Stabiliteit, vervorming en evenwichtsprofielen
voor grind-, en stortsteentaluds
~~bij loodrechte golfaanval~~
(literatuuroverzicht)

Nota ~~W 74-141~~ W 74 H 901 X

(K.W. Pilarczyk)

Waterloopkundige Afdeling
Deltadienst – Rijkswaterstaat

Maart 1975

Stabiliteit, vervorming en evenwichtsprofielen voor grind- en stortsteentaluds bij loodrechte golfaanval

W 74-141 (concept nota)
(K. Pilarczyk) (1974)

Inleiding

Bij de uitvoering van waterbouwkundige projekten in de Nederlandse kustgebied, kwamen een nieuwe vraagstukken navoren waarvoor een oplossing gevonden dient te worden. Een van deze vraagstukken is de toepasbaarheid van grind als beschermingskonstruktie voor de dammen en stranden, als oever-, en bodembescherming. Een andere vraagstuk die kan de bovengenoemde afgeleid kan worden is de stabiliteit van de grind-, en stortsteendammen.
Het mechanisme van de profielvorming van de grindtaluds is ook belangrijk voor de uitbreiding van de algemene kennis van de strandprocessen.
Om inzicht te verkrijgen in de eigenschappen van dit materiaal als taludbekleding of voor de aanleg van de grinddammen onder golfaanval zijn naast een literatuurstudie ook een modelonderzoekingen verricht (M 1063, M 1216), [ ], [ ].
Voor de dimensionering van de taludbekleding en de grind-, stortsteen dammen is een belangrijk vraagpunt tot welke diepte het grind kan uitschuren en/of ~~bij~~ welke golfkondities stabiel is. Daarom, de gegevens ~~uit~~ de verschillende onderzoekingen naar de storsteen stabiliteit zijn ook verzamelt in deze nota bekeken, [ ], [ ], [ ]. x)
In het navolgende zal een overzicht van de huidige stand van zaken worden gegeven. Daarnaast zal aandacht worden besteed aan de punten waar een meer gericht onderzoek steeds gewenst is.

x) Jammer genoeg, deze gegevens meestal beperkt zijn tot de taluds die gelijk of steiler dan 1 op 5 zijn.

Kwalitatief beschrijving van profielvorming
~~Profielvorming bij grindstranden~~

Het sedimenttransport wordt bepaald door een groot aantal faktoren zoals golfbeweging, stromingen, getij, ligging van de bodem, eigenschappen van het materiaal etc. Het is dus een zeer complex systeem die beide kwantitatief en kwalitatief nog steeds onvoldoende bekend is. In het algemeen kan er een onderscheid worden gemaakt tussen wijzen waarop het sedimenttransport onder invloed van golven plaats vindt namelijk: a) bodemtransport en b) suspensietransport.
Bij grindstranden speelt bodemtransport een overheersende rol. Alleen ter plaatse van de breker kunnen de grindkorrels in suspensie worden gebracht. In dat opzichte het transportmechanisme bij grindstranden verschilt met die bij zandstranden waar juist het suspensietransport zeer belangrijk is, en, waardoor, het ontstaan van "ribbels" mogelijk is.

Mechanisme van profielvorming (Fig. 1) Bij een asymetrische, oscillerende waterbeweging aan de bodem treedt onder een golftop een hogesnelheid en onder het dal een lagere snelheid op. Het materiaaltransport treedt op wanneer de watersnelheid onder de golftop een zekere kritische snelheid voor het materiaal overschreedt. Deze snelheid is bepaald door de korrel eigenschappen en de hydrodynamische krachten die werken op de korrel (of op een groep korrels). Gedurende de passage van een golfdal de snelheden geringer zijn en praktisch geen transport mogelijk is. Een kontinue beweging van sediment in de richting van de kust (tot de breker) is het gevolg.
Bij de zeer grof materiaal zoals grind, het begin van beweging neemt dicht bij de breker plaats en dus, het transport mechanisme binnen de brekerzone bepalend is voor de profielvervorming.
Wanneer de golven het talud oplopen, worden de omhooggerichte snelheiden groter dan de omlaaggerichte snelheiden (asymetrische snelheidsprofiel). Dit leidt ertoe dat er verder op het talud een opwaarts materiaaltransport plaats vindt.
Bij de lange golven is het faseverschil tussen het tijdstip van breken en het tijdstip van bereiken van de maximale oploophoogte groter is dan bij de korte golven. Bovendien, een lange golf breekt bij een relatief groter diepte dan de korte golf.

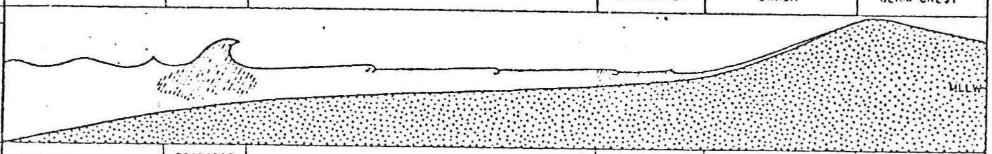
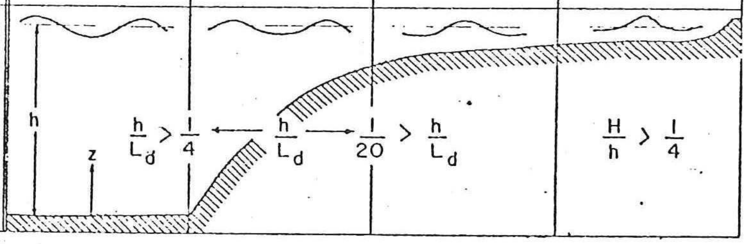
WATER MOTION	OSCILLATORY WAVES	WAVE COLLAPSE	WAVES OF TRANSLATION (BORES); LONGSHORE CURRENTS; SEAWARD RETURN FLOW; RIP CURRENTS	COLLISION	SWASH; BACKWASH	WIND
DYNAMIC ZONE	OFFSHORE	BREAKER	SURF	TRANSITION	SWASH	BERM CREST
PROFILE						
SEDIMENT SIZE TRENDS	COARSER →	COARSEST GRAINS	← COARSER →	BI-MODAL LAG DEPOSIT	← COARSER	WIND - WINNOWED LAG DEPOSIT
PREDOMINANT ACTION	ACCRETION	EROSION	TRANSPORTATION	EROSION	ACCRETION AND EROSION	
SORTING	← BETTER	POOR	MIXED	POOR	BETTER →	
ENERGY	INCREASE →	HIGH	GRADIENT →	HIGH	⇄	

Fig.116. Summary diagram schematically illustrating the effect of the four major dynamic zones in the beach environment. Hatchered areas represent zones of high concentrations of suspended grains. Dispersion of fluorescent sand and electromechanical measurements (SCHIFFMAN, 1963, 1965) indicate that the surf zone is bounded by two high-energy zones; the breaker zone and the transition zone. MLLW = mean lower low water.

Summary of Wave Equations

FUNCTION	DEEP WATER	INTERMEDIATE	SHALLOW WATER	NEAR-BREAKER
PHASE VELOCITY, C	$\frac{g}{2\pi}T$	$\left[\frac{g}{k}\tanh kh\right]^{\frac{1}{2}}$	$[gh]^{\frac{1}{2}}$	$[g(h+H)]^{\frac{1}{2}}$
WAVE LENGTH, L	$L_d = \frac{g}{2\pi}T^2$	$L_d\left[\tanh k_d h\right]^{\frac{1}{2}}$ →		CT
WAVE HEIGHT, H	H_d	$H_d\left[\frac{C_d}{2Cn}\right]^{\frac{1}{2}}$	$\frac{H_d}{[4k_d h]^{\frac{1}{4}}}$	$0.32\,H_d\left[\frac{L_d}{H_d}\right]^{\frac{1}{3}}$
ORBITAL DIAMETER, d	SURFACE $d = H_d$ BOTTOM $d_o = 0$	$d_z = H\frac{\cosh kz}{\sinh kh}$	$d_z = \frac{H}{kh}$	$d_o \doteq \frac{3}{2}H$
MAXIMUM ORBITAL VELOCITY, u_m	$\frac{\pi d}{T}$ →		$\frac{1}{2}\frac{H}{h}C$	$u_{m,o} \doteq \frac{1}{3}\frac{H}{h}C$
LIMITS OF APPLICATION	$\frac{h}{L_d} > \frac{1}{4}$	← $\frac{h}{L_d}$ →	$\frac{1}{20} > \frac{h}{L_d}$	$\frac{H}{h} > \frac{1}{4}$



$\left.\begin{matrix} H_d \\ L_d \end{matrix}\right\}$ deep water parameters, $k = \frac{2\pi}{L}$, $k_d = \frac{2\pi d}{L_d}$

Fig. 1

X) naar pagina 3

Bij zeer steile golven (ca. $H_0/L_0 > 0.05$) de watermassa, na de breking van de golf, steeds meer rechtslood op het talud valt met een verder toename in de golfsteilheid. De golftong wordt aan de opwaartse en neerwaartse watertong gescheiden. Dat leidt ertoe dat dat op het talud een neergaand materiaaltransport resulteert. Het materiaal die bij de golfbreking in suspensie wordt gebracht valt, in één deel zeewaarts van de plaats van breking, vorming een bar (bank). Op de plaats, waar de watermassa van de gebroken golf op het talud valt, ontstaat een knik. Dit proces kan vaak resulteren voor een grof-korrelig materiaal waar geen suspensie v/h materiaal buiten de breker plaats vindt, in een mindermate profielvervorming dan bij matig-steil-golven, of, dat ~~[illegible]~~ talud-stabiliteit bij een relatief kleiner steengrootte kan worden bereikt.

Dat resulteert in het feit dat er een langere tijd is voor water percolatie (infiltratie), grondwater niveau blijft lager, het terugtrekken van de watertong van het talud verminderd wordt en soortering van het materiaal plaats vindt (de grootste korrels blijven boven).
Water percolatie afhankelijk is van de korrelgrootte wat verklaart het feit dat de taludhelling bij het stilwaterlijn steiler is voor een grof materiaal dan voor een fijn materiaal. Het blijkt ook zinvol aan te nemen dat onder andere door het verschil in water-percolatie, het grof materiaal kan met het fijne materiaal reproduceren en omgekeerd.
Korte golven breken dichterbij de kust, de breker wordt steiler, de breking krijgt steeds meer een plaatselijke karakter waardoor de horizontale snelheids Komponenten van de watertong worden verzwakt en de golfoploop relatief minder hoog wordt. Het faseverschil wordt korter, het materiaal vanaf ~~in~~ de breakerzone ~~tot~~ de oploophoogte blijft min of meer saturated, grondwaterniveau blijft hoog (dicht bij de strand-oppervlakte), het effekt van water percolatie wordt verminderd, ~~[illegible]~~ de oploop-, en de terugstromingsnelheden zijn min of meer gelijk en kan er een zeewaarts (of een landwaarts) transport v/h materiaal plaats vinden afhankelijk van het taludhelling en korrelgrootte. De profielvorming is, in dit geval, primair door de breker bepaald. Naarmate de taludhelling toeneemt en/of ~~[illegible]~~ de korrelgrootte neemt af, de snelheden van de terugstroming kunnen voldoende zijn om het materiaal naar beneden te transporteren (fig.2). ~~Dat blijkt er toe dat op het talud een neergaand materiaaltransport resulteert. In dit laatste geval en bij relatief hoge golfsteilheid, het materiaal die door de steile breker in suspensie wordt gebracht valt in één deel zeewaarts van de breker vorming een bar (bank) naast de kuil die na de golfbreking ontstaan is.~~ wave test ~~Het steile~~ gedeelte zeewaarts van de bar benadert, in het evenwichtsprofiel, de helling van natuurlijk helling van het materiaal onder water.
Na een bepaalde tijd onstaat een profiel waarbij op iedere plaats het transport in beide richtingen even groot is en de afzonderlijke korrel in een dynamische evenwicht heerst. Een statische evenwicht is alleen mogelijk wanneer de afzonderlijke korrel in de brekerzone statisch is wat gelijk is aan de stabiliteit (zonder profielvervorming) van het geheel talud.

voor pagina 4

x) Over de invloed van de korrel-vorm op de taludvervorming of stabiliteit is er weinig bekend. De vorm van de korrels beïnvloedt de wrijvingsgrootte met de bodem en de lift en drag-krachten en dus moet een effekt hebben op de korrel gedrag.
Uit het verloop van de drag-koefficient of fall-snelheid met een Reynolds getal in de figuren ..3 ... te zien is dat bij de kleine Re, de korrel-vorm weinig invloed heeft, terwijl bij Re>100 deze invloed wordt aanzienlijk groot.
Dus, het mag gekonkludeerd worden dat de invloed van de korrel-vorm die in het model kan verwaarloosd worden, kan in het prototype een aanzienlijke verschillen veroorzaken wat betreft de profielvorm en de limiet van de profiel-stabiliteit.

x) De tijd van de profielontwikkeling van de grindstranden is aanzienlijk korter dan bij zand en "échte" (dynamische) evenwichtsprofielen in het model is mogelijk te verkrijgen wat maakt de modelgegevens meer betrouwbaar. Bij de zandprofielen en relatief flauwe hellingen ($ctg\,\alpha > 10$) is praktisch onmogelijk een "échte" evenwichtsprofiel te bereiken binnen de aanzienlijke tijdduur, b.v. bij $D_{50} \simeq 0{,}2$ mm, $ctg\,\alpha \simeq 30$, $H_0 \simeq 10$ cm, $t > 200$ uren.

De ondergrens van het evenwichtsprofiel wordt gevormd door het punt van begin van beweging terwijl de bovengrens afhankelijk is van de golfoploop op het talud. Tussen deze grenzen zal de profielvervorming plaats vinden. Wanneer er een zeewaartse transport treedt, het punt begin ~~van~~ beweging wordt door het ~~vallend~~ achteruit vallend materiaal bedekt. . In dit geval, de ondergrens van het evenwichtsprofiel wordt bepaald door het snijpunt van de raaklijn door de zeewaartsehelling van het profiel met het uitgangsprofiel.

Afhankelijk van de uitgangshelling, bij dezelfde golfkondities, zal de kustlijn achter-, of vooruit gaan. In het algemeen, zoals uit deze discussie blijkt, de kustlijn gaat achteruit (~~landwaarts~~) naar mate de uitgangshelling ~~...~~ groter wordt of het ~~de~~ ~~...~~ materiaal kleiner wordt. Het evenwichtsprofiel wordt steiler, in bijzonder bij het stilwaterlijn, en korter, naarmate ~~het materiaal grover wordt~~ de grotte van het materiaal toe neemt. (Fig. 2)

X

XX:

De invloed van ~~de~~ getij. Uit M 1063 onderzoek is gebleken dat, onder de invloed van variëerde waterstanden gedurende een getijcyclus verplaatst het evenwichtsprofiel, zoals dat gevormd zou zijn bij één waterstand, met de waterstand mee.

Om een indruk te geven naar de invloed van getij op de profiel~~vervorming~~ vorming bij verschillende materialen zijn in figuur 4 enkele profielen gegeven uit het modelonderzoek van Watts en Dearduff [ ]. Uit deze resultaten is gebleken dat de landwaartse en zeewaartse profielhellingen worden door de getijcyclus niet veel veranderd t.o.v. de profielen bij stilwaterlijn ~~...~~ geen getij. De invloed van de getijcyclus wordt gemerkt door de horizontale verschuiving van het profiel (groter landwaartse transport). Deze verschuiving (= achteruitgaan van de kustlijn) afhankelijk is van de waterstandvariatie (getijamplitude) en neemt toe met toename van de getijamplitude of de hoogste waterstand in de getijcyclus. Het verschil in de duurtijd (4 en 1 uur in dit onderzoek) van de getijcyclus heeft weinig invloed op de profielvervorming.

Getijcyclus kan wel veel verandering brengen in het geval dat het profiel t.o.v. de golfkondities in een soort kritische (of neutral) toestand fungeert wat betreft de profiel type (step of bar) of de net-transport richting.

$\frac{H_0}{D_{90}} = 21.6$

$d = 0,8\ m$

: 33.6

$d = 0,8\ m$

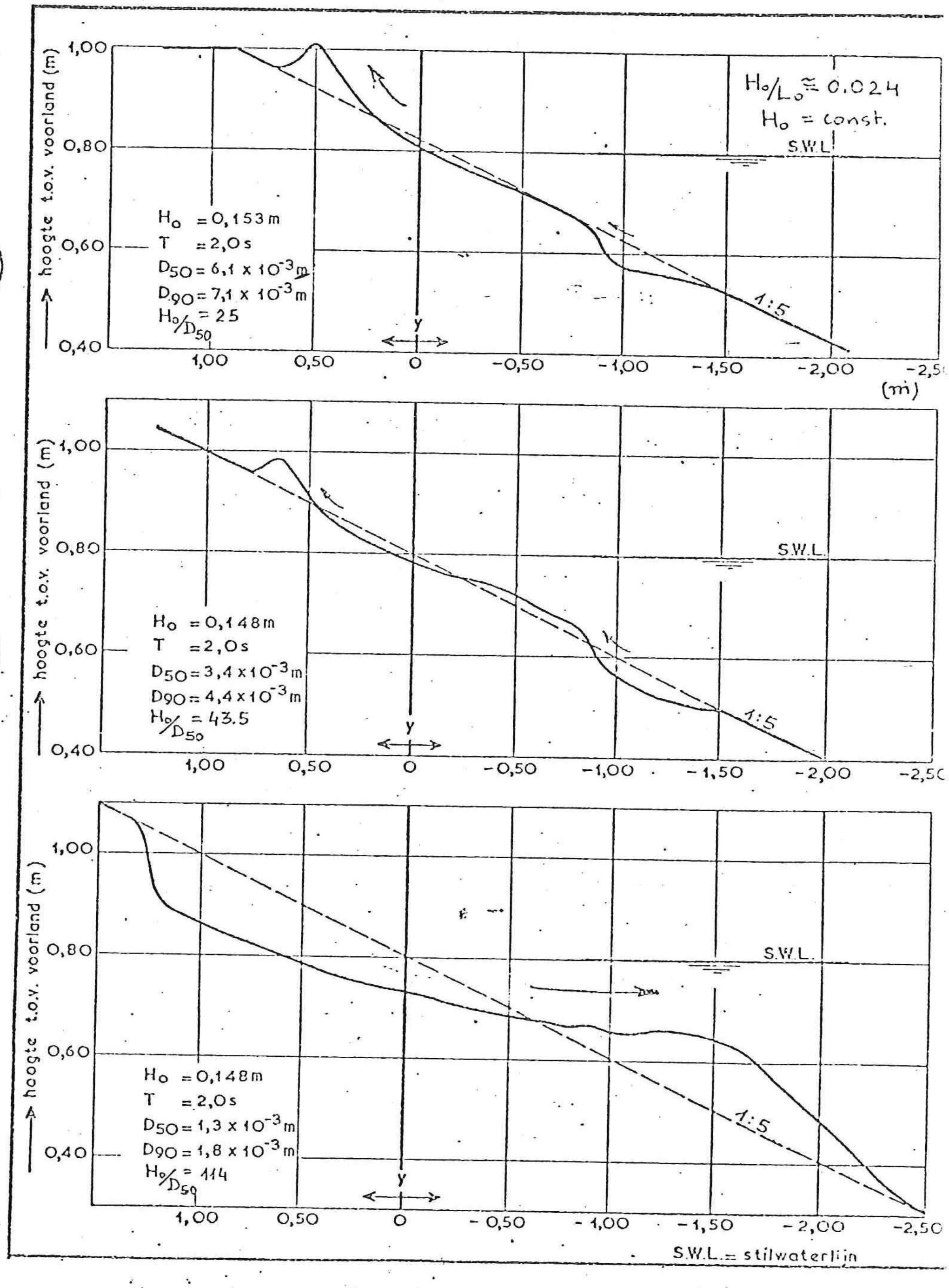
82,3.

$d = 0,8$

$\frac{d}{L_0} = \frac{0,8}{6,24} = 0,128$

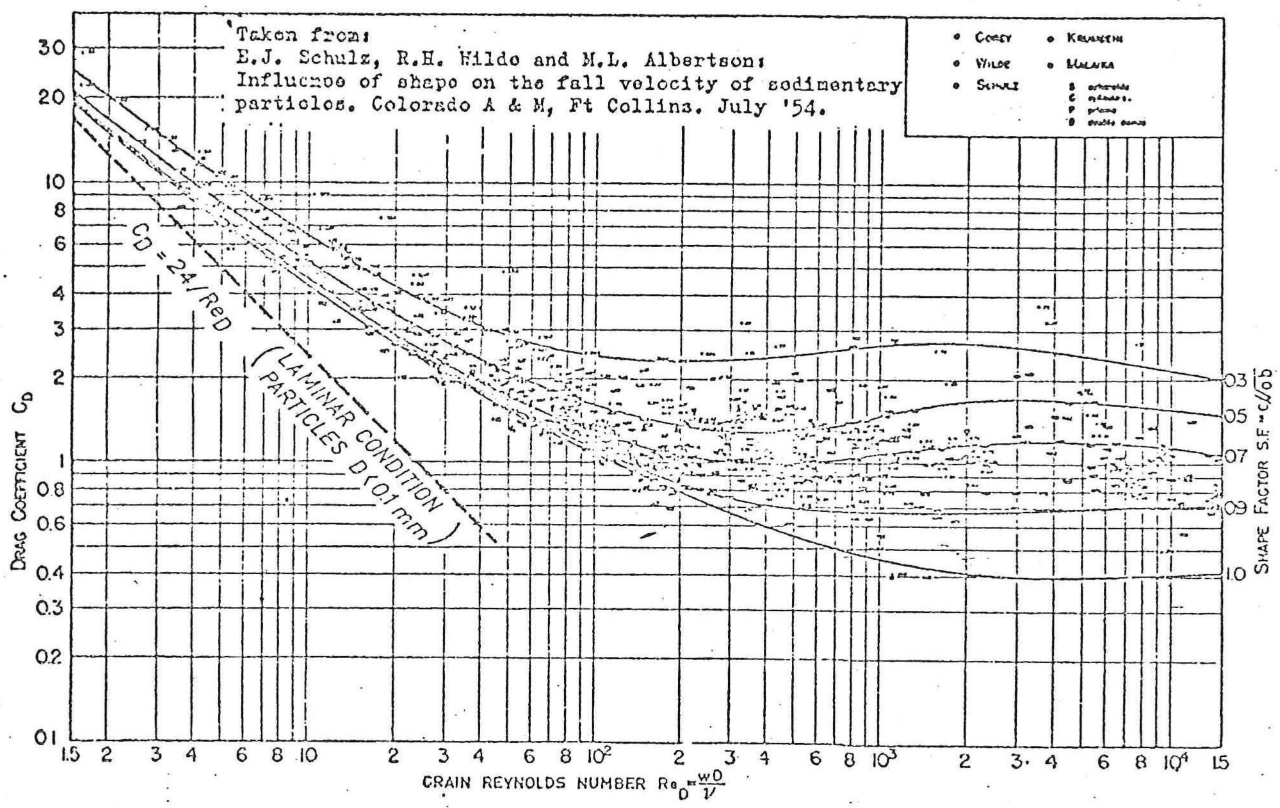
$d/L = 0,1649$

$H/L_0 = 0,9175$



Profiel	f =	d_i'' (begin totaal beweging)	(f = friction function)
a)	0,6	25,0 cm	berekende waarden
b)	0,6	30,6 cm	
c)	0,6	45,5 cm	

Fig. ?



C_D FOR NATURALLY WORN SEDIMENTS AS FUNCTION OF Re_D AND S.F.

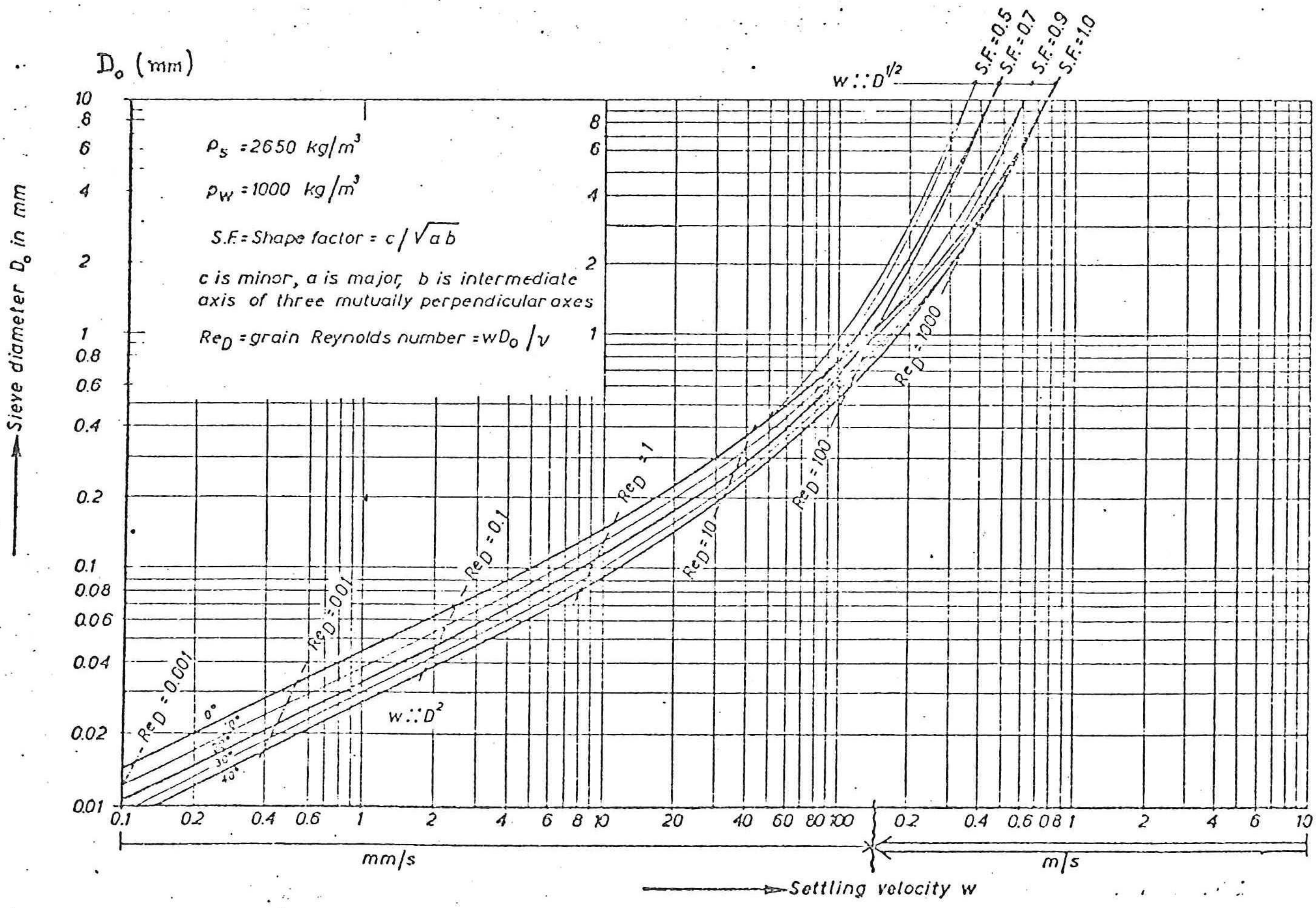


Fig. 3

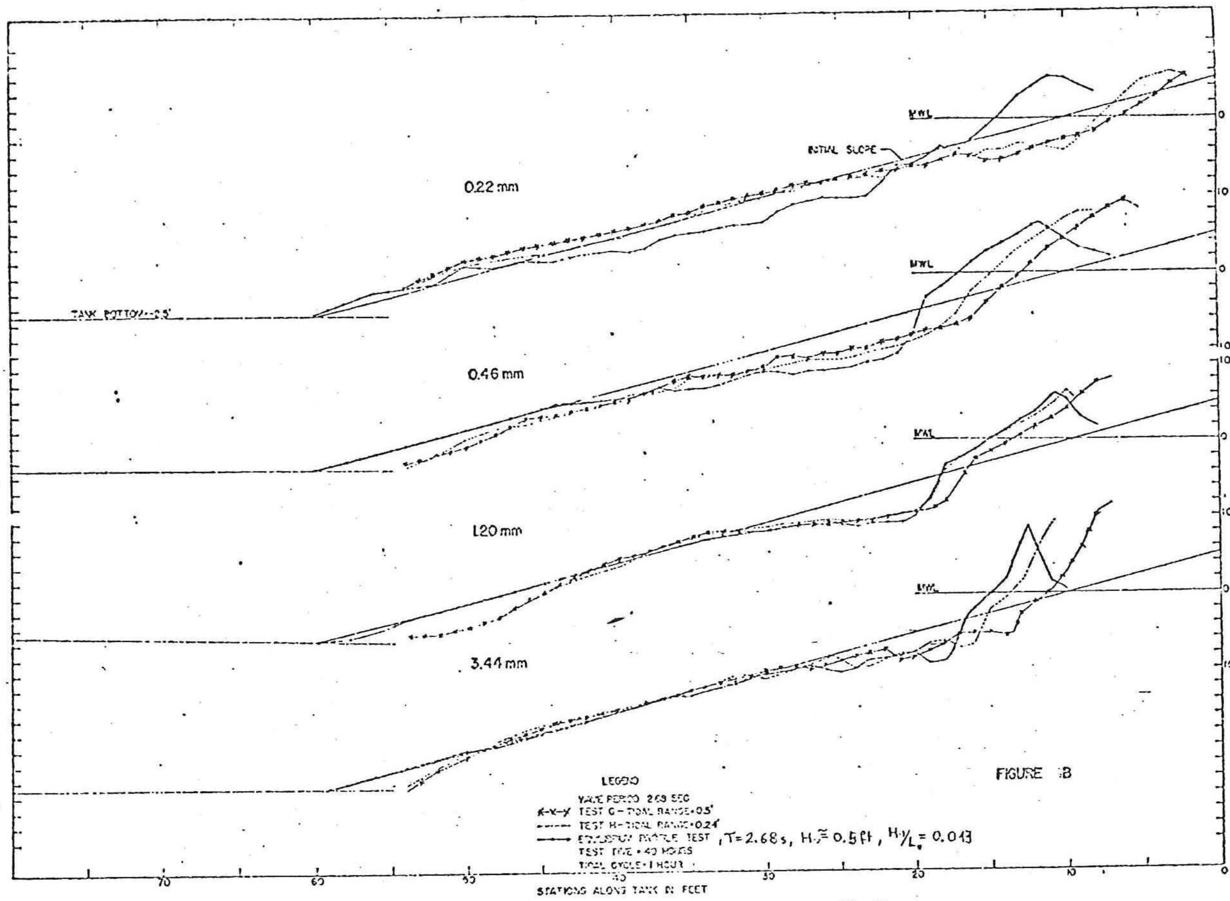


FIGURE 3B — EFFECT OF TIDAL RANGE [154]

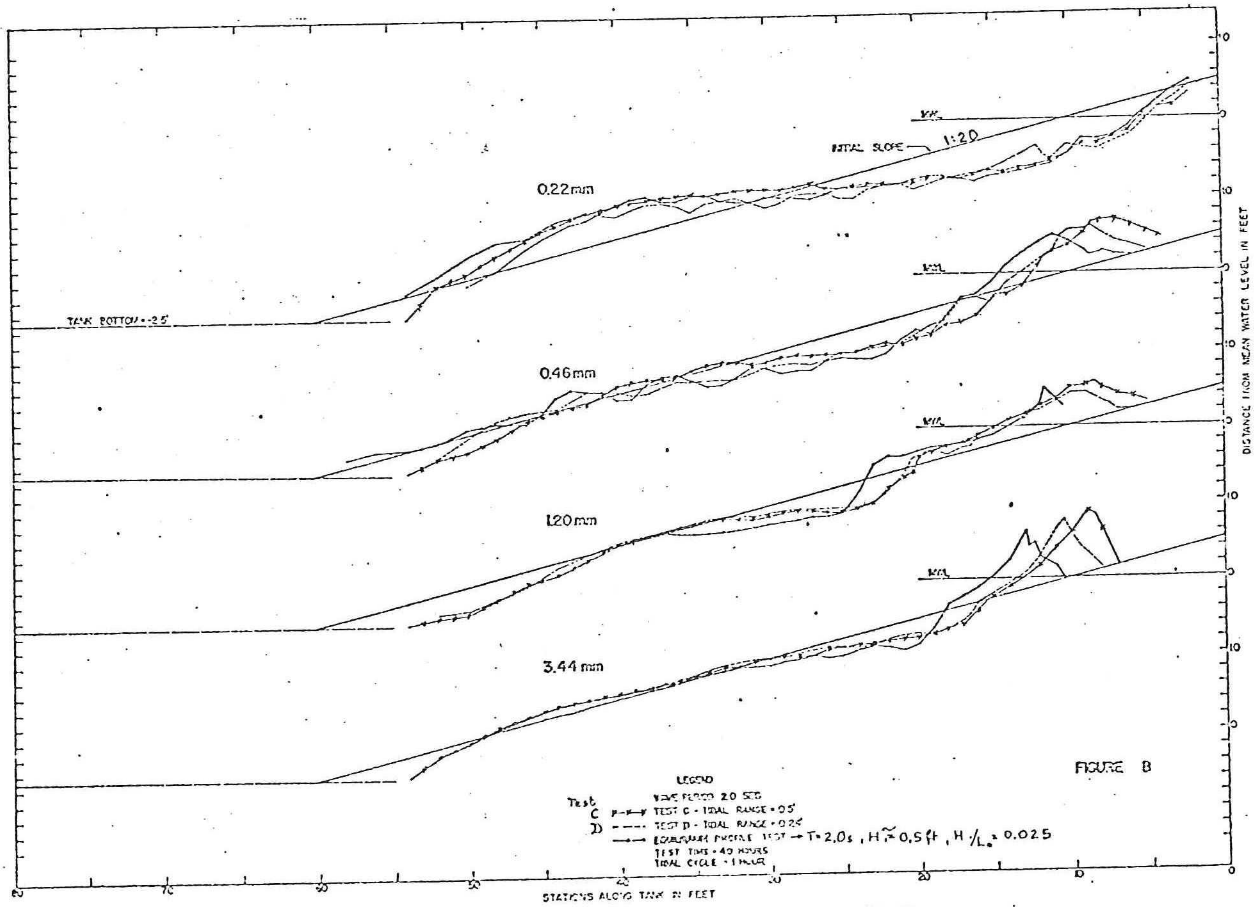


FIGURE 2B — EFFECT OF TIDAL RANGE [154]

Fig. 4

Zo'n geval plaats heeft bij $D_{50} = 0,22$ mm, $H_0/L_0 \cong 0.013$, talud 1:30 (figuur 4, bovenste profiel) waarbij bij geen getij, het landwaartse transport ~~treedt op~~ en een ophoging boven het stilwaterlijn plaats heeft (step profile) terwijl, bij een getijcycluserosie in dit landwaartse deel van het profiel treedt op. Bovendien, het is gebleken dat bij getijwerking en/of variatie van golfperiode [ ], de formatie van bodemvormen (b.v. bars, grote ribbels, etc.) lijkt sterk onderdrukt te worden. Dit kan belangrijk zijn bij vertaling van modelwaarden (modelprofielen) bij regelmatige golfaanval naar het prototype met onregelmatige golfaanval en/of variërende waterstanden.

Er moet gezegd worden, dat met de huidige kennis van het transportmechanisme als functie van korreldiameter (of gewicht), taludhelling, golfhoogte en golfsteilheid etc, is nog steeds niet mogelijk al die processen die daar plaats vinden nauwkeurig te beschrijven en verklaren.

Kwantitatief beschrijving van profielvorming voor grindtaluds (grindstranden) bij regelmatige golfaanval

Het aantal experimentele studies (onderzoekingen) van profielvorming van de grindtaluds is zeer beperkt. De actuele kennis van dit onderwerp is voornamelijk op de publicatie van Popov [ ] en ~~het~~ de modelonderzoekingen naar grindstranden verricht door het Waterloopkundig Laboratorium te Delft, (M1063), (M1216), [ ]4, gebaseerd.

Een algemeen kwantitatief beschrijving van profielvorming in een vorm van de experimentele formules of relaties is ~~zijn~~ slechts door Popov en M1216 rapport gegeven. Dus, alleen deze twee methoden worden in deze nota samengevat met opmerkingen t.b.v. hun toepassing voor praktische problemen.

In publikatie van Popov [ ] is geen taludhelling vermeld; slechts op één figuur waar een voorbeeld van een profielontwikkeling ~~is~~ gepresenteerd is, is taludhelling, $ctg\,\alpha = 3$, vermeld.

Methode M1216 is gebaseerd op twee taludhellingen, $ctg\,\alpha = 5$ en 10.

Het lijkt waarschijnlijk dat de methode van Popov kan ~~beide methoden~~ alleen bij het talud 1:3 ~~de steile taluds~~, en methode M1216 voor $ctg\,\alpha = 5 \div 10$ gebruikt worden.

Uit de beide methoden blijkt dat de evenwichtsprofielen van de grindtaluds, vanaf een bepaalde kritische korreldiameter (ca. $D_{50} \geq 5$ mm) kunnen praktisch volgens de geometrische schaal gereproduceerd worden. In het overgangsgebied, $\underset{(2)}{1} < D_{50} < 5$ mm zijn de lengte-parameters van het profiel onder invloed van de absolute grootte van de korrel-diameter. In dit gebied moeten de schaalkoefficienten voor de juiste omschaling van de profieldimensies (van het model naar prototype) gebruikt worden.

Om vast te stellen dat $D_{50} = 5$ mm is werkelijk ~~een~~ kritische korrelgrootte, zijn nog steeds proeven nodig bij veel groter korrel~~grootte~~, en golfdimensies.

Deze methoden gelden alleen voor de brekende golven. Golven die loodrecht invallen op een vlak, glad talud met hellingshoek α zullen breken op dit talud indien

$$\frac{H_0}{L_0} \geq \left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{cr} = 0{,}25\,(\tan\alpha)^{5/2}$$

Wegens gebrek van zulke kriterium voor een grof-korrelig talud, kan men voorlopig de bovengenoemde kriterium, voor de schatting van de grens tussen brekende en niet brekende golven, gebruiken

Profielvorming van grindtaluds bij regelmatige golfaanval
(doorgaande taluds).

