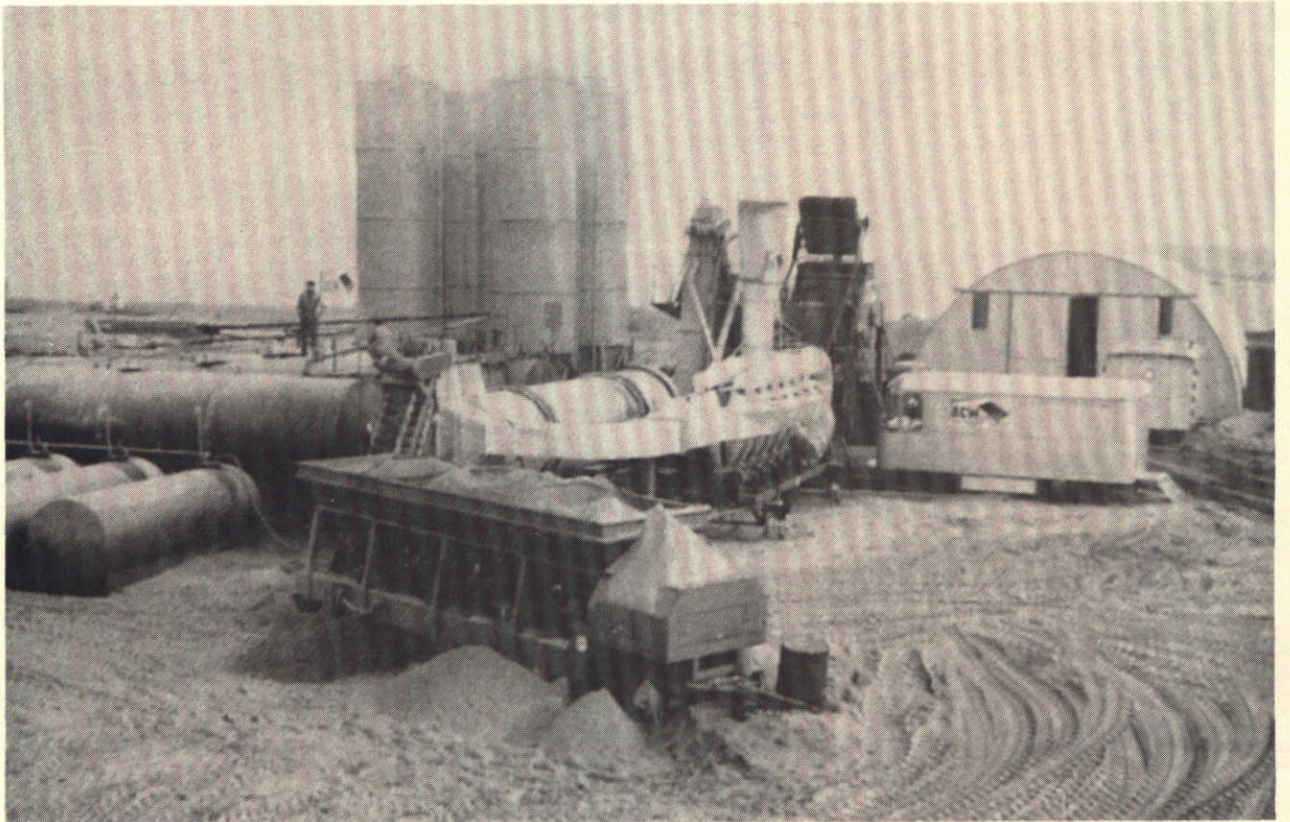
Het is een 60-tons Alfelder-Würzburginstallatie met 160-ton vulstofopslagruimte, vier 40-tons silo's en vier 40-tons bitumenopslagtanks.





9

10



293

blemen. Vooral ter hoogte van het dagelijkse getij moet een asfaltbekleding onevenredig dik zijn om de genoemde waterdrukken te weerstaan. Omdat bovendien het aanbrengen en het onderhoud van asfaltbeton onder gemiddeld hoogwater moeilijkheden oplevert, zijn op deze hoogte bij de Lauwerszeewerken blokkenglooingen toegepast. Om geen verkeerde indruk te vestigen, moet ik hierbij opmerken, dat bij de Lauwerszeewerken boven het peil van het dagelijks hoogwater op grote schaal asfaltbetonglooingen worden toegepast, die daar verreweg de voorkeur verdienen.

In de blokkenglooingen worden koperslak- en betonblokken verwerkt in verschillende afmetingen naar gelang van de mate van aanval.

De betonblokken zijn over het algemeen bijzonder maatvast, waardoor een strakke glooiing met smalle voegen kan worden gezet. De vraag is nu of deze voegen smal genoeg zijn om de uitspoeling van de onderliggende klei, keileem of mijnsteen te voorkomen. Wanneer de glooiing slechts af en toe en niet te lang achtereen door de golfslag wordt aangevallen, zal deze wel rechtstreeks op de onbeschermde onderlaag van klei of keileem kunnen worden gezet. Het is zelfs zo, dat een dunne tussenlaag — bijvoorbeeld een stromat onder betonblokken — schadelijk kan zijn; er komt enige waterbeweging onder de blokken waardoor er slibdeeltjes worden meegenomen. Wordt echter de betonblokkenglooiing enigszins door golfslag aangevallen, dan betekenen de smalle naden een gevaar. Worden de blokken name-

lijk gezet op een doorlatende laag dan kunnen de waterdrukken onder de glooiing zó hoog oplopen, dat betonblokken omhoog worden gedrukt. Bij de Lauwerszeewerken werden na een flinke storm dergelijke omhooggedrukte blokken geconstateerd op de gedeelten waar deze op kleischelpen zijn geplaatst. Dit kan vermoedelijk worden verklaard door dat de naden plaatselijk zó goed sluiten, dat het water onder de blokken onder spanning komt en de in verhouding lichte betonblokken optilt. Bij gebruik van andere dan gewone rechthoekige blokken, zoals diaboolblokken enz. kunnen de blokken elkaar vasthouden en zal dit verschijnsel minder gemakkelijk kunnen optreden.

Koperslakblokken zijn veel onregelmatiger van vorm: op vrijwel alle manieren wijken de vormen af van zuiver rechthoekige parallelpipeda: van boven breder en/of langer dan van onder, scheluw, gebogen in langs- of dwarsrichting enz. Het gevolg is, dat met deze blokken een enigszins ruwe glooiing kan worden gezet, die vrij brede naden vertoont. Onder deze glooiing moet een tussenlaag worden aangebracht, waarin de waterbeweging voldoende wordt afgeremd om de uitschuring van de onderliggende klei, kei-

11. Asfalt van de Asfalt Combinatie Waddenzee (Kon. Mij. Wegenbouw en P. H. Offringa's aanneming en Wegenbouwbedrijf), heeft een rijke toepassing gevonden bij de Lauwerszeewerken. In 1963 werd 1500 m lengte met asfalt bekleed. De asfaltspecie wordt op het talud verwerkt met een „Drott”. Het wordt verdicht met een rol en een Bomag trilwals. De bekleding wordt met een slijtlaag afgedekt.

