

Ir. A. Paape

CONSTRUCTIE VAN GOLFBREKERS EN GELEIDEDAMMEN

Gelijktijdig met de ontwikkeling van een plan voor de plattegrond van een haven moeten de hoofdkenmerken van de constructie van de golfbrekers of geleidedammen worden vastgesteld. Uit de functie(s) die de dam in de plattegrond heeft vloeien namelijk een aantal eisen voort met betrekking tot de constructieve vormgeving van de dam. Zo kan de verlangde golfdemping de toepassing van een absorberende constructie (talud) noodzakelijk maken. Omgekeerd is het mogelijk dat de plattegrond moet worden aangepast aan een mate van golfreflectie die om constructieve (economische) redenen moet worden geaccepteerd.

Naast eisen met betrekking tot de functies van de constructie, moet natuurlijk een eis van voldoende stabiliteit worden gesteld. Hierbij doet zich het probleem voor dat de omstandigheden (golven, waterstanden) veelal een statistisch karakter hebben zodat geen absoluut maximum van de belastingen (aanval) is aan te geven. Daarenboven zouden de afmetingen van de constructie, en dus de kosten, dan zodanig kunnen worden dat beter een (kleine) kans op beschadiging of bezwijken kan worden geaccepteerd. Op grond van deze overwegingen wordt de stabiliteitsbeschouwing in feite een economisch decisieprobleem. Men zou het ontwerp van de constructie optimaal kunnen noemen wanneer wordt voldaan aan de eisen die voortvloeien uit de functies, en de som van aanlegkosten en gekapitaliseerd onderhoud minimaal is.

Een overzicht van al deze factoren geeft het volgende beeld: (hetgeen overigens beslist niet volledig genoemd mag worden)

Functies van de constructie

Hieruit voortvloeiende eisen hebben betrekking op:

stroomgeleiding

doorlatendheid
kruinhoogte
(eventueel ruwheid)

golfreductie

doorlatendheid
kruinhoogte
absorberend vermogen

grondkering

doorlatendheid

vorming van aanlegplaats of kade

kruinhoogte, -breedte
aard van de constructie aan de havenzijde

Stabiliteit; economie

Aanlegkosten

Omstandigheden; aard en mate van golfaanval, bodemgesteldheid
 Materiaal; aard
 Materieel; normaal aannemersmaterieel, speciale werktuigen
 Bouwplaats; ruimte voor opslag, verwerking, wegen
 Inkomstenderving; tempo van aanleg, hinder aan bestaand bedrijf

Onderhoud

Omstandigheden; aard en mate van golfaanval
 Materiaal; als boven; opslag?
 Materieel als boven
 Inkomstenderving; stagnatie bedrijf; schade aan haveninstallaties

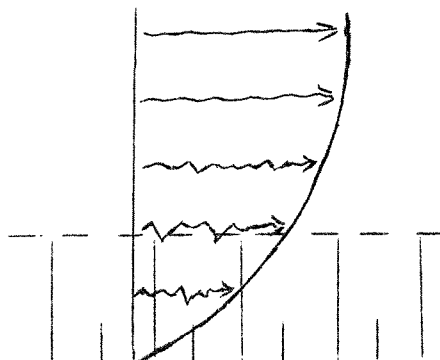
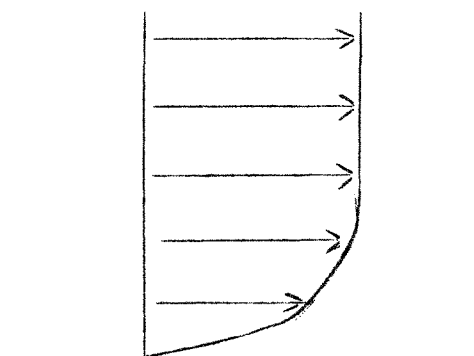
Risico's

Dimensionering; betrouwbaarheid gegevens en ontwerpprocedure
 Uitvoering; kwetsbaarheid in bouwfasen
 werkbaarheid

Korte beschouwing van de functies en daarmee samenhangende eisen

Aan de eis van stroomgeleiding wordt door vrijwel elk type constructie voldaan. Een uitzondering hierop vormen drijvende en pneumatische golfbrekers, maar deze zijn praktisch van weinig betekenis. Dit wil niet zeggen dat alle constructies uit het oogpunt van stroomgeleiding gelijkwaardig zijn. De stroming langs de dam wordt mede bepaald door de vorm en ruwheid van de constructie.

Een gladde dam met steil front, b.v. een rij caissons, zal relatief hoge snelheden tot dicht bij de constructie geven. De stroming zal weinig turbulent zijn. Bij een ruw en betrekkelijk flauw talud, b.v. een stenen dam, zullen de snelheden lager zijn, de turbulentie-intensiteit echter hoger.



gladde dam; vert. wand

ruwe dam; talud

snelheidsverdelingen

Men kan niet zeggen dat een van beide gevallen onder alle omstandigheden gunstiger is. Wel is duidelijk dat de gladde dam een grotere snelheidsgradient voor de ingang zal geven, wat voor de scheepvaart bezwaarlijk is. Ook de gewenste en bereikbare diepte voor de haven, de uitwisseling enz. spelen een rol, zodat elk geval afzonderlijk moet worden bezien. De verschillen zijn overigens zodanig dat ze vrijwel nooit bepalend zijn voor het type constructie. De golfreductie is een factor van groot belang bij het bepalen van type en afmetingen van de constructie.

Inherent aan de golfbeweging die uit zee aankomt is een transport van energie. Wanneer men deze in een bepaald gebied (de haven) niet wil toelaten kan men de energie:

- terugzenden; terugkaatsing tegen de dam.
- vernietigen; omzetten in turbulentie, warmte, door breking op een talud en stroming langs en eventueel in de constructie.

Het is duidelijk dat in beginsel steeds een combinatie van terugkaatsing en energievernietiging zal optreden. Afhankelijk van de aard van de constructie zal echter een van beide overheersen. In de eerste plaats is hiervoor de taludhelling bepalend (fig. 1) terwijl ook de ruwheid en porositeit een invloed hebben.

Soms kan enige golfdoordringing worden geaccepteerd, b.v. in Europoort en in IJmuiden. Indien de aanlegplaatsen direct achter de golfbreker zijn gelegen (Genua) of wanneer de buitenhaven relatief klein is (Scheveningen), is dit niet het geval.

Bij de meest gangbare constructies zal een onvolledige golfwering het gevolg zijn van overslag. Vanzelfsprekend zal een geringe overslag in de vorm van spray of relatief kleine watermassa's niet direct leiden tot golfbeweging achter de golfbreker.

Toch neemt het effect van een golfbreker met lage kruin vrij snel af. Globaal geldt dat bij een kruinhoogte gelijk aan de waterstand de golfdoordringing reeds 50% bedraagt (dit is $\frac{1}{4}$ van de energie van de aankomende golf).

Enkele voorbeelden zijn gegeven in fig. 2 en 4.

Ook de terugkaatsing zal worden beïnvloed, en uiteraard afnemen met afnemen van de kruinhoogte.

Voor enkele caissonvormen met lage kruin is de terugkaatsing gegeven in fig. 3. Ter vergelijking is eveneens een gladde dam met talud 1 : 1,5 beschouwd.

Hoe hoog dient nu de constructie te zijn opdat geen overslag optreedt? Bij een verticale wand in voldoende waterdiepte zal een staande golf ontstaan, waarbij de golftop circa 1,5 H boven de waterstand reikt. Door de onregelmatigheid van de golven zal dit beeld worden verstoord, waarbij golfklappen tegen

de constructie het water hoog doen opspatten. Overslag in de vorm van spray is dan vrijwel niet te vermijden.

Voor stenen dammen geeft fig. 5 een indruk van de golfoploop als functie van taludhelling en golfsteilheid. Opgemerkt moet worden dat deze resultaten gelden voor regelmatige golven. Voor onregelmatige golven zijn nog geen systematische gegevens beschikbaar. Wel kan worden opgemerkt dat bij een onregelmatige golf met significante hoogte H_g , de oploop groter is dan bij een regelmatige golf met hoogte H_g . Bij het ontwerp is men aangewezen op modelproeven.

Indien direct achter de golfbreker een grondaanvulling wordt aangebracht, zal de constructie een doeltreffende grondkering moeten vormen. Bij monolitische constructies geeft dit geen moeilijkheden (wel moet uiteraard aan de belasting worden gedacht). Stenen dammen vereisen een zorgvuldig opgebouwde filterconstructie. Op de samenstelling hiervan zal hier niet worden ingegaan. Wel zal dit probleem bij de fundering van stenen dammen nog ter sprake komen.

Om de stabiliteit van de constructie te kunnen beoordelen zal de aard en grootte van de golfaanval moeten worden beschouwd. Het type golfbreker heeft echter een zodanige invloed op het mechanisme van de golfaanval dat onmogelijk een algemene beschouwing kan worden gegeven. Daarom zullen twee typen afzonderlijk worden behandeld, te weten:

- stenen dammen, van gestort materiaal
- monoliet constructies

Een grote verscheidenheid in combinaties van beide typen komt voor (samen-gestelde constructies). Hierop zal in dit korte overzicht niet worden inge-gaan.

STENEN DAMMEN

Het principe van een stenen dam is gegeven in fig. 6. Het materiaal wordt in verschillende gradaties gestort, waarbij de zwaarste stenen aan de buitenzijde komen, eveneens echter in een willekeurige stapeling. De golven breken op het zeewaartse talud. Een klein deel van de energie wordt teruggekaatst. Het merendeel wordt vernietigd bij het breken en door de stroming langs het talud en in de dam (in hoofdzaak in de bekledingslaag).