Metode van Popov [ ]

Test condities:

materiaal: $D_{60\%} = 2{,}0;\ 3{,}5$ and 6.0 mm ; $\frac{D_{60}}{D_{10}} = 1{,}2 \div 1.8$

~~golfhoogten~~: $H_0 = 5 - 40$ cm

golfsteilheid : $H_0/L_0 = 0.05 - 0{,}10$

uitgangstalud: $ctg\,\alpha = 3$

Kinematische viskositeit $\nu \cong 0{,}012$ cm²/sec

(H, L – golfhoogte en golflengte bij de teen van het talud)

De geometrische elementen van het evenwichtsprofiel, gedefinieerd in figuur ~~op bijlage~~ 5, zijn ~~omgeschrijven~~ omschreven door de volgende, empirische, relaties (formulae)

1. Relatief golfoploop op het evenwichtsprofiel

$$\frac{H_R}{H_0} = 5.65\,\frac{D_{60}}{H_0} - 4.3\,\frac{H_0}{L_0} + 0.58 \qquad \text{bij } 10 < \frac{H_0}{D_{60}} \le 100$$

en
$$\frac{H_R}{H_0} = 0.63 - 4.3\,\frac{H_0}{L_0} \qquad \text{bij } \frac{H_0}{D_{60}} > 100$$

2. Helling $m_1 = ctg\,\alpha_1$ (deel A-B)

$$m_1 = \left(2 - 5\cdot 10^{-4}\,\frac{\sqrt{g D_{60}}\,D_{60}}{\nu}\right)\left(\frac{H_0}{D_{60}}\right)^{1/4} \qquad \text{bij } 200 < \frac{\sqrt{g D_{60}}\,D_{60}}{\nu} \le 1200$$

en
$$m_1' = 1{,}3\left(\frac{H_0}{D_{60}}\right)^{1/4} \qquad \text{bij } \frac{\sqrt{g D_{60}}\,D_{60}}{\nu} > 1200$$

3. Helling $m_2 = ctg\,\alpha_2$ (deel B-C)

$$m_2 = \left(2{,}9 - 10\,H_0/L_0\right)\left(H_0/D_{60}\right)^{1/3}$$

4. Diepte boven de berm (deel C-D)

$$H_C \cong H_D \cong 0{,}6\,H_0$$

5. Relatief ~~lengte~~ berm-lengte (deel C-D)

$$\frac{L_3}{H_0} = \left(0{,}6 - 3\,\frac{H_0}{L_0}\right)\left(\frac{H_0}{D_{60}}\right)^{1/3}$$

6. Helling $m_4 = \mathrm{ctg}\,\alpha_4$ (deel DE)

$$m_4 = \frac{460\,\nu}{\sqrt{g D_{60}}\,D_{60}} + 2{,}1 \qquad \text{bij} \quad \frac{H_*}{D_{60}} > 40$$

en

$$m_4 = K\left(\frac{460\,\nu}{\sqrt{g D_{60}}\,D_{60}} + 2{,}1\right) \qquad \text{bij} \quad \frac{H_*}{D_{60}} < 40$$

~~waar~~ de waarden van de Koefficient K zijn als volgens

H_*/D_{60}	10	15	20	25	30	40
K	1.7	1,5	1.3	1.2	1.1	1.0

7. Relatief diepte bij point E

$$\frac{H_E}{H_*} = \left[\frac{400\,\nu}{\sqrt{g D_{60}}\,D_{60}} + 0{,}55 - \left(\frac{1800\,\nu}{\sqrt{g D_{60}}\,D_{60}} + 2{,}3\right) H_*/L_*\right]\left(\frac{H_*}{D_{60}}\right)^n$$

waar

$$n = 0{,}27 - \frac{36\,\nu}{\sqrt{g D_{60}}\,D_{60}}$$

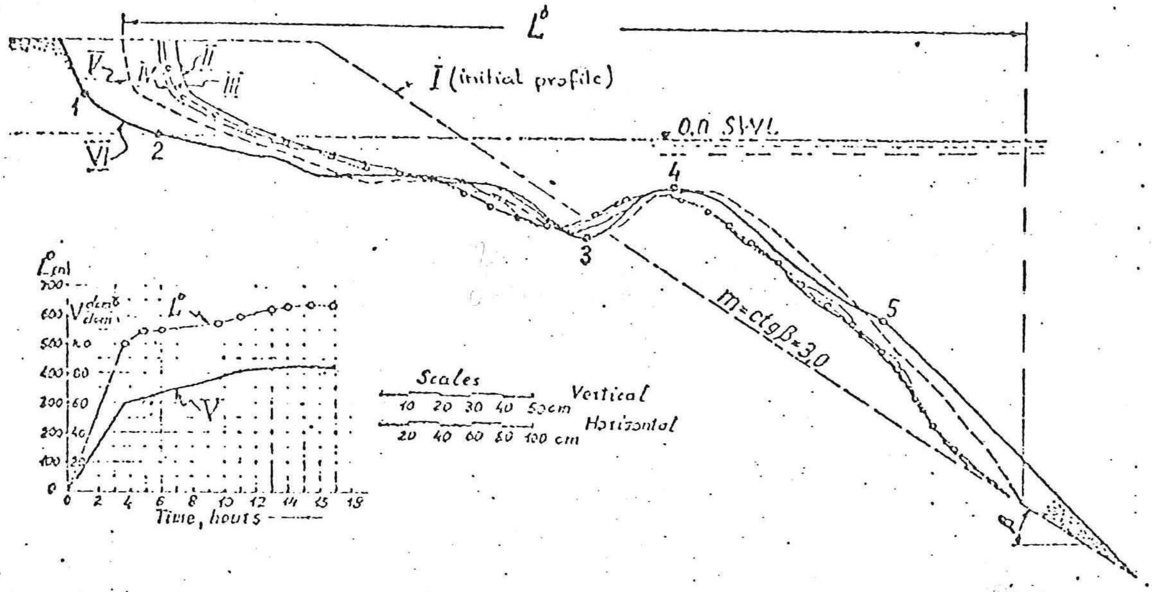
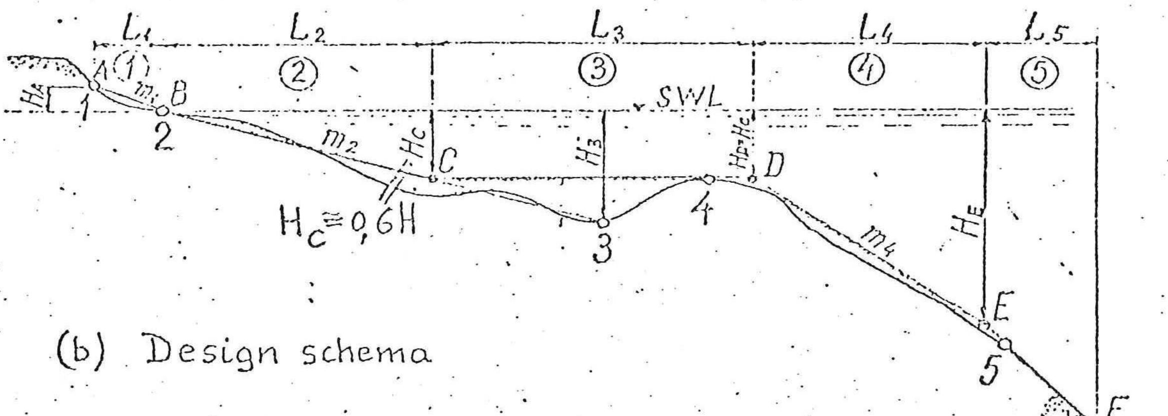


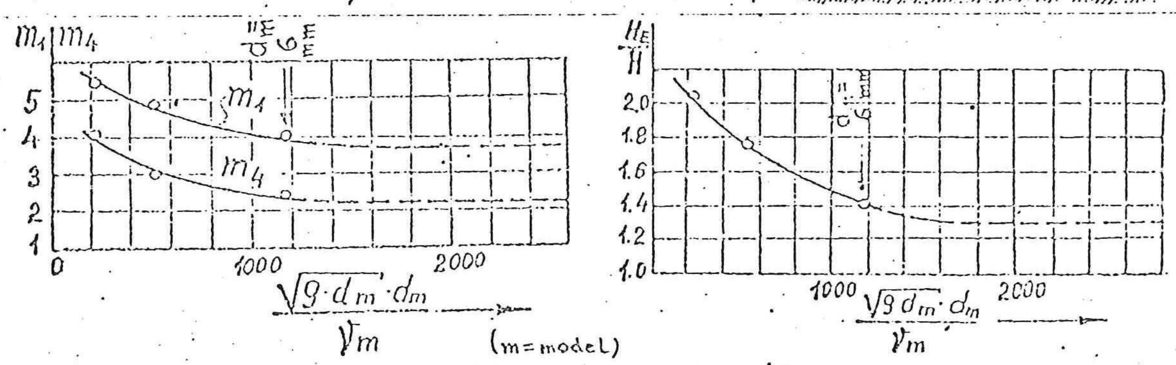
Fig.(a). Different stages of the process of formation by waves of a stable profile of the slope. Gravel with the grain diameter $d_{60} = 6$ mm. Wave parameters: $H = 30$ cm; $\lambda = 450$ cm; $T = 1.73$ sec.
(wave height) (wave length)

I - original slope.
II - profile of the slope after 3.6 hours.
III - " " " " " 4.8 hours.
IV - " " " " " 6.0 hours.
V - " " " " " 9.6 hours.
VI - " " " " " 16.8 hours.

L^0 - slope length, cm.
V - volume of erosion, dcm^3/dcm



(b) Design schema



(c) Scale effects : $H/d_m = 66.7$; $H/\lambda = 1/10$; $d_m = d_{model\,60\%} = 2.0$, 3.5 and 6 mm
($H = 40$ cm at $d_{60} = 6.0$ mm; $\nu = 0.0124 \frac{cm^2}{sec}$)

FIG. 5 EXPERIMENTAL RESEARCH IN FORMATION BY WAVES OF STABLE PROFILES OF UPSTREAM FACES OF EARTH DAMS AND RESERVOIR SHORES [104].

Metode Laboratorium Delft (M 1216^{II}), [ ].

Test condities:

korrel diameter :	$D_{90\%}$ = 1.8	4.4	7.1	16.5	(mm)	
ρ_s = 2650	$D_{50\%}$ = 1.3	3.4	6.1	13.0	(mm)	
golfhoogte, H_o :	≈ 3.7 ÷ 46.8 cm					
golfperiode, T :	1.2	1.6	1.83	2.0	2.44 (sec)	
golfsteilheid, H_o/L_o :	0.006 ÷ 0.09					
uitgangstelud, ctg α :	5 en 10					
voorlanddiepte	0.25	0.40	0.50	0.80	1.00 (m)	

Schalen

"prototype" D_{90} (mm)	"model" D_{90} (mm)	Lengte schaal n_L	tijd schaal n_t
4.4	1.8	2.44	< 1
7.1	4.4	1.61	≃ 1
16.5	7.1	2.32	> 1 ($\approx n_L^{1/2}$)

De profielgrootheden van het evenwichtsprofiel, zowel step als bar (~~bijlage 2~~ figuur 6), zijn gekarakteriseerd door de volgende empirische relaties:

1. Relatief golfoploop in het uitgangstelud ($5 \leq ctg\,\alpha \leq 10$).

$$\frac{h_A}{D_{90}\, tg\,\alpha} = \frac{l_A}{D_{90}} = \left(\frac{1.1\, C_o\, H_o}{g^{1/2}\, D_{90}^{3/2}} \right)^{0.83}$$

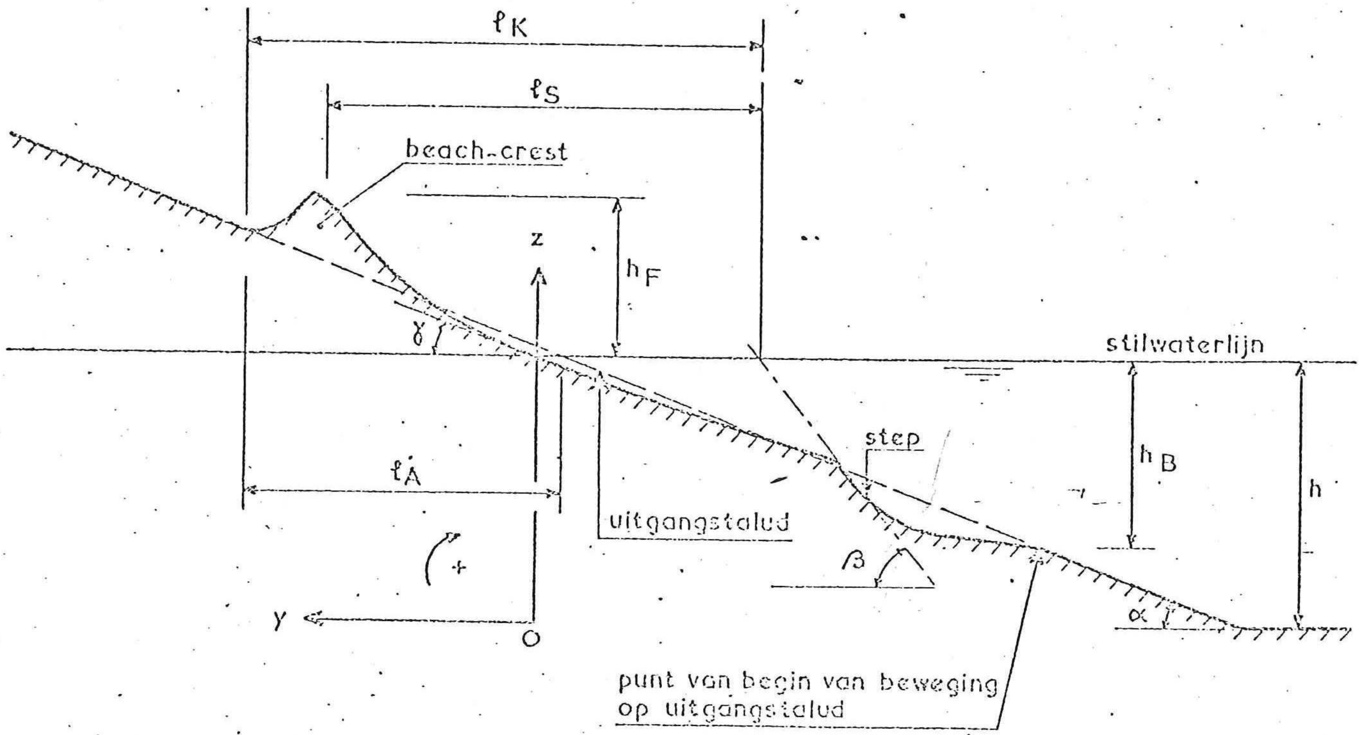
waar $C_o = \frac{L_o}{T} = 1.56\, T$ (m/s) .

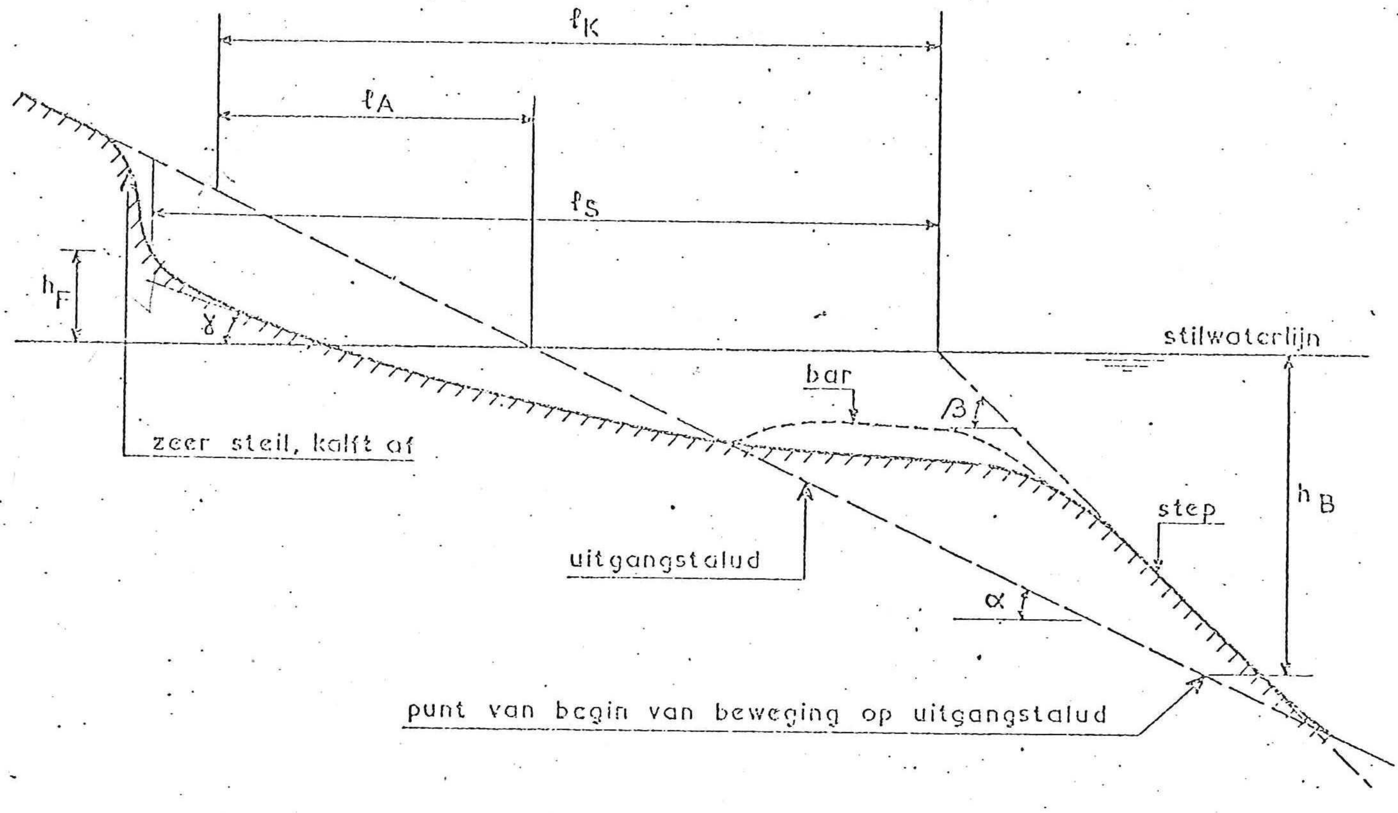
2. Relatief golfoploop in het evenwichtsprofiel

$$\frac{h_F\, \delta_2}{D_{90}} = 1.7 \left(\frac{C_o\, H_o}{g^{1/2}\, D_{90}^{3/2}} \right)^{1/2} \quad \text{bij} \quad 200 \leq \frac{C_o\, H_o}{g^{1/2}\, D_{90}^{3/2}} \leq 2000 \text{ (test limiet)}$$

en
$$\frac{h_F\, \delta_2}{D_{90}} = 0.12 \left(\frac{C_o\, H_o}{g^{1/2}\, D_{90}^{3/2}} \right) \quad \text{bij} \quad \frac{C_o\, H_o}{g^{1/2}\, D_{90}^{3/2}} \leq 200$$

waar δ_2 = schaalkoëfficient





α = hellingshoek uitgangstalud

β = hoek van natuurlijk talud onder water .

SCHEMATISATIE EVENWICHTSPROFIEL		
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM	M. 1216	FIG. 6

3. Helling bij stilwaterniveau, $tg\,\gamma$

~~Gebied~~ De helling van het evenwichtsprofiel ter plaatse van de stilwaterlijn is schaalonafhankelijk en kan hoofdzakelijk worden uitgedrukt als funktie van H_0/D_{90}. Dit verband is weergegeven in figuur 7 ~~op bijlage~~ in funktie

$$tg\,\gamma = f\left(\frac{H_0}{D_{90}}\right)$$

Uit de spreiding van de meetresultaten kan geconcludeerd worden dat er ook andere faktoren ~~moeten~~ een rol moeten spelen zoals, waarschijnlijk, golfsteilheid en absolute grootte van de korrel-diameter.

In een inzet op deze bijlage wordt het verband weergegeven zoals Kemp en Plinston [ ] dit vinden voor grof zand. De hoek γ is ~~hier~~ niet duidelijk gedefinieerd, maar schijnt een gemiddelde waarde te zijn van de gradiënt tussen beach-crest en step. Zij vinden wel een afhankelijkheid van de golfperiode.

Het is zeer waarschijnlijk, dat deze funktie afhankelijk is van de korrel diameter ~~tot zeg~~ omdat de water-infiltratie en de terugdraaiing afhankelijk zijn van de korreldiameter; bij de bepaalde grootte van de korreldiameter kan deze funktie ~~kan~~ waarschijnlijk onafhankelijk zijn van de korreldiameter.

4. Plaats van de step: $tg\,\beta$ en afstand l_s.

De ~~horizontale afstand~~ plaats van de karakteristieke step, zowel bij step als bij bar-profile, kan omgeschreven worden door in het punt aan het stilwaterniveau in afstand l_s van de maximum golfoploop in het evenwichtsprofiel (h_F) en de helling van de step, $tg\,\beta$, die benadert de natuurlijke helling van ~~natuurlijk~~ het materiaal onder water. De helling van de step is gelijk aan $tg\,\beta \cong 0.4$ bij $D_{90} = 1.8$ mm en $tg\,\beta \cong 0.6$ bij $D_{90} \geq 4$ mm.

De horizontale afstand l_s, onafhankelijk van het type profiel, omgeschreven kan worden als

$$\frac{l_s}{D_{90}} = 10\,\frac{H_0}{D_{90}\,\delta_1} - 100 \qquad \text{bij } 20 \leq \frac{H_0}{D_{90}\,\delta_1} < 200$$

en

$$\frac{l_s}{D_{90}} \cong 1.7\left(\frac{H_0}{D_{90}\,\delta_1}\right)^{3/2} - 10 \qquad \text{bij } 5 < \frac{H_0}{D_{90}\,\delta_1} < 20$$

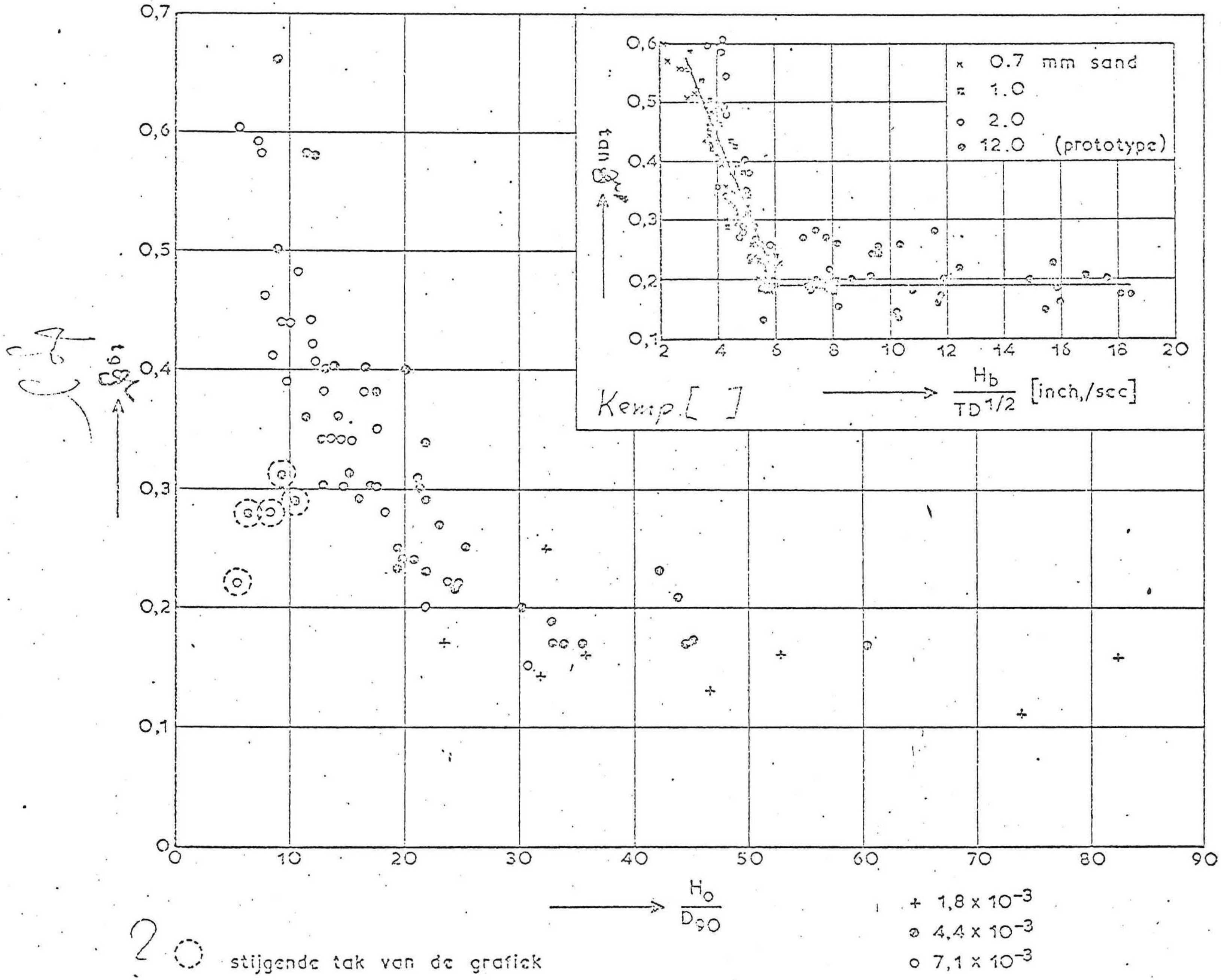
waar δ_1 = schaalkoëfficient

KARAKTERISERING EVENWICHTSPROFIEL.
HELLING TER PLAATSE VAN HET STILWATERNIVEAU

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M. 1216

FIG. 2



5. Plaats van de step ten opzichte van de uitgangstalud-afstand

$$\frac{L_K}{D_{90}} \cong \left(\frac{H_0}{D_{90}}\, tg\alpha^{-1/3}\right) - 25 \qquad \text{bij} \quad \frac{H_0}{D_{90}}\, tg\alpha^{-1/3} \leq 250 \left(\text{test limiet}\right)$$

6. Profielvorm tussen h_F en de step ~~de top van de beach-crest (of h_F) en de step~~

De profielvorm tussen de top van de beach-crest (of plaats van maximaal ~~ordinate~~ golfoploop) en de step ~~[illegible]~~ kan door een (parabool benaderd worden ~~waarschijnlijk~~

$$\frac{y - y_1}{D_{90}} = -\alpha_p \left(\frac{z - z_1}{D_{90}}\right)^2$$

waar: y_1, z_1 - horizontale en verticale ordinaten van de top van de parabool. De horizontale ordinate y_1 is gelijk aan de ordinate van h_F en kan gedefinieerd worden als

$$y_1 = l_A - L_K + l_S$$

waar $l_A = h_A \cdot ctg\,\alpha$

De koëfficient α_p blijkt een funktie te zijn van $\frac{H_0}{D_{90}}$ en gevoelig ~~te~~ voor schaaleffekten. De waarden van α_p kunnen benaderd worden ~~benaderd~~ als volgt

$$\alpha_p\, \delta_1^{-1} \cong (0.07 - 0.14) \approx 0.11 \qquad \text{bij} \quad \delta_1 \frac{H_0}{D_{90}} < 20$$

$$\alpha_p\, \delta_1^{-1} \cong (0.08 - 0.11) \approx 0.09 \qquad \text{bij} \quad \delta_1 \frac{H_0}{D_{90}} \approx 20 \div 30$$

$$\alpha_p\, \delta_1^{-1} \cong (0.07 - 0.09) \approx 0.08 \qquad \text{bij} \quad \delta_1 \frac{H_0}{D_{90}} > 30$$

De as van de parabool ligt horizontaal en het betreffende gedeelte van het evenwichtsprofiel wordt gegeven door de onderste tak. De plaats van de parabool wordt vastgelegd door het punt van maximale golfoploop (h_F) in het evenwichtsprofiel, de helling ter plaatse van de stilwaterlijn ($tg\,\gamma$) en de ~~tijze of step~~ raaklijn door de step.

7. Diepte begin van beweging in het uitgangstalud

$$\frac{h_B}{D_{90}} \cong 1.75 \frac{H_0}{D_{90}\,\delta_1} \qquad \text{bij} \quad \underset{(15<)}{20 \leq} \frac{H_0}{D_{90}\,\delta_1} \leq 150 \left(\text{test limiet}\right)$$

waar bij $\delta_1 = 1$ (geen schaaleffekt), $\frac{h_B}{H_0} \cong 1.75 \approx$ const.

en $$\frac{h_B}{D_{90}} = \left(\overset{0,15}{\cancel{0.175 \div 0,125}}\right) \frac{C_0\, H_0}{g^{1/2}\, D_{90}^{3/2}\, \delta_1^{3/2}} \quad \text{bij} \quad \begin{cases} 5 < \frac{H_0}{\delta_1 D_{90}} < 20 \quad (20>) \\ \text{en} \quad \frac{C_0\, H_0}{g^{1/2}\, D_{90}^{3/2}\, \delta_1^{3/2}} < 200 \end{cases}$$

(ruwe benadering!)

~~$\frac{h_B}{D_{90}} = 0,125 \ldots$~~

8. Het bar-step kriterium

De ~~profiel~~ formulae voor de profielgrootheden gelden ~~zijn~~ in deze metode, in het algemeen, zowel voor step als bar profielen. De geometrie van het bar is niet omgevat in deze metode toch er is een bar-step kriterium ~~gevonden~~ inbegrepen waarvan de type van profile kan vastgesteld worden. Deze kriterium is gedefineerd als

$$\frac{H_o}{L_o} \cdot \frac{H_o}{D_{90}} > 2.5\, \delta_1^{\,3}$$

of

$$\frac{H_o}{L_o} = 2.5 \left(\frac{H_o}{D_{90}} \delta_1^{-3} \right)^{-1}$$

waar $\delta_1 = \left[\frac{D_{90}}{(D_{90})_1}\right]^{1/2} \leq 1$ en $(D_{90})_1 = 6$ mm

Omdat bij de toegepaste materialen (M1216) geld als gemiddelde verhouding tussen de D_{90} en de D_{50}: $D_{90} \simeq 1,3\, D_{50}$, dus ook

$$\frac{H_o}{L_o} \cong 3,2 \left(\frac{H_o}{D_{50}} \delta_{1(50\%)}^{-3} \right)^{-1}$$

waar $\delta_{1(50\%)} = \left[\frac{D_{50}}{(D_{50})_1}\right]^{1/2} \leq 1$ en $(D_{50})_1 \cong 4.7$ mm

In het geval dat uit deze kriterium blijkt dat er een bar profiel ontstaat, het bar kan alleen "door oog" getrokken worden zoals op bijlage 2 is te zien. De diepte boven het bar kan als tussen ~~omgeven door~~ ~~diepte van~~ 0,6 H_o ~~benaderd worden~~ zoals in methode van Popov. en 0,7 Ho volgens M1063 [ ] benaderd worden.

9. Schaaleffekten

~~Koëfficienten δ_1 en δ_2 in de eerder genoemde relaties~~

Uit het onderzoek M1216 blijkt dat bij het materiaal met $D_{90} < 6$ mm een duidelijk schaaleffekt in de afmetingen en vorm van het evenwichtsprofiel plaats vindt.

De schaaleffekten zijn ~~Koëfficient δ_1 de~~, in de eerder genoemde relaties ~~omvatten~~ omgevat ~~de schaaleffekten~~ door de koeffisienten δ_1 en δ_2 inbegrepen.

Voor $D_{90} < \sim 6$mm, dienen ~~koeffisient δ_1~~ de parameters L_s, L_k en h_B vermenigvuldigd te worden met een schaalkoeffisient δ_1. Profiel type (bar/step) heeft geen invloed op L_s en L_k.

Voor $D_{90} < \sim 4$mm dient de h_F vermenigvuldigd te worden met een schaalkoeffisient δ_2.

De grootten van δ_1 en δ_2 kunnen worden ~~benaderd~~ bepaald door de relaties

$$\delta_1 = \left[\frac{D_{90}}{(D_{90})_1}\right]^{1/2} \leq 1 \qquad \text{waar } (D_{90})_1 \cong 6\,\text{mm}$$

$$(\delta_1 = 1 \text{ bij } D_{90} \geq (D_{90})_1)$$

en

$$\delta_2 = \left[\frac{D_{90}}{(D_{90})_2}\right]^{-1/2} \geq 1 \qquad \text{waar } (D_{90})_2 \cong 4\,\text{mm}$$

$$(\delta_2 = 1 \text{ bij } D_{90} \geq (D_{90})_2)$$

Het is te adviseren, bij gebruik vaststelling van deze methode, de minimum model korrel diameter ~~is~~ voor een juiste reproductie van model naar prototype, ~~kan zijn aanbevolen~~ groter dan ca $D_{90} \cong 2$ mm ($D_{50} \cong 1.5$ mm) te gebruiken.

Schaaleffekten in de formules van Popov zijn uitgedrukt in parameter

$$\frac{\sqrt{g D_{60}}\, D_{60}}{\nu} = \frac{\sqrt{g}}{\nu} \cdot D_{60}^{3/2}$$

die ~~gequanstaakteerd~~ ~~($^{3/1}$ gelijkend is op~~ ~~t~~ komt ook voor in relatie van ~~Delft~~ M1216 (i.e. $D_{90}^{3/2}$). De schaaleffekten hebben tot gevolg, dat de vervormingen die in het model worden gemeten relatief groter zijn dan in het prototype. (in meeste gevallen) in een (model)

Popov komt tot de konklusie, dat bij het voldoen aan de voorwaarde

$$\frac{\sqrt{g D_{60}}\, D_{60}}{\nu} > 1000$$

de schaaleffekten verwaarloosbaar klein worden (ca. $D_{60} \geq 5$ mm)

Deze konklusie is in overeenstemming is met de resultaten van M1216.

~~Of het effekt~~ Of inderdaad het schaaleffekten helemaal verdwijnt vanaf een bepaalde grootte van de korrel diameter, kan alleen uit proeven met nog grotere diameters en grotere golfdimensies ~~kan~~ worden nagegaan

Enkele gegevens van M1216 betreffende de groot-schaal meetresultaten (parameters) waar praktisch geen schaaleffekt optreedt ($D_{90} = 7{,}1$ en $16{,}5$ mm > 6 mm, $\delta = 1$) zijn in tabel 1 weergegeven. Deze tabel omvat, naast de experimentele waarden van het diepte begin van beweging ook, ter vergelijking, de uitgerekende waarden volgens de metode ontworpen in de volgende paragraaf (voor $\text{ctg}\,\alpha = 5$, wrijvingsfunctie $f = 1$ ankplat-bodem koefficient voor het begin van total boden beweging $K = 1/1.75$).

Tabel 1

Profiel-parameters (M 1216)

Talud 1 op 5 ($ctg\alpha = 5$, $D_{90} > 6$ mm ($\sim$ geen schaaleffekt, $\delta \cong 1$)

$tg\beta \approx 0,6 \approx$ natuurlijk talud onder water ($tg\beta \approx tg\phi \approx f$)

Proef	Water diepte	Golfkondities					Materiaal (grind)				Diepte begin v/h beweging		
												gemeten	
Nº	d cm	T sec	L_o cm	H cm	H_o cm	$\frac{H_o}{L_o}$	D_{90} mm	D_{50} mm	$\frac{H_o}{D_{90}}$	$\frac{H_o}{D_{50}}$	$\frac{d_i''}{L_o}$ x)	$\frac{h_B}{L_o}$	$\frac{d_i}{h_B}$
1	80	2.0	624	13,5	14,7	0,0236	7,1	6,1	20,7	24,1	0.038	0.0464	0.82
2	80	2.0	624	21.6	23,5	0.0375	7,1	6,1	33,1	38.5	0.068	0.0656	1.035
3	80	2.0	624	34.8	38,0	0.0606	7,1	6,1	53,5	62,1	0,1175	0.096	1.22
4	100	1.83	523	22,7	24,8	0.0474	16,5	13,0	15,0	19,1	0.063	0.048	1.32
5	100	1.83	523	31,7	34,6	0.0662	16,5	13.0	21.0	26,6	0.092	0.084	1.095
6	100	1.83	523	42.9	46,8	0.0900	16.5	13,0	28,4	36,0	0,131	0,105	1.25
7	100	2.44	930	18,1	19,5	0.0210	16,5	13,0	11,8	15,0	0.028	0.028	1.00
8	100	2.44	930	24.8	26,7	0.0288	16,5	13,0	16.2	20,5	0.042	0.041	1.03
9	100	2.44	930	35.2	38.0	0.0409	16,5	13,0	23.0	29,2	0.066	0.060	1.10

x) voor $f \cong \tan\phi = 0,6$; $d_i'' =$ diepte begin v/h totale bodem-laag beweging (berekend)

Profiel-parameters (gemeten)													
Nº	$\frac{H_o}{L_o}$	$\frac{H_o}{D_{90}}$	$\frac{H_o}{D_{50}}$	$tg\gamma$	h_A cm	L_A cm	L_K cm	L_s cm	h_F cm	h_B cm	$\frac{h_A}{H_o}$	$\frac{h_F}{H_o}$	$\frac{h_B}{H_o}$	Profiel type
1	0.0236	20,7	24.1	0.22	166	83	135	108	19	29	1,13	1.29	1,97	step
2	0.0375	33.1	38.5	0.18	218	109	197	176	24	41	0,93	1.02	1,75	step
3	0.0606	53.5	62.1	0.18	260	130	330	352	31	60	0,685	0,816	1.58	bar
4	0.0474	15.0	19.1	0.22	182	91	125	96	23	25	0,733	0.93	1.01	step
5	0.0662	21.0	26.6	0.21	218	109	175	147	26	44	0.63	0.75	1.27	step
6	0.0900	28.4	36.0	0.20	240	120	234	212	25	55	0,513	0.534	1,175	bar
7	0.0210	11.8	15,0	0.39	184	92	124	90	27	26	0.94	1.38	1.13	step
8	0.0288	16.2	20,5	0.17	252	126	199	165	32	38	0.94	1.20	1,42	step
9	0.0409	23.0	29,2	0.16	324	162	275	244	36	56	0.85	0,95	1.475	step

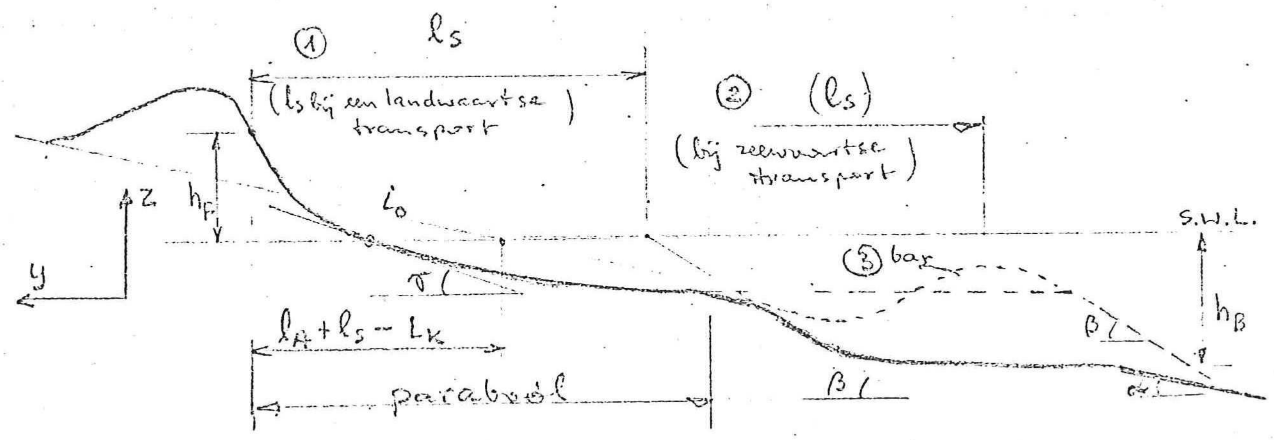
Opmerkingen t.o.v. berekening van evenwichtsprofiel

De koordinaten van de top van de parabool in methode M1216 zijn niet volledig gedefinieerd wat de analitische profiel berekening een beetje moeilijk maakt. Het lijkt makkelijker, de vorm van de parabool, in eerste instantie, van de algemeen vergelijking

$$\frac{y}{D_{90}} = -\alpha_p \left(\frac{z}{D_{90}}\right)^2$$

te berekenen. Daarna (b.v. grafisch) kan men het betreffende gedeelte van de parabool (= gedeelte van het evenwichtsprofiel) vast te leggen door de helling, $tg\,\gamma$, (het punt van tangency gelijk is aan het snijpunt met stilwaterlijn), de afstand l_s en de helling, $tg\,\beta$.

IV



V Als volgende stap, kan het uitgangshelling (talud) ingetrokken worden door gebruik making van parameters l_K en l_A (of de afstand $l_A - l_K$) en de diepte begin van beweging h_B. Dan, de nog ontbrekende gedeelten van het evenwichtsprofiel kunnen "door oog" doorgetrokken worden (vanaf de diepte h_B) rekening houdend met totaal materiaal balans t.o.v. het uitgangstalud (dit balans moet ca. nul zijn).
Wanneer van uit het step-bar kriterium blijkt dat er een bar-profiel moet zijn, lijkt het verstandig de beide methoden, M1216 en Popov samen te kombineren. Het voorbeeld van de toepasbaarheid van methode van Popov is op figuur 8 weergegeven (Proef № 1, tabel 1)

Methode	Oploop evenwichtsprof. h_p of H_A	taludhelling - stilwaterlijn	afstand l_s	berm diepte H_c	h_B of H_E
Meetwaarden	$h_p = 0{,}31$ m	$tg\,\gamma = 0{,}18$	$l_s = 3{,}52$ m	0,20 m	0,60 m
Methode M1216	$h_p = 0{,}304$ m	$tg\,\gamma = 0{,}175$	$l_s = 3{,}10$ m	—	0,665 m
Popov	$H_A = 0{,}13$ m	$tg\,\alpha_1 = 0{,}282$ (1:3.55) $tg\,\alpha_2 = 0{,}12$ (1:8,35)	$l_s = l_1 + l_2 + l_3 =$ 0,46 + 1,74 + 0,51 = = 2,71	0,21 m	$H_E = 0{,}66$ m

Het profiel van Popov ~~is~~ korter is dan de experimentele profiel. Het lijkt waarschijnlijk dat methode van Popov is alleen slechts op talud 1:3 gebaseerd en dat resulteert in een kortere lengte van een profielvervorming, en in een grotere diepte begin van beweging (methode van Popov omvat geen invloed van taludhelling). Aanzienlijk verschillend is de oploophoogte die veel kleiner is dan die van M1216. In het algemeen neemt de golfoploop toe met taludhelling (met tg α) terwijl hier is andersom. Het lijkt waarschijnlijk dat hier een definitie-verschil van een golfoploop plaats heeft; in methode M1216 hp is een maximale golfoploop.