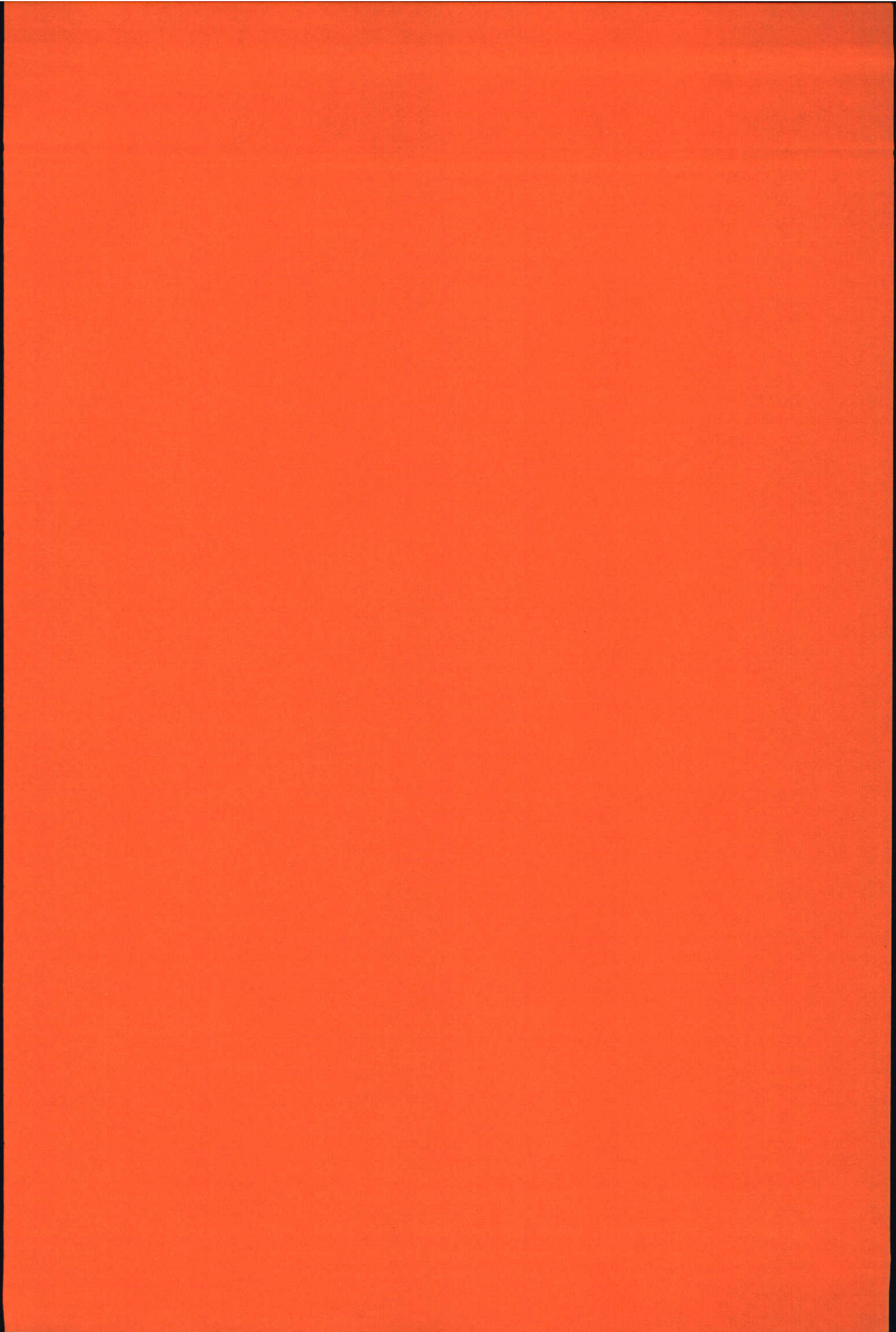


teem of mijnsteen te voorkomen. Aanvankelijk zijn de koperslakblokken op een 10 cm dikke laag kleischelpen geplaatst. Deze onderlaag kan gemakkelijk worden gevlaakt voordat de zware blokken worden geplaatst. Ook de afsluiting van de ondergrond lijkt voldoende. Een bezwaar van deze constructie blijkt te zijn, dat de klei tussen de kleischelpen uitspoelt waardoor er ruimte komt en de schelpen naar beneden zakken. Het gevolg hiervan is een plaatselijke verzakking.

Bij de later gemaakte koperslakglooiingen is een acht cm dikke laag betongrind toegepast, waarop het zetten eveneens gemakkelijk geschiedt, maar die niet verder kan uitspoelen.

In samenwerking met de afdeling Nieuwe Werkmethoden van de Deltadienst worden bij de uitvoering van de Lauwerszeewerken ook proeven gedaan met verschillende materialen ter vervanging van het klassieke zinkstuk van rijshout. Behalve de kostenfactor speelt hier ook mee, dat het steeds moeilijker wordt om voldoende vakbekwame rijswerkers te verkrijgen, die de zinkstukken moeten maken. Bij de Lauwerszeewerken moeten bovendien op verschillende plaatsen kraagstukken worden aangebracht boven gemiddeld laagwater, die dus afwisselend onder en boven water liggen. Onder deze omstandigheden is het rijshout zeer snel vergaan en moet naar een duurzamere constructie worden uitgezien.

De resultaten van de proeven zijn inmiddels bekend. Hierover zal t.z.t. worden gerapporteerd.



Overgenomen uit "Survey of Coastal Revetment Types"

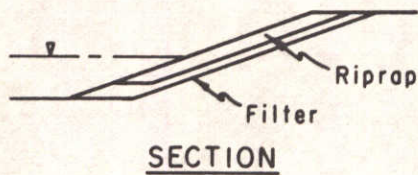
Bruce L. McCartney

Miscellaneous report no. 76-7

Coastal Engineering Research Center, May 1976

REVETMENT DESIGN DETAILS

RIPRAP



Rock revetment at Chesapeake Bay, Md.

Prototype Installation:

Riprap is the most common revetment type in the United States with many prototype installations.

Wave Tank Tests:

Small scale (Hudson and Jackson, 1962).

Near prototype scale (Thomsen, Wohlt, and Harrison, 1972; Ahrens, 1975).

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on rock size.

Wave runup: 0.5 compared to smooth slope.

Wave reflection: Low.

Remarks:

Design information listed in the SPM.

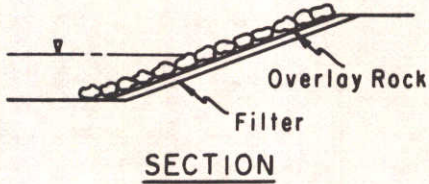
Riprap stability changes with slope and wave period (Ahrens and McCartney, 1975).

Economy can often be obtained by matching the riprap gradation to the local quarry-yield gradation.