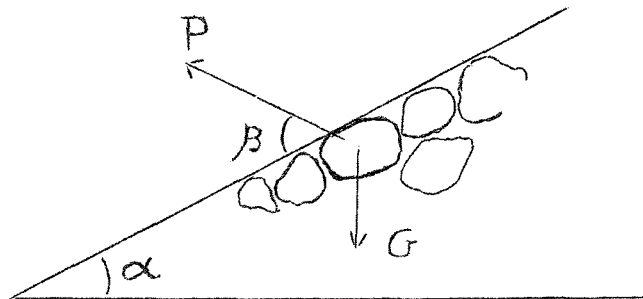
De stabiliteit ontleent de constructie aan de stabiliteit van de blokken van de bekleding.

Wanneer men de waterbeweging langs en in de bekleding beschouwt kunnen drie fasen worden onderscheiden:

1. de impact van de brekende golf op het talud
2. de golfoploop (uprush), een omhoog gerichte beweging als gevolg van

- de impuls van de brekende golf
3. de terugstroming (downrush) onder invloed van de zwaartekracht

Door deze waterbeweging worden krachten op de stenen uitgeoefend. Stel dat de kracht die door het water op een steen wordt uitgeoefend bekend is (P) dan geeft een eenvoudige berekening reeds inzicht in het stabiliteitsprobleem.



Zonder golfbeweging is de component normaal op het talud: $N = G \cdot \cos \alpha$,
en langs het talud: $W = G \cdot \sin \alpha$.

Stabiliteitsverlies bij $\frac{W}{N} = \operatorname{tg} \alpha > \operatorname{tg} \varphi = f$

Wanneer wordt aangenomen dat de steen zich geheel onder water bevindt en de hydrostatische opdrijvende kracht O wordt afgesplitst van de totale kracht door het water uitgeoefend, dan is het effectieve gewicht $G_e = G - O$.

Nu geldt met golfkracht P :

$$N = G_e \cos \alpha - P \sin \beta$$

$$W = G_e \sin \alpha + P \cos \beta$$

Voor stabiliteit moet $\frac{W}{N} \leq f$, dus:

$$\frac{G_e \sin \alpha + P \cos \beta}{G_e \cos \alpha - P \sin \beta} \leq f$$

waaruit:

$$G_e \geq \frac{P (f \sin \beta + \cos \beta)}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

Hiermee is het probleem allerminst opgelost. In de eerste plaats zijn P en β onbekend, en valt hierover theoretisch zeer weinig te zeggen. Verder is het waarschijnlijk dat P en β nog afhankelijk zijn van α . Indien dit het geval is wordt de invloed van de taludhelling niet expliciet door bovenstaande formule gegeven. Gaat men ervan uit dat P en β onafhankelijk zijn van α , en dat β slechts bepaald wordt door de vorm samenhang, porositeit van het steenskelet, en dus een constante is voor een bepaald type, dan vindt men:

$$G_e \geq \frac{\Lambda \cdot P}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

Met $l = \sqrt[3]{\text{Vol.}}$ (Volume steen)
 is $G = \rho_s g l^3$

Het effectief gewicht onder water is $G_e = (\rho_s - \rho_w) g l^3$.

Neemt men verder aan dat de voornaamste werkzame kracht door het water een stromingskracht is evenredig met het geëxposeerde oppervlak l^2 , dan wordt de evenwichtsvoorwaarde:

$$(\rho_s - \rho_w) g l^3 = \frac{\Delta' \rho_w l^2}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

De kracht op de steen wordt verder in eerste instantie bepaald door de golfhoogte H , zoals uit proeven blijkt.

Dan is op grond van dimensie-overwegingen:

$$(\rho_s - \rho_w) g l^3 = \frac{N' \rho_w l^2 g H}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)}$$

of

$$l = \frac{N' H}{\Delta (f \cos \alpha - \sin \alpha)} \quad \text{met} \quad \Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

waaruit voor het gewicht volgt:

$$G = \rho_s g l^3 = \frac{N \cdot \rho_s g H^3}{\Delta^3 (f \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

Deze formule is voor het eerst gegeven door Irribarren.

N is een evenredigheidsfactor, afhankelijk van de steensoort.

Irribarren gaf voor natuursteen (op grond van proeven) $N = 0,015$ en voor kubussen $N = 0,019$. Hierbij voerde hij voor H de hoogte van de brekende golf op het talud in (H_b).

De formule voldoet beter dan men op grond van de ingevoerde benaderingen zou mogen verwachten.

Andere onderzoekers zijn echter met totaal andere formules gekomen, (ook op grond van proeven!) waarbij de verschillen in het algemeen slechts de invloed van α betreffen, en de materiaalconstante N . Een vergelijking is gegeven in fig. 7.

Veel toegepast wordt de formule van Hudson:

$$G = \frac{\rho_s g H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha}$$

Hierin is K_D een coëfficiënt afhankelijk van:

1. type blok
2. schade die wordt geaccepteerd
3. relatieve waterdiepte (brekende of niet brekende golven voor de dam)

Verder wordt onderscheid gemaakt tussen normale doorsnede en de kop van de dam.

Het invoeren van een coëfficiënt afhankelijk van de beschadiging is nieuw. De schade wordt hierbij uitgedrukt in het percentage blokken van een dubbele bekledingslaag, dat verloren gaat.

Voorbeeld: natuursteen 0-1% schade (gelijkgesteld met geen schade) $K_D = 3,2$.
2-5% schade: $K_D = 5$.

Naar aanleiding van deze ontwikkeling heeft Irribarren zijn formule verfijnd. (XXIst Navigation Congres, Stockholm 1965 section II, subject 1).

De coëfficiënt f is afhankelijk gesteld van de hoogte van het talud. Verder vond hij tussen de golfhoogte bij begin van schade en het bezwijken van de buitenste laag een factor 1,6.

Voor natuursteen is nu $f = 2,38$ (door de beperkte hoogte van het actieve deel van het talud!) en bij begin van schade $N = 0,43$.

Opgemerkt kan hier reeds worden dat het grote verschil in omstandigheden die begin van schade en bezwijken van de constructie veroorzaken één van de belangrijkste voordelen is van de stenen dam t.o.v. andere typen (zie fig. 8). Afwijkingen tussen bij het ontwerp aangenomen golfhoogten en werkelijk optredende hoogten veroorzaken niet direct een ramp. Nadere beschouwingen hierover worden gegeven in lit. 1.

Het op vele plaatsen ontbreken van natuursteen van voldoende gewicht heeft geleid tot de ontwikkeling van betonblokken van speciale vorm (tetrapod, akmon, tribar, stabit enz.). Door de speciale vorm is de haakweerstand van deze blokken groter. Bovendien is de stapeling poreuzer. Men kan dus in vergelijking met kubussen besparen op blokgewicht en betonvolume. De resultaten van diverse onderzoekers stemmen overigens niet overeen.

Waterways Experiment Station geeft voor tetrapoden: $K_D = 8,3$ (geen schade). Het gewicht van een tetrapod behoeft dus slechts 38% te bedragen van natuursteen met gelijke stabiliteit.

Irribarren geeft voor tetrapoden: $f = 3,47$, $N = 0,656$ en komt daarmee op een vergelijkbaar resultaat. Waterloopkundig Laboratorium Delft vindt slechts een reductie tot 70 à 75% (lit. 2). Hierbij is zeer belangrijk de wijze waarop de blokken worden geplaatst.

De coëfficiënten zoals deze in de formules worden toegepast zijn gebaseerd op proeven met regelmatige golven. De vraag rijst wat te doen met een golfhoogteverdeling zoals deze is gegeven. Proeven in windgoten van het W.L. Delft hebben nog geen algemeen bruikbare richtlijnen verschaft. In eerste benadering mag de significante golfhoogte worden toegepast. Voor werken van enige omvang dient een modelonderzoek te worden uitgevoerd, bij voorkeur in een windgolf-goot.

De blokken van de bekleding dienen bij voorkeur in tenminste twee lagen te worden aangebracht. Een algemeen beeld van de verdere opbouw van een stenen dam is aangegeven in fig. 6 (lit. 3).

Een grote verscheidenheid wordt gevonden in de constructie van de kruin. Een eenvoudige oplossing is het doortrekken van de bekleding van gestorte steen. Bezwaar: geen weg, dus geen aanleg en onderhoud over de dam mogelijk. Bij bouw vanaf het water en grote lengte wel goedkoop (Europoort).

Wanneer de dam een lage kruin heeft is de stabiliteit van de blokken op de kruin veelal bepalend, zoals in Europoort het geval is.

Een weg op de kruin zal moeten worden gefundeerd op het relatief fijnere kernmateriaal.

Voor de stabiliteit van de dam is het aanbrengen van een bodemverdediging vóór de dam noodzakelijk (indien althans de bodem uit los materiaal bestaat). Eveneens dient aandacht te worden geschonken aan een goede overgang van de grove steen naar het zand. Aan de teen en in de dam ontstaan grote verhangen in het steenpakket, en dus grote snelheden.

In extreme gevallen kunnen de verhangen in de orde van 30% zijn. Zand met $d_{50} = 0,2$ mm onder grind met $d_{50} = 30$ mm gaat reeds bewegen indien in het grindpakket een verhang van ruim 10% optreedt. Bij dammen die geheel uit natuursteen zijn opgebouwd bestaat de onderste laag en de kern gewoonlijk uit "quarry-run" die meestal (niet altijd!) een voldoende fijne fractie bezit. Een niet onbelangrijke stabilisatie treedt op wanneer de steen wat in het zand is gezakt. Men moet dan uiteraard rekening houden met een zetting van de dam.