Van de andere kant, de profielhellingen boven ($tg\alpha_1$) en onder ($tg\alpha_2$) het stileuterlijn, en de bermdiepte (H_c) in overeenstemming met de gemeten profiel parameters zijn. Dus, parameters $tg\alpha_1$, $tg\alpha_2$ en H_c kunnen behulpzaam zijn ook bij de berekening van de evenwichtsprofielen voor taluds steiler dan 1:3.

Parameter l_s volgens M1216 methode ook kleiner is dan de gemeten waarde. Dit verschill geeft indikatie over de afwijking tussen de gemiddelde waarde (volgens de methode) en de gemeten waarden; de methode geeft een gemiddelde waarden uit beide klein-, en groot-schaal modellen.

Merkwaardig is dat het begin van beweging op het uitgangstalud een landwaartse richting heeft terwijl het latere transport een zeewaarts richting heeft zoals uit het profiel die na 3 minuten is ontstaan in figuur 8 is te zien.

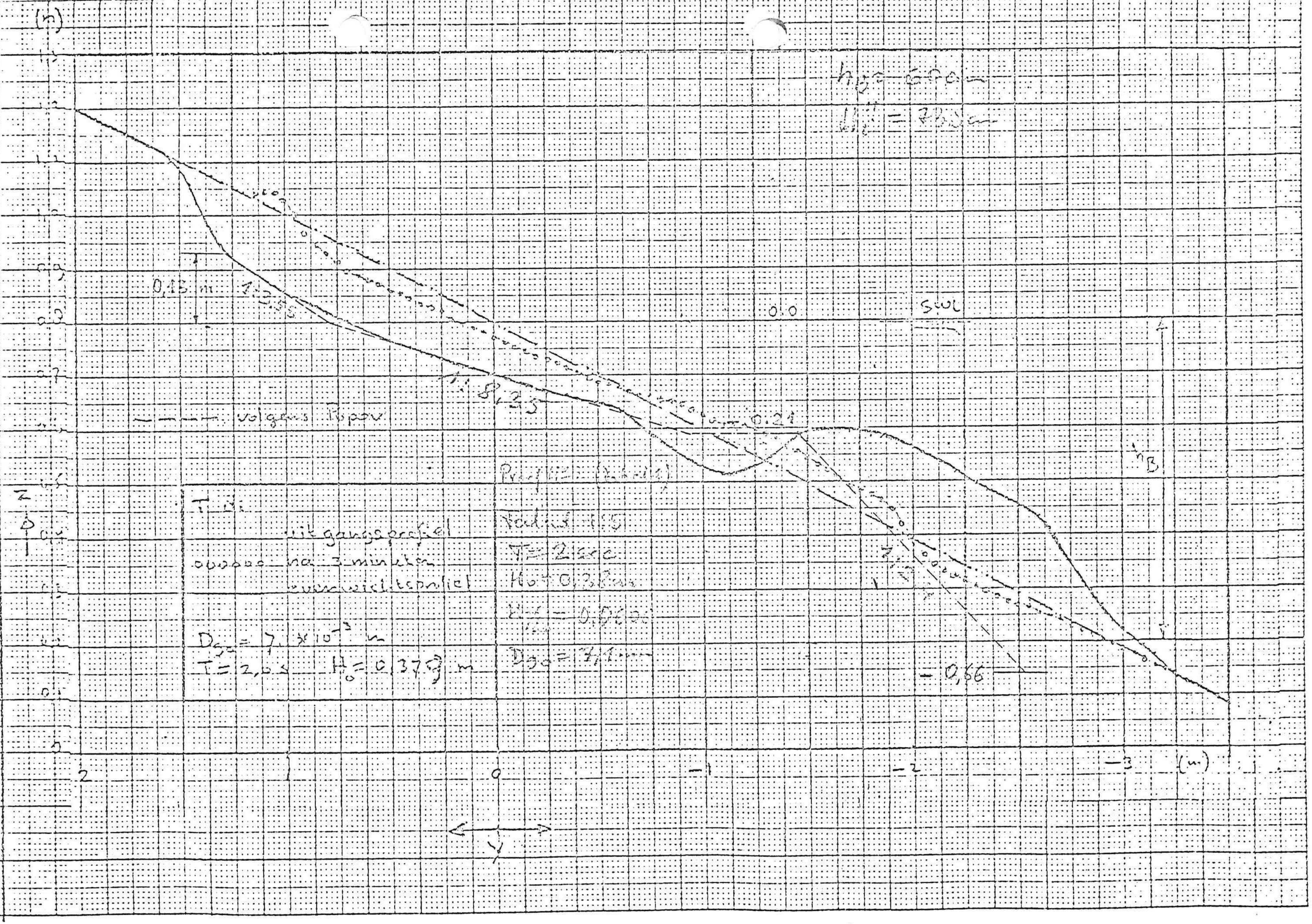
Wanneer het doel van berekening de optimale uitgangstalud (= helling) te ontwerpen is, moet de uitgangshelling, na de berekening van het evenwichtsprofiel, in zo'n manier doorgetrokken worden dat beide, akumulatie en erosie, minimum zijn.

De invloed van de uitgangshelling op profielvorming is in figuur 9 voor taluds 1:5 en 1:10 als een voorbeeld weergegeven. Er is te zien dat de beide profielen geometrisch vergelijkbaar zijn.

In de bovenstaande manier van de profielberekening kan men eenerzijds, de grootte (volume) van de vervorming van de uitgangstalud te berekenen (schatten) of, anderzijds, de optimale taludhelling bij welke de profiel vervorming minimum is, te benaderen.

KARAKTERISERING EVENWICHTS PROFIEL

DIEPTE BEGIN VAN BEWEGING



W1216 fig 21

$L_o = 1{,}56\,T^2 = 6{,}24$ m

$d/L_o = 0{,}128$

$d/L = 0{,}1649$, $H/H_o = 0{,}9175$

$d_i = 45$ 1:10

$d_i = 43.5$ 1:5

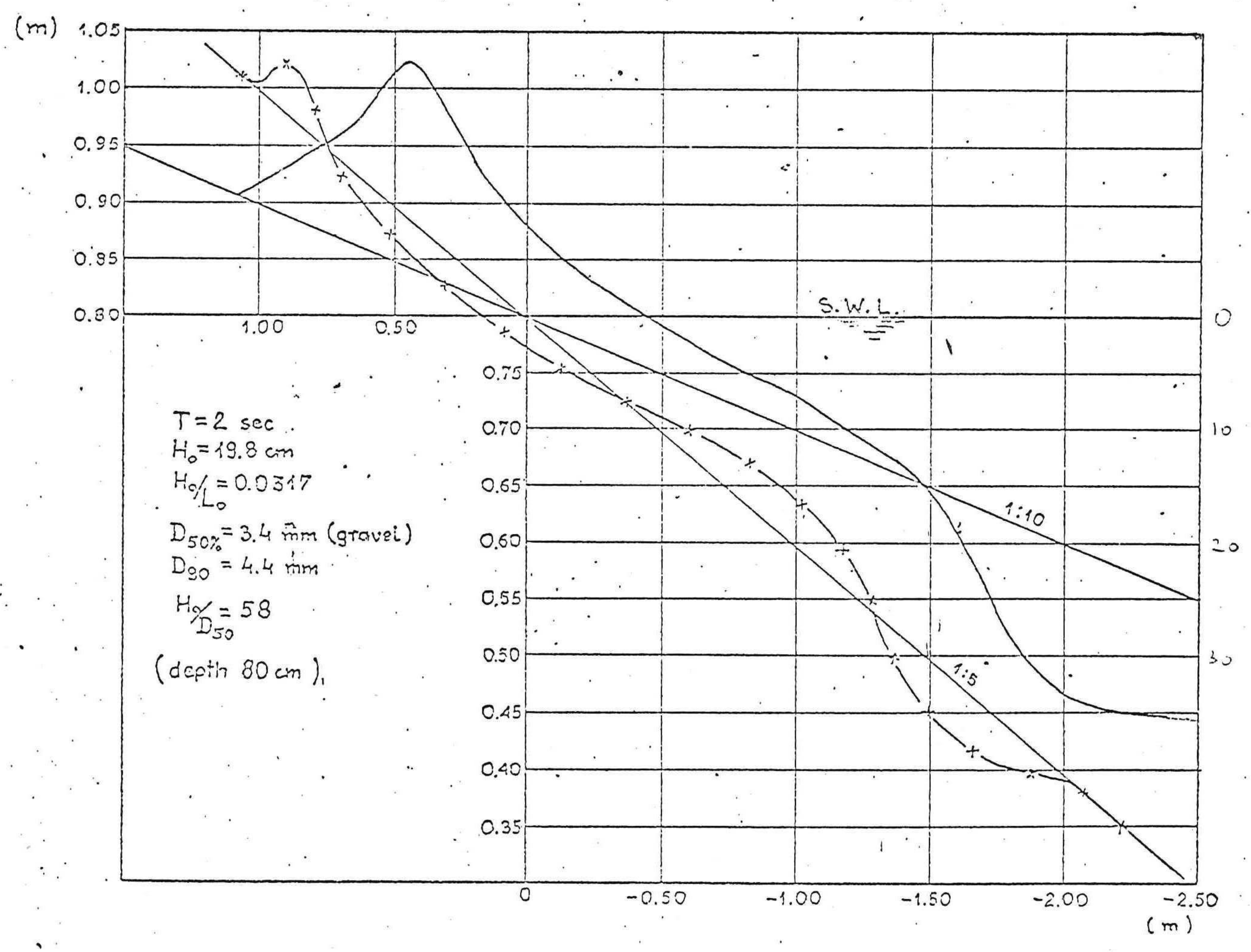


FIG. EQUILIBRIUM BEACH PROFILES. EFFECT OF INITIAL SLOPE.
M 1216, [ ].

Fig. 9

Opmerkingen t.o.v. diepte begin van beweging

a) De diepte begin van beweging van het materiaal is gedefinieerd in M1216 methode voor een uitgangstalud (het punt of diepte waar het profielvervorming begint). Het punt van begin van beweging op het uitgangstalud valt samen met het punt waar het evenwichtsprofiel begint ~~slechts~~ alleen in het geval van een landwaartse (net) transport. Treedt afslag op, beneden het punt van begin van beweging (zeewaarts transport), dan is de plaats van het punt, waar het evenwichtsprofiel begint af te wijken van het uitgangsprofiel, voldoende bepaald door het snijpunt van de raaklijn door het buigpunt van de step met het uitgangsprofiel ($\approx tg\beta$), figuur 6. Zulke profiel met een zeewaarts transport maar zonder bar, is ook in M1216 methode als ~~step~~profiel genoemd.

b. De diepte H_E in methode van Popov, ~~is alleen~~ gedefinieerd slechts voor de profiles met zeewaarts transport, bepaalt een zeewaartse limiet van en directe golfinvloed op het profielvervorming (het deel E-F, figuur 5, heeft een natuurlijk helling gevormd door daar afgezet materiaal — dus zonder directe golfwerking).

Formule van Popov voor H_E omvat de golfsteilheid (dus ook T) maar het is niet duidelijk of ze mag ~~qua formule-konstruktie~~ met de diepte begin van beweging vergeleken worden.

Deze formule, die waarschijnlijk slechts voor talud 1:3 geldig is, kan voor een grof materiaal en geen schaal effekt optreden ($D_{60} > 5$ mm) gereduceerd worden tot

$$\frac{H_E}{H_o} \cong \left(0.55 - 2.3\,\frac{H_o}{L_o}\right)\left(\frac{H_o}{D_{60}}\right)^{0.27}$$

Deze laatste formule kan, voor ook $H/L \leq 0{,}05$, omschreven worden als

$$\frac{H_E}{H} = 0.5\left(\frac{H_o}{D_{60}}\right)^{1/4}$$

waarin $H_{m,t}$ ~~H~~ – golfhoogte en golflengte bij de teen van het talud.

c.) – – – –

c.) De diepte begin van beweging varieërt met de korrel diameter; het neemt af en komt steeds dichterbij de breker als diameter toeneemt. Het lijkt ook zinvol aan te nemen dat de breker, waar de uitschuring vermogen maximaal is, als een landwaartse limiet van deze diepte mag worden beschouwd.
De orbitaal beweging van het water, dichtbij de breker, wordt getransformeerd in progressive, turbulente beweging.
De uitschuring vermogen van de golven, dicht bij de brekerzone, neemt snel toe met afname in de diepte. Vanaf een bepaalde korrelgrootte de diepte begin van beweging neemt in de brekerzone plaats waar een kleine diepte variatie veroorzaakt een relatief grote verandering in de korrelgrotte die begint zich te bewegen. De kondities waarbij het begin van beweging plaats vindt zijn sterk afhankelijk van het breking proces en zijn variatie met de golfsteilheid (de talud-helling ook op het brekingproces invloed heeft).
Voor de steile golven (ca. $H_0/L_0 > 0.02$) is de breker afhankelijk, in overheersend mate, van de golfhoogte (zie figuren 10÷12) en het effekt van de golfperiode klein is. De afstand van de brekertransformatie klein is en dus de diepte begin van beweging varieërt ook in zeer klein mate. Dat kan een indruk maken, voor een beperkte variatie van H_0/D_{50}, dat deze diepte uitgedrukt in de golfhoogte konstant is.
Uit M1216 onderzoek is gebleken dat de diepte begin van beweging voor $D_{50} \geq$ ca. 5 mm ($D_{90} \geq 6$ mm, $\sigma = 1$, geen schaal effekt). kan slechts in de golfhoogte uitgedrukt worden, namelijk

$$h_B \cong 1.75\, H_0 \quad \text{bij} \quad \frac{H_0}{D_{50}} > 20$$

maar dat zeg niet niet wanneer een bepaalde korrelgrotte begint zich te bewegen; slechts de plaats van begin van beweging (diepte) wordt (ongeveer) benaderd.
In iedere geval, is het zinvol aan te nemen dat de diepte begin van beweging, tenminste in de vorm $h_B = f(H_0)$, niet als voldoende kriterium begin van beweging kan worden beschouwd.
Het algemeen kriterium begin van beweging moet eigenlijk de volgende drie stadia omvatten, namelijk:
- Begin van beweging als funktie van oscillerende snelheid op de bodem voor een zeewaarts gebied t.o.v. breker
  Tot dit gebied behoren waarschijnlijk al de M1216 proeven met $D_{30} \leq 6$ mm (of $D_{50} \sim 5$ mm).

Verv.

Voor dit gebied ~~zijn~~ is al een aantal kriteria ontworpen b.v. Rance & Warren [ ], Horikawa & Watanabe [ ] etc. (zie figuren 13÷15). Deze kriteria werden echter op de horizontale platte, grove bodem en turbulent kondities vastgesteld en de meeste resultaten zijn meestal afkomstig van een pulsating watertunnel. Dus, de experimentele verificatie, speciaal wat de invloed van de taludhelling betreft, op de "echte" profielen is steeds noodzakelijk. Dat zou misschien mogelijk zijn met behulp van M1216 gegevens voor taluds 1:5 en 1:10.

- Vast te stellen van de grens (limiet) van de toepasbaarheid van de oscillerende-stroom-kriterium. In andere worden, de limiet kondities waar de diepte begin van beweging dicht bij de breker komt en blijft praktisch konstant (waar de diepte begin van beweging geen kriterium van de korrel beweging meer is).
- Stabiliteit van de korrels dichtbij en binnen de brekerzone. Deze stadium kan geïndentificeerd worden met de kriterium van de ~~totale~~ absolute taludstabiliteit als functie van H_o/L_o, H_o/D_{50}, $ctg\alpha$, ρ_s en % schade. De 0% schade betekent in dit geval een absolute taludstabiliteit, en 0÷10% schade gelijk is aan een beperkte steen-verplaatsing maar zonder een echte profielvervorming (de stenen kunnen in de plaats van breker tot de onderlaag uitgehaald worden, ca. $2D_{50}$). In het algemeen, bij schade gelijk of groter dan 15% begint een bepaalde profielvorm zich te ontwikkelen. De % schade is meestal gedefinieerd als een aantal verplaatste stenen t.o.v de total aantal stenen in een active zone waar de profielvervorming plaats vindt.
  Er is een aantal onderzoekingen gedaan aan deze problematiek maar jammer genoeg, in de meeste gevallen, zijn ze beperkt tot de storsteen, betonblokken of tetrapoden, en taluds gelijk of steiler dan 1:5. De beschouwing van deze kriteria wordt in de navolgende paragrafen weergegeven. (Paragraaf ... en ...)

Uit fig. 9 is [illegible] dat [illegible] 1:10 minder stabiel is [illegible] 1:10 [illegible] [illegible] 1:5. [illegible]

[Munk, [3]]

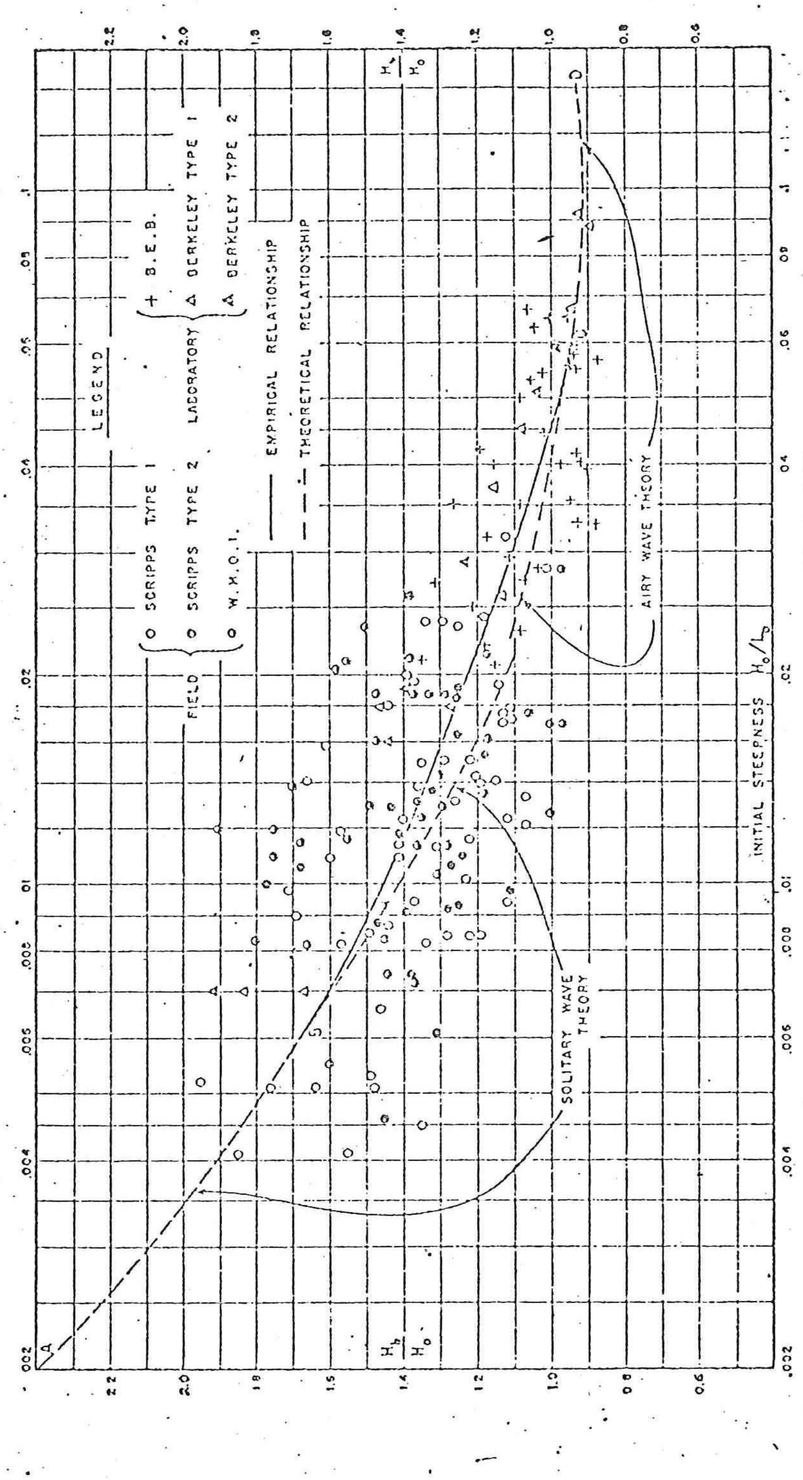
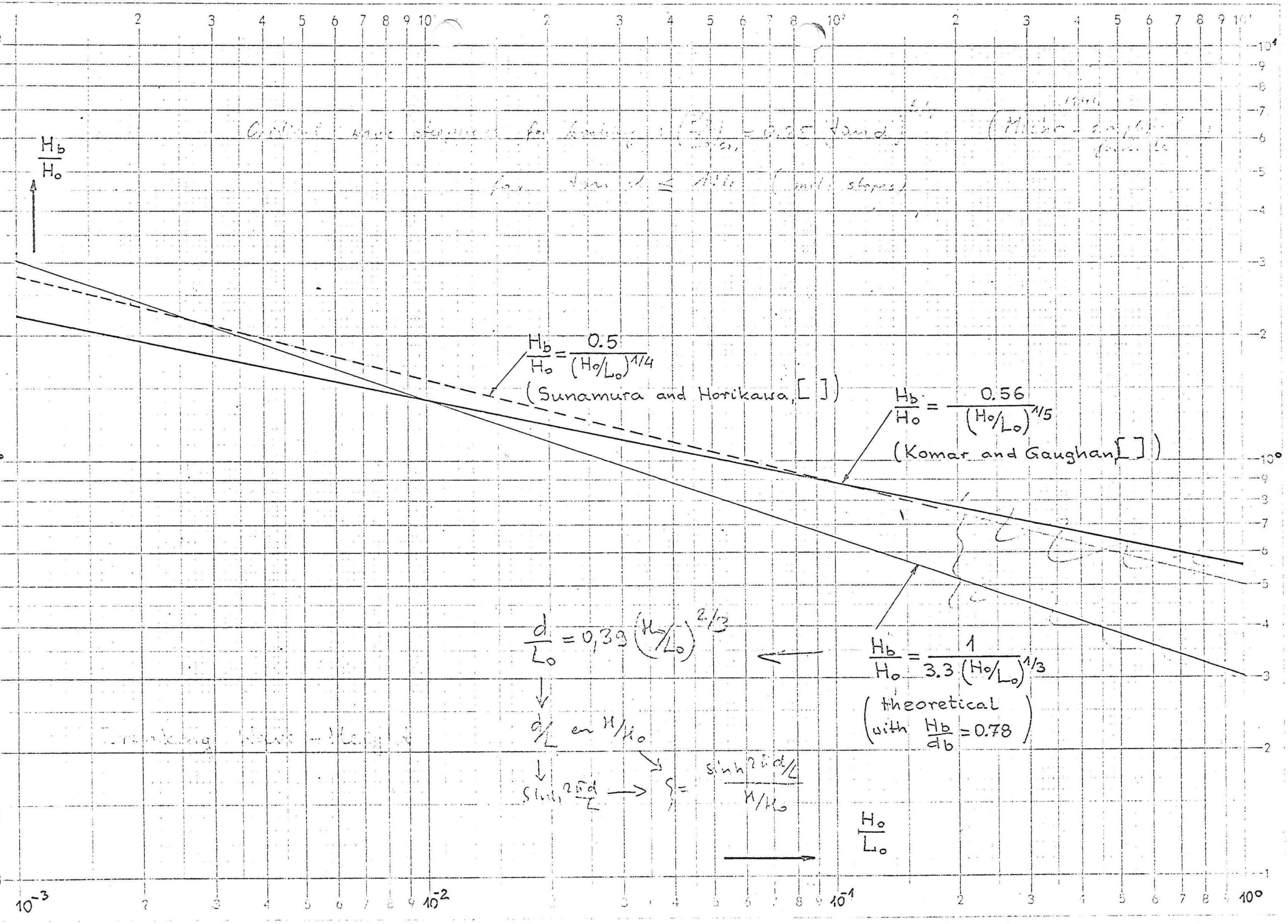


FIGURE 3. Comparison between predicted and observed breaker heights.

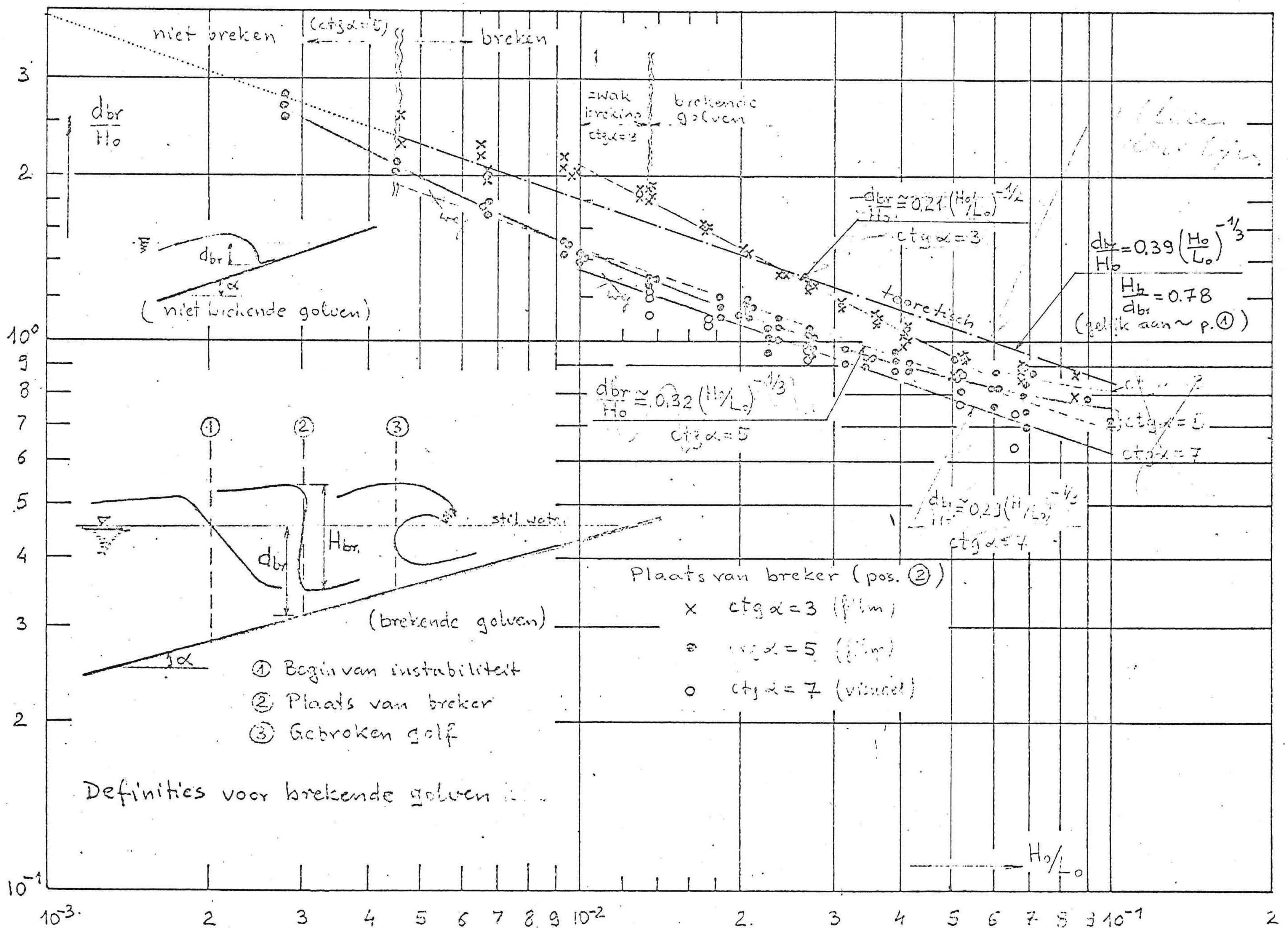
$\frac{H_b}{H_o} \cong 0.56 \left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-1/5}$ (Komar & Gaughan)

Fig. 10



$\frac{H_b}{H_o}$
$\frac{H_b}{H_o} = \frac{0.5}{(H_o/L_o)^{1/4}}$
(Sunamura and Horikawa, [ ])
$\frac{H_b}{H_o} = \frac{0.56}{(H_o/L_o)^{1/5}}$
(Komar and Gaughan [ ])
$\frac{H_b}{H_o} = \frac{1}{3.3\,(H_o/L_o)^{1/3}}$
(theoretical with $\frac{H_b}{d_b} = 0.78$)
$\frac{d}{L_o} = 0{,}39\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{2/3}$
d/L en H/H_o
$\sinh \frac{2\pi d}{L} \longrightarrow \zeta = \frac{\sinh 2\pi d/L}{H/H_o}$
$\frac{H_o}{L_o}$

Fig 11

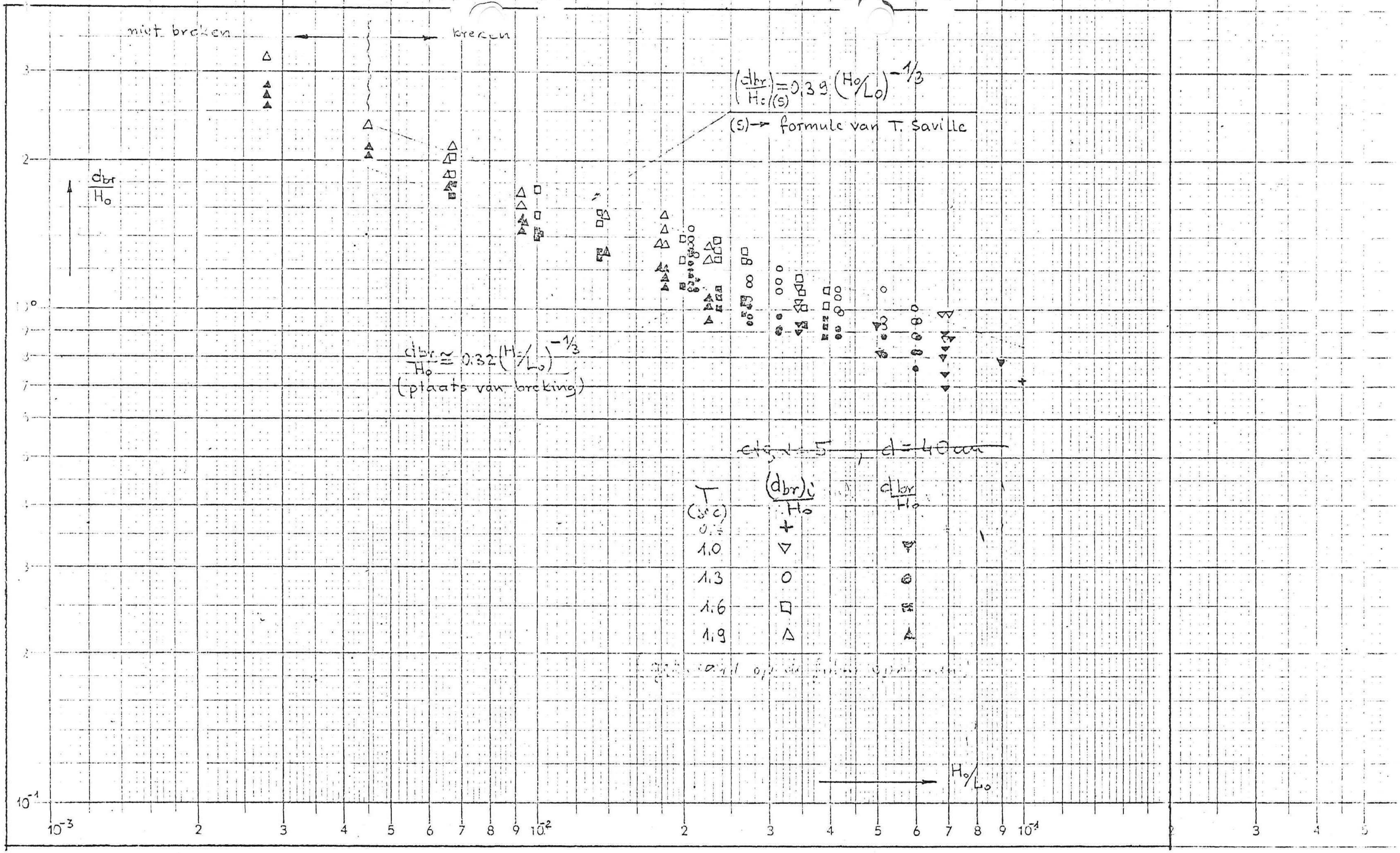


WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M1130

A4

Fig 10

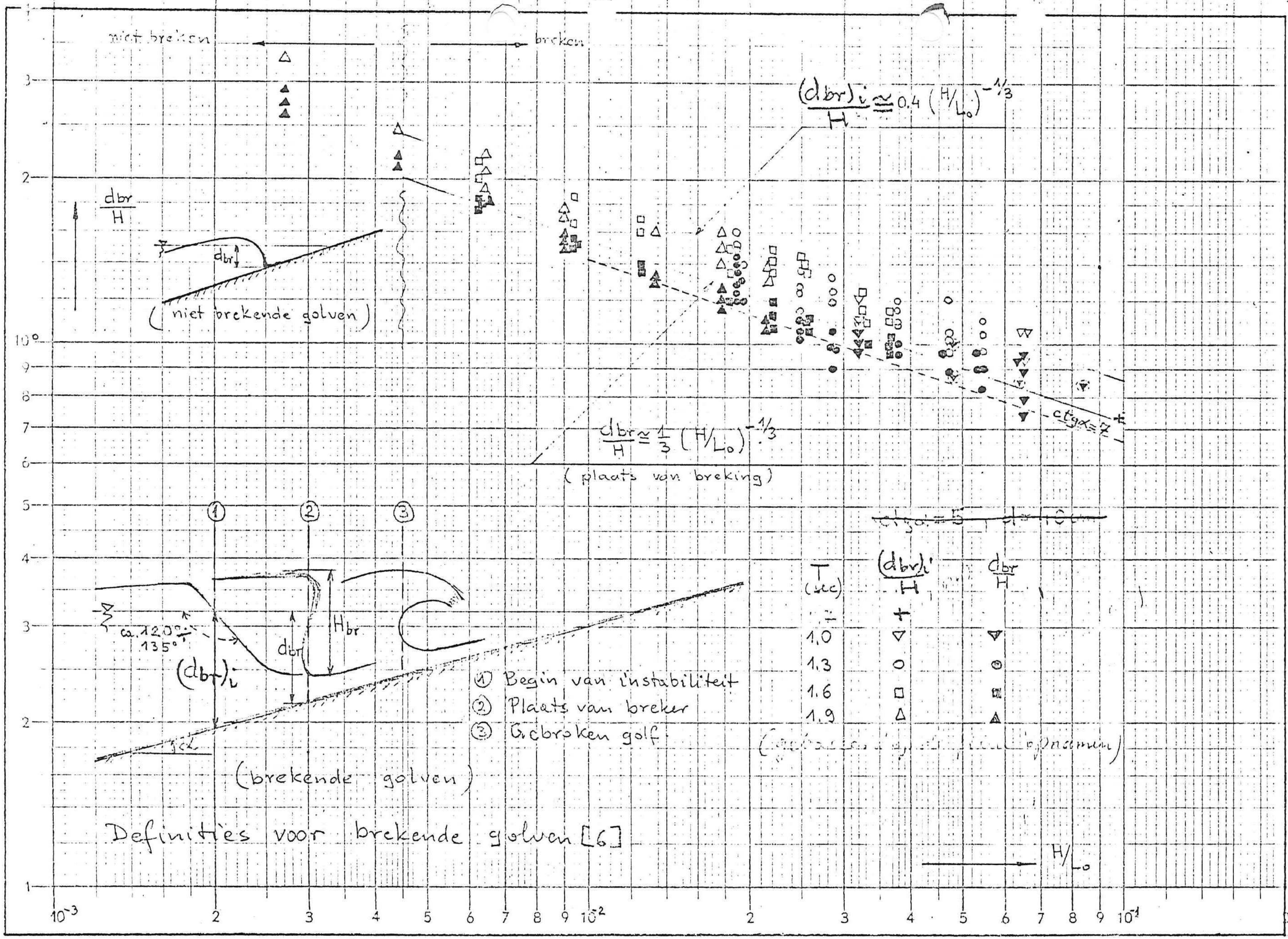


meetpapier - wormerveer

No. 7 H

X-as log. verdeeld 1-10³ Y-as log verd.

Breking karakteristiek [in functie: $\frac{d_{br}}{H_o} = f\left(H_o/L_o\right)$] voor talud 1:5 en d=40cm)

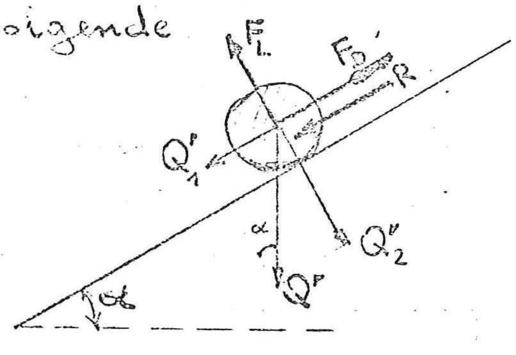


Breking karakteristiek in functie: $\frac{d_{br}}{H} = f\left(\frac{H}{L_o}\right)$ voor talud 1:5 en d = 40 cm.