Quality control in construction is needed to assure proper gradation on slope (no sections with a predominance of fines).

Minimum of two layers of riprap armor recommended with adequate filter layer.

ROCK OVERLAY



Rock overlay in large wave tank at the Coastal Engineering Research Center (CERC).

Prototype Installation:

Lake Oahe, South Dakota.

Railroad embankment in Lake Oahe near Mobridge.

Existing riprap bank damaged by 5-foot-high waves.

Rock overlay (all rocks touching) was used to upgrade the slope stability.

Overlay design wave $H_s = 5$ feet.

Overlay stable after 3 years (McCartney and Ahrens, in preparation, 1976).

Wave Tank Tests:

Overlay tested in both large and small wave tanks (McCartney and Ahrens, in preparation, 1976).

Tests only for 1 on 3 slope and 3.67-period waves.

Overlay has stability equal to two layers of riprap for zero damage; however, overlay had only one-half the reserve stability as two layers of riprap.

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on rock size.

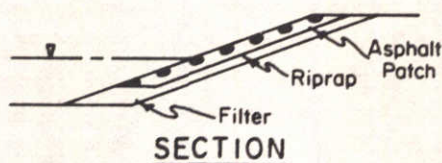
Wave runup: 0.5 compared to smooth slope.

Wave reflection: Low.

Remarks:

Overlay could be used to upgrade a damaged riprap slope or as original construction.

PATCH ASPHALT



Prototype Installation:
Unknown locations.

Wave Tank Tests:

Model tests conducted at Delft Hydraulics Laboratory, Delft, The Netherlands.

Patches of asphalt were poured on rock slope (above and below water) to bind 5 to 10 rocks together.

Stability coefficient K_{Δ} increased two to three times over nonpatch asphalt slope (d'Angremond, et al., 1970).

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on rock size.

Wave runup: 0.6 to 0.7 compared to smooth slope (estimated).

Wave reflection: Medium (estimated).

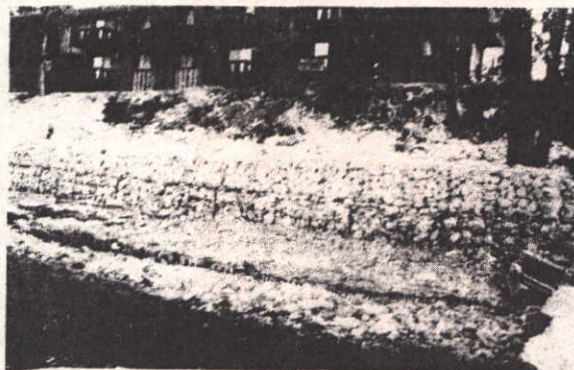
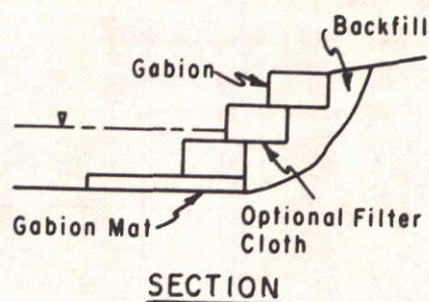
Remarks:

Patch asphalt could be used to upgrade a damaged riprap slope or as original construction.

Three layers of riprap is recommended with asphalt patch affecting only the top two layers.

The bottom layer provides protection to the core if a patch is washed out.

GABION-STACKED



Gabion-stacked revetment, Lake Erie, Sheffield Lake, Ohio.

Prototype Installation:

England.

Stacked Gabions on Gabion mat protect eroding bluff (Dock and Harbour Authority, 1965).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: 6 to 8 feet
(estimated for 3- by 3- by 6-foot-long Gabion).

Wave runup: 0.5 to 0.6 compared to smooth slope (estimated).

Wave reflection: Low (estimated).

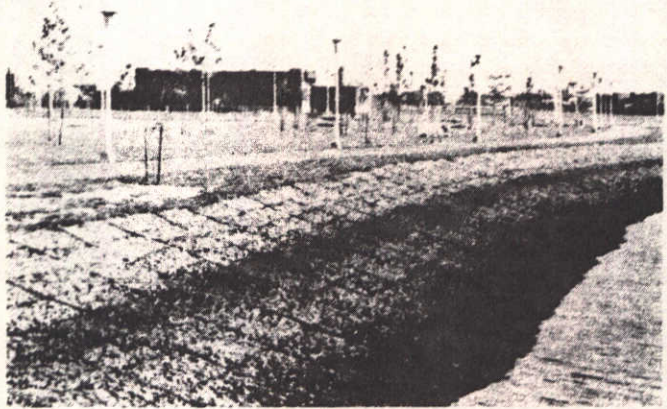
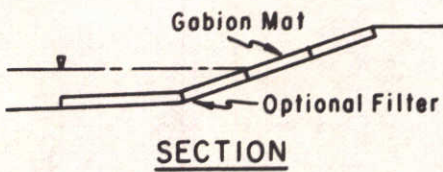
Remarks:

Gabions stacked to form stairstep face.

A Gabion mat is usually suggested for toe protection.

Gabions are available with galvanized wire for freshwater and polyvinyl chloride-coated wire for saltwater.

GABION MAT



Gabion mat revetment on lake.

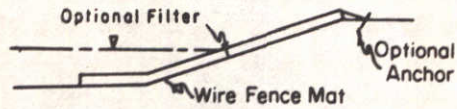
Prototype Installation:
Unknown locations.

Wave Tank Tests:
Unknown.

Design Factors:
Zero-damage wave height: 3 to 5 feet
(estimated for 10- to 12-inch-thick mats).
Wave runup: 0.5 to 0.6 compared to smooth slope (estimated).
Wave reflection: Low (estimated).

Remarks:
None.

WIRE FENCE MAT



SECTION

Prototype Installation:
Unknown locations.

Wave Tank Tests:
Unknown.

Design Factors:
Zero-damage wave height: 2 to 3 feet (estimated).

Wave runup: 0.5 to 0.7 compared to smooth slope, depending on fill material (estimated).

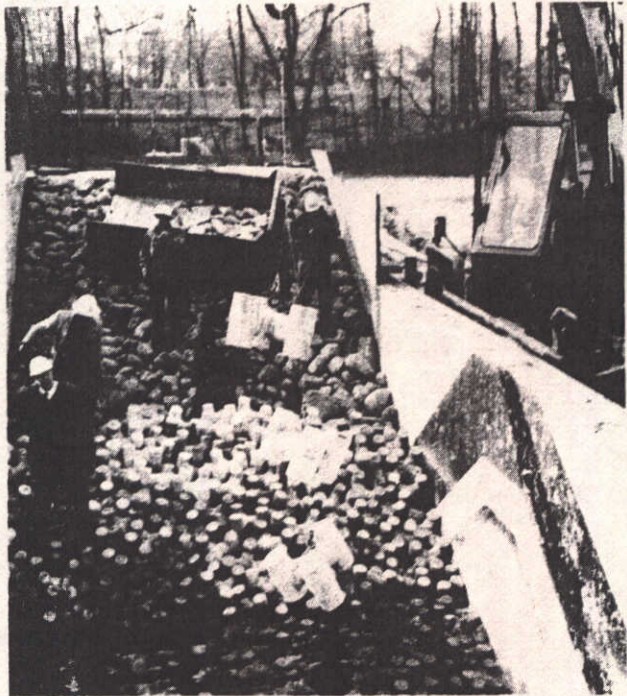
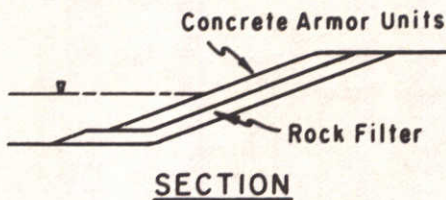
Wave reflection: Medium (estimated).