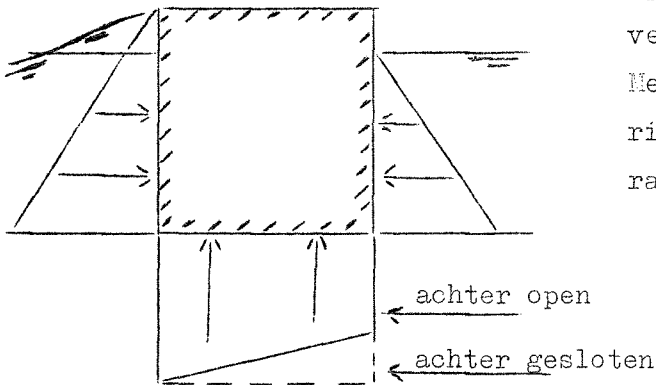
MONOLIET CONSTRUCTIES

Het principe van een monoliet constructie is gegeven in fig. 9. Bij dit type vormt het massief van de dam een samenhangend geheel. De stabiliteit wordt ontleend aan het gewicht en de standzekerheid van dit massief. Bij een uitvoering als blokmuur dienen de blokken dus onderling te zijn verbonden, dan wel door hun vorm (nokken e.d.) tegen onderling verplaatsen te zijn verzekerd. In verband met de uitvoering (het hanteren van de samenstellende delen) heeft dit type veelal een grote helling (nagenoeg verticaal).

Het stabiliteitsprobleem bij monoliet constructies ligt heel anders dan bij de stenen dam. In de eerste plaats zullen de golfkrachten op een constructie met gesloten, gladde verticale wand worden beschouwd (b.v. een caisson). Stel dat de wand zo hoog is dat geen overslag optreedt, en dat in de beschikbare waterdiepte geen brekende golven voorkomen.

Zoals gezegd zal de golfenergie nu volledig worden teruggekaatst; er ontstaat een staande golf. Op grond van de beschikbare golftheorieën kunnen de

drukken tegen de wand worden berekend (Sainflou, Iribarren e.a.). Een dergelijke benadering is gegeven in fig. 10. De overeenstemming tussen experiment en berekening is voor deze gevallen redelijk. De belasting fluctueert met de golfperiode T . Bij een evenwichtsbeschouwing van de caisson dienen natuurlijk ook de waterdrukken onder de caisson in rekening te worden gebracht. Bij een

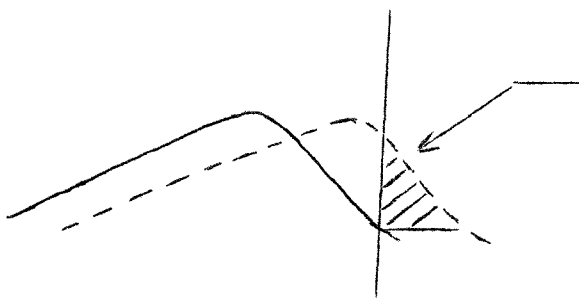


open fundering van stortsteen is het drukverloop vrijwel lineair.

Men moet echter oppassen indien de fundering aan de achterzijde dicht zou kunnen raken (b.v. bij een zandaanvulling).

De berekening van de stabiliteit levert overigens geen problemen op. Wel is duidelijk dat in dit geval de belasting van één enkele golf bepalend is voor de stabiliteit. Men mag dus niet rekenen met significante golfhoogten. De ontwerpgolf is de maximale individuele golfhoogte waarvoor de constructie stabiel moet zijn.

Helaas is het beeld in de natuur aanzienlijk gecompliceerder dan hiervoor opgegeven. Een zuiver periodieke staande golf treedt vrijwel nooit op. De golfbeweging is onregelmatig, waardoor de situatie kan ontstaan dat een voortbewegend golffront met grote snelheid de wand treft.



verplaatsing golffront bij afwezigheid van de wand.

De gearceerde hoeveelheid water zal naar boven moeten ontwijken.

De benodigde verticale versnelling en horizontale vertraging kan alleen ontstaan door drukken tegen de wand. (Deze voorstelling is van Iribarren). Het is duidelijk dat de belastingen zullen toenemen naarmate de steilheid en voortplantingssnelheid van het golffront groter zijn. De tijd waarin de belasting toeneemt tot de maximale waarde is een orde kleiner dan de golfperiode (soms niet meer dan $1/100$ sec.). Deze belasting zal in het vervolg worden aangeduid als dynamische belasting. De hiervoor behandelde periodieke belasting als quasi-statisch. Het totaal is een superpositie van beide belastingen. Een voorbeeld van een dergelijk belastingverloop is gegeven in fig. 11A.

De grootste drukken zullen voorkomen in de omgeving van de gemiddelde waterstand. Een theoretische afleiding van de grootte van de dynamische belastingen is niet te geven.

Toch bestaan er formules (o.a. van Minikin) maar aan de waarde hiervan moet sterk worden getwijfeld, terwijl het statistische karakter van de belastingen er niet in tot uitdrukking komt. De belasting is van vele factoren afhankelijk, zoals golfhoogte, -periode, -vorm, de opeenvolging van golven enz. Het gevolg is dat elke golf een andere belasting geeft en dat zelfs geen direkt verband wordt gevonden tussen golfhoogte en belasting. Voor gegeven omstandigheden (H_s , T) kunnen de belastingen dan ook slechts worden weergegeven in de vorm van een waarschijnlijkheidsverdeling. Hierop wordt later nader ingegaan.

Een tweede type dynamische belasting doet zich voor bij brekende golven. Het mechanisme is in feite niet veel anders dan in het eerstgenoemde geval. Wel zal het front van de brekende golf steiler zijn dan in het hiervoor geschetste geval, en de belasting daardoor in het algemeen groter.



Het is bovendien mogelijk dat lucht wordt ingesloten die werkt als een veer tussen het water en de wand. Aan de hand van deze voorstelling heeft Bagnold getracht de grootte en de duur van de belasting uit te drukken als functie van de dikte van het luchtkussen. Dit geeft uiteraard geen

kwantitatieve uitkomst omdat deze dikte niet bekend is.

Het karakter van de dynamische belastingen zal nu verder worden nagegaan aan de hand van enkele voorbeelden.

Figuur 12 geeft een voorbeeld van simultaan gemeten drukken op een caisson met verticale wand. De grootste waarden treden hier juist boven de gemiddelde waterstand op. In de beschouwde golfbeweging komen brekers voor, mede door de fundering van gestorte steen. De stijgtijd van de dynamische belasting is bijzonder klein, typisch voor een plaatselijke belasting door een brekende golf. Beschouwt men de totale kracht in een verticaal, dan blijkt uit een sommatie van de posities I, II en III reeds dat de stijgtijd van de totale belasting belangrijk groter zal zijn. Globaal geldt bij verticale wanden dat voor plaatselijke drukken de stijgtijd 1 - 20 milliseec. is, en voor totaal belastingen 100 - 500 milliseec.

Genoemd is reeds het statistische karakter van de grootte van de belastingen.

In fig. 13 is een voorbeeld gegeven voor de totale belasting in een verticaal. Hierbij is naast de totale belasting (quasi-statisch + dynamisch) de quasi-statische belasting afzonderlijk gegeven.

Bij de kleinste golfhoogte ($H_s = 5,2$ m) is in het gegeven voorbeeld ook de waterstand het laagst, en dus de kruinhoogte t.o.v. de waterstand het grootst. Het gevolg hiervan is dat de quasi-statische belastingen voor $H_s = 5,2$ m en $H_s = 6,2$ m vrijwel gelijk zijn, terwijl de dynamische belasting voor $H_s = 5,2$ m belangrijk groter is dan voor $H_s = 6,2$ m. Hieruit blijkt dat de belastingen sterk afnemen wanneer het water kan ontwijken over de kruin van de constructie.

Men mag verwachten dat de dynamische belasting zal afnemen wanneer men de wand achterover laat hellen. Dit is inderdaad het geval (zie fig. 14).

Bij een helling van 60° is de totale belasting veel kleiner, hoewel de quasi-statische component nauwelijks verschilt van die bij 90° . Opvallend is de toename bij hellingen kleiner dan 45° . De oorzaak hiervan is dat de waterbeweging essentieel verandert. De dynamische belastingen bij $\alpha > 45^\circ$ zijn in het gegeven voorbeeld het gevolg van de onregelmatigheid van de golven (geen brekers). Het merendeel van de golfenergie wordt teruggekaatst.

Bij flauwere hellingen breekt de golf op het talud. Vanzelfsprekend is de overgang niet discontinu, en o.m. afhankelijk van golfsteilheid en waterdiepte. Toch geeft fig. 1 ook een duidelijke afname van de terugkaatsing te zien bij $\alpha < 45^\circ$. Voor de belasting betekent het breken een toename van de dynamische component. (Dit wil niet zeggen dat het monoliet minder stabiel zou zijn. De richting van de belasting is immers eveneens veranderd). Naast de grootte wijzigt zich ook het verloop met de tijd. De stijgtijden zijn bij de brekende golven in het algemeen weer korter. Voorbeelden van geregistreerde belastingen zijn gegeven in fig. 11.

Wat betekenen nu de golfbelastingen voor de stabiliteit van de constructie? Bij de quasi-statische belastingen ligt dit probleem vrij eenvoudig. De krachten op het voorvlak kunnen worden gemeten of berekend, indien de maatgevende golfbeweging bekend is. De drukken aan de teen van het monoliet zullen zich onder normale omstandigheden ook onder de constructie voortplanten. De stabiliteit tegen schuiven en kantelen kan nu worden nagegaan, terwijl ook het evenwicht van de fundering geen al te grote problemen oplevert. Dit alles omdat de fluctuaties zo langzaam zijn dat de belasting als statisch mag worden beschouwd. Veel moeilijker is de behandeling van de dynamische component. Beschouwt men het monoliet als een stijf geheel dan kan bezwijken van de constructie een gevolg zijn van:

a schuiven

b kantelen

c bezwijken van de fundering

Het eenvoudigste geval is het schuiven. Het is echter niet meer zo dat een horizontale belasting groter dan de wrijving tussen monoliet en fundering noodzakelijk tot schade of bezwijken leidt.

Immers, onder een kort durende stoot zal het monoliet nauwelijks bewegen. Daarbij komt dat bij zeer kleine verplaatsingen van het massief op een steenstorting de laatste in de oorspronkelijke toestand kan terugkeren. De dynamische belastingen behoeven dus niet bepalend te zijn voor de stabiliteit tegen schuiven. Figuur 15 geeft een voorbeeld van verplaatsingen onder invloed van een enkele belastingpiek (in een eenvoudige schematisatie).