Talud stabiliteit

Gedrag van een korrel op een talud

Het gedrag van de afzonderlijke korrel onder de invloed van de hydrodynamische krachten is de bepalende faktor in het mechanisme van de profielvervorming onder golfaanval.
Bij korreldiameters die klein zijn ten opzichte van de plaatselijke orbitaalbeweging is de invloed van de snelheidskrachten bepalend. In dit geval, begin van beweging, ~~die~~ die treedt slechts op bij maximale orbitaalsnelheid, definieert het zeewaartse punt van de profielvervorming bij een landwaartse materiaal transport.
Bij korreldiameters die relatief groot zijn, kan het begin van de ~~het begin van~~ beweging ~~kan~~ binnen de brekertransformatie plaats vinden en is de ~~de~~ invloed van de golfhoogte zelf of de brekinghoogte bepalend voor het gedrag van de korrel. De golfkondities, bij welke het begin van een korrel-beweging ~~vindt~~ in de brekingzone plaats vindt ~~vindt~~, zijn ook bepalend (of gelijk een) voor het kriterium van het taludstabiliteit.
De krachten, die het gedrag van de korrel bepalen zijn de volgende



α = taludhelling

$$R = f \cdot (Q' \cos\alpha - F_L)$$

Q' = het eigen gewicht van de korrel onder water;

$$Q' = g \frac{\pi}{6} D^3 (\rho_s - \rho_w)$$

waarin g = versnelling van de zwaartekracht
D = korreldiameter
ρ_s = dichtheid korrel (materiaal)
ρ_w = dichtheid water

F_D = de kracht tengevolge van de stuwdruk van het water

$$F_D = C_D' \cdot \rho_w \cdot D^2 \cdot u^2$$

waarin C_D' =
u = snelheid van het water

F_L = de liftkracht

$$F_L = C'_L \rho_w D^2 u^2$$

waarin C'_L = Liftkoëfficiënt, waarin opgenomen ook een vormfaktor voor het korreloppervlak

De bewegingsvergelijking van de korrel in een richting evenwijdig aan het talud luidt (landwaartse stuwdruk):

$$Q^r \sin\alpha + Q^r \cdot f \cos\alpha - F_D - f \cdot F_L = 0$$

waarin f = algemeen wrijvingskoëfficiënt ; $f = f_1(D_{50}, sf., \tau)$

sf = vormfaktor

τ = laagdikte , $\tau = m D_{50}$

m = aantal

Uitgewerkt levert dit de volgende vergelijking voor: wrijvingskoefficient

$$\cancel{f = \frac{-Q^r \sin\alpha + F_D}{Q^r \cos\alpha - F_L}} \qquad f = \frac{F_D - Q^r \sin\alpha}{Q' \cos\alpha - F_L}$$

Korrel-gewicht onder water

$$Q^r = \frac{F_D + f F_L}{f \cos\alpha + \sin\alpha}$$

Uit deze laatse vergelijking blijkt dat

$$Q^r = F_L + \frac{1}{f} F_D \qquad \text{bij } \alpha \to 0$$

en

$$\tan\alpha = f \qquad \text{als de limiet-helling}$$

In het geval van de ~~zee~~waartse stuwdruk (~~zee~~ landwaartse korrel-transport) de vergelijking voor een korrel-gewicht luidt:

$$Q^{r'} = \frac{f F_L + F_D}{f \cos\alpha - \sin\alpha} \qquad \cancel{\text{of } f = \frac{F_D + Q^r \sin\alpha}{Q' \cos\alpha - F_L}}$$

~~Het snijpunt van Q^r en Q^{ro} ligt bij $\sin\alpha = k \cos\alpha$.~~

Aan te nemen dat $F_D = k_1 F_L$ ~~daarof~~ $k_1 = \frac{F_D}{F_L} = \frac{C'_D}{C'_L}$

$$Q^r = \frac{F_L(f + k_1)}{f \cos\alpha + \sin\alpha}$$

In het geval dat de orbitaalbeweging (snelheid) bepalend is voor ~~het~~ begin van beweging, dan is de watersnelheid in de ~~formule~~ liftkracht-formule gelijk is aan de maximale bodemsnelheid van de orbitaalbeweging van de golf, namelijk

$$U = U_m = \frac{\pi H}{T} \frac{1}{\sinh 2\pi d/L}$$

waarin H = plaatselijke golfhoogte

T = golfperiode

d = waterdiepte

L = plaatselijke golflengte

$U_m = (U_m)_i$ = max. bodem snelheid bij het begin van beweging

Dus

$$\left.\begin{aligned} F_L &= C_L' \, \rho_w \cdot D^2 \, U_m^2 \\ Q &= \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \frac{(f + k_1) \, F_L}{(\rho_s/\rho_w - 1)(f \cos\alpha + \sin\alpha)} \\ Q &= \gamma_s \frac{\pi}{6} D^3 \end{aligned}\right\}$$

en

$$\frac{U_m^2}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) g \, D} = \frac{\pi}{6 \, C_L'} \frac{(f \cos\alpha + \sin\alpha)}{(f + k_1)} = \frac{(f \cos\alpha + \sin\alpha)}{C_L'' \, (f + k_1)}$$

waarin $D \doteq D_{50\%}$ en $f \cong \tan\phi$ – natuurlijk taludhelling onder water

~~Voor een fijner materiaal zoals zand,~~

Het onderdeel ~~$(f + k_1)$ $\cong \tan\phi$~~ kan als een wrijvingsfunktie (F) ~~waarin f =~~ in het bodem-laag beschouwd worden.

~~$(f + k_1) \cong F$ ... $(f + k_1) \cong F$~~

~~waarin F = wrijvings koefficient~~ functie ~~in het bodem-laag~~

De wrijvingsfunctie kan, volgens Horikawa en Watanabe [ ], als functie van de Reynolds getal ~~$U_{max} D/\nu$ en $U_{max} \delta/\nu$~~, uitgedrukt worden,

$$F = a_1 \left(\frac{U_{max} \cdot D}{\nu}\right)^p \left(\frac{U_{max} \cdot \delta}{\nu}\right)^q = a_1 \left(\frac{U_m D}{\nu}\right)^p \left[U_m \left(\frac{2}{\nu \omega}\right)^{1/2}\right]^q$$

waarin a_1 = koefficient

p en q = ekponenten

δ = bodem-laag parameter, $\delta = \sqrt{\frac{2\nu}{\omega}}$

ν = viskositeit

ω = golffrekwentie, $\omega = \frac{2\pi}{T}$

([illegible] in beweging ; $a = \frac{\frac{1}{2} H}{[illegible]}$)

Wanneer de bodem ruw en de bodem-laag turbulent is, dan is het effekt van de viscositeit, ν, zeer klein en, om ν te verwijderen, moet dus

$$p \approx -q/2$$

en

$$F = F_{r(ruw)} = a_1 \left(\frac{2U_m}{\omega D}\right)^{q/2} = a_1 \left(\frac{2a_0}{D}\right)^{q/2} = a_1 \left(\frac{d_0}{D}\right)^{q/2}$$

waarin $d_0 = 2a_0$, totaal orbitaal diameter bij de bodem.
Aan de andere kant, wanneer de bodem-laag laminar is, wordt het effekt van de viscositeit belangrijker dan de bodem ruwheid, en moet

$$p << q \quad (\text{of } p \to 0)$$

en

$$F = F_{\ell(laminar)} = a_1 \left(\frac{U_m \delta}{\nu}\right)^q$$

Dus, het algemeen kriterium van het begin van beweging in een oscillerende stroom en ~~plat bodem~~ een hellend bodem wordt

$$\Theta = \frac{U_m^2}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right) g D} = K \left(f\cos\alpha + \sin\alpha\right) \left(\frac{U_m D}{\nu}\right)^{-p} \left(\frac{U_m \delta}{\nu}\right)^{-q}$$

waarin $K = \frac{1}{a_1 C_L''}$,
of

$$\Theta = (f\cos\alpha + \sin\alpha)\, K_\ell \left(\frac{U_m \delta}{\nu}\right)^{-q} \text{ -- laminar kondities}$$

en

$$\Theta = (f\cos\alpha + \sin\alpha)\, K_r \left(\frac{U_m}{\omega \cdot D}\right)^{-q/2} \text{ -- ruw-turbulent kondities}$$

Om precies te zijn, koefficiënt K kan ook de funktie van de bodem stroom kondities en taludhelling zijn. Bij verwerking van de experimentele resultaten, deze invloed wordt door de funktie F omvat en dus, de koefficiënten K_ℓ of K_r als numerike koefficiënten kunnen beschouwd worden, tenminste in een bepaalde gebied van de Reynolds getal. Deze kriterium met $\alpha = 0$ is principeel gelijk aan die van Horikawa en Watanabe [ ] voor een horizontale bodem.
De bodem-laag kondities kunnen gedefinieerd worden als volgt

Gladde bodem	$\delta/D > 6.54$	Ruwe bodem	$\delta/D < 6.54$
Laminar	$U_m\delta/D < 160$	Laminar	$U_m D/\nu < 104$
Turbulent	$U_m\delta/D > 160$	Turbulent	$U_m D/\nu > 104$

waarin $\delta = \sqrt{\frac{2\nu}{\omega}}$ en $D \cong D_{50}$.
Als een praktisch aanwijzing, bij $D_{50} > 1$ mm alleen de ruw-turbulent kondities kunnen verwacht worden.

De verschillende experimentele data verzamelt door Horikawa en Watanabe zijn uitgezet als functie van de eerder genoemde (afgeleid) parameters in figuur 13. Uit deze resultaten blijkt duidelijk dat de exponenten p en q in de funktie F $^{x)}$ als volgt benaderd kunnen worden: $q \cong -1$ en $p = 0$ — laminar of glad-turbulent konditie

$p = -\frac{1}{2}$ en $q = 1$ — ruw-turbulent kondities

Het verloop van de experimentele lijnen wordt) voor de grotere Reynolds waarden ~~...~~ flauwer, b.v. voor $\frac{U_m D}{\nu} > 100$ en ruw-turbulent kondities, de helling van de exp. lijn is ca. $(-)\frac{1}{3}$ in plaats van $(-)\frac{1}{2}$.

Voor de lage Reynolds waarden en ruw-turbulent kondities, de experimentele resultaten kunnen door de volgende vergelijkingen benaderd worden.

$$\Theta^{-1} = \frac{2}{1.75}\left(\frac{U_m}{\omega D}\right)^{-1/2} \quad \text{— begin van beweging (enkele korrels)}$$

en

$$\Theta^{-1} = \frac{1{,}75}{2}\left(\frac{U_m}{\omega D}\right)^{-1/2} \quad \text{— begin van totale beweging}$$

waarin $K_r^{-1} = \frac{2}{1.75}$ en $\frac{1{,}75}{2}$ respektievelijk, en $q/2 = -\frac{1}{2}$

De fase "totale beweging" betekent dat de hele bovenste bodem-laag van het materiaal zich begint te verplaatsen.

In figuur 14. zijn ook de resultaten van Rance en Warren (pulsating water tunnel) gepresenteerd. Uit de beide gegevens is een algemeen grafiek gekonstrueerd als kriterium voor begin van beweging voor een horizontale bodem en ruw-turbulent kondities, die in figuur 15 is weergegeven.

Wanneer het begin van beweging wordt uitgedrukt als funktie van de diepte, begin van beweging (d_i) dan krijgt) het kriterium een vorm

$$\frac{H_0}{L_0} = C\,\xi^{3/2}\left(\frac{H_0}{D_{50}}\right)^{-1/2}$$

of

$$\frac{H_0}{D_{50}} = C^2\,\xi^3\left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{-2}$$

waarin

$$\xi = \frac{\pi H_0}{T\,U_m}$$

x) en de lage Reynolds waarden $\frac{U_m \sigma}{\nu} < 100 \div 200$ en $\frac{U_m D}{\nu} < 100 \div 200$

en

$$C = 0{,}45\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)\cdot K\,(f\cos\alpha + \sin\alpha)$$

Voor de ruw-turbulent kondities, $K = K_r$, en

$K_r = \frac{1}{2}$ — ~~[illegible]~~ begin van beweging
$K_r = \frac{1}{1.75}$ — begin v/h totale beweging

$$\left.\begin{matrix} K_r = \frac{1}{2} \\ K_r = \frac{1}{1.75} \end{matrix}\right\} \frac{U_m}{\omega D} < 200$$

In een oscillerende stroom (orbitaal beweging) ~~[illegible]~~

$$\xi = \frac{H_o}{H}\sinh\frac{2\pi d}{L}$$

Voor een ondiep-water bij $d/L < 0.30$ $\left(\frac{d}{L_o} < 0.29\right)$ geldt een lineare (logarithmische) verhouding tussen de ξ en d/L, die kan ~~[illegible]~~ benaderd worden door de vergelijking

$$\frac{d}{L} = 0.1325\,\xi^{0.7}$$

of

$$\xi \cong 1{,}8\left(\frac{d}{L}\right)^{1.43}$$

De relaties tussen parameter ξ en d/L en d/L_o zijn in figuur 16 gegeven.

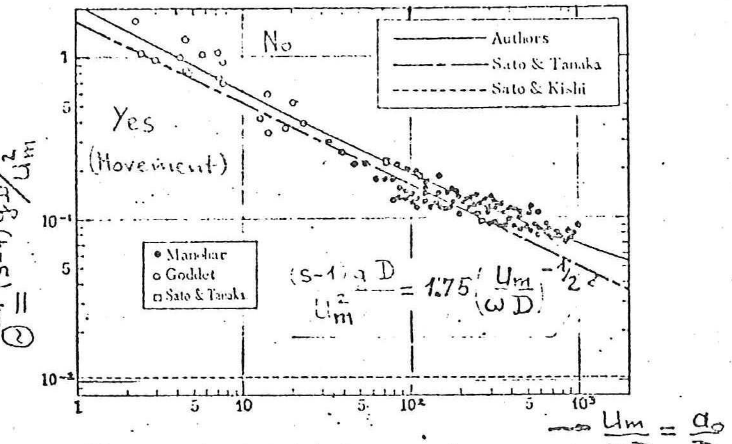


Fig. (a) Criterion for general movement.
— rough turbulent —

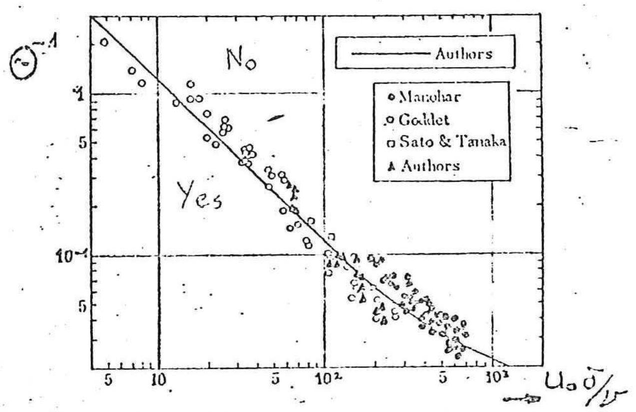


Fig. (b) Criterion for general movement.
— laminar and smooth turbulent —

$\Theta^{r} = 2\left(\frac{U_m}{\omega D}\right)^{-1/2}$

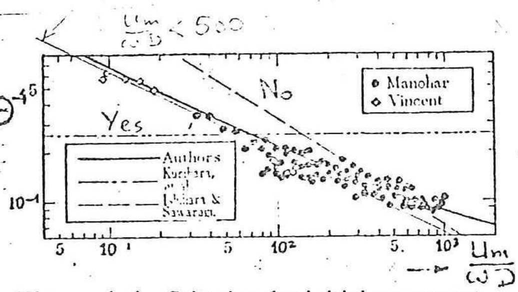


Fig. (a) Criterion for initial movement.
— rough turbulent —

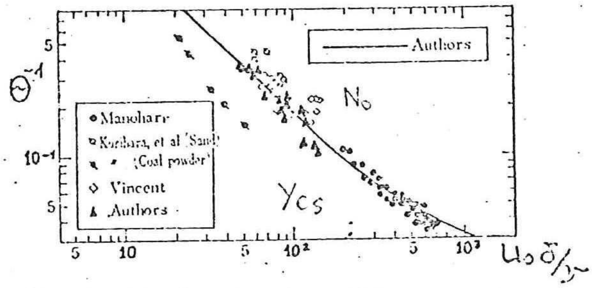


Fig. (b) Criterion for initial movement.
— laminar and smooth turbulent —

Smooth boundary $\delta/D > 6.54$
Laminar $U_m\delta/\nu < 160$
Turbulent $U_m\delta/\nu > 160$

Rough boundary $\delta/D < 6.54$
Laminar $U_m D/\nu < 104$
Turbulent $U_m D/\nu > 104$

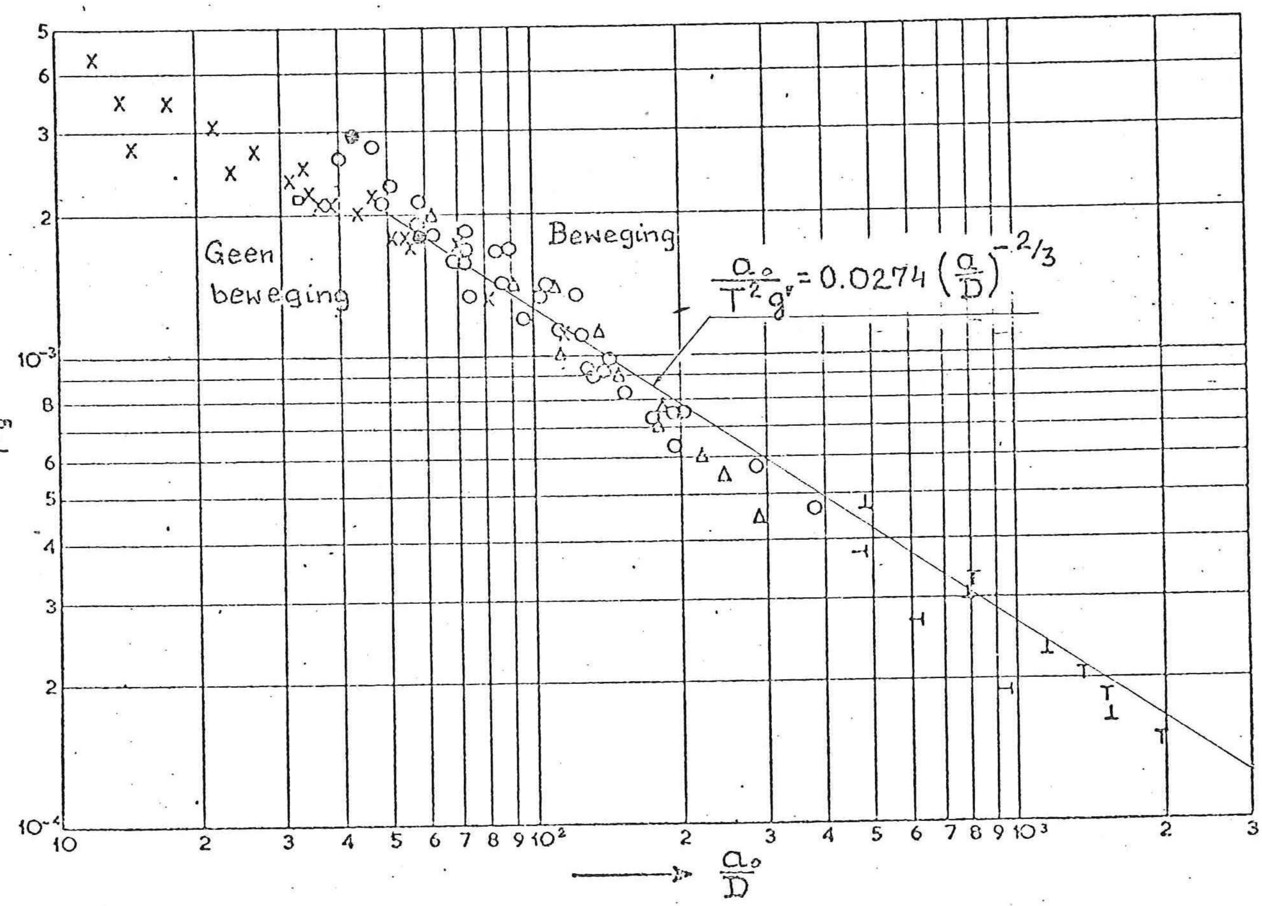
where: D = grain diameter ; $s = \rho_s/\rho$

$\delta = \sqrt{\frac{2\nu}{\omega}}$ - boundary parameter

$\omega = \frac{2\pi}{T}$ - wave frequency

a_0 = amplitude of bottom oscillation

$U_m = \omega \cdot a_0 = \frac{\pi H}{T}\frac{1}{\sinh 2\pi d/L}$ (= max. bottom velocity)



x, o, ⊥, enz } volgens Rance en Warren T = 5-15 s [ ]
D = 0.4 - 4.8 cm

o waarnemingen Waterloopkundig Laboratorium (M 1063)

a_o = amplitude van de oscillerende beweging op de bodem ; $a_o = \frac{\frac{1}{2} H}{\sinh \frac{2\pi d}{L}}$

T = golfperiode

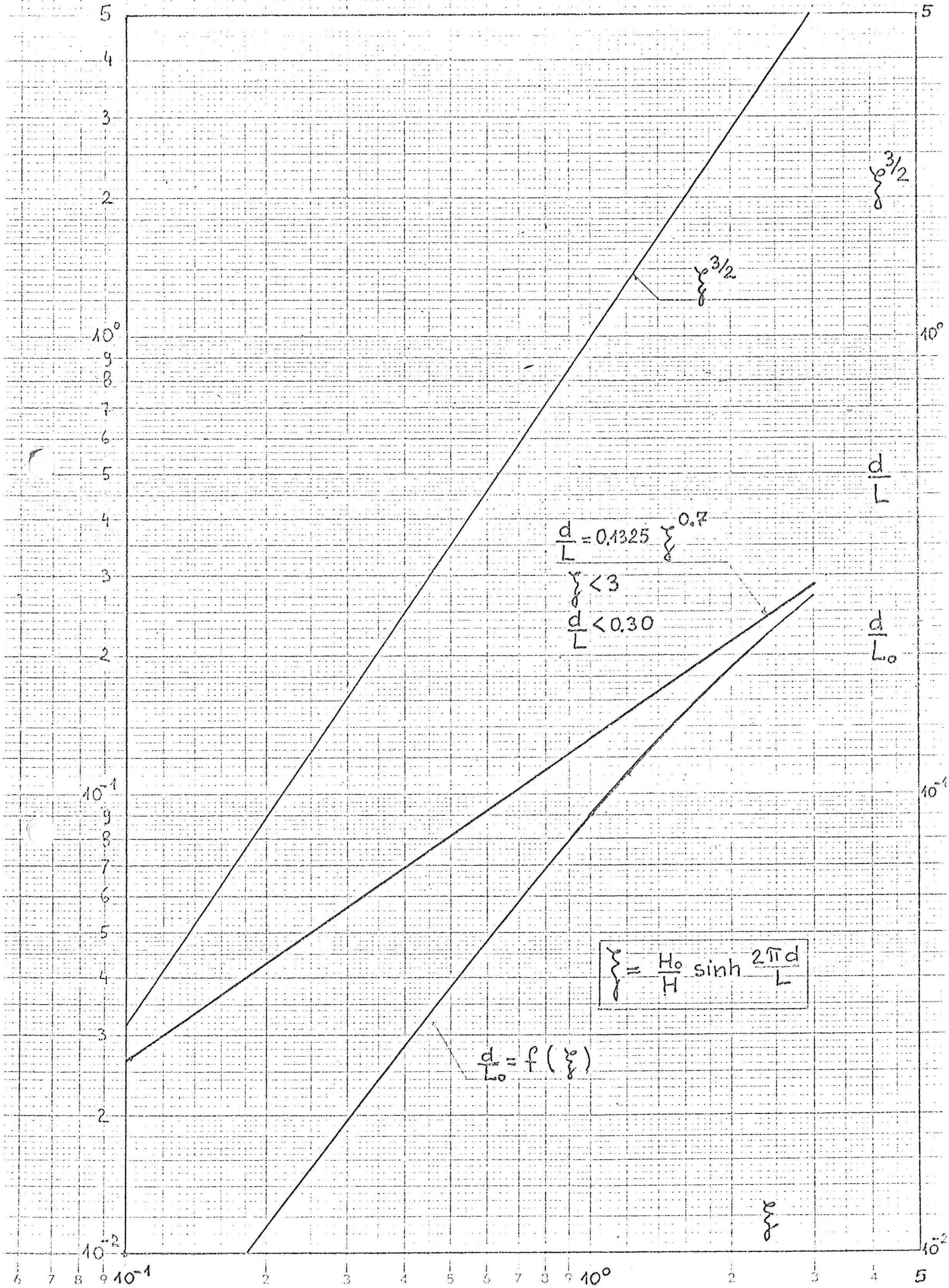
$D = D_{50}$ van het korrelmateriaal

$g' = g \frac{(\rho_m - \rho_w)}{\rho_w}$

ρ_m = dichtheid van het korrelmateriaal

ρ_w = dichtheid van het water

FIG. BEGIN VAN BEWEGING VAN GROFKORRELIG MATERIAAL IN EEN OSCILLERENDE STROOM



$\zeta^{3/2}$
$\zeta^{3/2}$
$\frac{d}{L}$
$\frac{d}{L} = 0.1325\ \zeta^{0.7}$
$\zeta < 3$
$\frac{d}{L} < 0.30$
$\frac{d}{L_o}$
$\zeta = \frac{H_o}{H} \sinh \frac{2\pi d}{L}$
$\frac{d}{L_o} = f(\zeta)$
ζ
5
4
3
2
10^0
9
8
7
6
5
4
3
2
10^{-1}
9
8
7
6
5
4
3
2
10^{-2}
6 7 8 9 10^{-1} 2 3 4 5 6 7 8 9 10^0 2 3 4 5

Fig. 16

In het geval dat het begin van beweging binnen de brekerzone plaats vindt, kan

De water-snelheid die op de korrel druk uitoefent kan als volgt benaderd worden

$$U=\sqrt{\Psi_1 g H} = \sqrt{\Psi_2 g H_b} = \sqrt{\Psi_3 g d_b}$$

waarin Ψ = evenredigheidsfaktoren (of funkties)

H = golfhoogte

H_b = brekingshoogte

d_b = brekingsdiepte

$\Big\}\ H_b, d_b = f_2\left(H_0/L_0, D, sf.\right)$

$sf.$ = vorm-faktor

Dus

$$F_L = C_L' \cdot \rho_w D^2 U^2 = \Psi_1 C_L' g \cdot \rho_w D^2 H = C_L g \rho_w D^2 H$$

waarin

$$C_L = \Psi_1 C_L'$$

Het gewicht van de korrel onder water kan ~~worden~~ omschreven worden in functie van het "droog"-gewicht en relatief dichtheid als volgt

$$Q' = Q \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)$$

Uitgewerkt levert dit de volgende vergelijkingen voor: ~~de kritieke~~ de kritieke "droog" steen-gewicht (de limiet van stabiliteit)

$$Q = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}\frac{(f+k_1)\, C_L g \rho_w D^2 H}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)(f\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

~~de kritieke relatief golfhoogte~~

en, de gebruik making van de equivalente korrel-diameter ($D_{eq.} = D$)

$$Q = \gamma_s \frac{\pi}{6} D_{eq.}^3$$

de kritieke relatief-golfhoogte is gelijk aan

$$\frac{H}{D_{eq.}} = \frac{\pi}{6}\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)\frac{(f\cos\alpha+\sin\alpha)}{(f+k_1)\,C_L}$$

Putting both sides in power 3 one obtains.

Deze relatie in een macht 3 levert nieuwe vorm v/h kriterium voor de steen-gewicht, namelijk

$$Q = \frac{36\pi^2 \gamma_s C_L^3 (f+k_1)^3 H^3}{(f\cos\alpha+\sin\alpha)^3\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)^3}$$

of

$$Q = K_Q \frac{\gamma_s (f+k)^3 H^3}{(f\cos\alpha+\sin\alpha)^3\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)^3}$$

waarin $K_Q = 36\pi^2 C_L^3$

Deze laatste formule met $k_1 = 0$ is gelijk aan die van Iribarren [ ]
Bovendien, de parameter f van de teller, in de nieuwe formule van Iribarren, zit binnen de, experimenteel vastgestelde, koefficient K_Q.

Toepasbaarheid v/h oscillerend-stroom kriterium

De toepasbaarheid van het eerder afgeleide kriterium diepte begin van beweging wordt getoetst op basis van de beschikbare evenwichtsprofielen en enkele vermelde waarnemingen (tabel.... voor talud 1 op 5 en $D_{50} = 3{,}4$, $6{,}1$ en 13 mm (M1216) en op basis van de evenwichtsprofielen voor talud 1 op 30 en $D_{50} = 3{,}44$ mm uit het rapport van Rector [ ].

In dit geval, de parameters H_o/L_o en H_o/D_{50} zijn bekend en de diepte begin van beweging ($d = d_i$) wordt gezocht.

Deze diepte kan uit de parameter ξ berekend worden, namelijk

$$\xi^{3/2} = \frac{1}{C} \frac{H_o}{L_o} \sqrt{\frac{H_o}{D_{50}}}$$

en $d/L_o = f_1(\xi^{3/2})$ uit figuur ....

Koefficient C wordt uitgerekend met $f = \tan\phi \approx 0.6$, $\rho_s/\rho_w = 2.65$ en $K_r = \frac{1}{2}$ (begin beweging), en $K_r = \frac{1}{1{,}75}$ (begin totaal beweging) als volgt:

a) $\mathrm{ctg}\,\alpha = 5$, $\cos\alpha = 0{,}98$, $\sin\alpha = 0{,}196$, $f\cos\alpha + \sin\alpha = 0{,}784$

$C = 0{,}292$, $\frac{1}{C} = 3{,}42$ (begin beweging ξ, d_i')

$C = 0{,}333$, $\frac{1}{C} = 3{,}0$ (begin totaal beweging ξ, d_i'')

b) $\mathrm{ctg}\,\alpha = 30$, $f\cos\alpha + \sin\alpha = 0{,}63$

$C = 0{,}244$ $\quad 1/C = 4.1 \rightarrow (d_i')$

$C = 0{,}268$ $\quad 1/C = 3.73 \rightarrow (d_i'')$

De positie van de uitgerekende diepte begin van ~~de~~ totale beweging (d_i'') voor talud 1:30 is in figuur 1.7. door de snijpunten met het uitgangshelling weergegeven. Er is te zien, dat de berekende diepte (d_i'') ~~geeft~~ een redelijk indikatie geeft over de diepte waar het profielvervorming begint.

De uitgerekende diepte begin van het totale beweging voor talud 1 op 5 is in figuur .2. en in tabel .1. vermeld.

Uit vergelijking die in tabel .1. is gegeven blijkt, dat bij een lange golfperiode ($T = 2{,}44$ sec) de gemeten en berekend waarden ~~zijn~~ praktisch gelijk zijn, terwijl bij de kortere perioden de afwijking tussen de berekende en gemeten waarden groter wordt en onregelmatig.

Uit de vergelijking in figuur 2. ~~blijkt~~ blijkt dat de diepte d_i'' praktisch gelijk is aan de experimenteel gevonden diepte begin van het profiel vervorming voor ~~...~~ alle drie de profielen (alle drie materialen).
Uit al die vergelijkingen blijkt dat ~~Het mag gekonkludeerd worden dat~~ deze kriterium een redelijk goede benadering, wat betreft de diepte begin van beweging, geeft.

Gebaseerd op dit kriterium zijn, in figuur 18, ~~de diepte d_i' en d_i''~~ de kondities begin van beweging berekend voor $d_i' = 1.75\,H_o$ en $d_i'' = 1.75\,H_o$ (bij de meeste proeven van M1216, diepte begin van beweging is gelijk aan $d_i = 1.75\,H_o$). Bovendien, aan te nemen (in de eerste instantie) dat de ~~oscillerend~~ golf-theorie ~~geldig is~~ tot de breker geldig is, zijn ook de begin-beweging-kondities berekend voor $d_i' = H_o$ en $d_i' = d_{br}$ die als een limiet van korrel stabiliteit beschouwd kunnen worden (korrel stabiliteit in de brekerzone).

(Theoretische ~~Breking~~ diepte d_{br} is gelijk aan de diepte waarbij het ~~(begin~~ van golfinstabiliteit ~~...~~ plaats vindt dus is groter dan de diepte bij welke golf werkelijk breekt.
Deze theoretische breking diepte is gelijk aan

$$\frac{d_{br}}{H_o} = 0{,}39\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-1/3} \quad \text{of} \quad \frac{d_{br}}{L_o} = 0{,}39\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{2/3}$$

$$\text{en} \quad \frac{H_{br}}{d_{br}} = 0{,}78$$

waarin H_{br} = breking golfhoogte

~~Voor de limiet van stabiliteit~~ ..

Aan te nemen dat de maximaal uitschuring golf-vermogen ligt tussen de (zie Fig. 13) punt van begin van golfinstabiliteit (d_{br}, theoretisch) en $d_i = H_o$, de limiet H_o/D waarde ~~...~~ kan uit figuur ... ~~...~~ benaderd worden ~~is~~ gelijk aan 8,5. ~~Deze waarde is~~ Het is duidelijk dat deze waarde te groot is voor de grind aangezien dat de ~~prototype~~ waarden voor de stortsteen (die ~~...~~ aanzienlijk groter wrijvingskoefficient (f) hebben) kleiner zijn (ca. $H_o/D_{50} = 5\frac{1}{2}$ voor prototype, en 3,3 ÷ 4 voor model waarden). In werkelijkheid, de waarde (H_o/D) limiet voor de grind moet lager zijn dan ca. 3 voor de model waarden. Dit bevestigt ~~dat~~ een bekende feit dat de oscillerend golf-theorie (deze theorie geeft te lage bodem-snelheden in dit gebied) niet geldig is dichtbij en binnen de brekerzone. Misschien, de "solitary"-golf-theorie zou hier betere resultaten (betere benadering) opleveren.
~~Gevonden resultaten~~ De ~~grens van de~~ toepasbaarheid-grens van de oscillerende-stroom-kriterium is nog niet mogelijk vast te stellen. Gezien de resultaten in tabel 1, deze grens kan voorlopig als

$$\frac{d_i}{H_o} \geq 1{,}20 \quad \text{en} \quad \frac{H_o}{D_{50}} > 10$$

benaderd worden.

$(H_0/L = 0{,}0474,\ \frac{H_0}{D_{50}} = 19{,}1)$

Van de andere kant de proef N° 4 in tabel 1. levert een diepte begin van beweging ~~gelijk~~ aan H_0 ~~terwijl~~ (dus in de brekerzone) terwijl de kriterium geeft $d_i \cong 1{,}32\,H_0$ ($d_i/h_B = 1{,}32$). Dat zou betekenen dat de lijn $d_i = H_0$ moet naar rechts verschoven worden (naar punt van proef N° 4) wat tegenstrijdig is met de eerder diskussie ten opzichte van de storsteen data, of dat de maximale uitschuring golf-vermogen ~~plaats~~ pas na de breking plaats (het is mogelijk dat de opwaarts-snelheid-komponent maximaal is in het ...

Misschien wordt ~~deze~~ ~~kwestie~~ dat iets duidelijker wanneer al de meetresultaten ~~van~~ M1216 onderzoek worden vrij gegeven. Op dit moment, ~~naast~~ de beschikbare gegevens, deze kwestie kan niet verder opgelost worden.

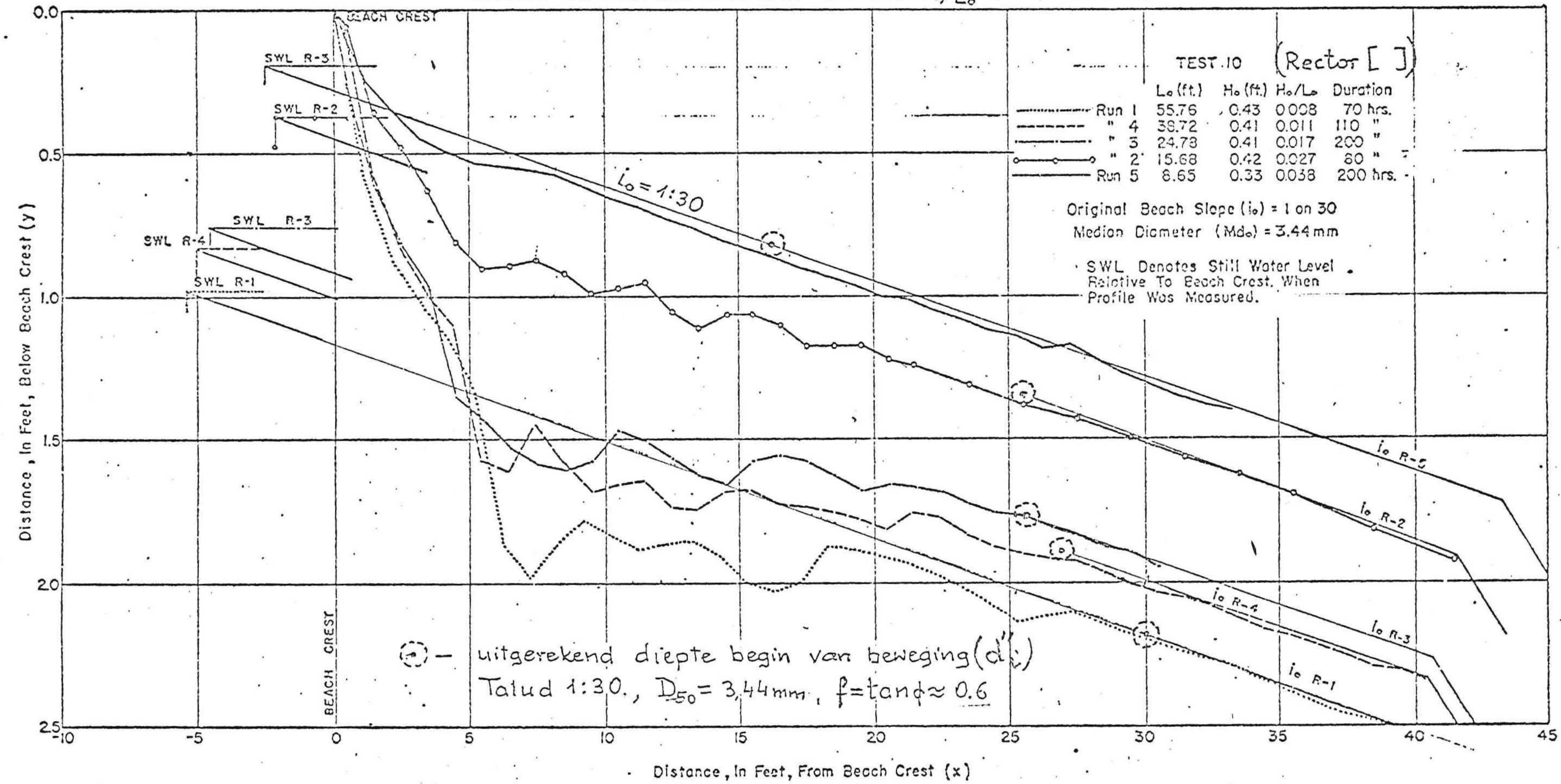
Het lijkt meest waarschijnlijk dat vanaf een bepaalde relatief diepte $\frac{d}{H_0}$ of ($\frac{d}{H_0}$ ...) de bodem snelheden nemen zo snel toe dat er een klein diepte verschil een aanzienlijk verschil maakt wat betreft de korrelgrootte bij het ~~begin van beweging~~. De bodem-snelheden zijn afhankelijk van de breker type en verandering in breking proces met toename in de golfsteilheid. Zo lang deze proces niet voldoende bekend is, ook wat de bodem-ruwheid op de breking proces betreft (back-fit proces) zou erg moeilijk theoretische beschrijving van het begin van beweging te geven. Voor de praktische berekeningen kan men gewoon aan te nemen dat b.v. bij $d_i/H_0 < 1.2$ en $H_0/D_{50} < 10$, een actieve zone van de brekerinvloed plaats heeft waarin ~~dat~~ het begin van de korrel beweging volgens de stabiliteitkriterium kan benaderd worden.

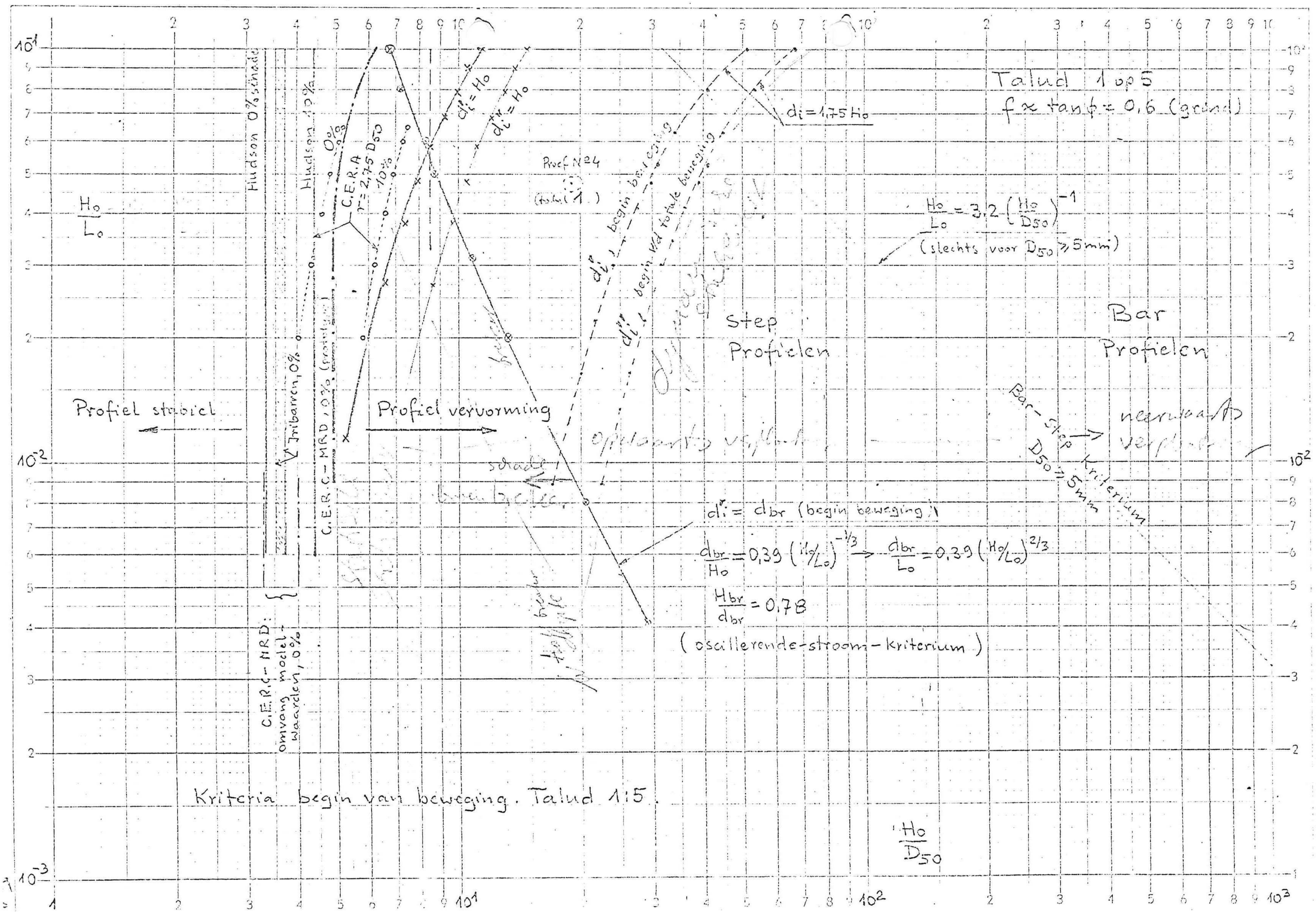
'n Kriterium is min of meer vastgesteld voor de stortsteen en kubische blokken (zie navolgende paragraaf) terwijl voor de grind moet nog steeds ontworpen worden. Voor dit doel zijn de experimentele (model) proeven noodzakelijk.