Remarks:

Wire fence mat is similar to the Gabion mat but not as strong. Mat would have a wire fence top and bottom, and would be filled with rock, bricks, or rubble.

The top and bottom fencing would then be wired together.

CONCRETE ARMOR UNITS



Tribar revetment tested at CERC.

Prototype Installation:

Concrete armor units such as tribars, tetrapods, quadripods, and dolosse have been used on many rubble-mound coastal structures. Examples are given by Hudson, 1974.

Wave Tank Tests:

Wave tank tests of several concrete armor shapes have been conducted at the U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station (WES), CERC, and other laboratories. Some of these test results are referenced by Hudson, 1974.

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on weight of unit and interlocking characteristics.

Wave runup: 0.5 to 0.8 compared to smooth slope.

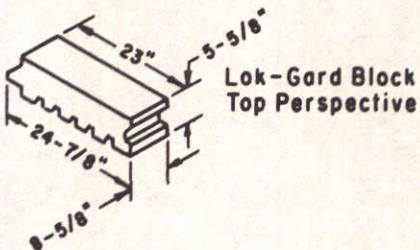
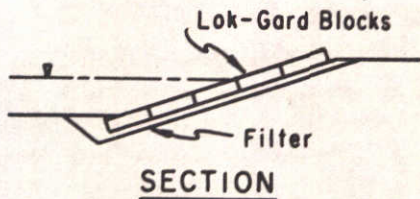
Wave reflection: Low.

Remarks:

Different types of concrete armor units exhibit stability against wave attack two to six times greater than equal weight rock armor. Concrete armor units are usually not cost effective where suitable-size rock is locally available.

These armor units can be used torevet the surface of a rock breakwater or an embankment.

LOK-GARD



Lok-Gard revetment, Cedarhurst, Md.

Prototype Installation:

Tilgham Island, Maryland.

800 feet of shoreline protected by 1 on 2 slope Lok-Gard revetment.

Estimated storm wave height 5 feet (Mohl and Brown, 1967).

Wave Tank Tests:

Prototype-scale tests: Blocks stable for a 4.8-foot-high, 4.7-second wave period attack; embankment slope was 1 on 2.

The revetment was bedded on a 6-inch layer of crushed stone and plastic filter cloth (Hall, 1966).

Design Factors:

Zero-damage wave height: 5 feet (determined in wave tank tests).

Wave runup: 0.9 to 1 compared to smooth slopes (estimated).

Wave reflection: High (estimated).

Remarks:

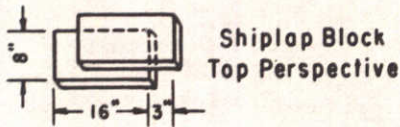
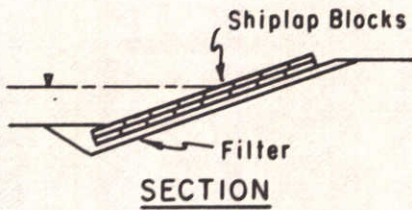
Lok-Gard units weigh 75 pounds each.

Design requires filter and toe protection.

Toe protection could be buried toe or weighted with larger rocks or concrete bags.

Revetment has little reserve stability.

SHIPLAP BLOCKS



Patuxent River, Calvert County, Md.

Prototype Installation:

Friendship House, Patuxent River, Maryland.
Estimated design wave height 3 feet.

Concrete patio blocks (8 by 16 by 2 inches) were fastened together in shiplap pattern with epoxy; blocks were placed on woven filter cloth. Toe was buried.

Cost about 50 percent less than riprap (Hall and Jachowski, 1964).

Jupiter Island, Florida.

Three-foot-square Shiplap blocks alternating 10 and 14 inches thick (Wilder and Koller, 1971).

Wave Tank Tests:

Patio blocks (18 by 18 by 3 inches each) were fastened together with epoxy and tested at prototype scale in the CERC large wave tank.

This 1 on 2 slope revetment was stable for a 4-foot-high, 6-second-period wave (Hall, 1966).

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on unit size.

Wave runoff: 0.9 to 1 compared to smooth slopes (estimated).

Wave reflection: High (estimated).

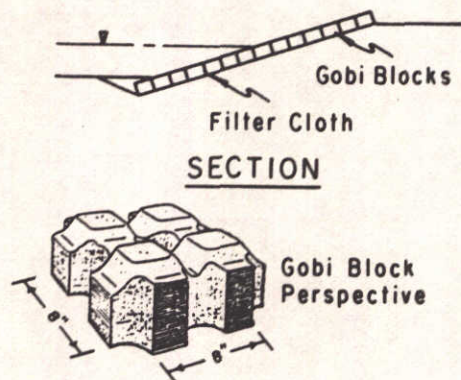
Remarks:

8- by 16- by 2-inch units weigh 75 pounds.

18- by 18- by 3-inch units weigh 150 pounds.

36- by 36- by 10-inch units weigh 1,400 pounds.

36- by 36- by 14-inch units weigh 1,600 pounds.



Holly Beach, La.

Prototype Installation:

Holly Beach, Louisiana.

Revetment 3 miles long, 1 on 3 slope, with buried toe.

Forecast design waves 3.3 feet.

Revetment was subjected to five storms in first year and sustained minor damage (DeMent, 1969; Cox, 1971).

Wave Tank Tests:

1 on 3.5 slope Gobi block revetment was tested at prototype scale in CERC large wave tank.

Revetment used straight-sided blocks placed directly on filter cloth.

Zero-damage wave height about 2 feet. (McCartney and Ahrens, 1975).

Design Factors:

Zero-damage wave height: 3 feet (estimate based on Holly Beach revetment).

Wave runup: 0.8 to 1 compared to smooth slopes (wave tank tests).

Wave reflection: Moderate (estimated).

Remarks:

Gobi blocks came with straight or beveled sides.

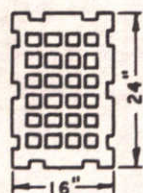
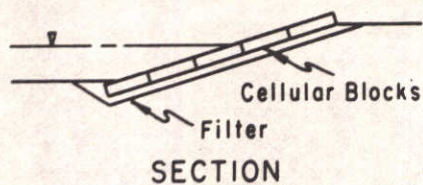
Straight-sided blocks weigh 14 pounds and are placed directly on filter cloth.