Bij $\tau \leq 1$ sec is een overschrijding van de wrijving acceptabel.

Vergelijkt men de dynamische en quasi-statische belasting voor $\alpha = 90^\circ$ (fig. 13) dan mag worden verwacht dat de dynamische component in dit geval bepalend zal zijn.

Uit fig. 14 blijkt dat de totale belasting voor $\alpha = 60^\circ$ belangrijk kleiner is dan voor $\alpha = 90^\circ$, terwijl reeds eerder is gesteld dat de quasi-statische belasting voor beide gevallen ongeveer gelijk is. Het is dan ook zeer wel mogelijk dat voor $\alpha = 60^\circ$ de quasi-statische belasting bepalend is voor de stabiliteit tegen schuiven.

Een exacte berekening van de stabiliteit tegen kantelen is zeer moeilijk. Men kan echter met redelijke zekerheid stellen dat de impuls van de dynamische belasting te klein is om de constructie te doen kantelen (op een stabiele fundering). Voor hoge smalle constructies, waarbij kantelen eerder kan optreden dan schuiven, zal dan de quasi-statische belasting maatgevend zijn. Zeer duidelijk echter bestaat het gevaar van bezwijken van de fundering. Hierbij zal onderscheid worden gemaakt in de steenbestorting en een zandige zeebodem. Het monoliet is op het steenbed in principe elastisch opgelegd. In een eenvoudige schematisatie kan men het monoliet als massa en het steenbed als veer beschouwen. Dit "enkelvoudig massa-veer-systeem" heeft een eigen trillings-tijd T_e . De belasting op de veer (steen) is afhankelijk van het verloop van de golfbelasting met de tijd en T_e . Om hiervan een indruk te geven is in fig. 16 de stootcoëfficiënt gegeven voor enkele belastingvormen. Slechts voor $\frac{\tau}{T_e} < 0,4$ is de stootcoëfficiënt kleiner dan 1, m.a.w. is de traagheid van de massa zo groot dat de belasting gereduceerd op de veer komt.

Hoewel nog weinig bekend is van eigen perioden van b.v. caissons op een steenbestorting mag niet worden gesteld dat dynamische belastingen met

$\tau = 100$ à 500 milliseec. niet op de fundering zouden komen. Het voornaamste probleem zit in de bepaling van de veerconstante (bedding-constante van het steenpakket). De berekening van de stabiliteit is voor het overige redelijk goed uitvoerbaar.

Moeilijker is het probleem van de stabiliteit van een zandige bodem onder de constructie. Wanneer in het zandpakket dynamische belastingen moeten worden opgenomen gebeurt dit deels door verhoging van de korrelspanning, deels door verhoging van de waterspanning. In dit laatste schuilt een gevaar. Immers de benodigde schuifspanningen kunnen alleen bij voldoende grote korrelspanningen worden geleverd.

Indien het zand een losse pakking heeft zal een vergroting van korrelspanningen en schuifspanningen alleen mogelijk zijn bij volumeverkleining van de grond. Bij een dynamische belasting kan het water niet snel genoeg uittreden en zal dan in eerste instantie de normaalspanningen opnemen. Het gevolg kan stabiliteitsverlies zijn. Dit probleem is niet opgelost. Voor het ogenblik is de enige benadering: nagaan welke spanningsverhoging in de grond zal optreden door de belasting, bepalen hoeveel hiervan door het water mag worden opgenomen en aan de hand van de dichtheid van het zandpakket (gemeten of geschat) de situatie beoordelen. Natuurlijk wordt de situatie beter naarmate het steenpakket van de fundering dikker is. In het algemeen echter mag worden gesteld dat de risico's bij het ontwerp van een monoliet constructie groter zijn dan bij het ontwerp van een stenen dam.

Buiten beschouwing is tot nu toe gebleven de stabiliteit van de teenbestorting onder golfaanval. Dat dit aandacht behoeft heeft de praktijk bewezen. Het bezwijken van de havendam "Mustafa Pasha" te Algiers is vrijwel zeker hieraan te wijten. Een gedetailleerde behandeling hiervan kan echter in deze samenvatting niet worden gegeven.

DE STEENASFALTDAM

Bij de stenen dammen is reeds gewezen op het feit dat het ontbreken van natuursteen van voldoende gewicht aanleiding kan zijn tot het toepassen van betonblokken, al dan niet van een speciale vorm. Men kan natuurlijk ook trachten een samenhangend geheel te maken, waarbij als mortel het meest in aanmerking komt: asfalt. In IJmuiden is voor de bekleding steenasfalt toegepast. Stortsteen tot ca. 50 kg werd daarbij gemengd met asfaltbeton en warm in het werk gebracht. De asfaltbekleding is voor de periodieke golfbelastingen stijf en min of meer elastisch. De lokale sterkte is dan ook niet in de eerste plaats een hydraulisch probleem, maar een vraagstuk van duurzaamheid van het materiaal. Op deze wijze ontstaat echter niet alleen een samenhangende, maar ook een gesloten

bekleding. Bekeken dient nu wèl te worden de stabiliteit van de bekledingslaag als geheel. Door de golfbeweging zal een verschil in waterdrukken ontstaan tussen binnen- en buitenzijde van de bekleding. De waterdrukken aan de buitenzijde worden in hoofdzaak bepaald door golfhoogte, -periode en taludhelling. De drukken aan de binnenzijde bovendien door de diepte waartoe de bekleding reikt, de doorlatendheid van teen en kern van de dam en de vraag of er berging in de dam mogelijk is. Een en ander wordt geïllustreerd in fig. 17. De druk aan de binnenzijde wordt enerzijds beheerst door de drukken boven de open teenconstructie. In het geschetste experiment van fig. 17 doet zich de ongunstige omstandigheid voor dat deze druk onder de brekende golf maximaal is op het moment dat de waterstand langs het talud minimaal is. In de dam is nog berging mogelijk (mits de lucht kan ontwijken!). Verder blijkt de weerstand in het steenpakket bepalend voor de waterbeweging, en niet de traagheid. Dit geeft het geschetste drukverloop. De belasting op de bekleding is dus bijzonder ongunstig. De verminderde normaalkracht van bekleding op talud (en dus minder wrijving) kan tot afschuiven van de bekleding leiden.

De gegeven beschouwing is twee-dimensionaal. Hierin zit een moeilijkheid, omdat de bekleding ook in lengterichting samenhangend is, en de golfkammen een beperkte lengte hebben (dit speelt natuurlijk ook een rol bij monoliet constructies). Tot nu toe wordt dit in de meeste gevallen als extra veiligheid geaccepteerd.

Bij het ontwerpen van gesloten bekledingen blijkt uit de geschetste belastingen zeer sterk het gevaar van steile hellingen. Een ervaring die bij dijken reeds lang bestaat. Gezien de vrij dure kern van een golfbreker (anders dan bij dijken) is het toepassen van flauwe taluds niet zo aantrekkelijk en zal de concurrentie tussen betonblokken en asfalt in het algemeen scherp zijn.

DE KEUZE VAN DE ONTWERPGOLF OF ONTWERPBELASTING.

Bij de beschouwing van de stabiliteit is tot nu toe slechts het mechanisme van de golfaanval op verschillende constructies behandeld. Daarbij werd steeds een gegeven golfbeweging beschouwd, in vele gevallen zelfs een regelmatige golfbeweging verondersteld. De vraag is nu hoe men met deze kennis komt tot het ontwerp van een constructie voor een bepaalde locatie.

Uitgangspunt zal hierbij zijn dat de gewenste golfgegevens inderdaad beschikbaar zijn.

Als voorbeeld wordt een steren dam bekeken.

Het eerste gegeven is de frekwentielijne van significante golfhoogten.

(eenvoudigheidshalve wordt een constante waterdiepte aangenomen).

Hiermee zijn in eerste benadering de omstandigheden waaraan de constructie is blootgesteld vastgelegd.

Bij de stenen dam zijn nu uit het oogpunt van stabiliteit nog variabel:

1. Het gewicht van de blokken in de bekleding (event. het type blok)
2. De helling van het talud
3. De golfhoogte waarvoor men eist dat de constructie niet wordt beschadigd (of niet bezwijkt).

Het is duidelijk dat deze variabelen onderling afhankelijk zijn. Op grond waarvan kan nu een keus worden gemaakt? Ontwerpt men in het voorbeeld van figuur 18 de constructie voor een golfhoogte van 7 m ($H_{so} = 7$ m; de ontwerpgolf waarbij nog juist geen schade optreedt) dan is de kans op het optreden van schade 10% per jaar. Men moet dus rekening houden met aanzienlijke uitgaven aan onderhoud.

Kiest men $H_{so} = 8,6$ m, dan is deze kans slechts 1%. De dam zal nu zwaarder zijn, en dus zullen de aanlegkosten hoger zijn. Het lijkt aantrekkelijk om de ontwerpgolf zo te kiezen dat de som van aanlegkosten en gekapitaliseerd onderhoud minimaal is.

De keuze is daarmee een economisch decisieprobleem geworden. Deze procedure is voor golfbrekers uitgewerkt in litt. 1. Men kan tegen deze methode een aantal bezwaren aanvoeren. Het beschikbare budget kan op een gegeven moment doorslaggevend zijn. Toch is een dergelijke beschouwing nodig om te kunnen beoordelen of men een redelijk ontwerp maakt.