D_{50} mm	H_0/D_{50}	T sec	H_0 cm	h_B cm	h_B/H_0	h_B/L_0 gemeten	d_i/L_0 berekend	d_i/h_B
6,1	38,5	2	23,5	41	1,75	0,0656	0,068	1,035
13,0	19,1	1,83	24,8	25	1,01	0,048	0,063	1,32
(13,0	(20,5)	(2,44)	(26,7)	38	1,42	0,041	0,042	1,03
6,1	62,1	2	38,0	60	1,58	0,096	0,1175	1,22
13,0	29,2	2,44	38,0	56	1,475	0,060	0,066	1,10

niet in tekst

EFFECT ON PROFILE SHAPE OF VARYING H_o/L_o BY VARYING L_o





Kriteria begin van beweging. Talud 1:5.

5.0 Kriteria bekledings stabiliteit (brekende golven)

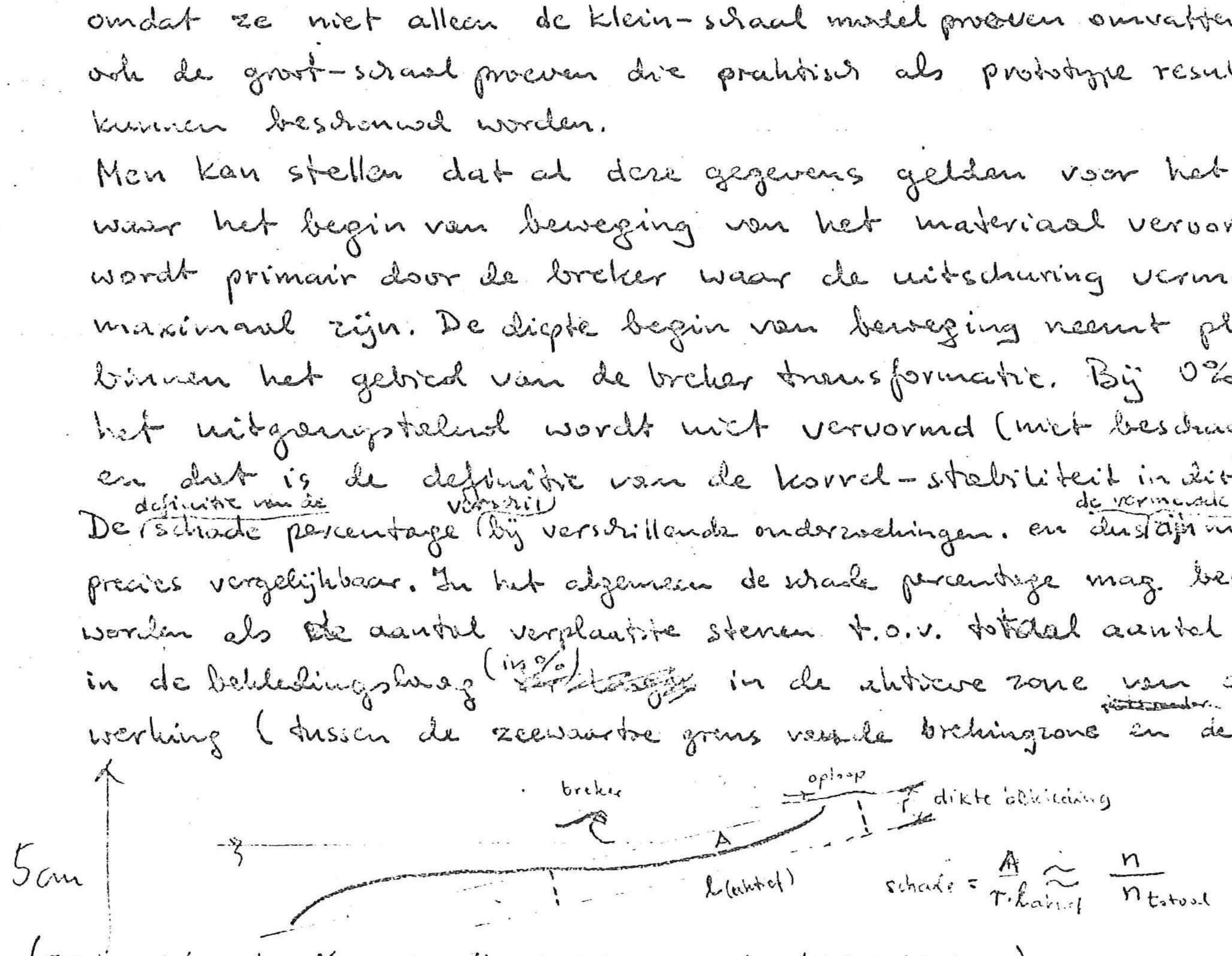
Voor de berekening van de stabiliteit van de taludbekleding en de grind-, of stortsteendammen is het noodzakelijk de benodigde steengrootte (gewicht of diameter), voor geen of een bepaald percentage schade, te bepalen. Voor dit doel kan men gebruik maken van de verschillende bekende formules [ ] of de experimentele resultaten die in een grafische vorm zijn gepresenteerd [ ], [ ]. In deze nota zijn de formules van Iribarren [ ], Hedar [ ], Hudson [ ] en de resultaten van C.E.R.A [ ], en C.E.R.C.-M.R.D [ ] bekeken. Ter vergelijking, de resultaten van het M 856 onderzoek [ ], verricht bij onregelmatige golfaanval, zijn ook weergegeven.

Er is echter nog een groot aantal andere soortgelijke formules die niet essentieel van die bovengenoemde formules verschillen. In het algemeen de experimentele gegevens zijn beperkt tot de stortsteen, kubische blokken en tetrapoden als bekleedings ~~materiaal~~ en taluds gelijk of steiler dan 1:5.

De resultaten ~~formules~~ van C.E.R.C-M.R.D [ ] een extra aandacht verdienen omdat ze niet alleen de klein-schaal model proeven omvatten maar ook de groot-schaal proeven die praktisch als prototype resultaten kunnen beschouwd worden.

Men kan stellen dat al deze gegevens gelden voor het gebied waar het begin van beweging van het materiaal veroorzaakt wordt primair door de breker waar de uitschuring vermogens maximaal zijn. De diepte begin van beweging neemt plaats binnen het gebied van de breker transformatie. Bij 0% schade, het uitgangspunt wordt niet vervormd (niet beschadigd) en dat is de definitie van de korrel-stabiliteit in dit gebied.

De definitie van de schade percentage verschil bij verschillende onderzoekingen, en dus zijn de vermelde schadegrenzen niet precies vergelijkbaar. In het algemeen de schade percentage mag beschouwd worden als de aantal verplaatste stenen t.o.v. totaal aantal stenen (in %) in de bekledingslaag ~~[illegible]~~ in de aktieve zone van de golfwerking (tussen de zeewaartse grens van de brekingzone en de golfoploop)



$$\text{schade} = \frac{A}{r \cdot l_{aktief}} \approx \frac{n}{n_{totaal}}$$

(Bij deze definitie, % schade afhankelijk is van de dikte-bekleding)

a) Formule van Iribarren [ ]

De oorspronkelijke formula van Iribarren uit 1938, theoretisch afgeleid, luidt:

$$Q = \frac{N \, f \, \gamma_s \, H^3}{(f \cos\alpha - \sin\alpha)^3 (S-1)^3}$$

waarin $S = \rho_s / \rho_w$, f - vrijwingskoeffiant, α - hoek v/d taludhelling, γ_s - soortelijk gewicht v/h materiaal, H - golfhoogte bij de teen v/h talud en N - evenredig-koefficient (uit experiment)

~~De~~ algemeen vrijwingskoefficient bereikt voor een grof materiaal de waarde $f \sim 1$.

Uit de experimentele resultaten is gebleken dat de waarde f in deze formula, voor stortsteen, kubische blokken en tetrapoden, moet aanzienlijk groter zijn. Uit de experimenten van Iribarren blijkt dat de vrijwingskoefficient is niet alleen de functie van de materiaal-type en grootte maar ook van een aantal materiaal-eenheden die in de activezone (in nabijheid van de stilwaterlijn) waar ~~de vervorming~~ de direkte golfbewerking plaats vindt liggen.

de vrijwingskoefficient neemt toe met de afname van een aantal eenheden (figuur ....).

Uit de vergelijking van de meetresultaten met de theoretische formule heeft Iribarren ~~is~~ gevonden dat de koefficient f korespondeert met een aantal equivalente steen-eenheden gelijk aan zes.

Dat geldt niet alleen voor de natuur-steen maar ook voor de kubische beton-blokken en tetrapoden.

De nieuwe formule van Iribarren ~~luidt~~ gescheid in twee aparte vormen, luidt:

- voor de steenstabiliteit bij een zeewaarts golfstuwdruk- ~~(langzame transport) ... stabiliteit kriterium voor de steile taluds (voor ctg α ≤ 3)~~ (equilibrium towards the bottom)

$$Q = \frac{N \cdot \gamma_s \cdot H^3}{(f \cos\alpha - \sin\alpha)^3 (S-1)^3}$$ (maat-gevend voor steile taluds $\mathrm{ctg}\,\alpha \leq$ ca. 4)

waarin:

$f = f_e = 2{,}33$ $N = N_e = 0.430$ - natuur-stenen (stortsteen)

$f_b = 2.83$ $N_b = 0.430$ - kubisch-beton-blokken

$f_t = 3.47$ $N_t = 0.656$ - tetrapoden

(Koeffiecient N omvat ook de koefficient f van de teller)

- voor de steen-stabiliteit bij een landwaarts golfstuwdruk (bij de golfoploopfase) — (equilibrium towards the top)

$$Q' = \frac{N' \gamma_s H^3}{(f\cos\alpha + \sin\alpha)^3 (s-1)^3}$$ (maat-gevend voor flauwe taluds) $\cot\alpha \geq$ ca. 4

waarin

$f = f_e = 2{,}38$	$N' = N'_e = 0{,}849$	– stortsteen
$f_b = 2{,}83$	$N'_b = 0{,}918$	– kubisch-beton-blokken
$f_t = 3{,}47$	$N'_t = 1{,}743$	– tetrapoden

Het snijpunt van de ~~funkties~~ stabiliteit, door deze formulea omschreven, ligt bij

$\cot\alpha_e = 3{,}64$	– stortsteen
$\cot\alpha_b = 2{,}80$	– blokken
$\cot\alpha_t = 1{,}77$	– tetrapoden

Wanneer de ~~...~~ landwaartse steen-verplaatsing toegestaan is dan de taludstabiliteit kan, voor de steile en ~~flat~~ flauwe taluds, volgens de ~~...~~ zeewaartse stabiliteit kriterium bereken worden.

Voor de totaal-talud-stabiliteit, de grootste steen-gewicht-waarde van de beide formulea ~~is~~ de maat-gevend is.

De verhouding tussen de 0 en n procentige schade, voor parameters N en H ~~in deze formule~~ is ~~is~~ gelijk aan:

n % (schade)	$\frac{H_n}{H_{0\%\,schade}}$	N_e	N'_e
0	1	0,43	0,849
10	1,28	0,205	0,405
20	1,40	0,157	0,310
30	1,48	0,132	0,262
100	1,60	0,105	0,207

$$\left[N_{n\%} = \frac{N_{0\%}}{\left(\frac{H_{n\%}}{H_{0\%}}\right)^3} \right]$$

Volgens P. Bores [ ], de golfhoogte H, bij de onregelmatige golfaanval, gelijk is aan $H_{1/20} \approx 1.4\, H_s$ ($H_s = H_{1/3}$).

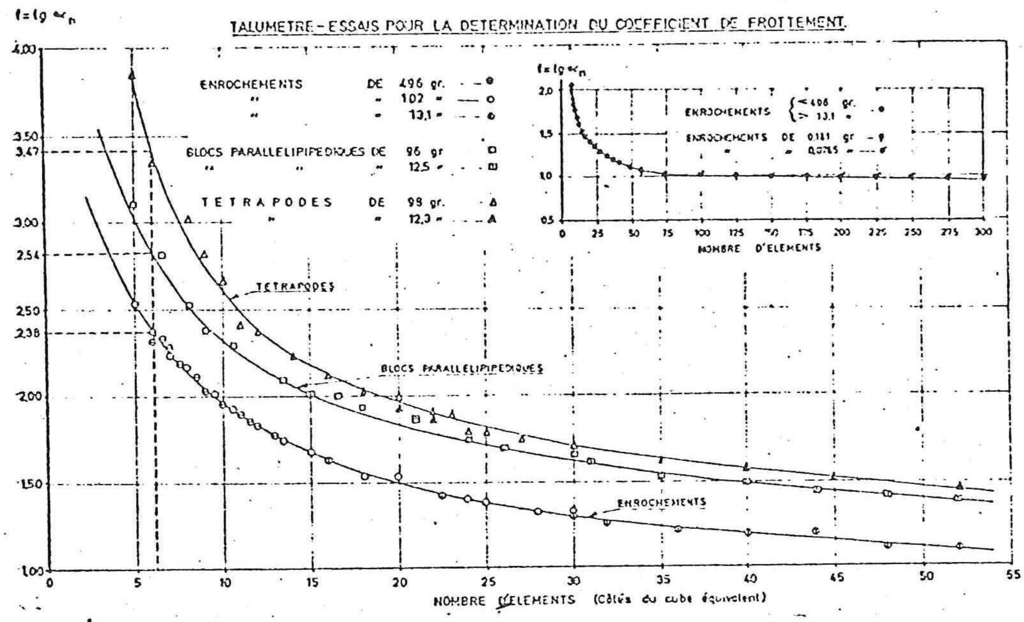


Fig. 6.

Slope measuring device. — Tests for the determination of the friction coefficient.

LEGENDS.

Enrochements	=	riprap.
Blocs parallélépipédiques	=	paralielepipedical blocks.
Tétrapodes	=	tetrapods.
Nombre d'éléments	=	number of units.
Côtés du cube équivalent	=	sides of the equivalent cube.

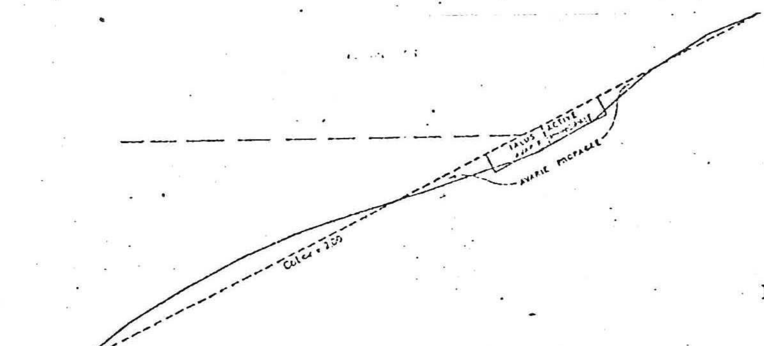


Fig. 7.

Breaking up profile of the dykes.

LEGENDS.

Talus actif	=	active part of the slope.
Avarie principale	=	principal damage.
Avarie propagée	=	diffused damage.

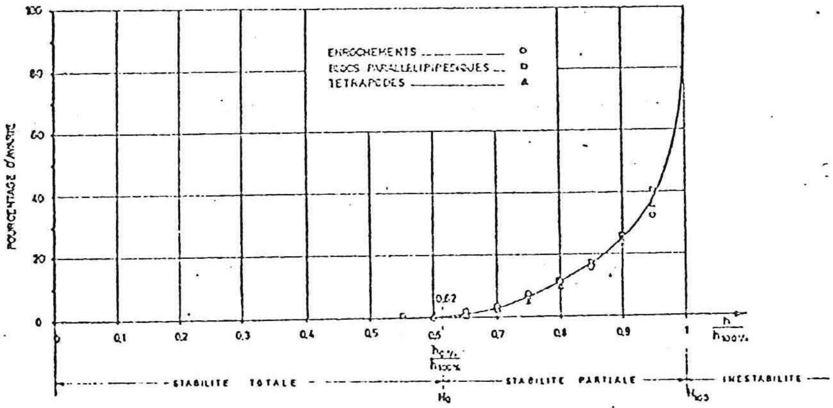


Fig. 8.

Courbe de stabilité.

Stability curve.

LEGENDS.

Pourcentage d'avarie	=	percentage of damage.
Stabilité totale	=	total stability.
Stabilité partiale	=	partial stability.
Instabilité	=	instability.

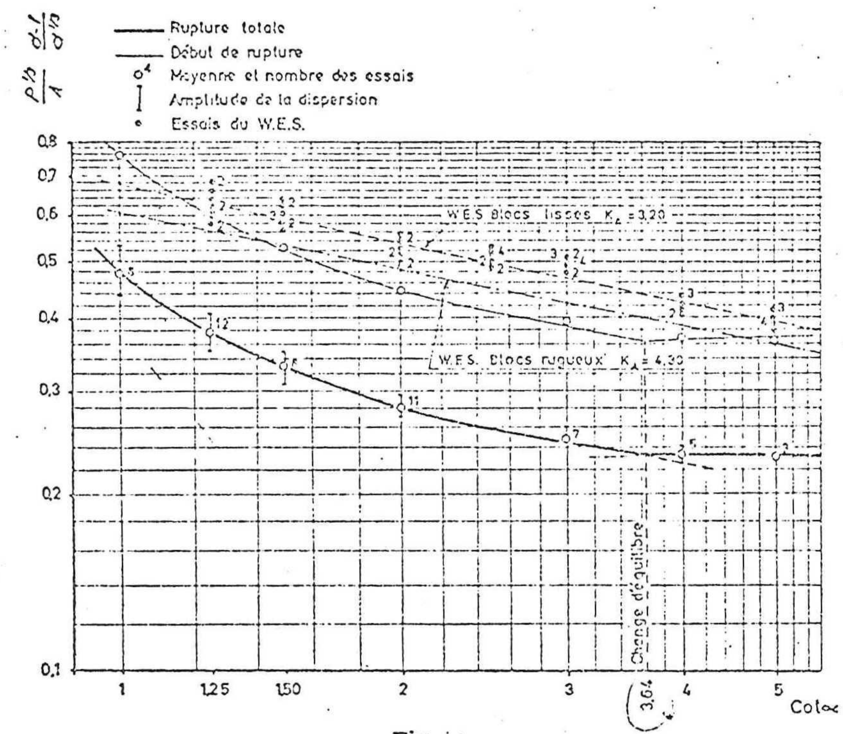


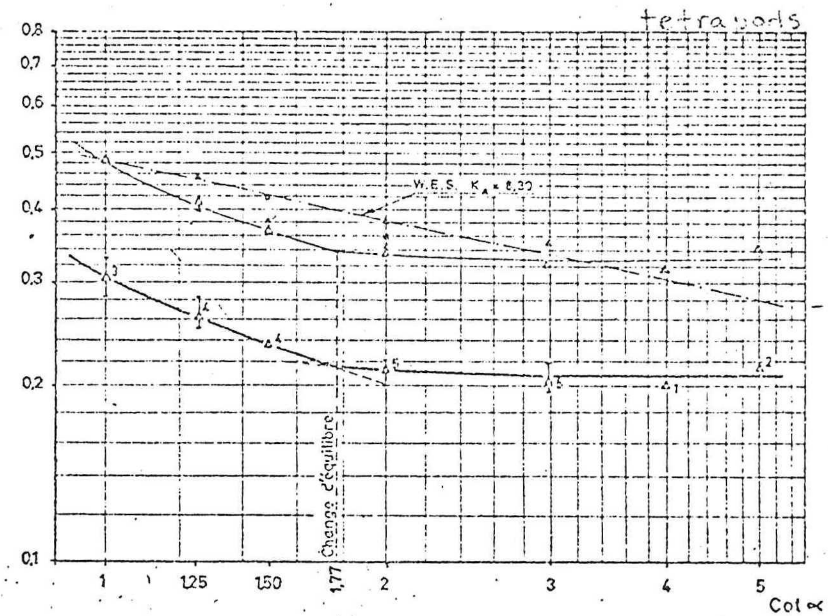
Fig.

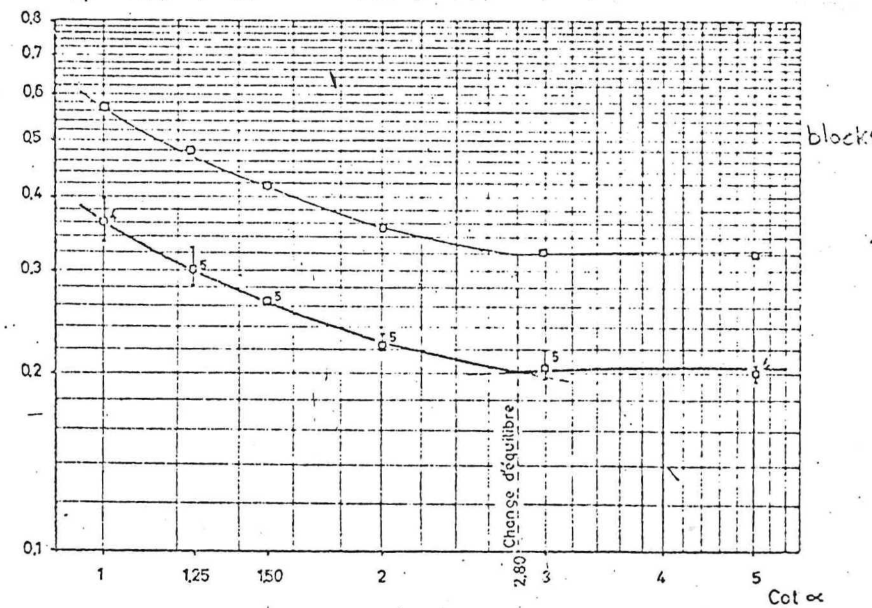
Essais de rupture totale. — Comparaison (en début d'avaries) avec les essais de la W.E.S. — Enrochements naturels.

Total breaking up tests. — Comparison (at the beginning of damages), with the different results of the W.E.S. tests. — Natural riprap.

LEGENDS.

Rupture totale	=	total breaking up.
Début de rupture	=	beginning of the breaking up.
Moyenne et nombre d'essais	=	average and number of tests.
Amplitude de la dispersion	=	range of the dispersion.
Essais du W.E.S.	=	tests of the W.E.S.
Change d'équilibre	=	change of equilibrium.
Blocs lisses/rugueux	=	smooth/rough blocks.





b) Formule van Hedar [ ]

De procedure van de steen-grootte berekening is als volgende: luidt

Steen-gewicht;
$$Q = \frac{\pi}{6} \gamma_s D_{eq.}^3$$

waarin γ_s = soortelijk steengewicht

D_{eq} = equivalente steen-diameter

Bij de oploopfase (uprush-phase);

$$D_{eq.} = \frac{\rho_w}{\rho_s - \rho_w} \frac{K_{up}(d_b + 0.7 H_b)}{\left(\log_{10} \frac{14.83 H_b}{D_{eq.}}\right)^2 (1{,}11 \cos\alpha + \sin\alpha)}$$ (maat-gevend voor flauwe helling)

($f = 1{,}11 = \tan\phi$)

Bij de terugkaatsing-fase (downrush phase),

$$D_{eq.} = \frac{\rho_w}{\rho_s - \rho_w} \frac{K_{down} \; H}{16{,}76 (1{,}11 \cos\alpha - \sin\alpha)}$$ (maat-gevend voor steile hellingen)

hierin is: ~~waarin~~ ρ_s, ρ_w - ~~soortelijk~~ dichtheid materiaal en water respektievelijk

H_b - breking golfhoogte

H - golfhoogte bij de teen v/h talud

d_b - breking diepte

α - hoek van taludhelling

K_{up} - empirisch koeffiecient gelijk aan 0.9 voor een doordringbaar (permeable) konstruktie en 1,1 voor een ondoordringbaar (impermeable) konstruktie.

K_{down} empirisch koeffiecient die varieërt met $(\phi - \alpha)$

Voor $\tan\phi = 1{,}11 \; \gamma_1$ en een doordringbaar konstruktie K_{down} is gelijk aan:

$ctg\,\alpha$	K_{down}
1	~ 1,18
1.25	3.08
1.50	4.55
1.75	5.35
2.00	6.05
2.5	7.1
3.0	7.6
3.5	7.5
4.0	7.35
5.0	7.25

K_{down} (ondoordringbaar) $\cong K_{down} + (3 \div 4)$

(voor taludhellingen 1:3 ÷ 1:4)

De Beide formules ~~geven~~ praktisch gelijke korrelgrootte geven ✓.
Voor de totaalstabiliteit, de grootste waarde van de beide formules maatgevend is voor de benodigde steengrootte.

Opmerking:

Voor de hoge golfsteilheid ($H_0/L_0 > 0{,}05$) die de meest interesant is voor de berekening v/d taludsbekleding kan men, in de formule voor de ophoopfase, aan te nemen dat $d_b \cong 1{,}3\,H_b$, en $H_b \approx H_0$ (zie fig.10)
Bij deze voorwaarden, deze formula kan omschreven worden als volgt

$$\frac{\dfrac{H_0}{D_{eq}}}{\left(\log_{10}\dfrac{14{,}83\,H_0}{D_{eq}}\right)^2} = \frac{1{,}11\cos\alpha + \sin\alpha}{2\,K_{up}}\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)$$

$$\frac{H_0}{D_{eq}} = \frac{3}{K_{up}}\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)\left(1{,}11\cos\alpha+\sin\alpha\right)-3{,}6$$

$K_{up} = 0{,}9 \quad 1{,}1$

bij $\rho_s/\rho = 2{,}65$, $\operatorname{ctg}\alpha = 1$, $\cos\alpha = \sin\alpha = 0{,}707$, $(1{,}11\cos\alpha+\sin\alpha) = 1{,}492$, $H_0/D_{eq} = 4{,}6\ ;\ 3{,}1$

$\operatorname{tg}\alpha = 0$, $\cos\alpha = 1$, $\sin\alpha = 0$, $(1{,}11\cos\alpha+\sin\alpha) = 1{,}11$, $= 2{,}5\ ;\ 1{,}4$

c) Formule van Hudson [ ]

Voor een berekening van de zwaarte van het materiaal ~~vo~~ voor een stabiele konstruktie ~~wordt~~ werd, tot nu toe, veelal gebruik gemaakt van de formule Hudson dit erg simpel is.

~~De formule van Hudson luidt:~~

Deze formule mag slechts bij taluds gelijk of steiler dan 1:5 gebruikt worden. De waarden volgens de formule van Hudson iets aan te hoge kant zijn wat kan als een soort stabiliteit-reserve beschouwd worden.

De formule van Hudson luidt:

$$Q = \frac{\gamma_s \; H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \operatorname{cotg} \alpha}$$

Waarin: K_D – Empirisch koefficient afhankelijk van de schadepercentage

De waarden van K_D zijn gelijk aan:

K_D	~~$H/H_{D=0}$~~	% schade
3,2	~~1,00~~	0
5,1	~~1,18~~	1-5
7,2	~~1,33~~	5-15
9,5	~~1,45~~	10-20
12.8	~~1,60~~	15-40
15,9	~~1.72~~	30-60

~~[illegible]~~ Bij onregelmatig golfaanval, het is geadviseerd de golfhoogte $H_{D=0}$ gelijk aan $H_s = H_{1/3}$ ~~dan de berekende waarden~~ te gebruiken.

4) De schade is gedefinieerd als een percentage (per gewicht) van de verplaatste stenen tot de totale stenen-gewicht binnen de talud-lengte van $4 H_D$ ($2{,}4 H_D$ boven en $1.6 H_D$ onder ~~S.W.L.~~ stilwaterlijn) waar H_D de deepwater-golfhoogte is bij een stabiliteitslimiet die gedefinieerd is door ca. 10% schade.

5) De stortsteen bekleding en de onderlaag (b.v. grond) moeten aan de filter-eisen voldoen. Grove en doordringbare onderlaag resulteert in toename van de bekledingsstabiliteit.

d) Stabiliteit v/d stortsteen-bekleding – ~~de~~ resultaten van Civil Engineering Research Association (C.E.R.A), England [ ].

Het C.E.R.A onderzoek heeft betrekking op de stabiliteit van de stortsteenbekleding voor taluds variërend van 1:1,5 t/m 1:5, bij regelmatig en onregelmatig golfaanval. De resultaten van het onderzoek kunnen als volgt worden samenvat.

1) $D_{50\%}$ is een signifikante korrel-grootte voor de berekening van de bekledingsstabiliteit. (D_{50} in het model was gelijk aan ca. 25 mm, $\rho_s = 2730$)

2) De materiaal-sortering, bij dezelfde D_{50} geeft nauwelijks invloed op de stabiliteit (tenminste voor ~~de gebruikte materialen~~ materialen die worden getest)

3.) Minimale laag-dikte, r, van de bekleding is $1{,}5 \times D_{50}$

4) De stabiliteit neemt toe met de toename van de laag-dikte

5) tot een maximum ~~bij~~ ca. $r = 2{,}75\, D_{50}$ (zie figuur ...)

6 ~~7~~) Uit de enkele proeven met "platte"-, en "ronde"-vorm stenen, onderscheidend van de gebruikte "hoekige" stenen (breuksteen ~~stortsteen~~), is gebleken blijkt dat op de steile hellingen b.v. 1:2, een plat-steen-laag is ca. 14 %, en een rond-steen-laag ca. 19 % zwakker is was, uitgedrukt in de golfhoogte bij een limiet-stabiliteit ($H = H_D$). Op de relatief flauwere taluds, b.v. 1:3 en 1:4, zijn waren de verschillen veel kleiner, resp. 4 en 7 %.

7 ~~8~~) Bij dezelfde D_{50}, neemt de stabiliteit v/d bekleding toe als de hoek v/d taludhelling afneemt (tenminste ~~binnen~~ $tg\alpha =$ 1:1,5 – 1:5), (zie figuur

8 ~~9~~) Uit de proeven met regelmatig golfaanval is gebleken dat:

(i) geen schade optreedt bij golfhoogte van ca. $0.7\, H_D$ ~~waar~~
~~H_D de deep-water golfhoogte is bij een stabiliteitslimiet dat gedefinieerd is door ca. 10% schade.~~

(ii) een toelaatbare schade van ca. 5% treedt op bij golfhoogte van ca. $(0{,}85 – 0{,}9)\, H_D$

(iii) de bekledingslaag wordt vernietigd bij schade groter dan ca. 15%

9 ~~10~~) Golfsteilheid heeft geen invloed op de stabiliteit voor talud 1:1.5. ($ctg\,\alpha = 1.5$). De invloed van de golfsteilheid neemt toe met toename van de taludhelling voor taluds flauwer dan 1:1,5; bij konstante golfhoogte, neemt de steendiameter af met toename van de golfperiode. De stabiliteit funkties voor twee extreme golfsteilheden zijn in figuur weergegeven. De waarden van H_D/D voor de andere golfsteilheden kunnen via een lineaire interpolatie verkrijgen worden zoals in figuur ... voor r= , is gepresenteerd.

10) Uit de proeven met onregelmatige golven (wind-golven) is gebleken dat er een korrelatie bestaat tussen de H_D - de golfhoogte bij limiet van stabiliteit voor regelmatige golven, en H_1 - de gemiddelde golfhoogte van 1% v/d hoogste golven in een wind-golf-spektrum. $H_1 \cong 1,67\ H_S$ waar H_S - signifikante golfhoogte, ($H_S \cong H_{1/3}$ = de gemiddelde van 33% v/d hoogste golven). De gemiddelde golfperiode verbonden met H_1 is gelijk aan T_S - de signifikante golfperiode. Van $H_D = H_1$ en T_S, de waarden van de benodige D_{50} (bij 10% schade) kunnen benaderd worden door gebruikmaking van de stabiliteit-krommen vastgesteld voor regelmatige golven ($\frac{H_D}{gT_S^2} \rightarrow \frac{H_D}{D_{50}}$ waarin $H_D = H_1$). Voor een stabiel bekleding met ≤ 5% schade, de noodzakelijke golfhoogte is gelijk aan ca. 1,85 H_s ($H_D = 1,85\ H_s$). Dus,

$H_1 \leq 0,7\ H_D$ - geen schade

$H_1 < 0,9\ H_D$ - ca. 5% schade

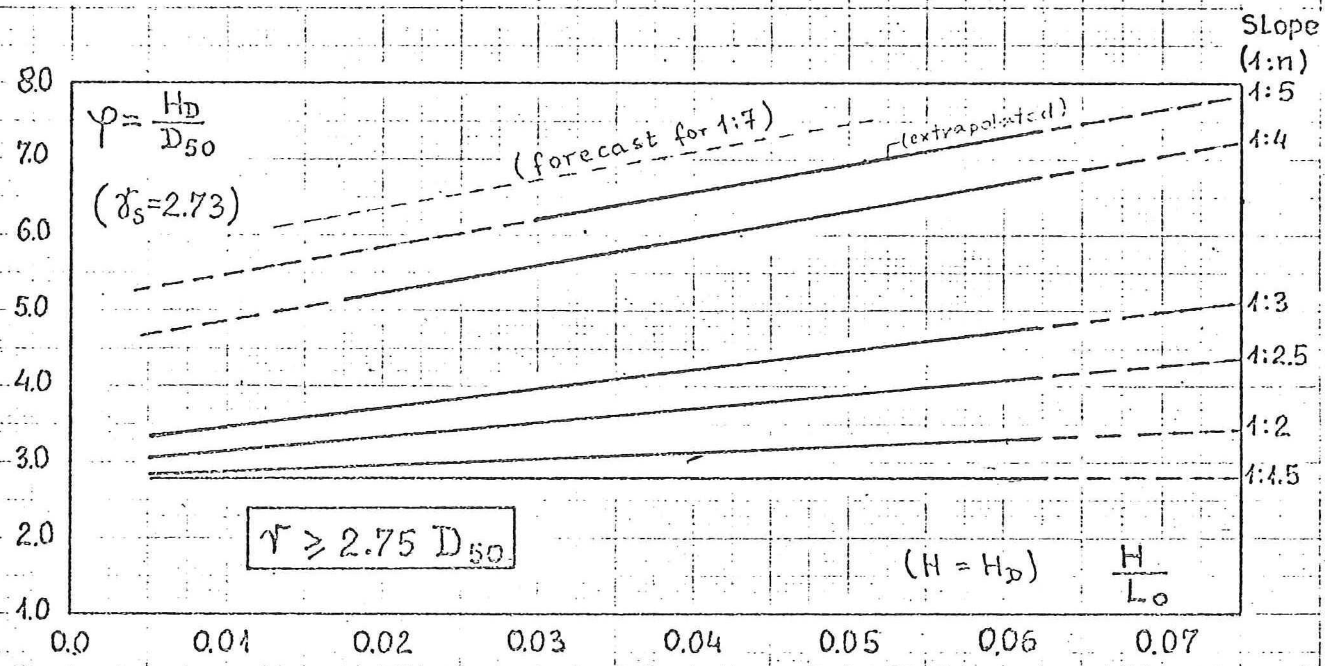
$H_1 \cong H_D$ - limiet van stabiliteit (= 10% schade)

$H_1 > H_D$ - vernietiging van de bekleding (bij $H_1 \cong 1.06 - 1,18\ H_D$).

11) Niet loodrechte golfaanval is minder schadelijk dan de loodrechte. (tenminste bij deze model-omstandigheden).

12) Het spreiding van de meetpunten toont aan dat de maximaal golfoploop niet alleen een funktie van de golfhoogte en de golfperiode is (tussen andere, de dikte van bekleding een belangrijke rol speelt). De golfoploop voor onregelmatige golven kan benaderd worden door gebruikmaking van de golfoploop-krommen voor regelmatige golven en aan te nemen dat $H_1 = H$ en $T_S = T$.

De enveloppen (boven limiet van alle verschillende resultaten voor een bepaalde taludhelling) van de golfoploop en de golfdepressie (het laagste punt van de golfterugkaatsing) zijn, voor stortsteen taluds en regelmatige golven, in figuren ... en ... weergegeven. Het verschil tussen die twee grenzen kan als een activezone van de golfwerking beschouwd worden.



$D_{50\%}$ = Equivalent spherical diameter

g = Acceleration due to gravity

H_D = Wave height at limit of stability, ($H_D = H$)

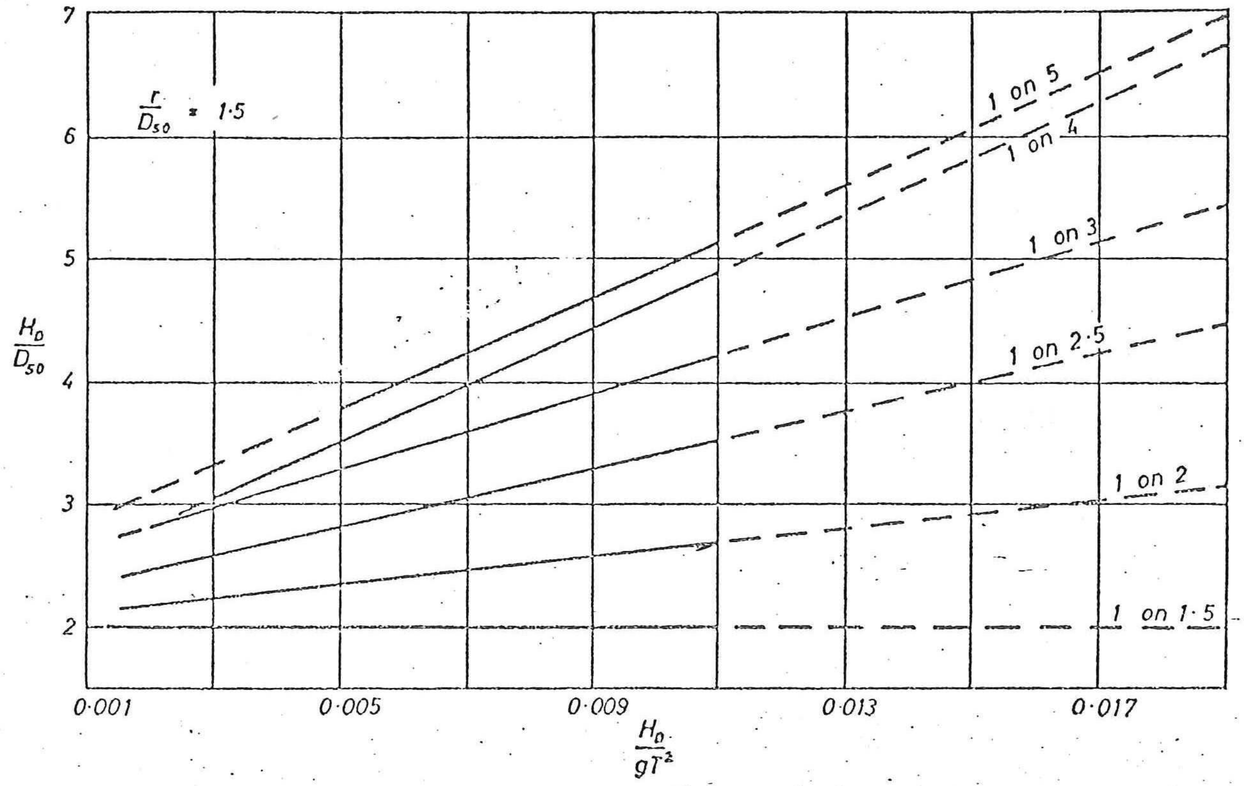
L_o = Wave length ; $L_o = 1.56\,T$ (m)

r = Cover layer thickness

$$(D_{50})_{Limit} = \frac{H_D}{\varphi} \quad ; \quad \text{(Limit of equv. stone size)}$$

$$Q_{\,Limit} \geq \gamma_s \frac{\pi D_{50}^3}{6} \quad \text{(limit of stone weight)}$$

FIG. . Design Stability Curves [ ]



D_{50} = Equivalent spherical diameter of the 50% by weight size of stone in the grading.