Bevel-sided blocks weigh 12 pounds and can be glued to filter cloth in factory and placed as a mat.

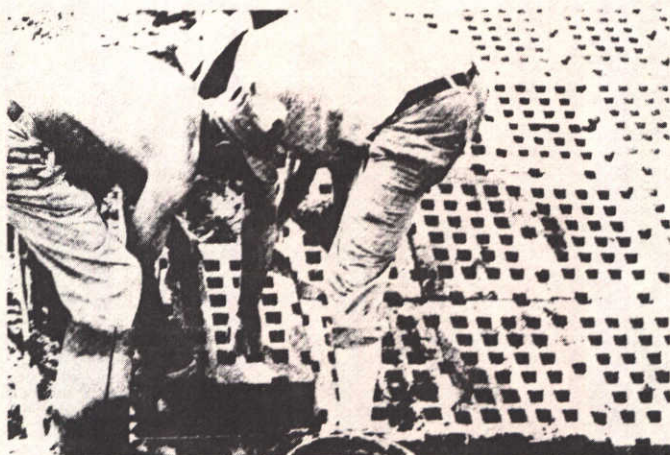
Grass can grow through block openings which will further increase stability to wave attack.

Backfilling blocks with sand or gravel also increase revetment stability.

CELLULAR BLOCKS



Cellular Block
Top View



Precast cellular revetment blocks being placed by hand, Buffalo Creek, N.Y.

Prototype Installation:

Buffalo Creek, New York.

1 on 2 slope revetment used on a river bend to stabilize bank (Parsons and Apmann, 1965).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: 4 to 5 feet (estimated).

Wave runup: 0.7 to 0.9 compared to smooth slope (estimated).

Wave reflection: Moderate (estimated).

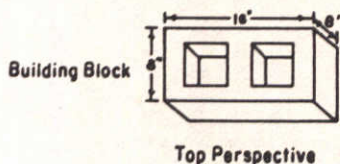
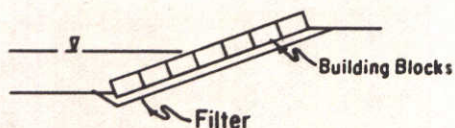
Remarks:

Cellular blocks weigh 83 pounds each.

Block size is 24 by 16 by 4 inches high with 24 2-inch-square cells per block.

Cells reduce block weight, trap littoral drift, provide uplift pressure relief, and reduce runup.

BUILDING BLOCKS



Prototype Installation:
Unknown locations.

Wave Tank Tests:
Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: 3 to 5 feet (estimated).

Wave runup: 0.7 to 0.9 compared to smooth slopes (estimated).

Wave reflection: Moderate (estimated).

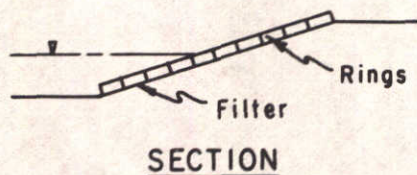
Remarks:

Standard concrete building blocks are 16 by 8 by 8 inches high and weigh about 40 pounds.

Blocks should have open side up to trap littoral drift, reduce uplift pressure, and reduce runup. Backfilling with sand or gravel would increase stability.

Blocks should have a bruied toe or weighted toe with large rocks or concrete bags.

NAMI RINGS



Nami ring revetment, Little Girl Point, Mich.

Prototype Installation:

Little Girl Point Park, Lake Superior, Gogebic County, Michigan.
Rings placed directly on filter cloth on 4-inch-thick sand bedding.
Revetment slope 1 on 2.
Design wave breaking 6.5 feet high, 5.5-second period.
Construction completed in September 1974.
Rings cost \$8 each, revetment cost \$1.50 per square foot (Moffatt and Nichol).
Total project cost estimated at \$18,860 for 300-foot-long revetment or \$62.86 per foot (Brater, Armstrong and McGill, 1974).

Wave Tank Tests:

Nami rings tested at scales of 1:12.8, 1:14.7, and 1:18.6 in a 3- by 3- by 120-foot-long wave tank.
Revetment slope was 1 on 2.
These tests showed the rings were stable for a wave equivalent to a prototype breaking height of 6.5 feet and a 5-second period (Raichlew, 1973).

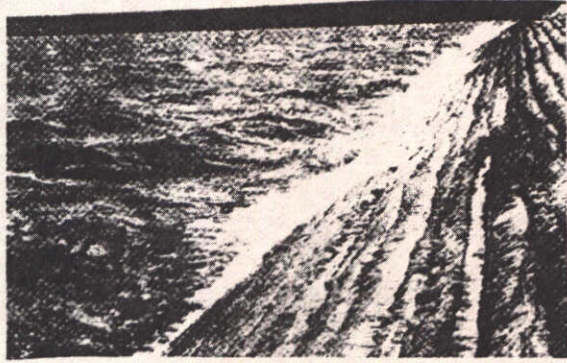
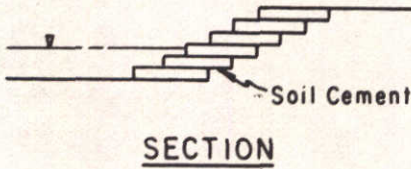
Design Factors:

Zero-damage wave height: 6.5 feet (model tests).
Wave runup: 0.6 to 0.7 compared to smooth slope (estimated).
Wave reflection: Moderate (estimated).

Remarks:

Rings are 1 foot high with a 2.5-foot outer diameter, a wall thickness of 3 feet, and weight of 265 pounds.
Rings opening up to trap littoral drift, reduce uplift pressure, and reduce runup.
Backfilling rings would increase stability.

SOIL CEMENT



Soil cement revetment, Bonny Dam, Colo.

Prototype Installation:

Bonny Dam, Colorado.

A soil cement test section performed satisfactorily for the 10 years of this study (Holtz and Walker, 1962).

Ute Dam, New Mexico; Merritt Dam, Nebraska; Casataic Dam, California. Details of soil cement slope protection and design consideration (Portland Cement Association, 1971).

Wave Tank Tests:

Small-scale runup tests show sharp edges and small steps reduce runup. Other design considerations (Nussbaum and Calley, 1971).

Design Factors:

Zero-damage wave height: 5 to 7 feet (estimated).

Wave runup: 0.7 to 0.8 compared to smooth slopes (estimated).

Wave reflection: Moderate (estimated).

Remarks:

Soil cement slope protection has been used on more than 30 dams (Nussbaum and Calley, 1971).

About 7- to 15-percent cement is used for mix.