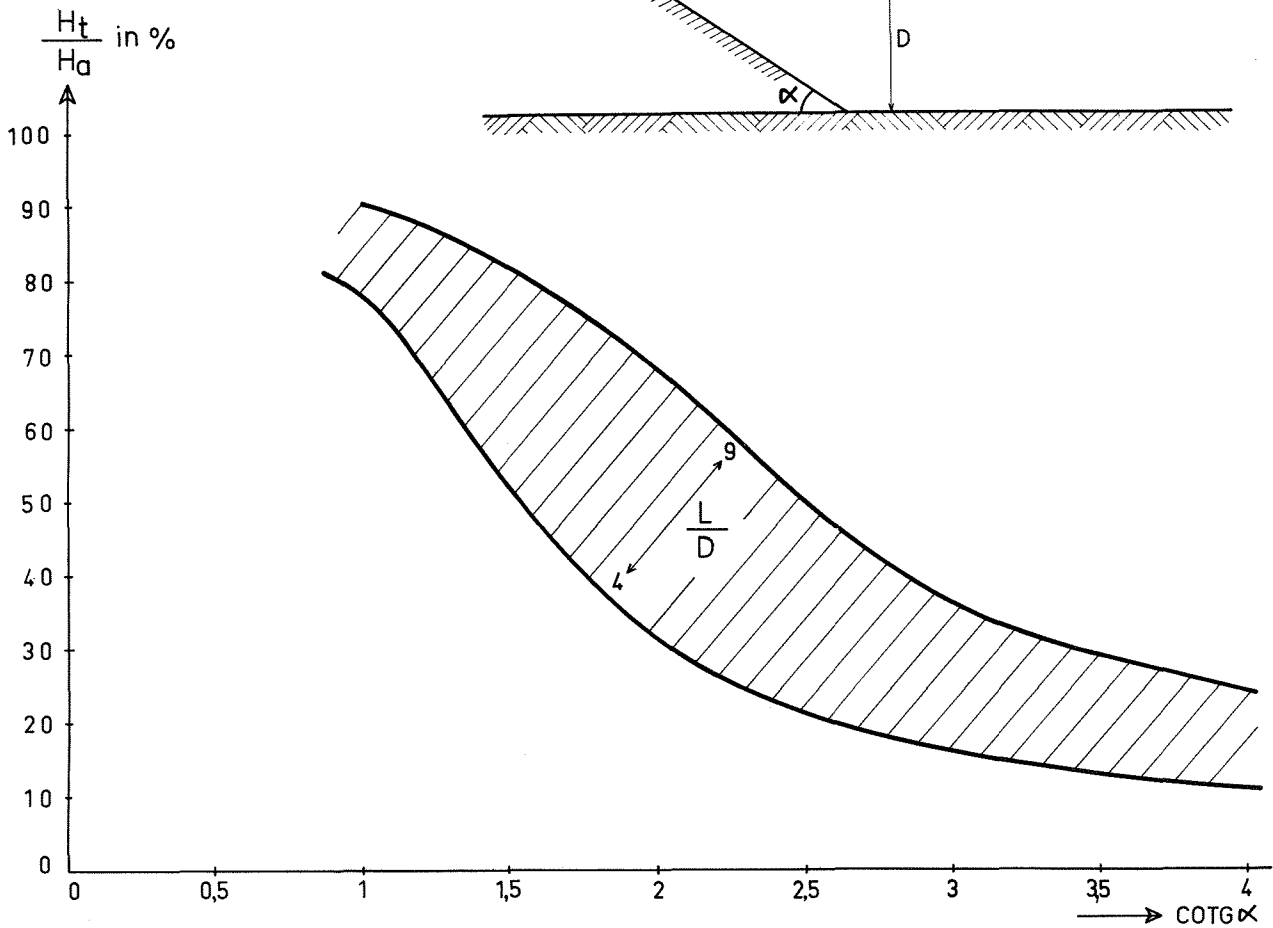
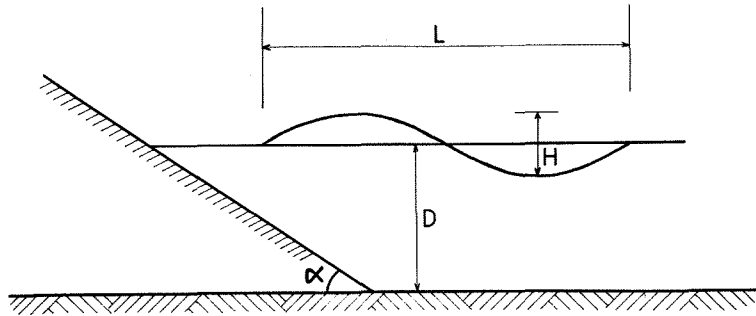
Voor een schatting van het onderhoud moet naast de frekwentielijn van golfhoogten, het gedrag van de constructie bekend zijn. Een voorbeeld hiervan is gegeven in figuur 8. Voor een gekozen klokgewicht kan bij elke H_s de schade worden bepaald, terwijl tevens de frekwentie waarmee deze schade optreedt bekend is (uit fig.18) De totale schadeverwachting wordt gevonden door de bijdragen van alle $H_s > H_{so}$ te sommeren. Deze procedure kan worden gevolgd voor verschillende blokgewichten, taludhellingen enz. De schadeverwachting kan worden uitgedrukt in een bedrag voor gekapitaliseerd onderhoud en worden opgeteld bij de aanlegkosten.

De oplossing waarbij deze som minimaal is, is in economisch opzicht het meest aantrekkelijk. Voor een gedetailleerde behandeling wordt verwezen naar litt 1 .

- 1 J. van de Kreeke and A. Paape: "On optimum breakwater design".
Proc. 9th Conf on Coastal Eng., Lisbon 1964 Waterloopkundig Laboratorium,
Publ. no. 31.
- 2 A. Paape and A.W. Walther: "Akmon armour unit for cover layers of rubblemound breakwaters" Proc. 8th Conf on Coastal Eng., Mexico 1962.
Waterloopkundig Laboratorium Publ. no. 27.
- 3 Th. Saville, W.J. Garcia, Ch. E. Lee: "Development of Breakwater Design".
21st Navigation Congress, Stockholm 1965.
Sect. II. Subj. 1

TERUGKAATSING VAN GOLVEN BIJ GLADDE

GESLOTEN TALUDS



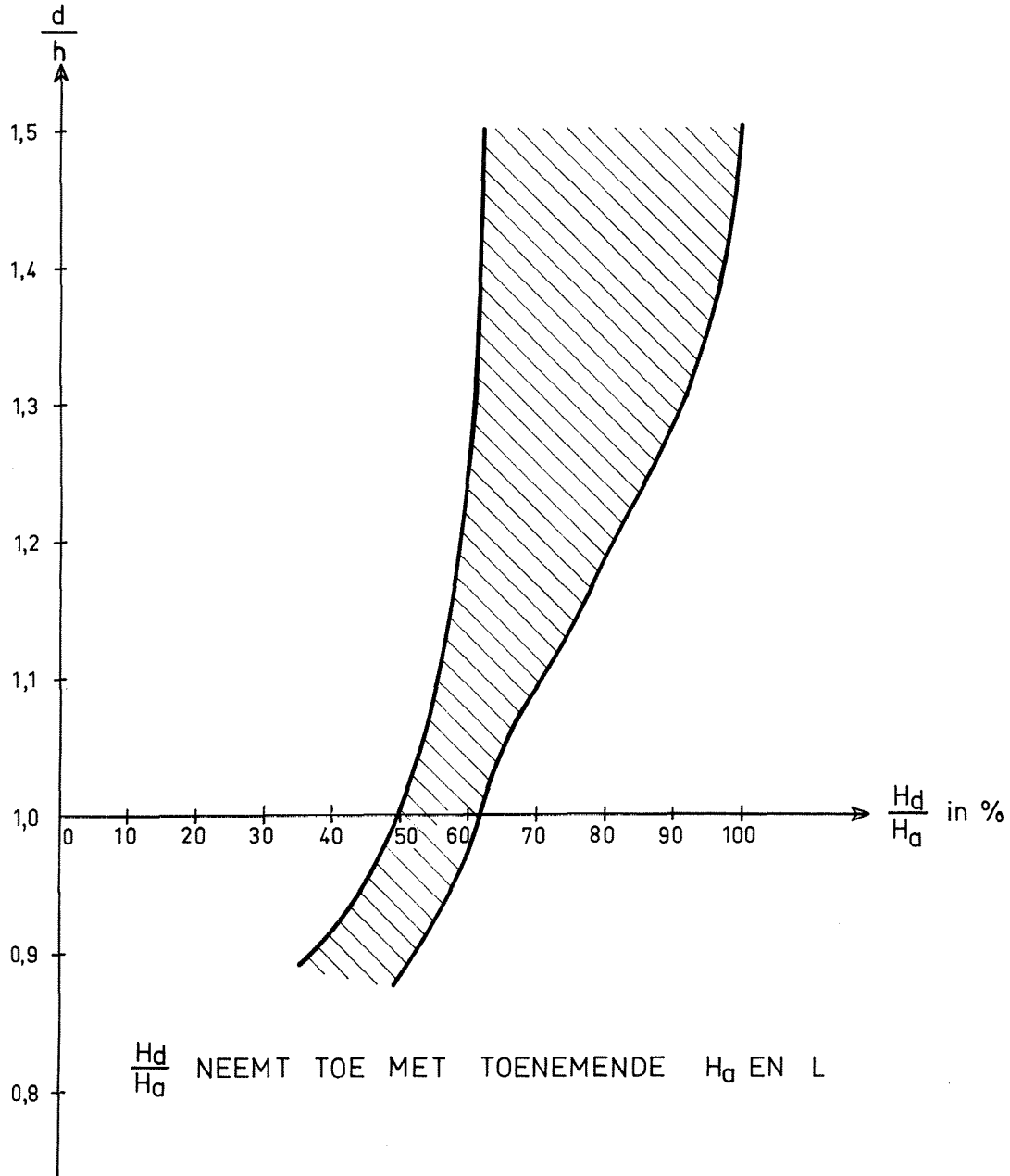
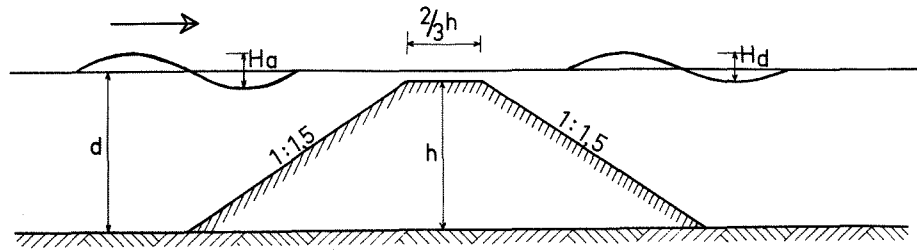
geldig voor: $4 < \frac{L}{D} < 9$