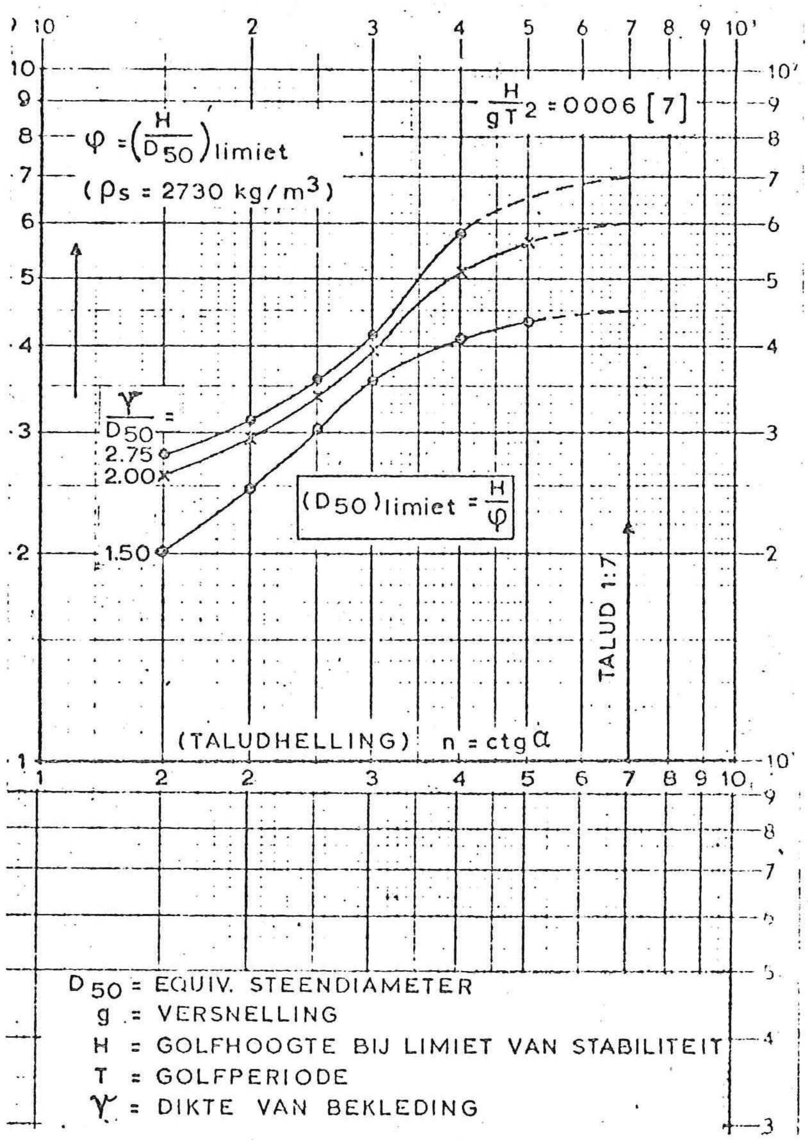
g = Acceleration due to gravity.

H_D = Wave height at limit of stability

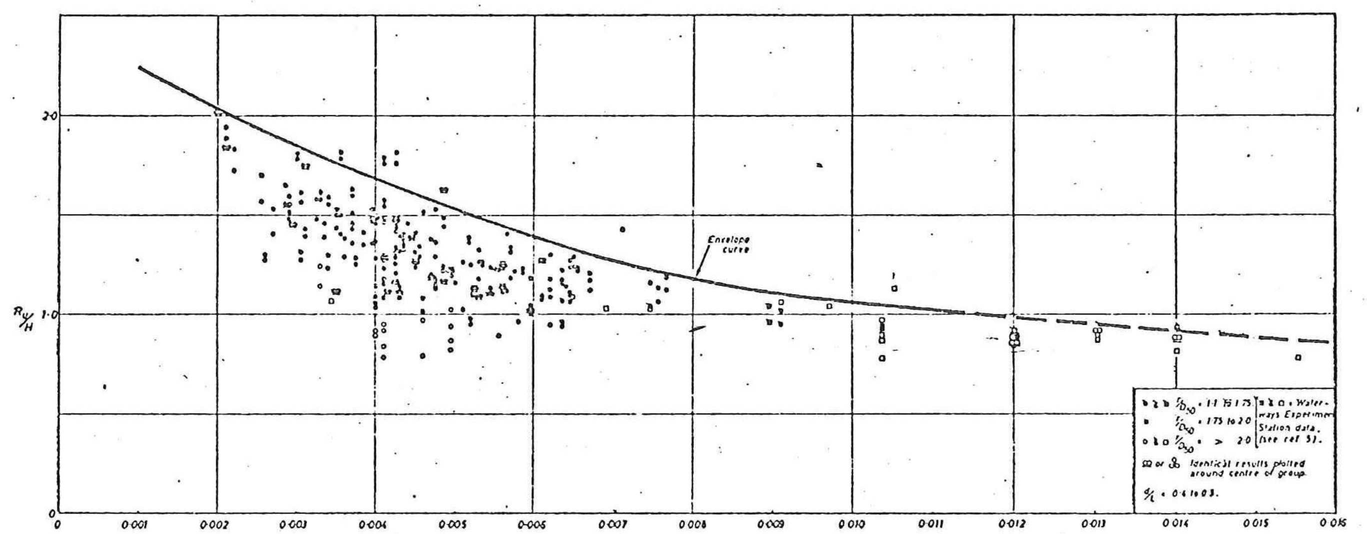
T = Wave period

r = Cover layer thickness.

Stone Sp. Gr. 2·73

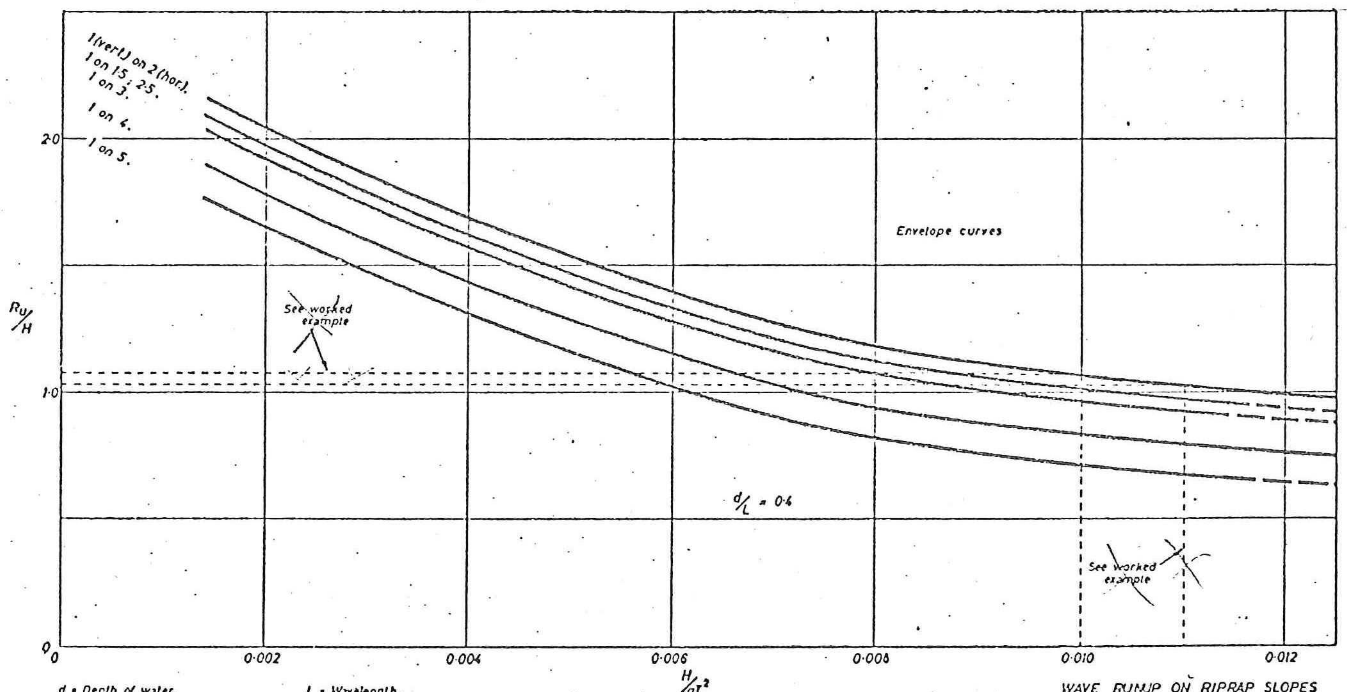


φ = (H / D50) limiet
(ρs = 2730 kg/m3)
H / gT2 = 0006 [7]
γ / D50 =
2.75
2.00
1.50
(D50) limiet = H / φ
TALUD 1:7
(TALUDHELLING) n = ctg α
D50 = EQUIV. STEENDIAMETER
g = VERSNELLING
H = GOLFHOOGTE BIJ LIMIET VAN STABILITEIT
T = GOLFPERIODE
γ = DIKTE VAN BEKLEDING



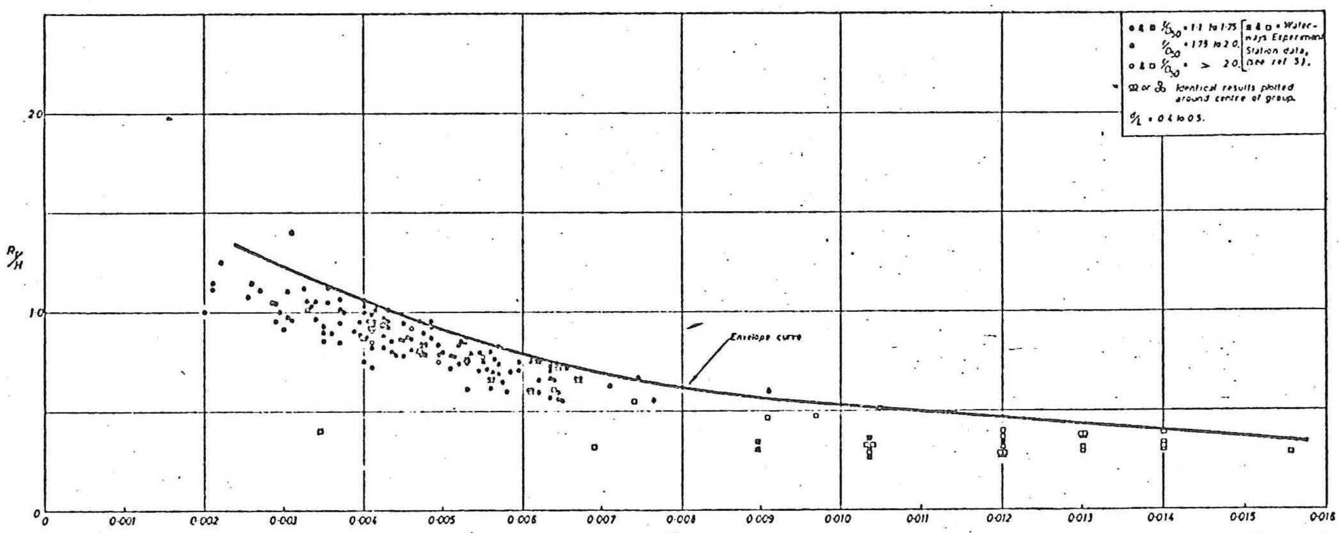
d = Depth of water.
g = Acceleration due to gravity.
H = Wave height.
L = Wavelength.
R_u = Wave runup measured vertically above SWL.
T = Wave period.

TEST DATA FOR RUNUP ON SLOPE 1(vert) on 2(hor)
(With additional data). (Uniform waves)



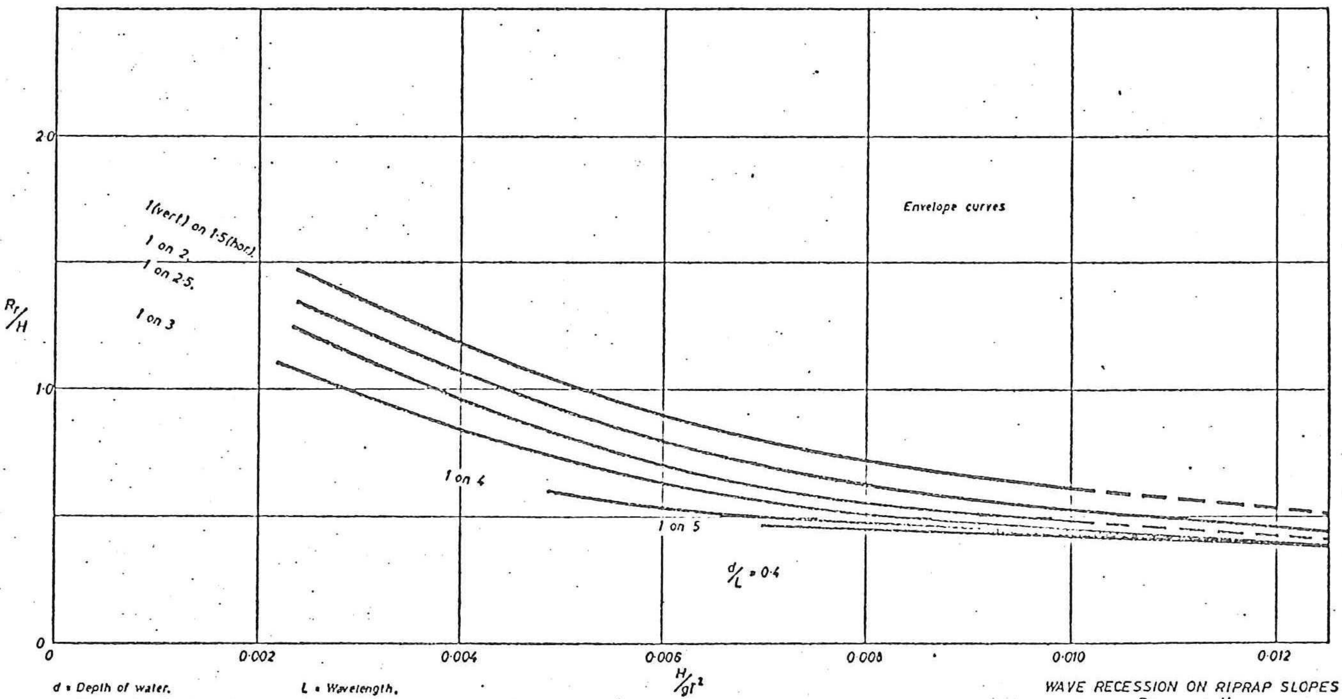
d = Depth of water.
g = Acceleration due to gravity.
H = Wave height.
L = Wavelength.
R_u = Wave runup measured vertically above SWL.
T = Wave period.

WAVE RUNUP ON RIPRAP SLOPES
$\frac{R_u}{H}$ versus $\frac{H}{gT^2}$
(Uniform waves)



d = Depth of water.
g = Acceleration due to gravity.
H = Wave height.
L = Wavelength.
R_r = Wave recession measured vertically below SWL.
T = Wave period.

TEST DATA FOR WAVE RECESSION ON SLOPE 1(vert) on 2(hor) (With additional data).
(Uniform waves)



d = Depth of water.
g = Acceleration due to gravity.
H = Wave height.
L = Wavelength.
R_r = Wave recession measured vertically below SWL.
T = Wave period.

WAVE RECESSION ON RIPRAP SLOPES $\frac{R_r}{H}$ versus $\frac{H}{gT^2}$
(Uniform waves)

e) Stabiliteit v/d stortsteen-bekleding – de resultaten van Coastal Engineering Research Center and Missouri River Division (C.E.R.C – M.R.D), U.S.A, [ ].

Recente data (1972) aan de stabiliteit van de stortsteen-bekleding afkomstig van C.E.R.C – M.R.D geven een nieuwe inzicht aan deze problematiek. Bij dit onderzoek, de model-schalen werden van 1:20 tot bijna prototype-schaal gevarieerd waarbij, de steengewicht van ca. 17 gram t/m 170 kg, de gradatie sortering $\left(Q_{85}/Q_{15}\right)^{1/3} < 9$ en de golfhoogte van 0.03 t/m 1,8 m. Water diepte bij de teen v/h talud voldoende was de golf-breking op het talud te veroorzaken. Door iedere model bij de kleine en grote schaal te testen, de informaties t.o.v. de schaal invloed op de bekledingstabiliteit werden verkregen. Stortsteen-bekleding werd getest op de modellen met de taludhellingen 1:2, 1:3, 1:5, 1:7 en 1:10 waarbij 1:7 en 1:10 data zijn alleen (steeds) van de klein-schaal modellen afkomstig (Reynolds getal $R_N < 2 \times 10^5$).
De klein-schaal-modellen de kleinere stabiliteit-waarden van parameter N_{ZD} geven t.o.v de groot-schaal (prototype) modellen.
De dikte-laag van de steenbekleding (r) was gevarieerd van 1,4 t/m 2,9 × D_{50}. Binnen deze variatie geen merkbaar invloed van de dikte v/d bekleding was gekonstateerd.
De equivalente diameter is benaderd als

$$D_{50} \simeq \sqrt[3]{\frac{Q_{50}}{0{,}65\,\gamma_s}}$$

waarin γ_s – soortelijk gewicht v/h materiaal
De representatieve golfhoogte is er gedefinieerd als de gemiddelde van de hoogste golfhoogten van alle (regelmatige) golftreinen ($\bar{H}$). Deze representatieve golfhoogten (zijn ca. 10–15% hoger dan de gemiddelde golfhoogte van alle golven (H)) werden in de equivalente diep-water-golfhoogten uitgedrukt ($\bar{H}_0 \cong (1{,}1 \div 1{,}2)\, H_0$).
De (empirische) relaties tussen de diepwatergolfhoogte, golfperiode, talud-helling, Reynolds getal (R_N) en de grootte van de stabiele steen werden gevonden maar geen algemeen formule werd vastgesteld.
Model-resultaten zijn uitgedrukt in vorm van een stabiliteit-parameter

$$Q_{50} = \frac{\bar{H}_{ZD}^3\, \gamma_s}{\left(\frac{N'_{ZD}}{F_R}\right)^3 (S-1)^3}$$

N_{ZD}

~~$N'_{ZD} = F_R \cdot N_{ZD} \cdot 1$~~

~~waarin $S = \rho_s/\rho_w$ $N'_{ZD} = f_1 \left[\frac{gT^2}{(Q_{50}/\gamma_s)^{1/3}} \right.$, steen-vorm, methode van storten, ctg α]~~

waarin $S = \rho_s/\rho_w$

$N'_{ZD} = F_R \cdot N_{ZD}$

N_{ZD} – stabiliteit parameter zonder schaal-korrektie (dirichte model waarden)

N'_{ZD} – — " — met schaal-korrektie (figuren ....) (= prototype waarde)

F_R – schaal-korrektie. (ZD = zero damage)

In het algemeen N'_{ZD} is een funktie van

$$N'_{ZD} = f_1 \left[\left(\frac{gT^2}{Q_{50}/\gamma_s}\right)^{1/3}, \text{steen-vorm, methode van storten}, \text{ctg}\,\alpha \right]$$

en kan uit figuren ... - ... vastgesteld worden (voor $1.4 < \frac{r}{D_{50}} < 2.9$ – test range).

De waarden van de ~~schaal~~-korrektie, $F_R = f_2(R_N)$, kunnen ~~van~~ uit figuur ... gevonden worden.
De korrektie-kromme geldt alleen voor de taluds gelijk of steiler dan 1:5
V. de prototypekondities R_N is hoog en $F_R \to 1$ (of $F_R \simeq 1.0$)

Wanneer de relatief golfperiode

$$\frac{gT^2}{(Q_{50}/\gamma_s)^{1/3}} > 800$$

of de kritische golfsteilheid $H_{ZD}/L_o < 0.03$, dan N'_{ZD} bereikt een minimum (limiet) waarde, N''_{ZD}, die onafhankelijk van de golfperiode is. De numerieke waarden van N''_{ZD} in ~~tabel~~ .... en in figuur .. vermeld zijn.

Voor de meeste prototype kondities $F_R \simeq 1$ en $N'_{ZD} = N''_{ZD}$, en, dus

$$Q_{50} = \frac{H_{ZD}^3\,\gamma_s}{(N''_{ZD})^3 (S-1)^3}$$

In het algemeen, de golfhoogten enkele percent hoger dan de H_{ZD} – nul schade golfhoogte, kunnen toegestaan worden.
Het verschil tussen de H_{ZD} en de golfhoogte die nog geen schade in de onderlaag (filter) veroorzaakt, H_{LD} (H_{LD} = golfhoogte bij limiet schade) is beschouwd als een reserve-stabiliteit.
De gemiddelde waarden van de reserve-stabiliteit, re, zijn in tabel 2 weergegeven (reserve stabiliteit $r_e = \left(\frac{H_{LD}}{H_{ZD}} - 1\right) \times 100\,(\%)$)

Tabel

ctg α	N''_{ZD}	$(N''_{ZD})^3$	re (%)	opmerkingen
1:2	3,0	27	5%	Gelegde steen x) (Placed stone)
1:2	2,4	14	20%	Gestortte steen (stortsteen)
1:2½	2,6	18	–	"
1:3	3,0	27	30%	"
1:5	3,7	51	40%	"

$\left(Q_{85}/Q_{15}\right)^{1/3} < 2$

De reserve stabiliteit afhankelijk is van de dikte van de bekleding en dus de ~~boven~~ in tabel ..., vermelde waarden slechts bij de $T \approx (1{,}5 \div 2{,}0) \times D_{50}$ gelden.

De resultaten van dit onderzoek kunnen verder samengevat worden als volgt:

(i) De gemiddelde, Q_{50}, steen-gewicht kan als voldoende, effektieve steen-grootte (-maat) beschouwd worden voor bekleding materiaal.

(ii) Klein-schaal modellen met $R_N < 2 \times 10^5$ zijn minder stabiel dan de groot-schaal (prototype) modellen. Dit verschil is door de invloed van de viskositeit veroorzaakt. De korrelatie-funktie voor het viskositeit-effekt (= "schaal effekt") is in funktie van de Reynolds getal uitgedrukt zoals in figuur ... weergegeven is.

(iii) Stabiliteit is een funktie van de golfperiode. Stabiliteit is groter bij de korte perioden en neemt af met toename van de periode. Voor de golfperiode, uitgedrukt in vorm, $\frac{gT^2}{(Q_{50}/\gamma_r)^{1/3}} > 800$ of $\frac{H_{zD}}{L_0} > 0.03$, de stabiliteit parameter (N''_{zD}) bereikt zijn minimum (limiet) waarde (N''_{zD}) en is verder praktisch onafhankelijk van de golfperiode.

(iv) Geen effekt van de steen-vorm, tenminste voor de gebruikte soort stenen, is gekonstateerd.

(v) Individueel (kritisch) steen ~~Enkele (individueel) geplaatste stenen~~ heeft ~~hebben~~ groter nul-schade stabiliteit dan de gestortte stenen maar minder reserve-stabiliteit (zie tabel . ? .).

(vi) De nul-schade stabiliteit voor de stortsteen is niet beinvloed door de dikte v/d bekleding-laag zolang die binnen $1{,}4 \div 2{,}9\ D_{50}$ variëert

(vii) Stabiliteit neemt toe voor relatief flauwer taluds. Het effekt van de taludhelling op de stabiliteit is als funktie van N''_{zD} (minimum stabiliteit) tegen ctg α, in figuur ... weergegeven. Het effekt van de golfperiode voor de flauwe taluds 1:7 en 1:10 (klein-schaal-model-data) zijn in figuur ... weergegeven. Omdat er ~~geen~~ op een groot-schaal proeven ~~testen~~ werden verricht zijn er geen korrelatie data beschikbaar (N_{zD} parameter = model waarde). Men moet ~~bij~~ een rekening houden dat het schaal-effekt ~~de golf~~ (Reynolds getal) ook in dit geval (flauwe taluds) ~~een invloed heeft~~ plaats vindt.

iii) De model-resultaten van dit onderzoek zijn, in het algemeen, vergelijkbaar met de resultaten van de andere onderzoekingen voor dezelfde Reynolds getal. Het verschil in de Reynolds getallen is hoofdzakelijk de oorzaak van de afwijking van de verschillende experimentele gegevens.
Model-stabiliteit-waarden van de benodigde steen-grootte zijn relatief groter dan de werkelijke prototype-waarden. Dus, in iedere geval, de model-waarden liggen aan de veilige kant en kunnen, eventueel, als de stabiliteit-waarden met een extra reserve-stabiliteit beschouwd worden.
[Ter vergelijking, de enkele beschikbare ~~meet-resultaten~~ van de andere onderzoekingen, tot de vorm van de stabiliteit-parameter N_{ZD} gebracht, zijn samen in figuur gepresenteerd. ~~De~~ getallen bij de open symbolen geven indikatie wat de Reynolds getal ($\times 10^{-4}$) betreft. ~~terwijl~~ De "prototype" resultaten CERC-MRD voor $R_N > 2 \times 10^5$ zijn door de zwarte symbolen gemerkt terwijl de getallen bij deze symbolen een indikatie geven wat de test-tijd ($\times 10^{-4}$) betreft. Er is een tendentie te zien dat de stabiliteit neemt toe met Reynolds getal (of model-grootte) tot een bepaalde ~~ondergrens~~ grens van ca. $R_N \cdot 10^{-4} \leq 10$. Uit deze vergelijking ~~blijkt~~ is ook (dat te zien) deze resultaten verschillen maar, wanneer de Reynolds getallen bekeken worden, blijkt dat ze zijn toch vergelijkbaar ~~tot~~ binnen dezelfde omvang van R_N.
Bovendien, er moet rekening gehouden worden ~~met~~ een feit dat, bij dit soort onderzoekingen, de resultaten zijn in bepaalde mate beinvloed door de test equipment, konstruktie v/h model, golf-reproduktie en subjektiviteit van de schade beoordeling en de analyse van de meetresultaten (b.v. Hudson gebruikt H-plaatselijke golfhoogte bij de teen v/h talud, en CERC-MRD H₀-deepwater golfhoogte gelijk aan de gemiddelde van de hoogste golven, als referentatieve golfhoogte).

De golfhoogte in dit onderzoek is gelijk aan de gemiddelde van de hoogste golven in de regelmatige golftrein en is ~~?~~% hoger dan de gemiddelde van de golftrein. Deze golfhoogte was ca. 15% hoger dan H_S voor prototype. ~~regelmatige~~

$H = 1.2\ H_{average}$

$H = 1.15\ H_S$

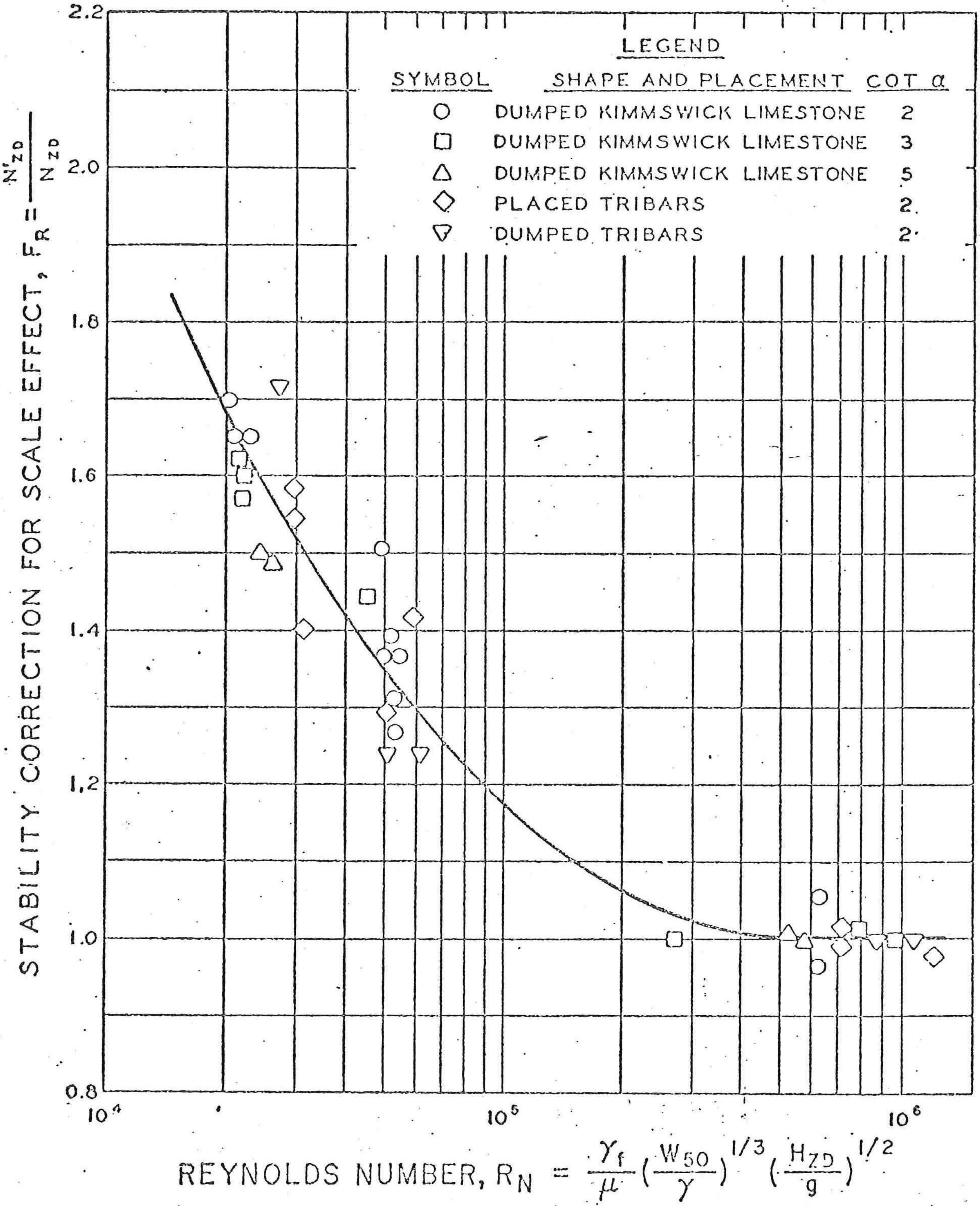
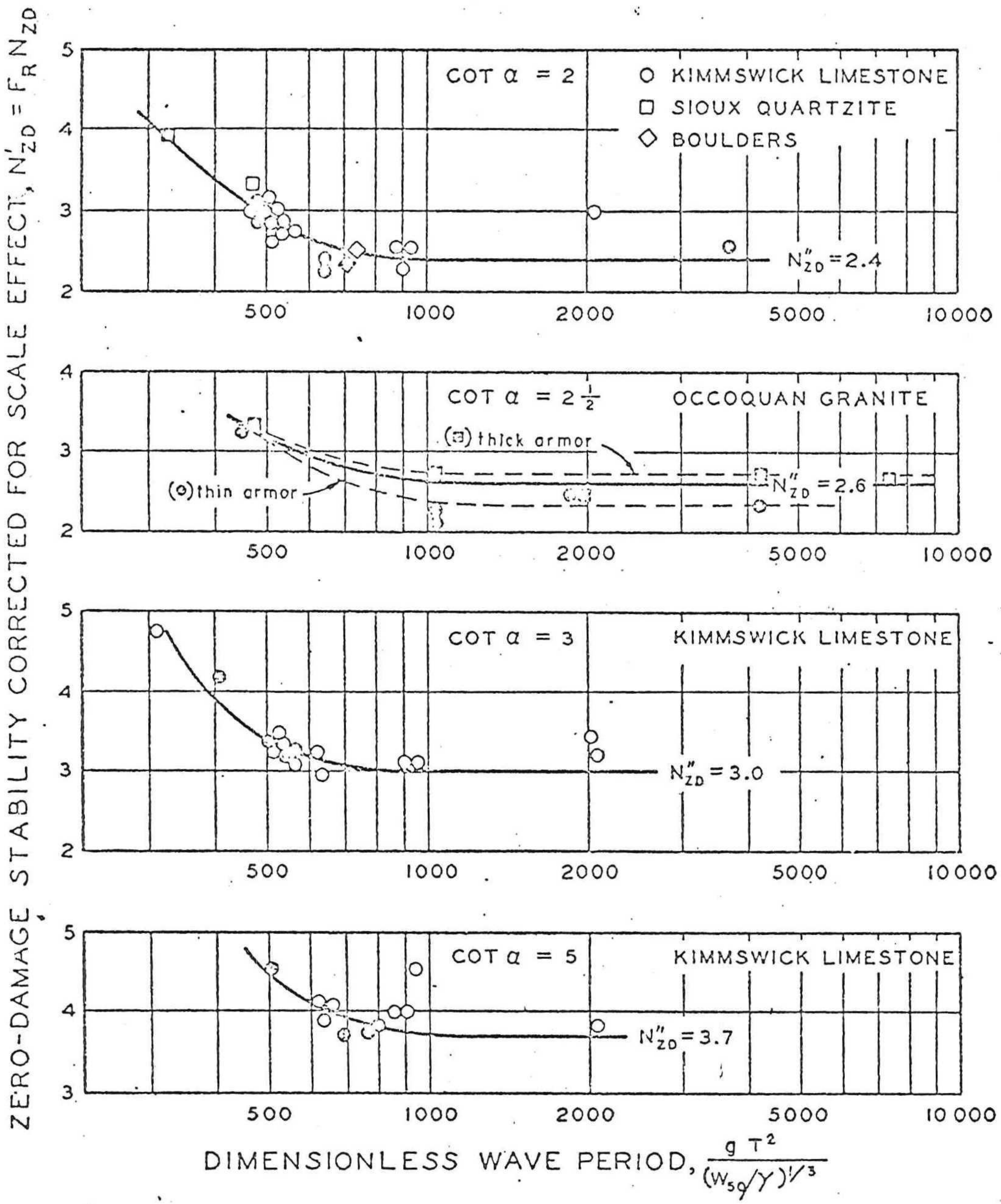
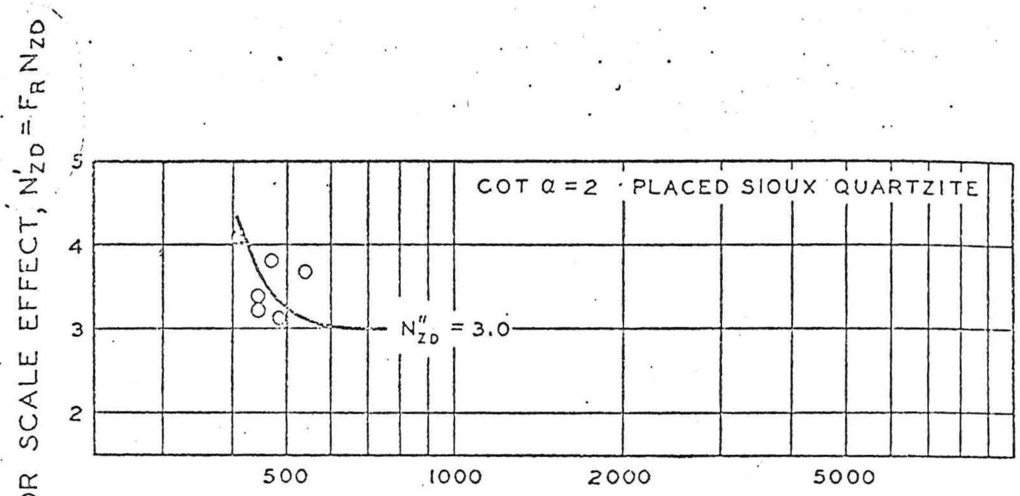


Figure . Stability Correction for Scale Effect as a Function of Reynolds Number



Note: Solid symbols represent large-scale tests ($R_N > 2 \times 10^5$). Open symbols represent small-scale tests corrected for scale effect.

Figure . . Effect of Wave Period on Zero-Damage Stability of Dumped Stone



Note: Solid symbols represent large-scale tests ($R_N > 2 \times 10^5$)

Open symbols represent small-scale tests corrected for scale effect.

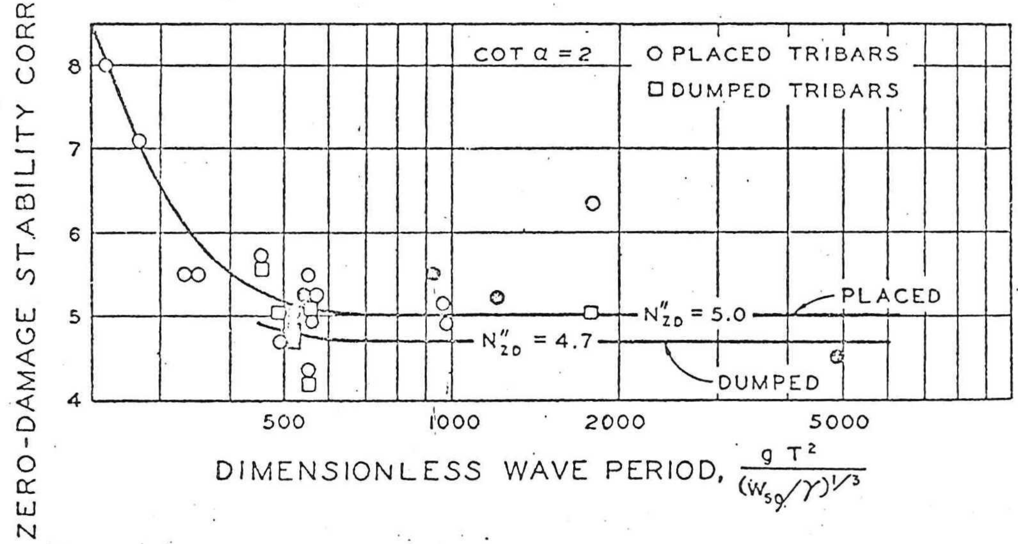
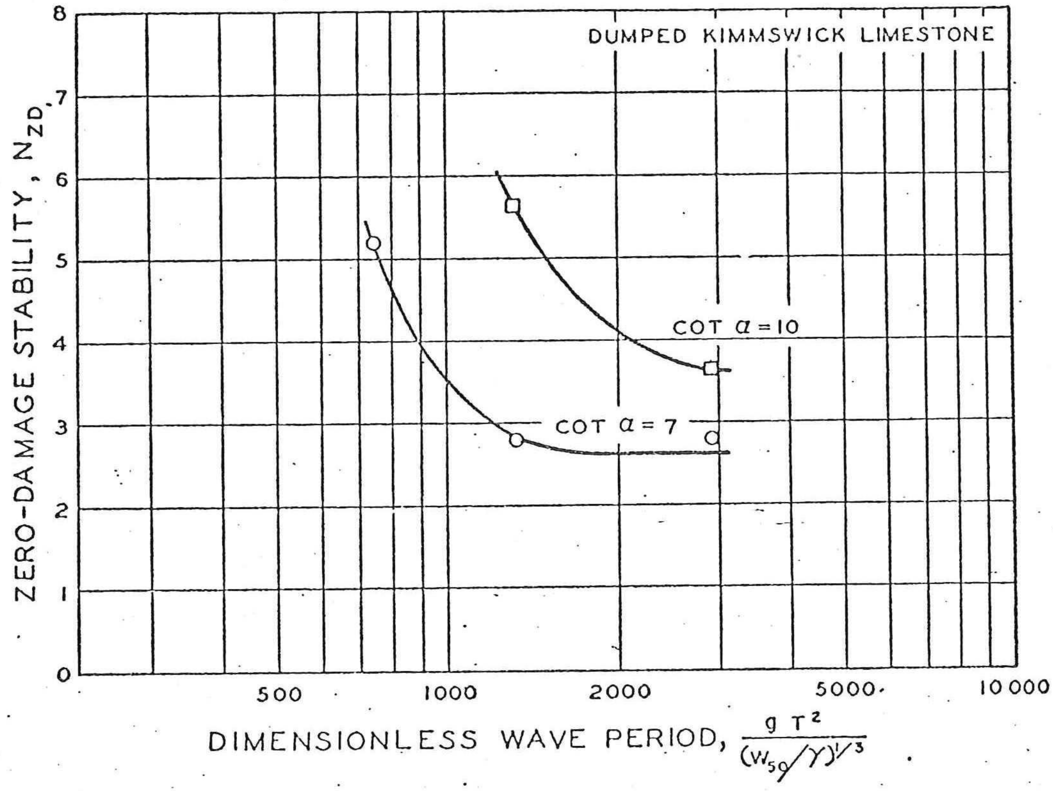
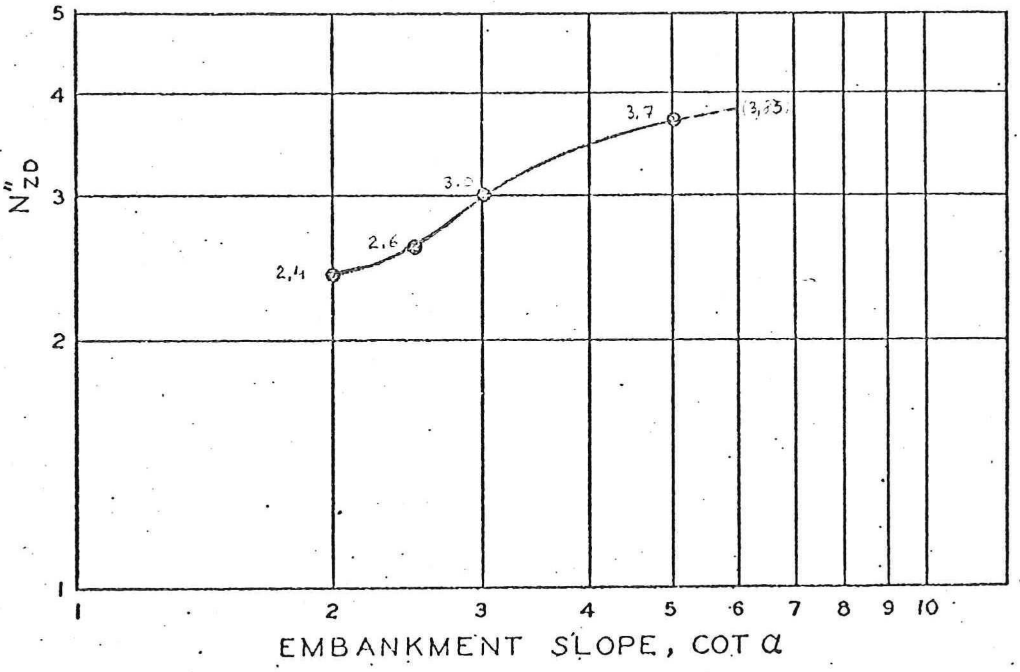


Figure . Effect of Wave Period on Zero-Damage Stability of Tribars and Placed Stone



Note: These data are the results of small-scale model tests (R_N = 1.5 to 2.0 x 10^5) and are not corrected for scale effect

Figure [illegible]. Effect of Wave Period on Zero-Damage Stability of Dumped Stone on Flat Embankment Slopes



Note: N''_{ZD} is the minimum zero-damage stability with respect to wave period of large model tests and small model tests corrected for scale effect. See Figure 19.