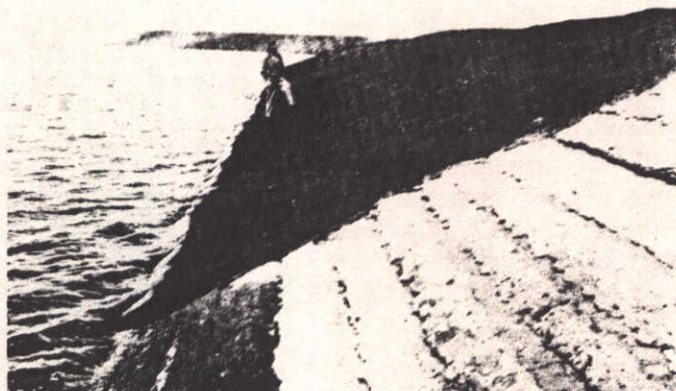
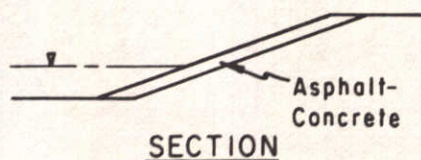
Cement and soil can be mixed at site or at a central plant.

Beach sands deficient in fines require more cement than other soil but beach sand makes good soil cement (Taylor, 1973).

For coastal use, soil cement would extend up from waterline.

If toe scour occurs, toe protection such as a cutoff wall or beach nourishment would be needed.

ASPHALT



Asphalt-concrete test section,
Bonny Dam, Colo.

Prototype Installation:

Glen Anne Dam, California.

Upstream slope protection on dam asphalt-concrete revetment, 1 foot thick, 1 on 4 slope (The Asphalt Institute, 1965).

Point Lookout, Maryland.

Asphalt-concrete revetment protects both sides of a 2,200-foot-long causeway which extends into Chesapeake Bay. The 1 on 4 slope revetment is 4 inches thick placed in two lifts with welded wire fabric reinforcing placed between lifts (The Asphalt Institute, 1965).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on asphalt thickness.

Wave runup: 1 compared to smooth slope (estimated).

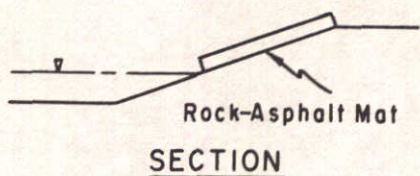
Wave reflection: High (estimated).

Remarks:

Asphalt placement underwater is difficult and expensive.

Any revetment design should consider a gravel filter with gravel or rock weep holes for pressure relief.

ROCK-ASPHALT MAT



Rock-asphalt mat revetment, Michiana, Mich. (Lake Michigan).

Prototype Installation:

Michiana, Lake Michigan, Michigan.
Upper beach rock-asphalt mat revetment (Brater, Armstrong and McGill, 1974).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

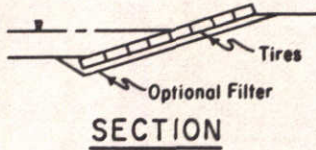
Zero-damage wave height: 2 to 4 feet (estimated).
Wave runup: 0.8 to 1 compared to smooth slope (estimated).
Wave reflection: High (estimated).

Remarks:

One layer of small rock (less than 1-foot diameter) covered with asphalt to form a mat.

Any revetment design should consider a gravel filter with gravel or rock weep holes for pressure relief.

TIRE MAT



SECTION

Prototype Installation:
Unknown locations.

Wave Tank Tests:
Unknown.

Design Factors:

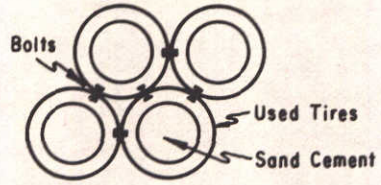
Zero-damage wave height: 3 to 5 feet (estimated).

Wave runup: 0.6 to 0.7 compared to smooth slope (estimated).

Wave reflection: Moderate (estimated).

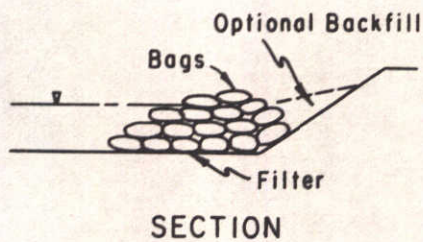
Remarks:

Used car tires are bolted together through the tread to form a mat. After mat is on beach, sand cement is placed in tires for ballast. A tire mat would be durable, flexible, and inexpensive (McCartney, 1975).



CONNECTION DETAIL

STACKED SAND-CEMENT BAGS



Stacked sandbags, Cape Hatteras, N.C.

Photograph illustrates the concept of sand-cement bags. Bags in photo are sand filled, not sand-cement.

Prototype Installation:

Camp Perry, Ohio.

A 100-foot section of pyramid-piled sand-cement bags served satisfactorily as temporary protection (Kugel, 1955).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on bag size and structure thickness.

Wave runup: 0.6 to 0.8 compared to smooth slopes (estimated).

Wave reflection: Moderate (estimated).

Remarks:

Bags would be stacked like a detached breakwater with or without backfill.

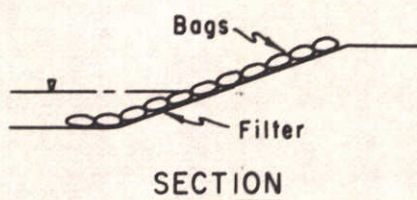
Sufficient space should be provided between the structures so bluff sloughs will not breach the structure from behind.

An apron or other toe-scour protection should be a part of the design.

Both toe-scour and differential settlement could cause failure of structure.

Ratio of sand to cement about 10 to 1 (same as soil cement).

BLANKET SAND-CEMENT BAGS



Blanket sand-cement bags, Conneaut, Ohio (Lake Erie).

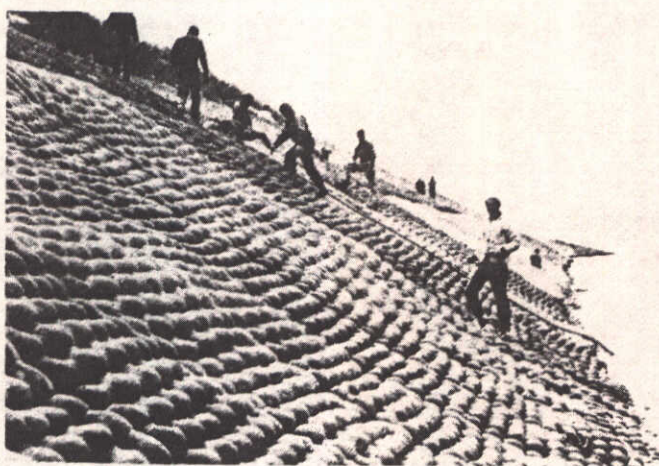
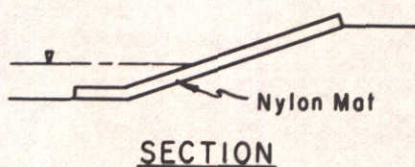
Prototype Installation:
Unknown locations.

Wave Tank Tests:
Unknown.

Design Factors:
Zero-damage wave height: Depends on bag weight.
Wave runoff: 0.6 to 0.8 compared to smooth slope.
Wave reflection: Moderate.

Remarks:
Blanket could be one layer (similar to rock overlay) or two layers.
Blanket would be inexpensive, adjustable to settlement and scour, easily maintained, and would not seriously impair beach for recreational uses.