$15 < \frac{L}{H_a} < 20$

H_a = HOOGTE AANKOMENDE GOLF

H_t = HOOGTE TERUGGEKAATSTE GOLF

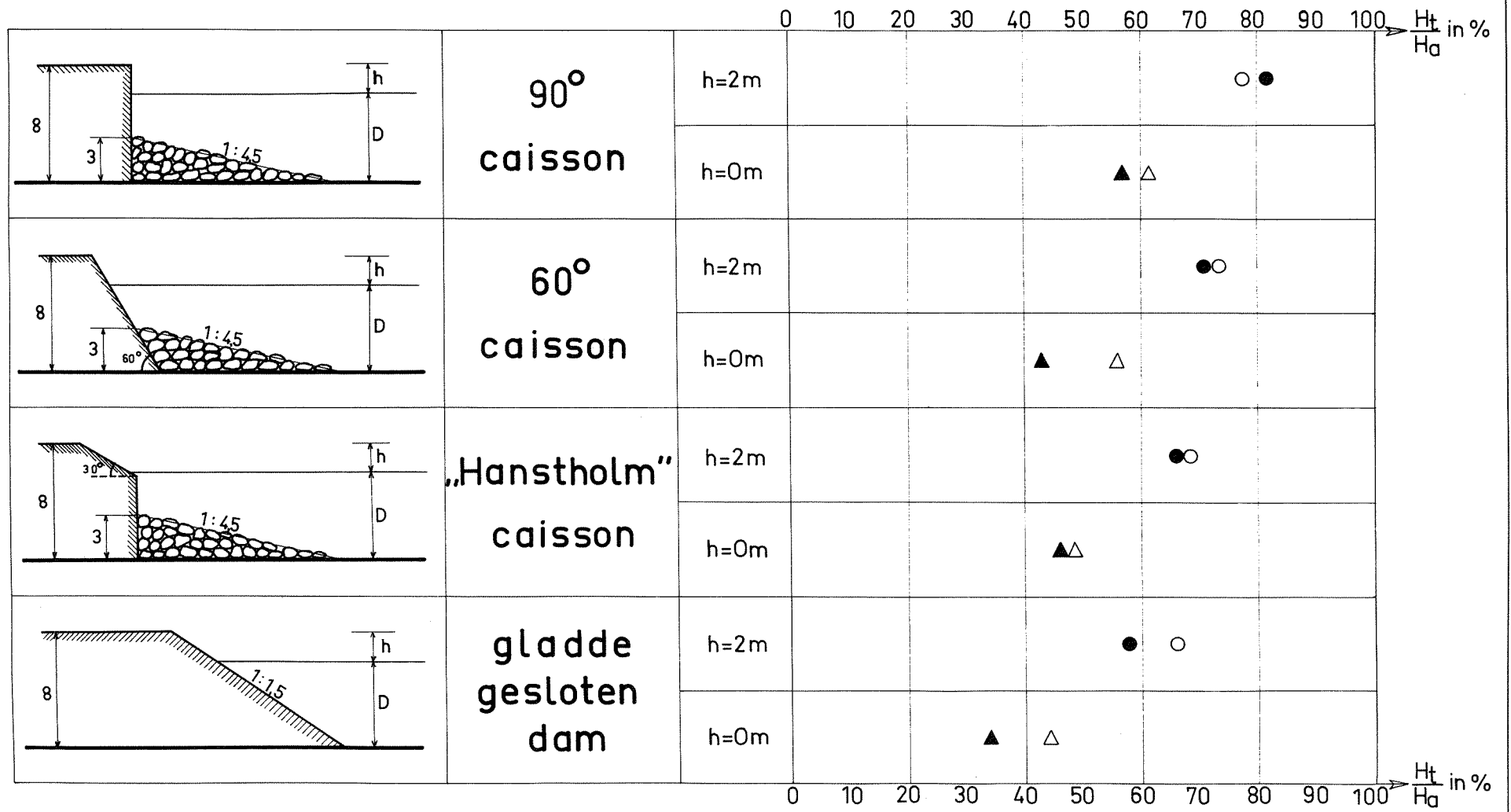
GOLFREDUCTIE BIJ BEPERKTE KRUINHOOGTE G.B.2



geldig voor: $15 < \frac{L}{H} < 50$ $4 < \frac{L}{D} < 12$

TERUGKAATSING VAN GOLVEN

G.B. 3



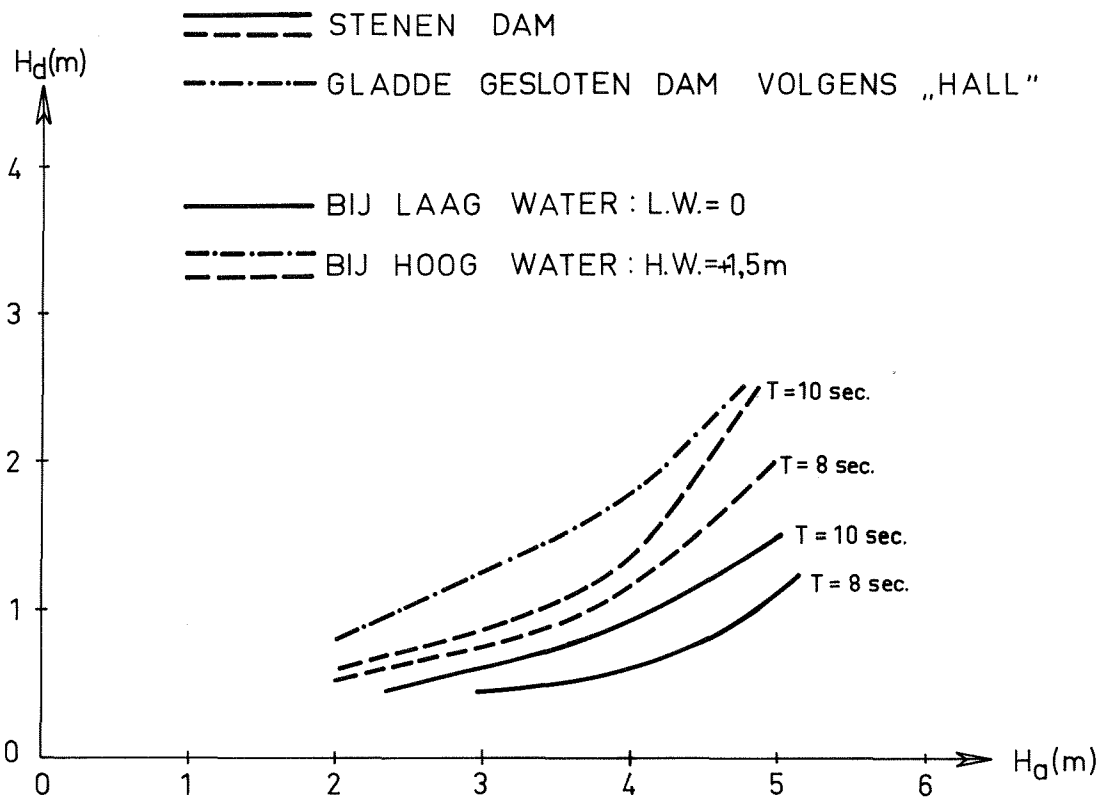
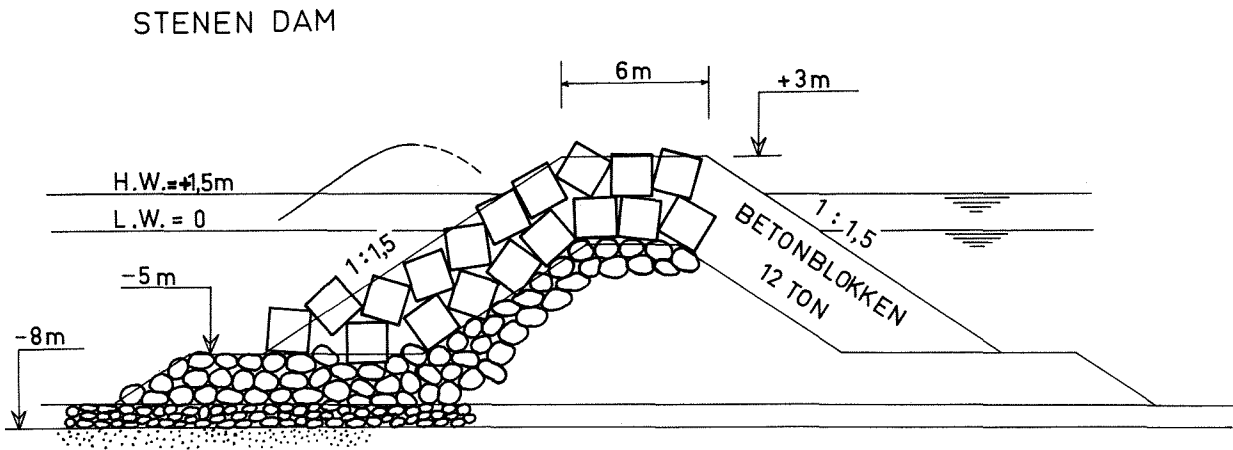
H_a = HOOGTE AANKOMENDE GOLF = 2m

H_t = HOOGTE TERUGGEKAATSTE GOLF

T = GOLFPERIODE

● ▲ T = 8 sec.

○ △ T = 12 sec.