Figure [illegible]. Effect of Embankment Slope on Zero-Damage Stability of Dumped Stone

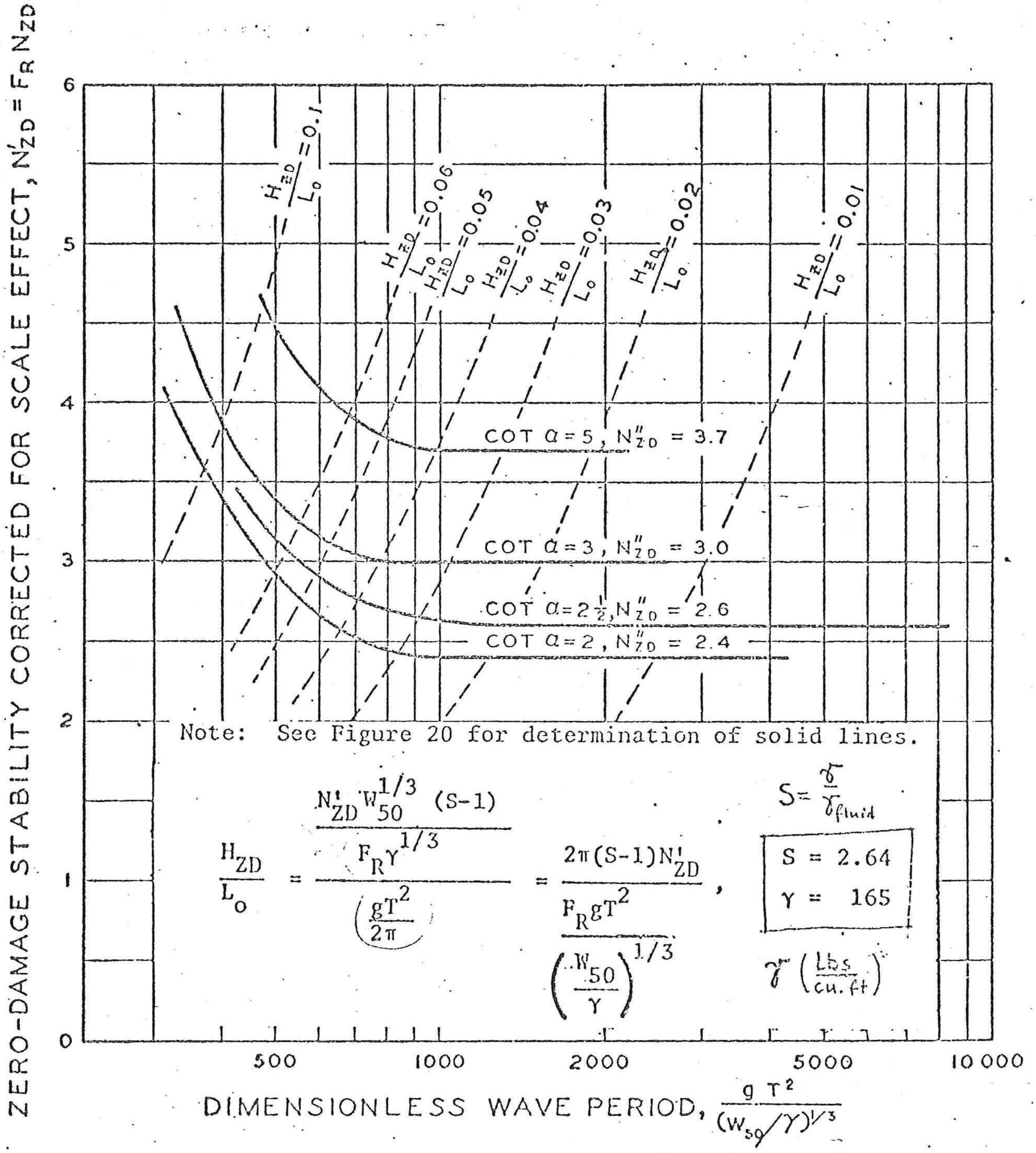


Figure . Effect of Wave Period on Zero-Damage Stability of Dumped Stone with Respect to Deepwater Wave Steepness

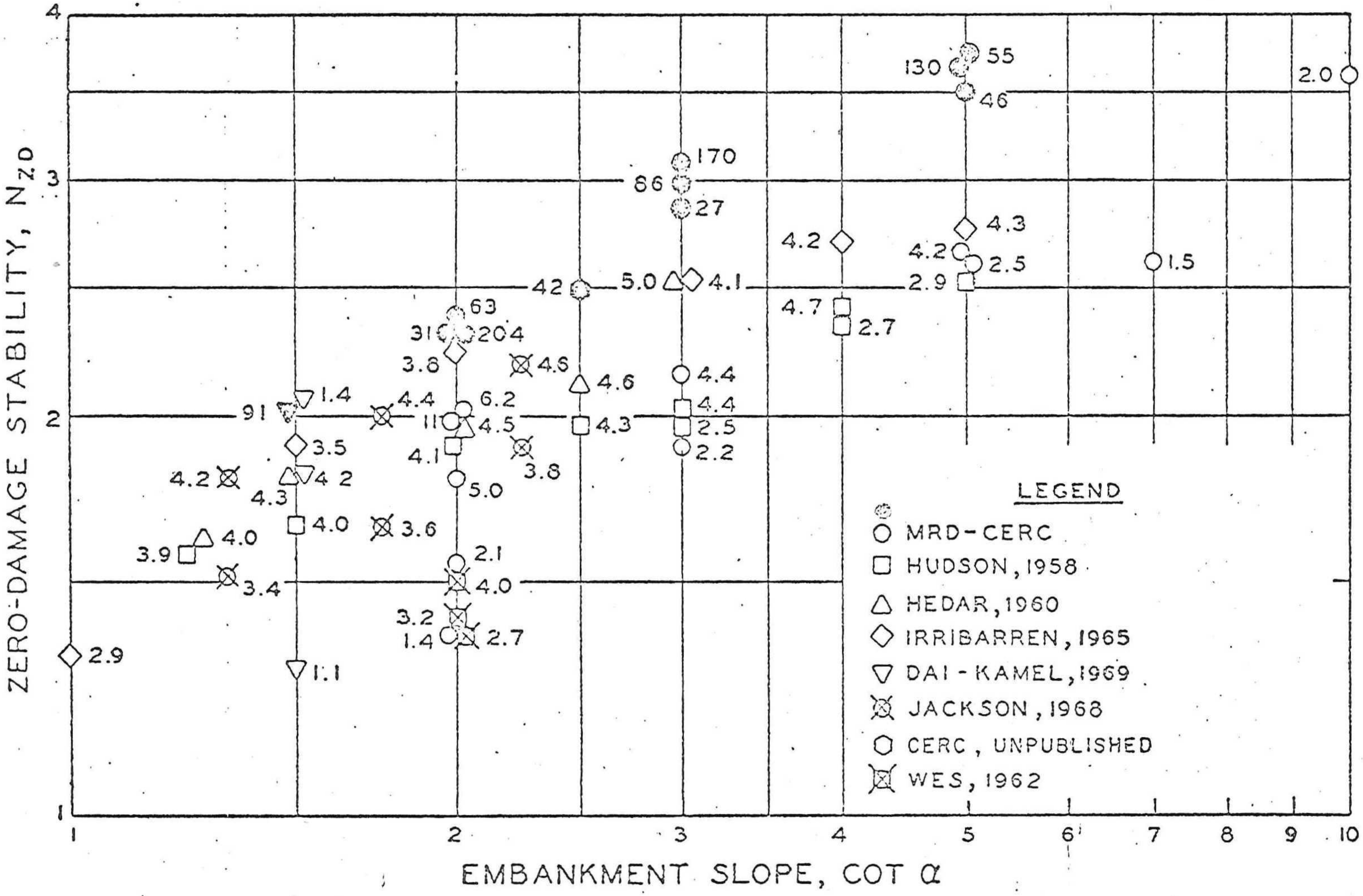


Figure [illegible]. A Comparison of Zero-Damage Model Test Results of Dumped Stone Armor of Various Investigations. Some symbols represent the average of the results of a number of similar tests. Enlarged, solid symbols indicate large-scale tests ($R_N > 2 \times 10^5$). Numbers beside symbols indicate the approximate Reynolds number of the test or tests times 10^{-4}.

Profielvervorming en stabiliteit bij onregelmatig golfaanval en getijcyclus-resultaten van M 856 onderzoek [ ].

Om een indruk te geven over de profielvervorming bij een meer komplex systeem van de golfkondities en ~~ter~~ vergelijking met, de in deze nota genoemde, verschillende studies worden zijn ook de enkele ~~resultaten~~ resultaten van het twee-dimensionale onderzoek M856 naar de stabiliteit van de stortsteentaluds gepresenteerd. Het onderzoek werd verricht bij onregelmatig golfaanval en een "normaal"-, en "storm"-getijcyclus voor ~~hoofdzakelijk talud~~ 1:6 en, in geringe mate, ook talud 1:15. De lengte schaal bij talud 1:6 ~~van de modellen was~~ $n_L = \frac{\text{prototype}}{\text{model}} = 50$ $(n_Q = n_L^3)$, en voor talud 1:15, $n_L = 25$, was toegepast. De profielen zijn in figuren ... t/m ... weergegeven. Alle maten in deze figuren zijn "prototype" maten. Ter informatie, $D_{eq.(\sim 50\%)}$ in de modellen ~~...~~ varieerde van ca. 6,0 mm t/m 27 mm (6,5, 10, 14,7, 27,3 mm)

x/ xx/ De meeste proeven werden met "hoekige" storsteen verricht, ~~...~~. Van één proef (~~zie figuur~~) met talud afgedekt met vergelijkbaar grind is gebleken dat de vervorming van het talud met de "ronde" steen blijkt vrijwel gelijk aan die met de hoekige (zie figuren ... en ... waaruit kan geconcludeerd worden dat de storsteen proeven ook vertaald kunnen worden naar de prototype waar een grove grind is gebruikt. Ten opzichte van deze konklusie lijkt het zinvol de opmerking uit paragraaf ... te herhalen dat het ~~vorm~~ verschil van de korrel-vorm die in het kleinschalig ~~model~~ geen aanwijsbare invloed heeft kan in het prototype wel invloed hebben (zie figuur 3.).
De 100% stabiliteit (=0% schade) van de storsteentalud eist, in praktische gevallen (prototype), een zeer grote steen-maten. Daarom is vaak zinvol een zekere mate van profielvervorming (materiaaltransport) te accepteren om de benodigde steen-grootte te verkleinen. De resultaten van het M 856 onderzoek geven een bepaald inzicht t.o.v. de mate van materiaaltransport bij verschillende grootte van de stortsteen en de golfkondities.
In het algemeen, het karakteristische vervormde profiel (dat zijn geen evenwichtsprofielen – de tijd van profielontwikkeling is gelijk aan de duur van de getijcyclus) bestaat uit een kuil veroorzaakt door de breker (de bodem van de kuil is min of meer horizontaal),

x) Als maat voor de golfhoogte is de significante golfhoogte H_s genomen, en als maat voor de periode T_p, de periode uit het energiedichtheidsspektrum (het maximale energie ...)

nieuwe text

een langere stuk tot de ~~...~~ waterlijn met een flauwe helling, en een steile ophoging boven ~~...~~ waterlijn.
De vervormingen van het talud, bij dezelfde ~~steengrootte~~ en golfhoogte, nemen steeds toe bij vergroting van de golfperiode van 8 naar 14 sec. De taluds vertonen bij alle proeven steeds een ontgronding beneden een een ophoging boven de waterlijn (landwaarts transport).
In het algemeen, deze profielen een grote kwalitatieve gelijkenis met de respektievelijke evenwichtsprofielen van M1216 methode vertonen. De waarden van de ophogingen en de diepte begin van profielvervorming (in dit geval gelijk ongeveer aan diepte begin van beweging) zijn ook kwantitatief vergelijkbaar met de respektievelijke waarden van M1216 methode wanneer $H_0 = H_S$ en $T = T_0$.
X) ~~Uit de figuren ... en ... te zien is dat, bij een bepaalde steengewicht, de profielvervorming verandert, de profielvervorming zeer klein is. Deze profielen kunnen dus voor de schatting van de steen-stabiliteit gebruikt worden.~~
Om een indruk te krijgen van het bij een stormvloed optredende transport (sterker variërende en hogere waterstanden dan bij "normale" getijcyclus) zijn er een beperkte aantal proeven verricht met een stormprogramma (4 cycli van 12 uur) zoals in figuur ... is weergegeven (talud 1:6).
Bij de eerste en laatste cyclus werd de waterstand in stappen van een ~~...~~ 0,5 m (prototype) gevarieerd tussen N.A.P + 1 en − 1 (bij golfhoogte $H_s = 4$ m); bij twee andere cycli tussen N.A.P en N.A.P + 3 m in stappen van 1 m ($H_s = 6$ m). De golfperiode was steeds $T_0 = 14$ s.
Door het opvoeren van de waterstand na de 1e cyclus (zie figuur) verschoof het gehele profiel bij alle stortsteen, behalve bij 1−6 ton, landwaarts (vergelijk toestanden B en C). Uit de figuur ...d blijkt dat de stortsteen 1−6 ton stabiel is bij $H_s \leq 4$ m.

---

xx) war voorpagina
De dikte van de stortsteenlaggen steeds zodanig was dat zich beneden de maximale ontgronding nog minimaal 1m (prototype) steen bevond.

een langere stuk tot de waterlijn met een flauwer helling, en een steile ophoging boven de waterlijn.

X) De vervormingen van het talud, bij dezelfde golfhoogte en steengrootte, nemen steeds toe bij vergroting van de golfperiode van 8 naar 14 sec. De taluds vertoonen bij alle proeven steeds een ontgronding beneden en een ophoging boven de waterlijn (· landwaartsetransport)
In het algemeen, deze profielen een grote kwalitatieve gelijkenis met de respektievelijke evenwichtsprofielen van M1216 methode vertonen.
De waarden van de ophogingen en de diepte begin van profielvervorming (in dit geval gelijk ongeveer aan de diepte begin van beweging) zijn ook in kwantitatieve zin vergelijkbaar met de respektievelijke waarden uit M1216 methode wanneer $H_0 = H_s$ en $T = T_0$.

Bij "normale" getijcyclus de waterstand in stappen van 0,5 m varieerde tussen N.A.P. +1 m en −1 m (zie figuur). Bij N.A.P +1 en −1 werd 1 uur (model) gegolfd, bij de overige waterstanden 0,5 uur.
De hierbij toegepaste golfperioden en signifikante golfhoogten waren; $T_0 = 8$ en 14 sec en $H_s = 3$, (5) en 6 m. Bij "normale" getijcyclus werden twee taludhellingen bekeken 1:15 en 1:6.
Het transport bij talud 1:15 met storsteen 10−80 kG bleek bij $T_0 = 8$ s en $H_s = 3$ m, $T_0 = 8$ s $H_s = 5$ m en $T_0 = 14$ s en $H_s = 3$ m zeer klein te zijn. Alleen bij $T_0 = 14$ s en $H_s = 5$ m (figuur) waren de ontgrondingen en de ophogingen te meten (beide maximaal ca. 0,5 m prototype)

De resultaten van de modelproeven bij de "normale" getijcyclus en talud 1 op 6 zijn in de figuren ... t/m ... weergegeven.
Door het steilere talud was het transport bij 1:6 signifikant groter dan bij 1:15.

→ X Zoals is eerder vermeld (paragraaf ...) neemt de evenwichtshelling toe bij vergroting van het steengewicht. Doordat bij de zwaardere steensoorten echter minder materiaal werd getransporteerd (minder profielvervorming), waren de gemeten hellingen daarbij toch flauwer dan bij de lichtere steen.

Om een indruk te krijgen van het bij een stormvloed optredende transport (sterker varieerende en hogere waterstanden dan bij "normaal" getijcyclus) zijn er een beperkte aantal proeven verricht met een stormprogramma (4 cycli van 12 uur, prototype) ~~voor~~ een talud 1:6

zoals in figuur ... weergegeven is. Bij de eerste en laatste cyclus werd de waterstand in stappen van een 0,5m (prototype) gevarieerd tussen N.A.P +1 en −1m (bij golfhoogte $H_s = 4m$); bij twee andere cycli tussen N.A.P en N.A.P + 3m in stappen van 1m (bij $H_s = 6m$). De golfperiode was steeds $T_0 = 14 s$.
Door het opvoeren van de waterstand na de 1e cyclus verschoof het gehele profiel bij alle stortsteen, behalve bij 1-6 ton, landwaarts (vergelijk toestanden B en C).
Uit figuur ..d blijkt dat de stortsteen 1-6 ton stabiel is bij $H_s \leq 4m$. De laatse cyclus met $H_s = 4m$ breng nauwelijks meer verandering in de tijdens de vorige cycli gevormde profielen (vergelijk D en E).
De vervormingen waren bij alle steensoorten niet veel groter dan bij de, in totaal ongeveer even lang durende "normaal" getijcyclus met $T_0 = 14 sec$ en $H_s = 6m$, zoals uit de vergelijking van de profielen (a) en (b) in figuur .... blijkt. Bij de "storm-cyclus" het profiel werd alleen verder landwaarts verschoven omdat de waterstand was tot N.A.P + 3m gevarieerd in vergelijking met N.A.P. + 1 bij "normaal" getijcyclus.
Uit deze resultaten en die van Watts en Dearduff [ ] (paragraaf ...) mag gekonkludeerd worden dat de golfkondities (en in de eerste instantie de golfhoogte) zijn voor de profielvervorming bepalend terwijl het effekt van de getij ligt primair in het landwaartse profiel verschuiving.
Uit vergelijking van de profielen (b) en (c) in figuur blijkt dat de korrel-vorm, bij deze modelkondities (gelijke ~~Reynolds~~ getal ~~is gelijk~~), een weinig invloed ~~heeft~~ op de gedrag van de stortsteen heeft.

~~Bij~~ Uit de andere series proeven ~~bij~~ voor talud 1:6 met gevarieerde steengewicht langs het talud en regelmatig en onregelmatig golfaanval bleek, in het algemeen, globaal dezelfde schade op te treden bij regelmatige golven die ca. 1,5 − 1.7 maal hoger waren dan de significante golfhoogte bij onregelmatige golven. Bij een gebroken talud, ondertalud 1:6 en boventalud 1:4, was de verhouding tussen deze golfhoogten ca. 1.3.

Uit de figuren .. t/m .. te zien is dat, bij de bepaalde steengewicht, de profielvervorming zeer klein wordt of praktisch verdwijnt. Deze profielen kunnen dus gebruikt worden voor de schatting van de stabiliteit-~~grenzen~~ limiet ~~bij~~ onregelmatig golfaanval.

De schade van de M856 profielen is subjektief beoordeeld als volgt:
"praktisch geen schade" – figuren 2c 3c 4d
"klein schade" – figuren 4c en 6d (H_s=4, A–B)
en "schade" – overgebleven profielen waar door de golfwerking en nieuwe profiel-vorm is onstaan.

Deze schatting in in figuur ... weergegeven. Uit ~~deze~~ figuur is te zien dat de gemiddelde (H_s/D_{eq})-waarde voor de limietstabiliteit is aanzienlijk lager bij de lange golfperiode ($H_s/D_{eq} \approx 3$ bij $T_0 = 14$ sec) dan bij de korter-golfperiode ($H_s/D_{eq} \approx 5$ bij $T_0 = 8$ sec). ~~Deze tendens~~ Dat volgt de tendens van de C.E.R.C–M.R.D resultaten waar bij hoger golfsteilheid (kortere periode) de stabiliteit parameter N_{ZD} groter wordt (zie figuur).
Parameter ~~N_{ZD} is gelijkwaardig aan H/D_{eq}~~ H/D_{eq} kan als funktie van N_{ZD} uitgedrukt worden

$$H/D_{eq} = \sqrt[3]{\frac{\pi}{6}}\,(S-1)\,N_{ZD}$$

dus, de beide parameters kunnen als gelijkwaardig beschouwd worden.
Het verschil tussen H/D_{eq}-waarden voor $T_0 = 14$ en 8 sec lijkt aan te hoge kant te zijn. Van de andere kant, de Reynolds getallen R_N (volgens CERC-MRD definitie) verschillend zijn voor $T_0 = 14$ en 8 sec ~~(bij~~ voor $T_0 = 14$ sec, $R_N \approx 1{,}7 \times 10^4$ (figuur) en voor $T_0 = 8$ sec $R_N = 2{,}4 \times 10^4$ (figuur) en ~~Dus~~ er kan een schaal effekt plaats vinden.
Uit figuur ..., waar ook twee N_{ZD}-modelwaarden voor taluds 1:7 en 1:10 zijn vermeld, is te zien, dat ze volgen niet de tendens die voor de steile taluds (voor gelijke R_N) plaats vindt. Het verloop van het schaal effekt bij flauwe taluds is nog niet bekend.
De ~~gegevens~~ M856 data waarvan het stabiliteit-limiet benaderd kan worden zijn zo beperkt dat geen meer nauwkeurig vergelijking of analyse mogelijk is.
De vergelijking van de M856 limiet-stabiliteit-waarden met de waarden uit de in deze nota genoemde, formule en experimentele resultaten is in tabel 3 weergegeven.

Tabel 3a

Waarden $H/D_{eq(50\%)}$-limiet stabiliteit voor $\cot\alpha = 6$, $\Delta = \rho_s/\rho_w = 2.65$ en regelmatig golfaanval

	Iribarren	Hedar (K_{up}=0,9)	Hudson	C.E.R.A (extrapolatie) bij r=2 D_{50}	C.E.R.C–M.R.D x) (extrapolatie) $H=\bar{H}/1{,}2$	$H=\bar{H}$
0%	3,53	3,30	3.55	3,93	4,25 – 5,1	
10% ca. 2×D_{50} xx)	4,52		4.67	5,60	5,95 – 7,10 xx)	

*) Bij de analyse van de CERC-MRD proeven, de golfhoogte was gelijk aan de gemiddeld van de hoogste golven in de regelmatige golftreinen; deze hoogte was ca. 20% hoger dan de gemiddelde van alle golven (= gebruikelijk definitie van H bij alle andere onderzochen) voor steile golven en gelijk aan de gemiddelde bij de lange golven. Dus, ter vergelijking met de andere resultaten, de 0 – 20% variatie in de H/D parameter is hier toegepast.

×) uit de vermelde waarden van de reserve-stabiliteit (pagina) kan de H/D-waarde voor de schade gelijk aan ca. $2 D_{50}$ (schade-diepte) berekend worden.

Tabel 36 (×)

Waarden $H_s/D_{eq.(50\%)}$ limiet stabiliteit voor $\mathrm{ctg}\,\alpha = 6$ en onregelmatig golfaanval (H_s – signifikante golfhoogte)

Schade	Iribarren	Hedar ($K_{up}=0,9$)	Hudson	CERA	C.ERC-MRD	M 856 $T_0 = 14$ sec	M 856 $T_0 = 8$ sec
0%	2,12	1,98	2,12	2,35	2,54 – 3,05	3,0	5,0
10%	2,70		2,80	3,35			
ca. $2 \times D_{50}$					3,56 – 4,25		

(×) H (regelmatige golven) wordt door de equivalente golfhoogte, $H_{1/100}$, bij onregelmatige golfaanval verplaatst vervangen en omgerekend voor H_s b.v. C.E.R.A.: $\left(\frac{H}{D}\right)_{10\%\ \text{schade}} = 5{,}6$; $\left(\frac{H}{D}\right)_{0\%} = 0{,}7 \left(H/D\right)_{10\%} = 3{,}93$, $H = H_{1/100} = 1{,}67 H_s$

$$\rightarrow \left(H_s/D\right)_{10\%\ \text{schade}} = 5.6/1{,}67 = 3{,}35 \quad \text{en} \quad \left(H_s/D\right)_{0\%} = \tfrac{3{,}93}{1{,}67} = 2{,}35$$

Opmerkingen:

1) Formule van Hudson: $H/D_{eq} = (S-1)\sqrt[3]{\frac{\pi}{6} K_D \,\mathrm{ctg}\,\alpha}$; $D_{eq.} = \sqrt[3]{\frac{6}{\pi}\frac{Q}{\gamma_s}}$

2) Formule van Iribarren: $H/D_{eq} = (S-1)(f \cos\alpha + \sin\alpha)\sqrt[3]{\frac{\pi}{6 N^r}}$

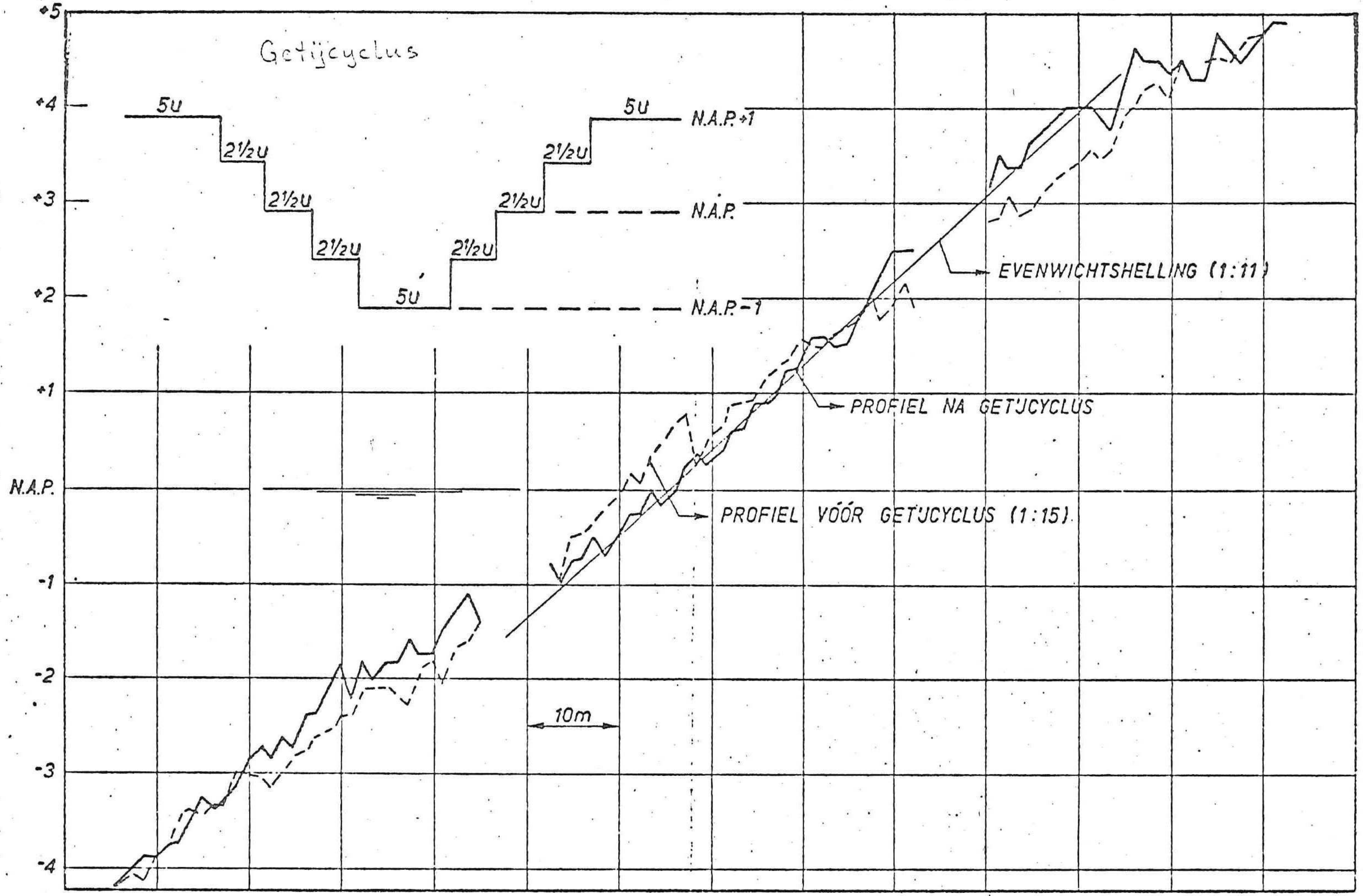
3) C.E.R.A: De basis waarde $H/D_{eq} = 5{,}6$ (door extrapolatie) is genomen voor 10% schade, $H_0/L_0 \cong 0{,}04$ en $r = 2 D_{50}$.

4) C.E.R.C-M.R.D: $\frac{\bar{H}}{D_{eq}} = (S-1)\sqrt[3]{\pi/6}\; N''_{zD}$

$N''_{zD} = 3{,}85$ – prototype (extrapolatie voor $\mathrm{ctg}\,\alpha = 6$). N''_{zD} is een minimum waarde (= veiligheidswaarde veringste waarde).

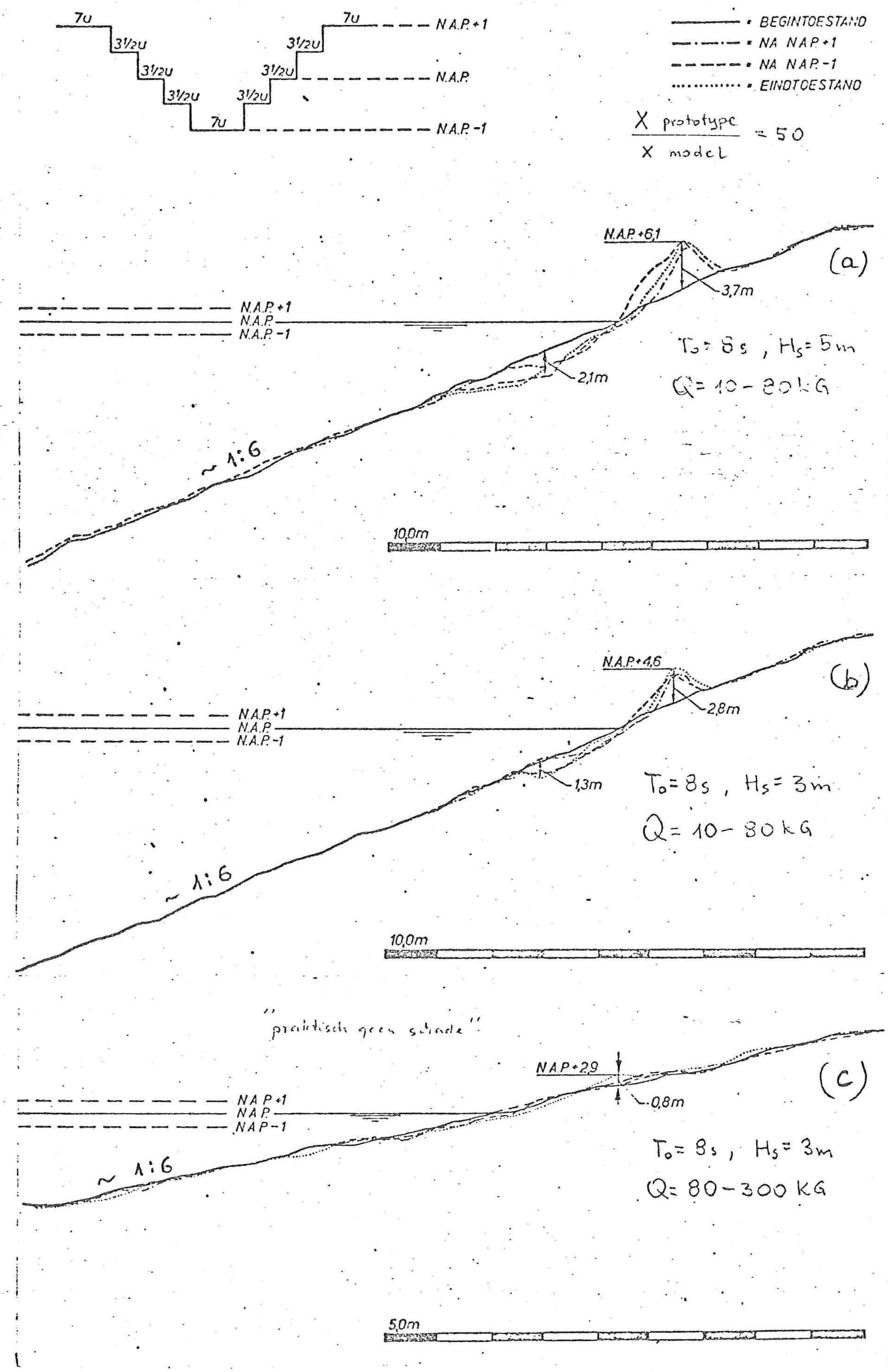
Uit deze vergelijking blijkt dat de limiet waarden (H/D_{eq}) uit formules van Hudson en Iribarren (toevallig gelijk voor ctg $\alpha = 6$), en Hed zijn lager (groter-steen-maat) dan die van C.E.R.A en C.E.R.C-MRD.
Het is ook duidelijk te zien dat de keuze van de equivalente-grootte van de golfhoogte bij onregelmatige golfaanval beinvloed de $H/D_{eq.}$ waarden. Slechts de vervanging $H = H_1 \cong 1.67\ H_s$, afkomstig uit het C.E.R.A onderzoek, gebaseerd is op de proeven met ~~on~~regelmatige en onregelmatige golven moet dus, voorlopig, als ~~de~~ meest betrouwbaar beschouwd worden. Ter informatie, Bores [ ] vindt dat de meest representatieve golfhoogte voor de ~~onregelmatige~~ stabiliteitsbekleding bij onregelmatige golfaanval gelijk is aan $H_{1/20} \cong 1,4\ H_s$ (dus H moet door $H_{1/20}$ vervangen worden, $H = H_{1/20} \cong 1,4\ H_s$).
In iedere geval, bij vervangen H door $H_{1/100} \cong 1.67\ H_s$, de stabiliteit berekening zeer veilig is (ca. 20% nog hogere golven kunnen toegestaan worden ~~[illegible]~~ bij resulterende schade gelijk of kleiner dan ca. 5%). x)
De $H_s/D_{eq.}$-limiet waarden uit M856 in de buurt van de CERA en C.E.R.C-MRD liggen.
Uit dit bovenomschreven voorbeeld is duidelijk geworden dat de berekening van de benodigde-stabiele-steen-grootte bij de onregelmatig golfaanval uit de bekende formule en experimentele gegevens gebaseerd op afkomstig van de proeven met regelmatige golven, nog steeds veel onzekerheid omvat.

x) De $H_{1/20} \approx 1,4\ H_s$ als equivalente golfhoogte voor H (regelmatige golven) kan dus gebruikt worden wanneer een eventuele schade van ca. 5% (ongevaarlijke voor de konstruktie) mag toegestaan worden.