NYLON MAT WITH BALLAST



Revetment mattress, Allegheny Reservoir, N.Y.

Prototype Installation:

Allegheny Reservoir, New York.

Concrete-filled nylon mat (Fabriform) was placed on a 1 on 2 slope. Slope length was 53 feet (Wilder and Koller, 1971).

Magdalene River, Columbia.

Nylon tubes 5.3 feet wide and 100 feet long were sewn together and filled with sand-asphalt mixture (Van Lookeren Compagne, 1963).

Netherlands.

Woven fabric with sewn on pockets filled with rock or rubble to provide ballast to keep fabric in position. Used as slope or toe protection (The Dock and Harbor Authority, 1974).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on mat strength.

Wave runup: 0.8 to 1 compared to smooth slope (estimated).

Wave reflection: High (estimated).

Remarks:

Concrete-filled mat will crack and break under differential settlement.

Mats could be damaged by drifting debris.

LANDING MAT



Prototype Installation:

Mo-Mat is 0.625-inch-thick fiberglass molded into a waffle pattern weighing 1 pound per square foot (Air Logistics Corporation, 1968).

Prefabricated metal mats and membranes used to support military vehicles on beaches were tested for stability.

Prototype tests were conducted on the Brittany coast of France (U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1962).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on mat strength.

Wave runup: 0.9 to 1 compared to smooth slopes (estimated).

Wave reflection: High (estimated).

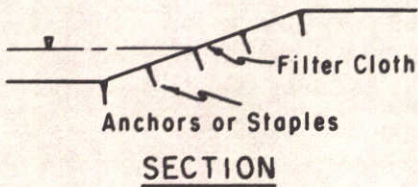
Remarks:

Steel or aluminum mats could also be used.

A weighted or buried toe would be required.

A method of anchoring the mat top would be required.

FILTER CLOTH



Filter cloth placement.

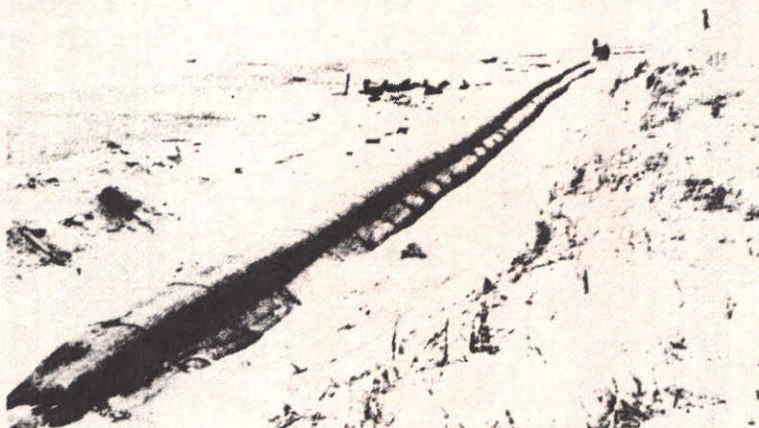
Prototype Installation:
Unknown locations.

Wave Tank Tests:
Unknown.

Design Factors:
Zero-damage wave height: 1 foot (estimated).
Wave runup: 0.9 to 1 compared to smooth slope (estimated).
Wave reflection: High (estimated).

Remarks:
Cloth would be easily damaged by vandalism and drifting debris.

SAND TUBES (LONGARD TUBE)



Sand tubes on Thyborøn Barrier Beach, North Sea coast, Denmark.

Prototype Installation:

Thyborøn Barrier, North Sea coast, Denmark.

Sand pumped into nylon tubes. Structure is three tubes, each 1-meter diameter and 100 meters long laid parallel to the beach above the waterline (Jakobsen and Nielsen, 1970).

Empire Village, Lake Michigan, Michigan.

A 42-inch-diameter Longard tube was set on filter cloth parallel to shore and filled with sand. Actual project cost was \$28.30 per lineal foot of shore (Brater, Armstrong and McGill, 1974).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: Unknown.

Wave runup: 0.8 to 0.9 compared to smooth slope (estimated).

Wave reflection: High (estimated).

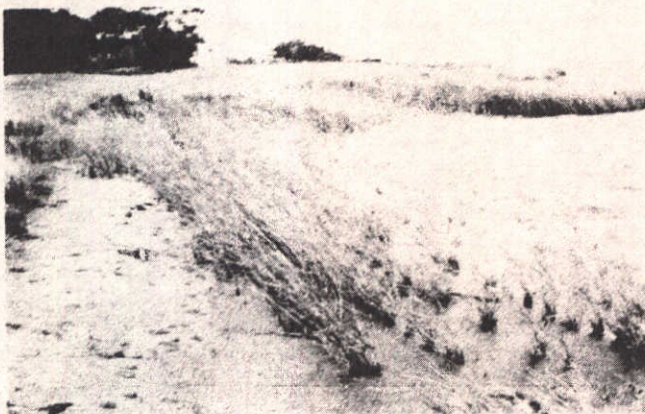
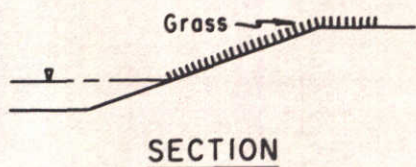
Remarks:

An apron or other suitable toe protection would be needed to prevent toe scour.

Tube could also be used as groin or offshore sill.

Structure could be easily damaged by vandalism or drifting debris.

GRASS



Smooth cordgrass (*Spartina Alterniflora*),
Bogue Bank, N.C.

Prototype Installation:

Rappahannock River, Virginia.

Eroding banks were graded to about a 1 on 3 slope then planted with tall fescue, bermuda grass, American beachgrass and saltmeadow cordgrass.

Erosion was successfully controlled (Sharp and Vaden, 1970).

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: 0.5 foot (estimated).

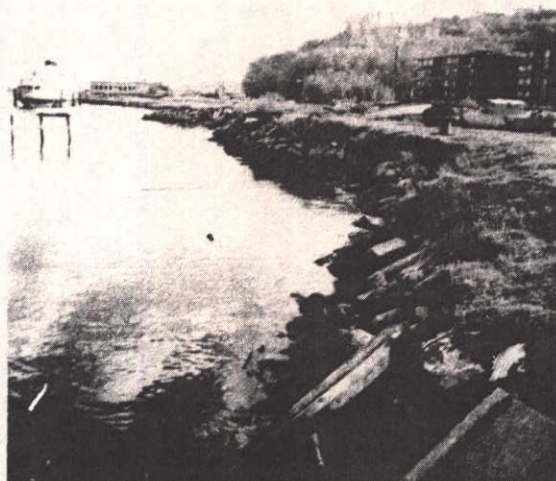
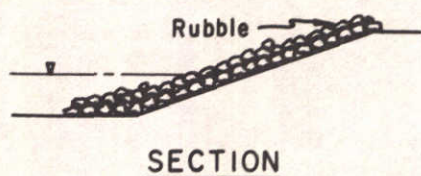
Wave runup: 0.6 to 0.8 compared to smooth slope (estimated).