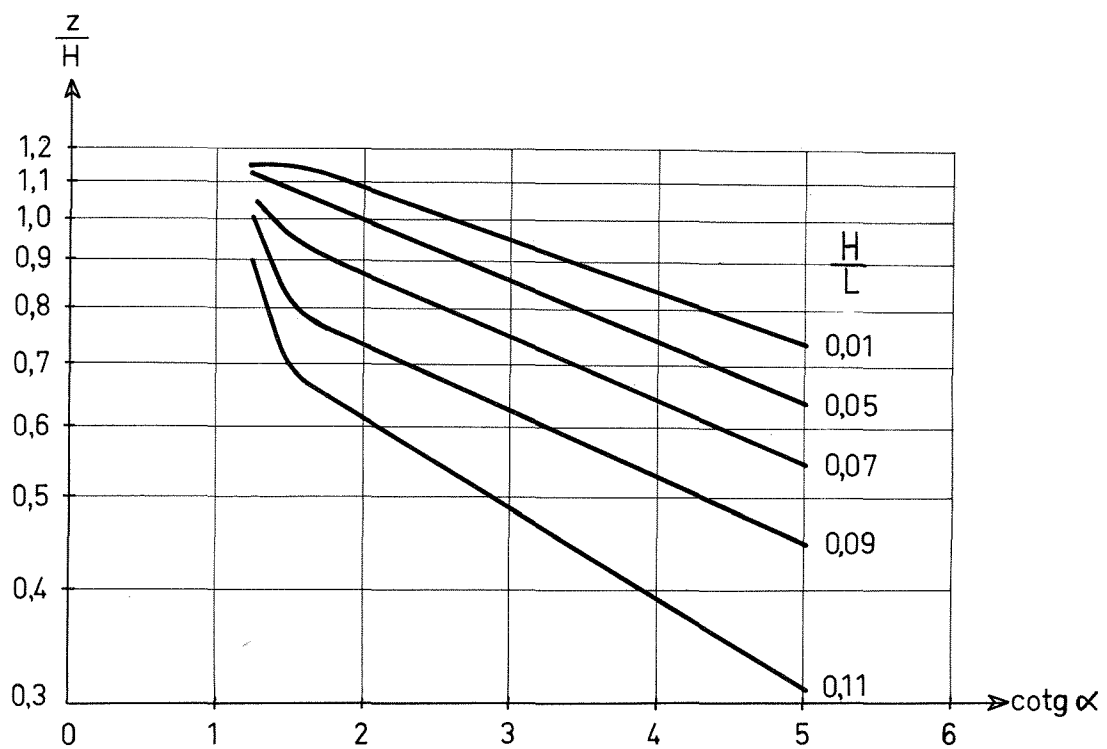
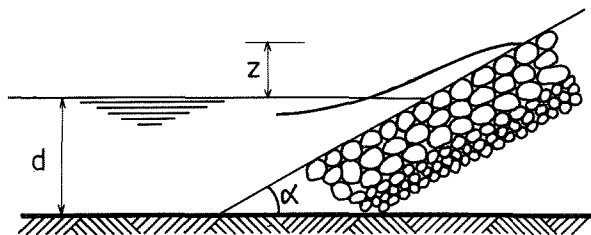
H_a = HOOGTE AANKOMENDE GOLF

H_d = HOOGTE DOORGAANDE GOLF

GEBASEERD OP PROEVEN MET

REGELMATIGE GOLVEN

GELDIG VOOR $\frac{d}{H} > 3$



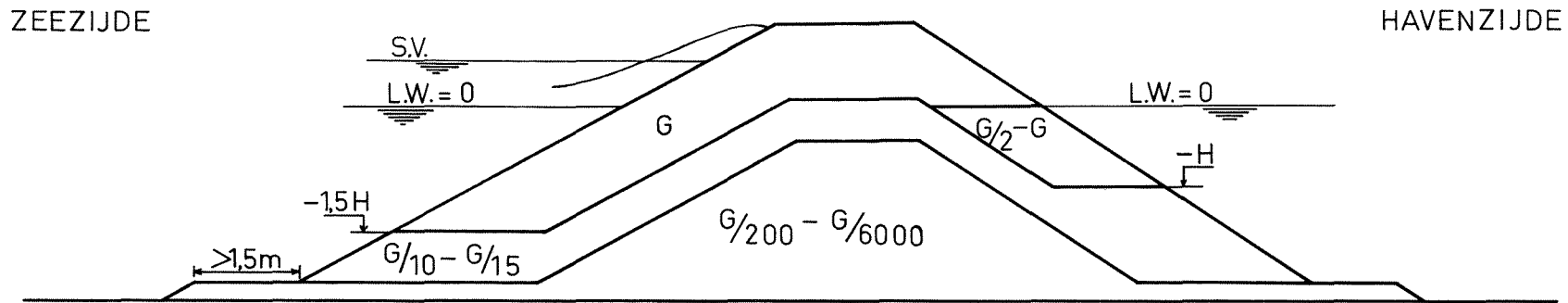
H = GOLFHOOGTE

L = GOLFLENGTE

z = HOOGTE GOLFOPLOOP BOVEN GEMIDD. WATERSTAND

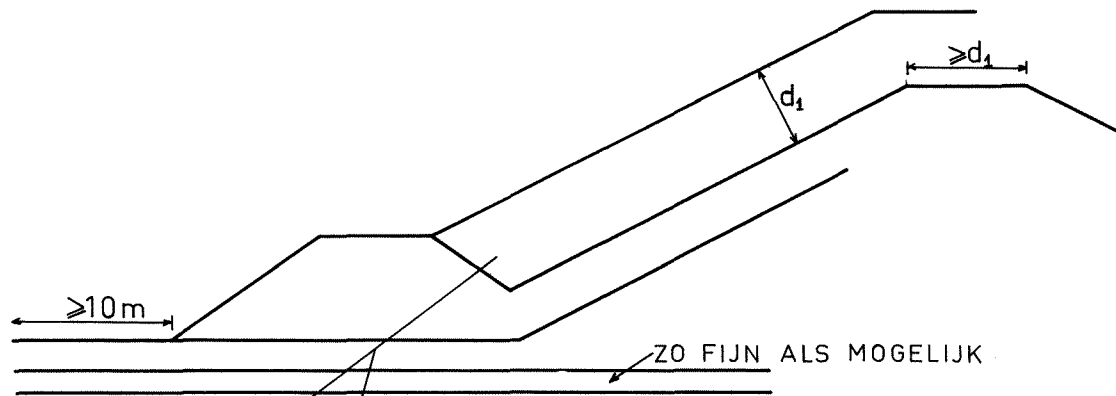
DWARSPROFIEL STENEN DAM

G. B. 6



THEORETISCH PROFIEL BIJ TOEPASSING VAN 3 LAGEN. DIEP WATER.

(TH. SAVILLE E.A. XXIst NAVIGATION CONGRESS, STOCKHOLM 1965 SECT. II SUBJECT 1)



THEORETISCH PROFIEL TEEN WATERLOOPKUNDIG LAB. DELFT.

ZO GOED MOGELIJK BENADEREN IN PRAKTISCHE UITVOERING.

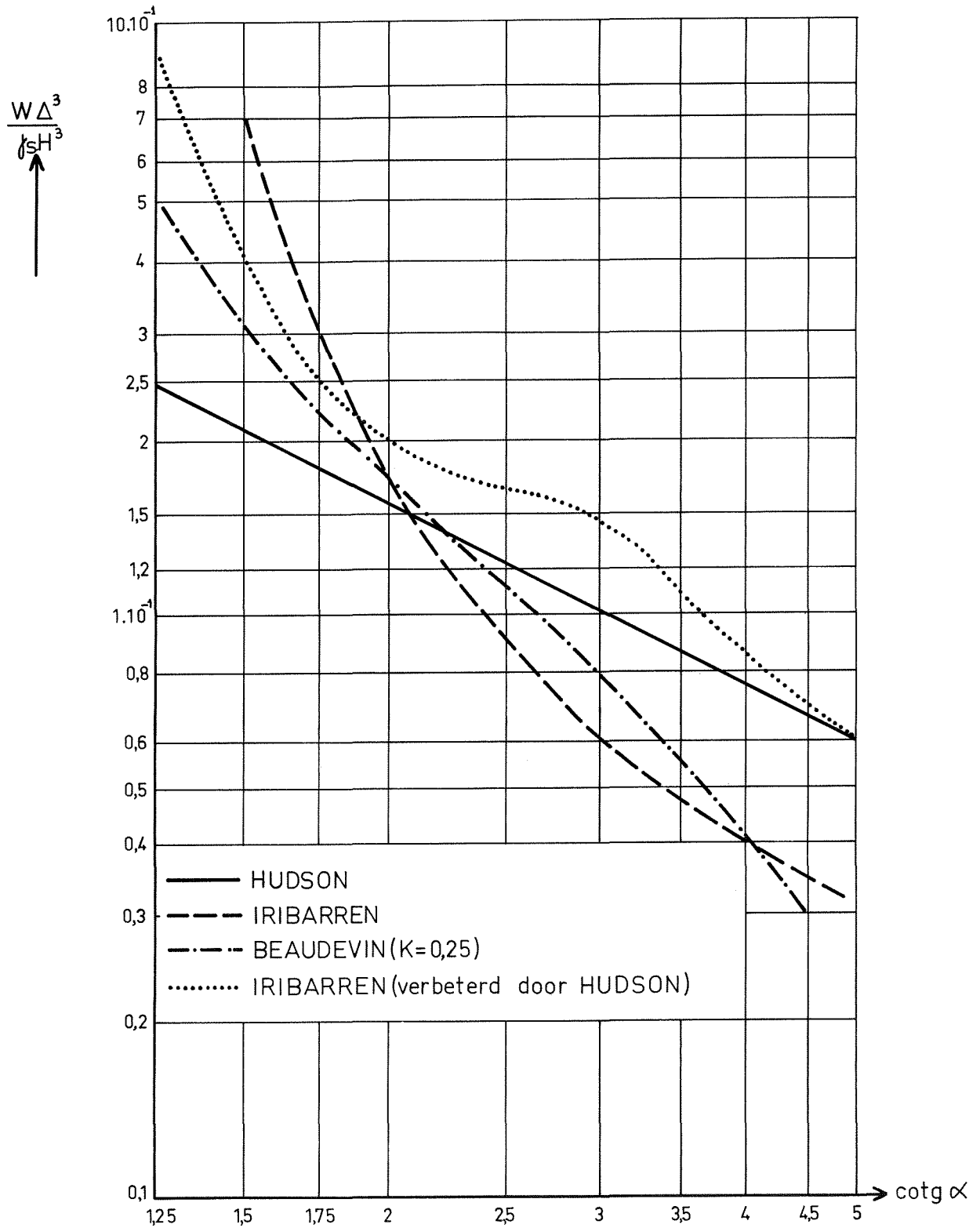
d_1 MOET MINSTENS 2 BLOKKEN BEVATTEN.