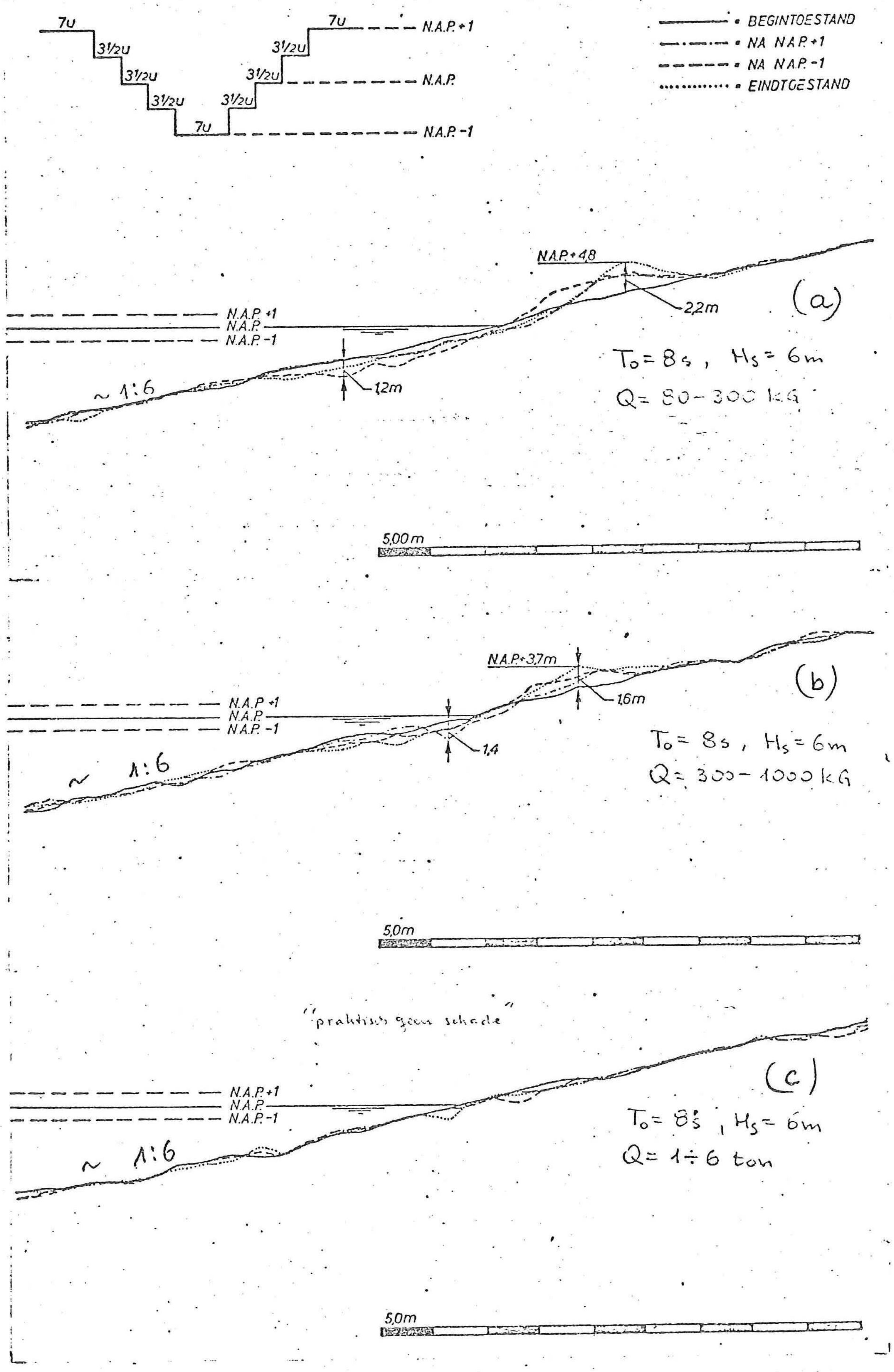


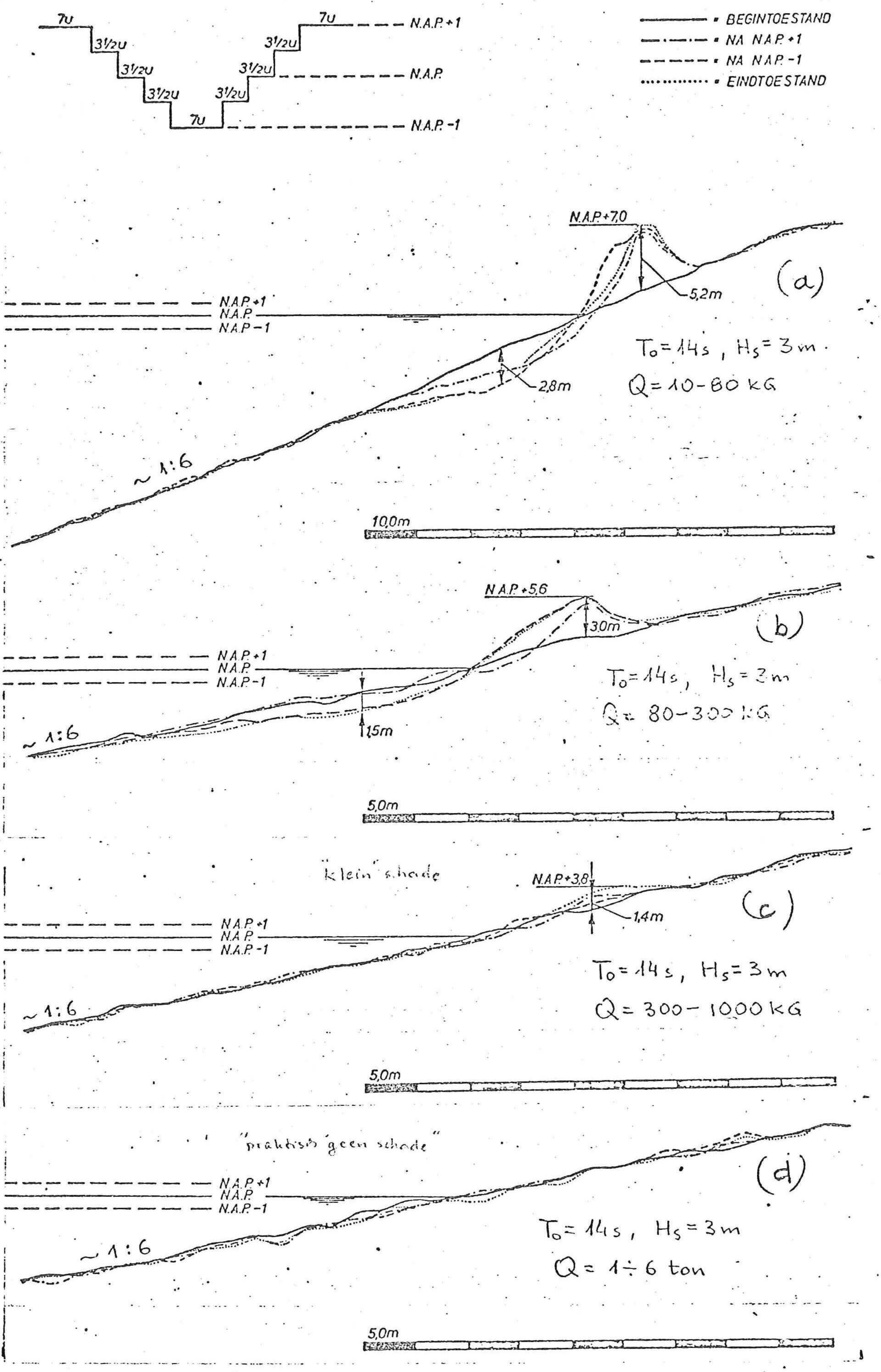
Talud 1:15 , Stortsteen 10-80 kG, T_o=14 s , Hs= 5 m

$$\frac{X_{(\text{prototype})}}{X\ (\text{model})} = 25$$

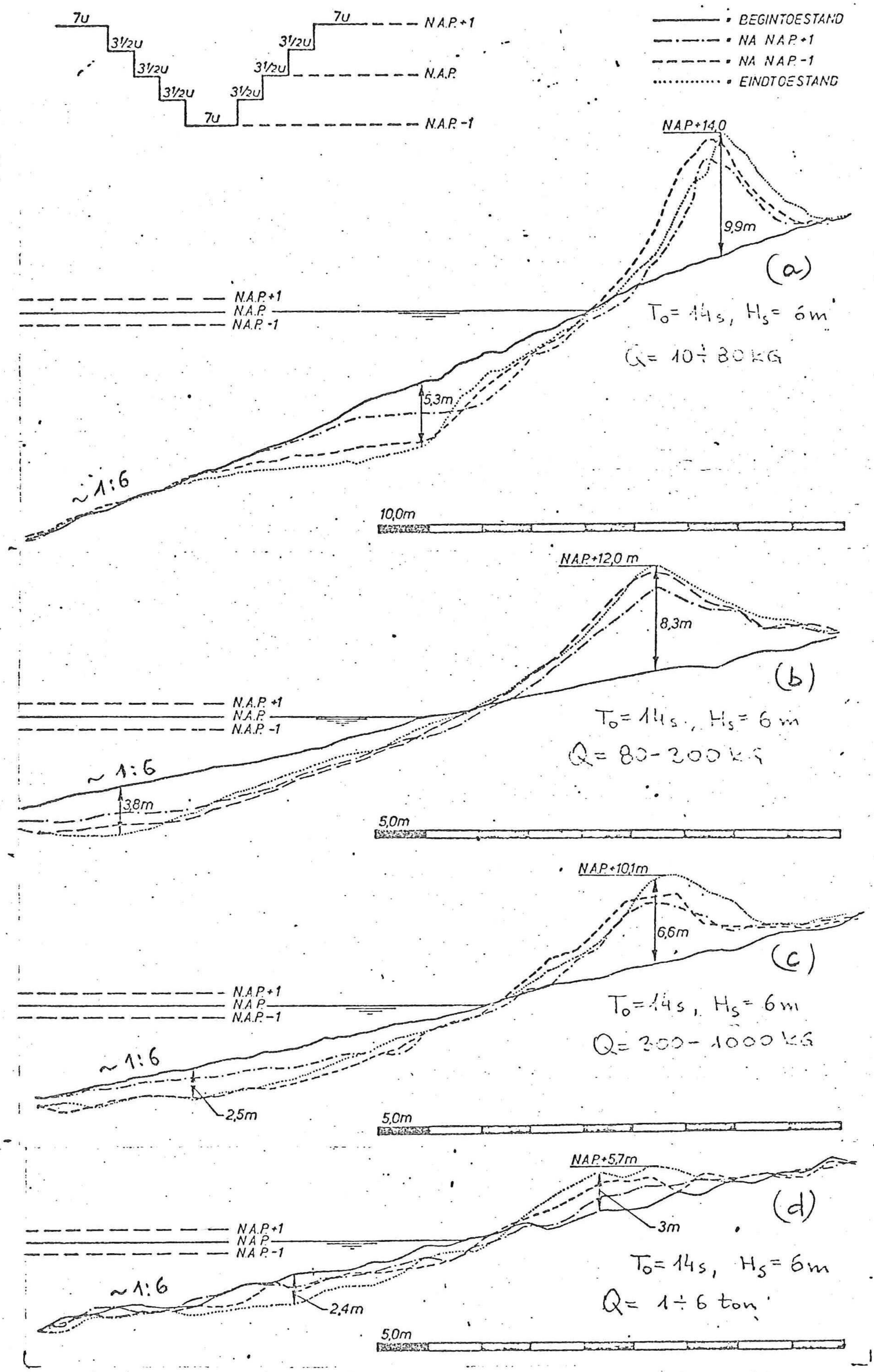


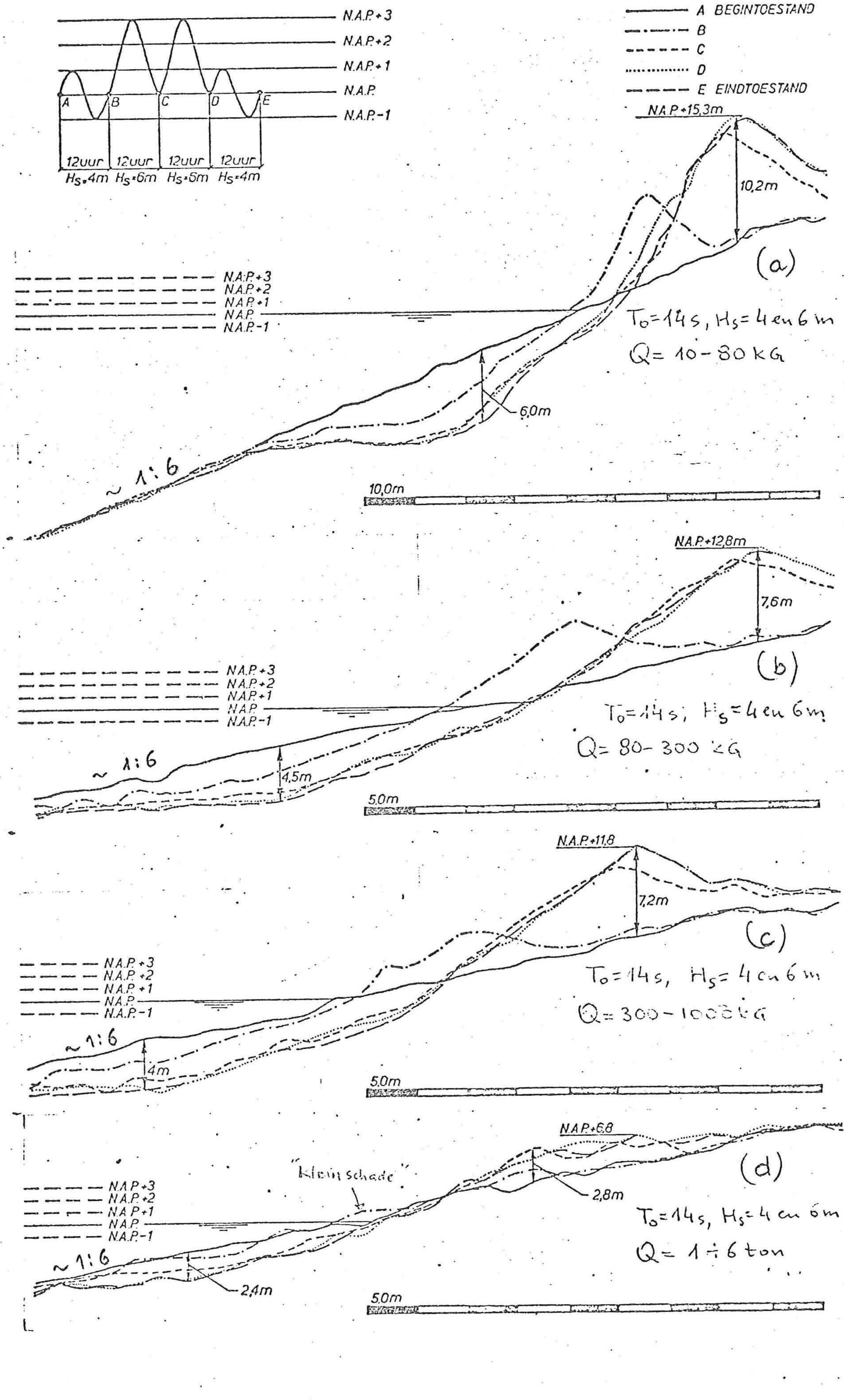
7u
3½u
N.A.P.+1
N.A.P.
N.A.P.-1
BEGINTOESTAND
NA N.A.P.+1
NA N.A.P.-1
EINDTOESTAND
X prototype / X model = 50
N.A.P.+6,1
(a)
3,7m
2,1m
~ 1:6
T₀ = 8 s , Hs = 5 m
Q = 10 - 80 kG
10,0m
N.A.P.+4,6
(b)
2,8m
1,3m
~ 1:6
T₀ = 8 s , Hs = 3 m
Q = 10 - 80 kG
10,0m
"praktisch geen schade"
N.A.P+2,9
(c)
0,8m
~ 1:6
T₀ = 8 s , Hs = 3 m
Q = 80 - 300 kG
5,0m


7U
3½U
3½U
3½U
7U
3½U
3½U
7U
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
BEGINTOESTAND
NA N.A.P. +1
NA N.A.P. -1
EINDTOESTAND
N.A.P. +4,8
2,2m
(a)
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
~ 1:6
1,2m
To = 8s , Hs = 6m
Q = 80 - 300 kG
5,00 m
N.A.P. +3,7m
1,6m
(b)
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
1,4
~ 1:6
To = 8s , Hs = 6m
Q = 300 - 1000 kG
5,0m
"praktisch geen schade"
(c)
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
~ 1:6
To = 8s , Hs = 6m
Q = 1 ÷ 6 ton
5,0m

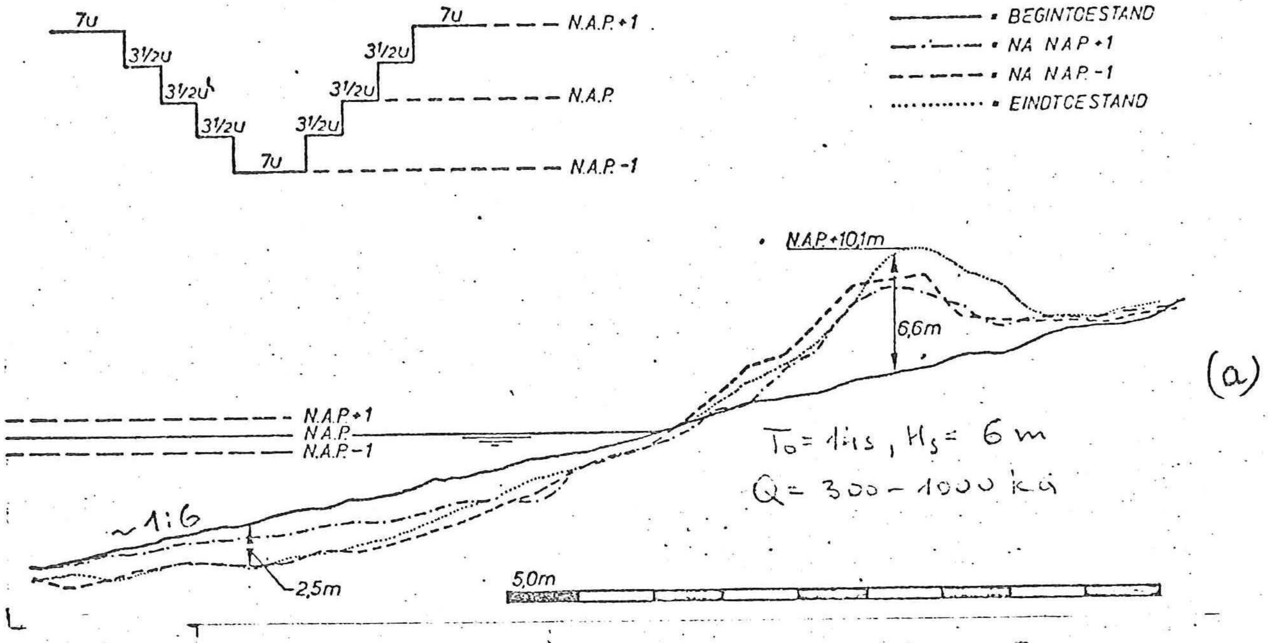


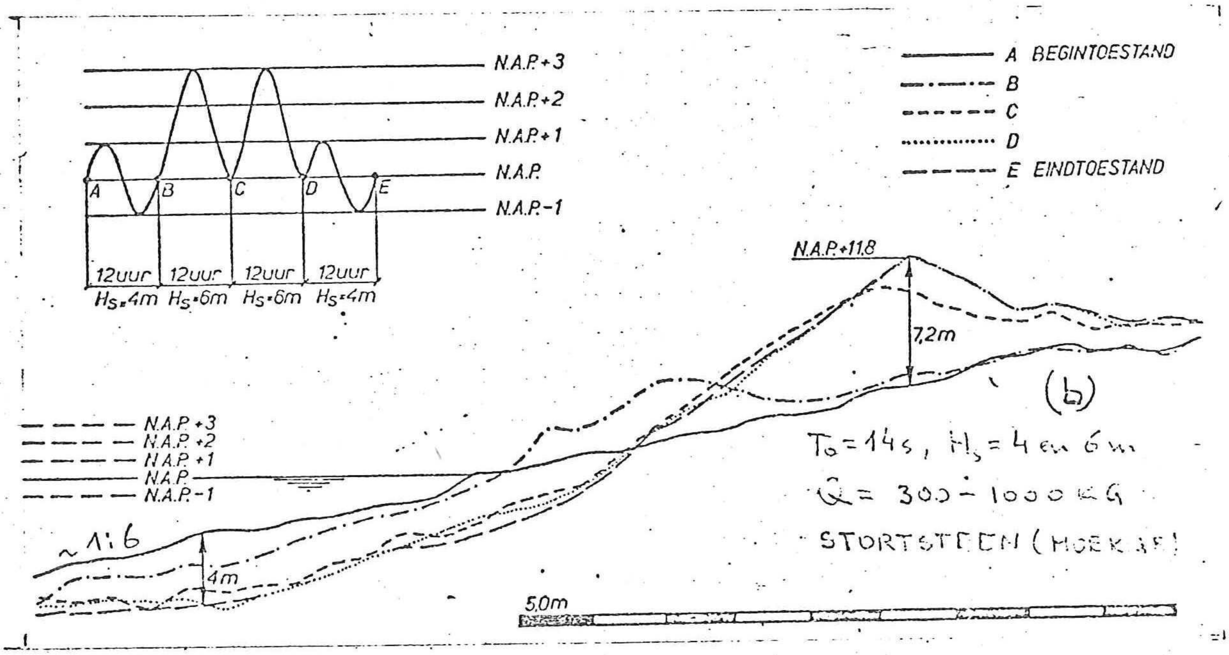
7U
3½U
3½U
3½U
7U
3½U
3½U
3½U
7U
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
BEGINTOESTAND
NA N.A.P. +1
NA N.A.P. -1
EINDTOESTAND
N.A.P. +7,0
5,2m
(a)
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
2,8m
T0 = 14s , Hs = 3m
Q = 10-80 KG
~ 1:6
10,0m
N.A.P. +5,6
3,0m
(b)
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
1,5m
T0 = 14s , Hs = 3m
Q = 80-300 KG
~ 1:6
5,0m
"klein" schade
N.A.P. +3,8
1,4m
(c)
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
T0 = 14s , Hs = 3m
Q = 300-1000 KG
~ 1:6
5,0m
"praktisch geen schade"
(d)
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
T0 = 14s , Hs = 3m
Q = 1÷6 ton
~ 1:6
5,0m

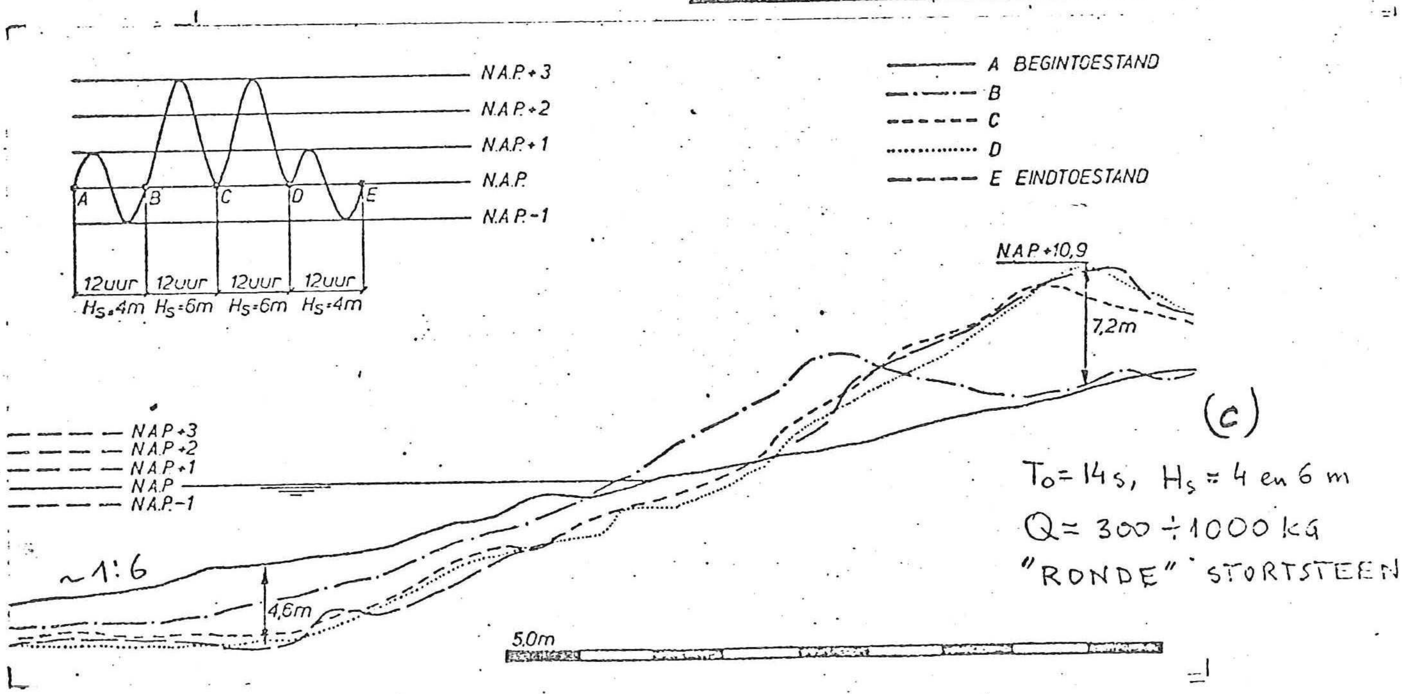

7u
3½u
3½u
3½u
7u
3½u
3½u
3½u
7u
N.A.P.+1
N.A.P.
N.A.P. -1
BEGINTOESTAND
NA N.A.P.+1
NA N.A.P. -1
EINDTOESTAND
N.A.P.+14,0
9,9m
(a)
N.A.P.+1
N.A.P.
N.A.P. -1
T₀= 14s, Hs= 6m
Q= 10÷80 KG
5,3m
~1:6
10,0m
N.A.P.+12,0 m
8,3m
(b)
N.A.P. +1
N.A.P.
N.A.P. -1
T₀= 14s, Hs= 6m
Q= 80-300 KG
~1:6
3,8m
5,0m
N.A.P.+10,1m
6,6m
(c)
N.A.P.+1
N.A.P.
N.A.P.-1
T₀= 14s, Hs= 6m
Q= 300-1000 KG
~1:6
2,5m
5,0m
N.A.P.+5,7m
(d)
3m
N.A.P.+1
N.A.P.
N.A.P.-1
T₀= 14s, Hs= 6m
Q= 1÷6 ton
~1:6
2,4m
5,0m



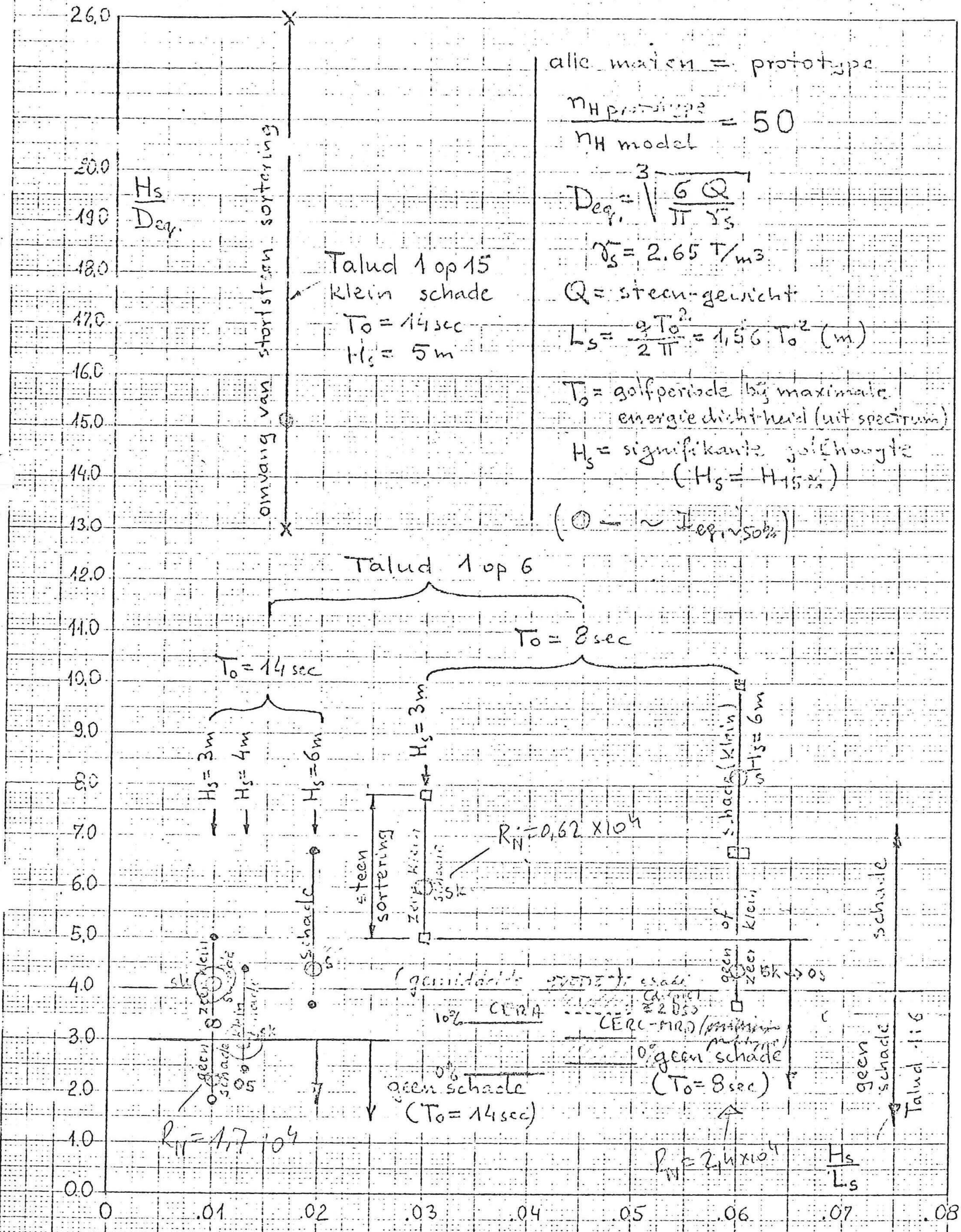
N.A.P.+3
N.A.P.+2
N.A.P.+1
N.A.P.
N.A.P.-1
A B C D E
12uur 12uur 12uur 12uur
Hs=4m Hs=6m Hs=6m Hs=4m
A BEGINTOESTAND
B
C
D
E EINDTOESTAND
N.A.P.+15,3m
10,2m
(a)
6,0m
~ 1:6
T_0=14s, H_s=4 en 6 m
Q= 10-80 kG
10,0m
N.A.P.+12,8m
7,6m
(b)
4,5m
T_0=14s; H_s=4 en 6m
Q= 80-300 kG
5,0m
N.A.P.+11,8
7,2m
(c)
4m
T_0=14s, H_s=4 en 6 m
Q=300-1000kG
N.A.P.+6,8
"Kleinschade"
2,8m
(d)
2,4m
T_0=14s, H_s=4 en 6m
Q= 1÷6 ton







(prototype maten



Bijlage Stabiliteit van stortsteen-bekleding bij onregelmatige golven en getijcyclus. M 856 [ ].

Effekt van dichtheid materiaal.

Het effekt van het verschil in de steen-dichtheid op de steen gewicht kan analitisch als volgt benaderd worden.

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \left(\frac{\rho_1 - \rho_w}{\rho_2 - \rho_w} \right)^3 \frac{\rho_2}{\rho_1}$$

Als $\rho_1 = 2{,}73$ (gegevens van CERA [ ])
dan

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{1{,}90\, \rho_2}{(S_2 - 1)^{3n}}$$

waar $S_2 = \rho_2 / \rho_w$ en $n = 1$ (theoretisch)

Bij $\rho_2 = 2{,}65$ en $n = 3$

$$Q_2 \cong 1{,}12\, Q_1$$

en $$D_{eq.2} \cong 1{,}04 \sqrt[3]{\frac{6\, Q_1}{\pi\, \gamma_1}}$$

Dus, b.v. $$\left(\frac{H}{D_{eq.}}\right)_{S=2.65} \cong 0{,}96 \left(\frac{H}{D_{eq}}\right)_{S=2{,}73}$$

Uit de beperkte aantal proeven van CERA [ ] met de dichtheid varierend van 2.73 t/m 3.05 blijkt dat ~~het~~ exponent n wijkt af van 1, namelijk

taludhelling	n
1 op 2	0,95
1 op 3	1.02
1 op 4	0.89

(n - gemiddelde waarden van $S = 2{,}73 \div 3.05$)

RIJKSWATERSTAAT - DELTADIENST
WATERLOOPKUNDIGE AFDELING

PAGINA N° :
AANTAL PAGINAS :
AANTAL BIJLAGEN :

NOTA N° :

Samenvatting en konklusies

In deze nota is een overzicht gegeven van het mechanisme van de profielontwikkeling en, van tot nu toe ontwikkelde, het kwantitatieve beschrijving en ontwerpkriteria van de evenwichtsprofielen en de taludstabiliteit ~~(ontwerpkriteria)~~ voor de grofkorrelig materiaal (grind en grover, $D_{50} \gtrsim 2$ mm).

De belangrijkste resultaten en konklusies zijn (hieronder samengevat) als volgt:

1. Het mechanisme en de grootte van sedimenttransport wordt bepaald door een groot aantal faktoren zoals golfbeweging en golfparameters, stromingen, getij, ligging van de bodem, eigenschappen van het materiaal. Het is dus een zeer complex systeem dat zowel kwalitatief als kwantitatief nog steeds onvoldoende bekend is.

2. Bij grindtaluds (-stranden) speelt bodemtransport een overheersende rol in kontrast met de zandstranden waar beide, het bodem- en het suspensietransport bepalend zijn voor het transportmechanisme.

3. De golfsteilheid, ~~Het~~ het faseverschil tussen het tijdstip van breken en het tijdstip van bereiken van de maximale oploophoogte, de absolute korrelgroot(te), de verhouding tussen de korrelgrootte en de golfhoogte (= parameter H/D) ~~en~~ de doordringbaarheid ~~(doorlatendheid)~~ van het materiaal, ~~en~~ het type ~~van~~ golf-breking en de helling van het uitgangstalud zijn bepalend voor de richting van sedimenttransport en het type ~~van de~~ profielvorm.
Naarmate de golfperiode korter, de uitgangshelling steiler en/of de korreldiameter kleiner is, zal de golfbeweging eerder in staat zijn om het materiaal naar beneden (zeewaarts) te transporteren.
Het evenwichtsprofiel wordt steiler, vooral rond de stilwaterlijn, naarmate de korrelgrootte van het materiaal toeneemt als gevolg - onder andere - van de toename van de waterinfiltratie.

4. De tijd van de profielontwikkeling neemt aanzienlijk af met de toename van de korrelgrootte hoewel, de kwantitatieve beschrijving van deze faktor ontbreekt tot nu toe.

5. Het evenwichtsprofiel onder de invloed van variëerende waterstanden verplaatst zich met de waterstand me hoewel de profielvorm hoofdzaakelijk afhankelijk is van de golfparameters.

6. Kwantitatieve beschrijving van de grofkorrelig-evenwichtsprofielen is ontwikkeld, tot nu toe, slechts voor de taludshellingen $3 \leq ctg\,\alpha \leq 10$, namelijk:
methode van Popov voor $ctg\,\alpha = 3$ ([ ])
methode van M1216 voor $5 \leq ctg\,\alpha \leq 10$ ([ ], [ ])
De beide methoden zijn alleen op de modelproeven gebaseerd

7. Uit het overzicht van de resultaten van Popov en M 1216 blijkt, dat vanaf een bepaalde korrelgrootte (ca. $D_{50} \geq 6$ mm) geen schaal ~~effekt~~ verder plaats vindt en dat de modelresultaten dan volgens de geometrischeomschaling naar prototype vertaald mogen worden.
~~Aan~~ Deze konklusie moet met een grote voorzichtigheid aangenomen worden zolang geen prototype verifikatie bekend is.
Uit het verloop van de drag-koefficient blijkt dat de invloed van de korrel-vorm neemt toe met toename van ~~het~~ Reynolds getal; dus; het verschil in de korrelvorm (model → prototype) kan aanzienlijke verschillen (schaaleffekten) veroorzaken wat betreft de profielvorm en de taludsstabiliteit.

8. De profielontwikkeling bij onregelmatige golfaanval is afhankelijk van de spectrumkarakteristiek ("nauwe" spectrum, "brede" spectrum).
Voor onregelmatige golven zijn zeer beperkte gegevens bekend over de kwantitatieve beschrijving van het resulterende sediment transport, profielontwikkeling en precisiëring van de gelijkwaardige verhouding met regelmatige golven. ~~, voor onregelmatige golven zijn zeer beperkte gegevens bekend~~
Deze gegevens zijn tot nog toe onvoldoende om een algemene

//

Kwantitatieve profielbeschrijving bij onregelmatiggolfaanval te geven.

9. De, uit literatuur bekende, kriteria voor het begin van beweging van het bodemmateriaal (bv. de diepte of de kritieke snelheid), zeewaarts van de brekerzone, geven de juiste orde van grootte wanneer de juiste (ongeveer) wrijvings-koefficient bekend is.
Verdere verifikatie van deze kriteria t.o.v. de invloed van de bodemhelling speciaal voor de steilehellingen is steeds noodzakelijk.

10. Uit het overzicht van de verschillende ontwerpkriteria voor de stabiliteit van de ~~steen~~-bekleding (= steenstabiliteit in de brekerzone) blijkt dat er een nogal grote spreiding is in de, daaruit afgeleide ontwerpwaarden van de benodigde steengrootte bij dezelfde golfkondities.
De oorzaak van deze verschillen is niet altijd duidelijk.
In het algemeen: al deze gegevens zijn beinvloed door de verschillende faktoren zoals de grootte van het model (:: Reynolds getal) en technische faciliteiten, methode van steen-plaatsing, steen-samenstelling, steen-samenpakking, steenvorm en ruwheid (:: vrijwingskoefficient), laag-dikte en doordringbaarheid, en waarschijnlijkheidsfaktor wat betreft het begin van steen-beweging. Bovendien, de resultaten zijn door het subjectieve begrip van de schadeformulering en de analijse van de modelgegevens beinvloed.

11. De meeste gegevens voor de ~~talud~~stabiliteit zijn afkomstig van klein-schaal modellen en zijn beperkt tot taluds gelijk of steiler dan 1 op 5. ~~dus~~ De proeven ~~met~~ grotere modelen of waarnemingen uit prototype en de proeven met (relatief) flauwere taluds zijn steeds noodzakelijk.
Van tot nu toe verrichte ~~studies~~ onderzoekingen, (verdienen) de resultaten van C.E.R.C - M.R.D [ ] (met regelmatige golven) een extra aandacht ~~verdienen~~ wegens de grote variatie van de toegepaste ... afgeleide schaaleffekten.

12. Taludsstabiliteit neemt toe naarmate de dikte van bekleding toenemt. Bovendien, de stortsteen bekleding en de onderlaag moeten aan de filter-eisen voldoen. Grove en doordringbare onderlaag resulteert in toename van de bekledingsstabiliteit. De optimale taludhelling waarbij de benodigde steengrootte het kleinst is, wordt flauwer (cotg α wordt groter) naarmate de diktebekleding en doordringbaarheid groter ~~zijn~~ wordt. Dat verklaart het feit dat het buigpunt van het verloop van stabiliteit-karakteristiek als functie van taludhelling verschil bij verschillende onderzoekingen.

~~13.~~

13. Enkele studies geven een indikatie dat bij kortere golven (korte golfperiode) en hogere golfsteilheid, de relatief taludstabiliteit groter is (bv. parameter H/D groter wordt). Het is in overeenstemming met het feit dat bij de korte golven de breker wordt steiler is en dat, na de breking, een scheiding van de golftong (opwaartse-, en neerwaartse tong) plaat vindt waardoor de uitschuringsvermogens buiten de breker worden verminderd.

14. In het algemeen, ~~Taludsstabiliteit~~ kunnen de golfhoogten iets hoger (tot ca. 10%) dan de golfhoogte bij nul % schade ~~kunnen~~ toegestaan worden zonder het gevaar dat de bekleding ernstig beschadigd wordt.

15. Schuine golfinval is meestal minder schadelijk dan de loodrechte golfaanval.

16. ~~De~~ grootte van de golfoploop is afhankelijk van de korreleigenschappen en de doordringbaarheid. De golfoploop neemt af naarmate de korrelgrootte, de ruwheid en de doordringbaarheid af ~~te~~ nemen. De golfoploop is dus zeer gevoelig voor schaaleffekten.

~~17.~~

~~17.~~

17. Uit de verschillende onderzoekingen [ ], [ ], [ ] is gebleken dat bij modelproeven een aanzienlijk schaaleffekt kan optreden afhankelijk van de grootte van het model (korrelgrootte en golfdimensies).
De klein-schaal-modellen zijn minder stabiel dan de groot-schaal (≈ prototype) modellen. Dus, bij toepassing (vertaling) van de resultaten afkomstig van klein-schaal modellen naar prototype, een extra stabiliteitsreserve is aanwezig (= extra veiligheidsreserve).

18. Uit de verschillende maar beperkte proeven voor taludstabiliteit uitgevoerd - beide - met regelmatige en onregelmatige golven blijkt het tot nu toe niet mogelijk een duidelijke verhouding tussen de invloed van regelmatige golfaanval en onregelmatige golfaanval met smalle en brede energiespectra (equivalente verhouding tussen de regelmatige en onregelmatige golfparameters) te vinden.
De vergelijking tussen de invloed van de regelmatige en onregelmatige golven is zeer afhankelijk van de gekozen periode van het spectrum van de onregelmatige golven en de representatieve golfhoogte.
Bovendien, de vergelijking en de afleiding van de relaties tussen regelmatige en onregelmatige golven is alleen mogelijk, wanneer in beide gevallen dezelfde methode van de bepaling van de waarnemingen (bv. schade bepaling) konsekwent wordt aangehouden.

Het is aan te bevelen, zo lang dit vraagstuk niet verder wordt opgehelderd, de golfhoogte (H) volgens de kriteria van taludstabiliteit gebaseerd op proeven met regelmatige golven, te vervangen door de equivalente hoogte van de onregelmatige golven gelijk aan $H_{1/100} \cong 1,6\, H_s$ (H_s = signifikante golfhoogte), dus $H = H_{1/100} = 1,6\, H_s$.