Wave reflection: Moderate (estimated).

Remarks:

Suggest fencing off slope to prevent cattle from eating the bank protection.

RUBBLE



Broken concrete-rubble revetment
on waterfront, Seattle, Wash.

Prototype Installation:

Numerous rubble revetments are found in the United States as well as other countries.

Wave Tank Tests:

Unknown.

Design Factors:

Zero-damage wave height: Depends on rubble size.

Wave runup: 0.5 to 0.7 compared to smooth slope (estimated).

Wave reflection: Low (estimated).

Remarks:

Rubble can be concrete, brick, asphalt, etc.

Rubble can be cost-effective for temporary protection or where aesthetics and beach recreation use are not a concern.

LITERATURE CITED

- AHRENS, J.P., "Large Wave Tank Tests of Riprap Stability," TM-51, U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Va., May 1975.
- AHRENS, J.P., and McCARTNEY, B.L., "Wave Period Effect on the Stability of Riprap," *Ocean Engineering III Conference Proceedings*, Wilmington, Del., June 1975.
- AIR LOGISTICS CORPORATION, "Mo-Mat, A New General Mobility System," Pasadena, Calif., Sept. 1968.
- BARRETT, R.J., "Use of Plastic Filters in Coastal Structures," *Proceedings of the 10th Coastal Engineering Conference*, Sept. 1966.
- BRATER, E.F., ARMSTRONG, J.M., and MCGILL, M., "Michigan's Demonstration Erosion Control Program," Evaluation Report, Michigan Department of Natural Resources, Nov. 1974.
- COX, A.L., "Paving Block Study," Research Report, No. 58, Louisiana Department of Highways, Baton Rouge, La., Oct. 1971.
- d'ANGREMOND, K., et al., "Use of Asphalt in Breakwater Construction," *Proceedings of the 12th Coastal Engineering Conference*, 1970, pp. 1601-1627.
- DeMENT, L.E., "Shore Protection Plan of Holly Beach, Louisiana," Master's Thesis, Department of Civil Engineering, Graduate School, Tulane University, New Orleans, La., July 1969, (unpublished).
- DOCKS AND HARBOUR AUTHORITY, "The Development of Synthetic Fabrics for Hydraulic Structures," London, England, Mar. 1974, pp. 410-411.
- DOCKS AND HARBOUR AUTHORITY, "Maritime and Raparian Uses of Gabions," London, England, Dec. 1965, pp. 251-255.
- HALL, J.V., Jr., "Wave Tests of Revetment Using Machine-Produced Interlocking Blocks," *Proceedings of the 10th Coastal Engineering Conference*, 1966, pp. 1025-1035.
- HALL, J.V., Jr., and JACHOWSKI, R.A., "Concrete Block Revetment Near Benedict, Maryland," MP 1-64, U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Washington, D.C., Jan. 1964.
- HOLTZ, W.G., and WALKER, F.L., "Soil-Cement as Slope Protection for Earth Dams," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 88, No. SM6, American Society of Civil Engineers, Dec. 1962, pp. 107-134.

SHARP, C.W., and VADEN, J., "Ten-Year Report on Sloping Techniques Used to Stabilize Eroding Tidal River Banks," *Shore and Beach*, Apr. 1970, pp. 31-35.

SIVARD, F.L., "Building a Beach with an Offshore Sill, Singer Island, Florida," *Shore and Beach*, Apr. 1971.

TAYLOR, K.V., "Slope Protection on Earth and Rockfill Dams," *Proceedings of the 11th International Congress on Large Dams*, Vol. 3, June 1973, pp. 215-235.

THE ASPHALT INSTITUTE, "Asphalt in Hydraulic Structures," Manual Series No. 12 (MS-12), College Park, Md., Mar. 1965.

THOMSEN, A.L., WOHLT, P.E., and HARRISON, A.S., "Riprap Stability on Earth Embankments Testing in Large- and Small-Scale Wave Tanks," TM-37, U.S. Army, Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Washington, D.C., June 1972.

U.S. ARMY, CORPS OF ENGINEERS, "Earth Embankments," EM 1110-2-2300, Washington, D.C., 1971.

U.S. ARMY, CORPS OF ENGINEERS, COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER, *Shore Protection Manual*, Vols. I, II, and III, Stock No. 08022-00077, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1973, 1,160 pp.

U.S. ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION, "Beach Stabilization Tests of Landing Mats and Prefabricated Membranes," TR No. 3-592, Vicksburg, Miss., Feb. 1962.

VAN LOOKEREN, CAMPAGNE, "Use of Nylon in Hydraulic Engineering," *Civil Engineering*, Vol. 33, No. 1, Jan. 1963, pp. 31-33.

WILDER, C.R., and KOLLER, E.R., "Modular Systems for Shore Protection," *Civil Engineering*, Vol. 41, No. 10, Oct. 1971, pp. 60-63.

- HUDSON, R.Y., "Concrete Armor Units for Protection Against Wave Attack," MP H-74-2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Jan. 1974.
- HUDSON, R.Y., and JACKSON, R.A., "Design of Riprap Cover Layers for Railroad Relocation Fills, Ice Harbor and John Day Lock and Dam Project," MP 2-465, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Jan. 1962.
- JAKOBSEN, P.R., and NIELSEN, A.H., "Some Experiments with Sand-Filled Flexible Tubes," *Proceedings of the 12th Coastal Engineering Conference*, 1970, pp. 1513-1521.
- MCCARTNEY, B.L., "Seventeen Revetments for Semi-Protected Shores," U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Va., Mar. 1975.
- MCCARTNEY, B.L., and AHRENS, J.P., "Stability of Gobi Block Revetment to Wave Attack," TM-55, U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Va., Oct. 1975.
- MCCARTNEY, B.L., and AHRENS, J.P., "Overlay of Large Placed Rocks to Increase Riprap Stability, U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Va., 1976, (in preparation, 1976).
- MOFFATT AND NICHOL, ENGINEERS, "Preliminary Report on Nami Rings," Long Beach, Calif.
- MOHL, E.V., and BROWN, J.D., "Flexible Revetment Using Interlocking Concrete Blocks, Tilgham Island, Maryland," *Shore and Beach*, Oct. 1967, pp. 28-30.
- NUSSBAUM, P.J., and COLLEY, B.E., "Dam Construction and Facing with Soil-Cement," Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1972.
- PARSONS, D.A., and APMANN, R.P., "Cellular Concrete Block Revetment," *Journal of the Waterways and Harbors Division*, Vol. 91, No. WW2, American Society of Civil Engineers, May 1965, pp. 27-37.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, "Concrete Shore Protection," Skokie, Ill., 1955.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, "Soil-Cement Slope Protection for Earth Dams: Planning and Design," Skokie, Ill., 1971.
- RAICHLER, F., "An Investigation of the Stability of a Structure Armored with NAMI Rings," Moffatt and Nichol, Engineers, Long Beach, Calif., July 1973.