$$d_1 \sim 2,1 - 2,4 \cdot \sqrt[3]{\frac{G}{\beta_s g}}$$

met: G = BLOKGEWICHT (Newtons)

β_s = DICHTHEID STEEN (kg/m^3)

g = VERSNELLING ZWAARTEKRACHT (m/sec^2)



α = HELLINGSHOEK TALUD

W = STEENGEWICHT

H = GOLFHOOGTE

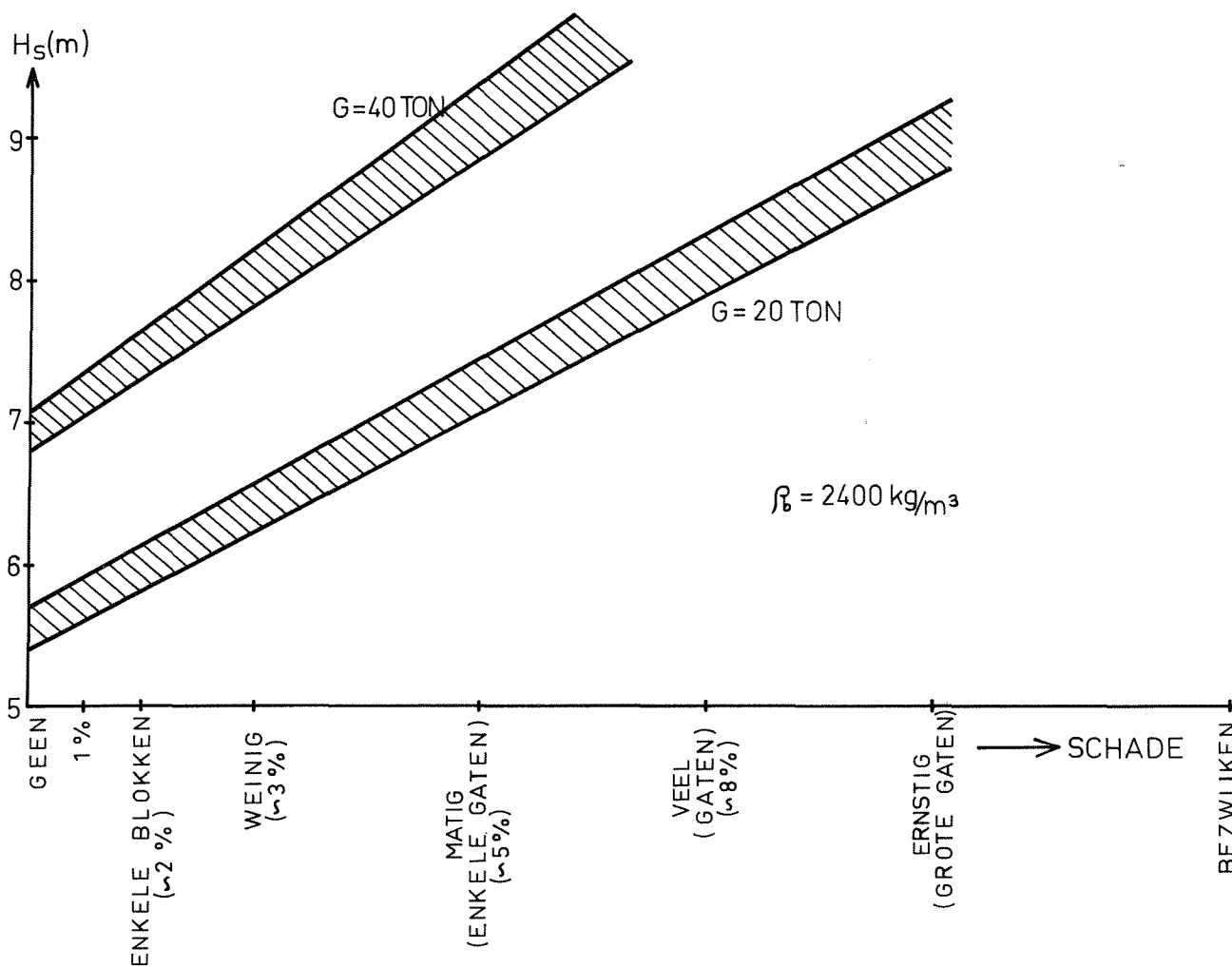
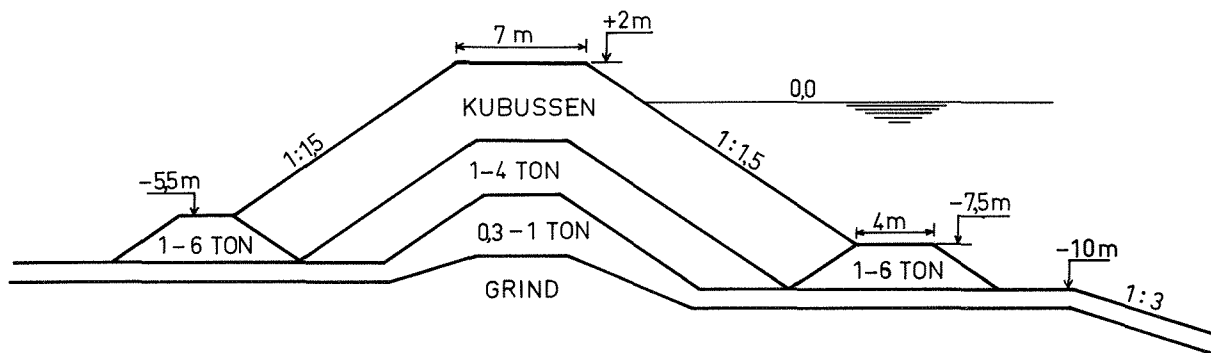
ρ_s = DICHTHEID STEEN

ρ_w = DICHTHEID WATER

g = VERSNELLING ZWAARTEKRACHT

$f_s = \rho_s \cdot g$

$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$

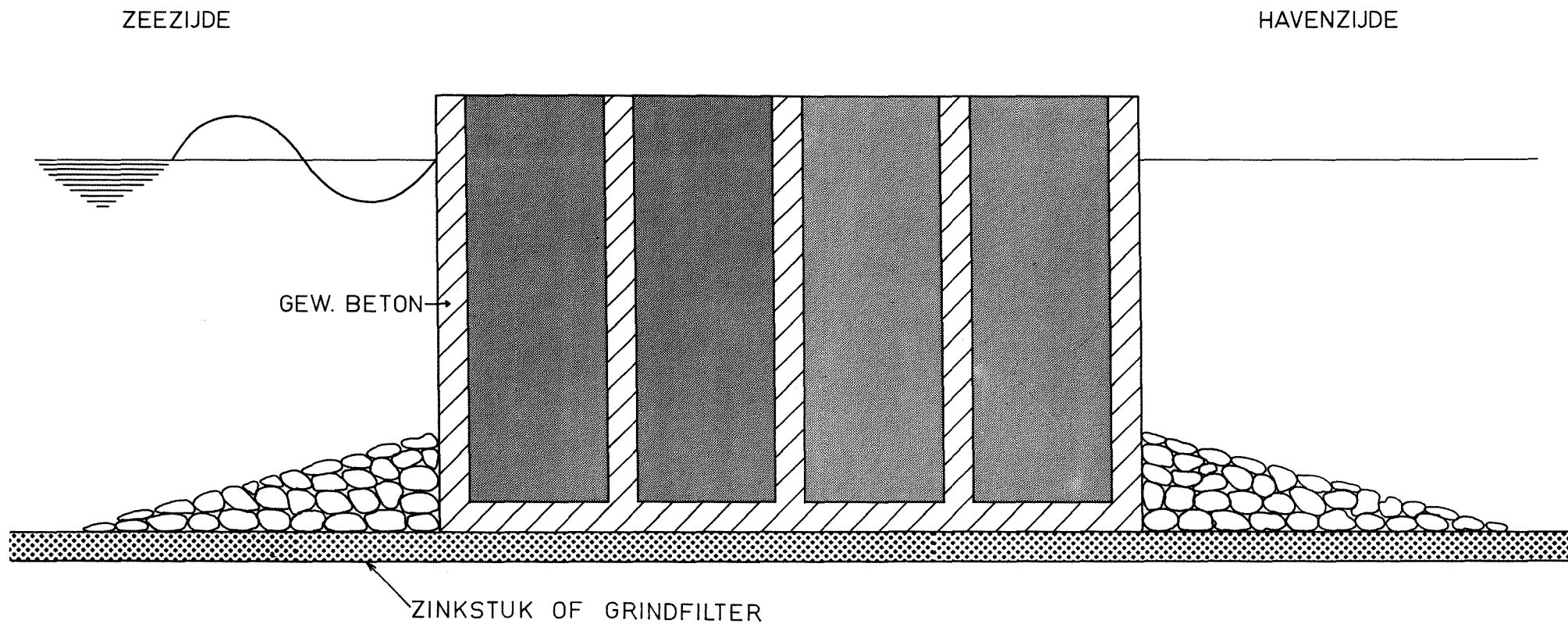


% BLOKKEN HEEFT BETREKKING OP HET TOTAAL AANTAL KUBUSSEN

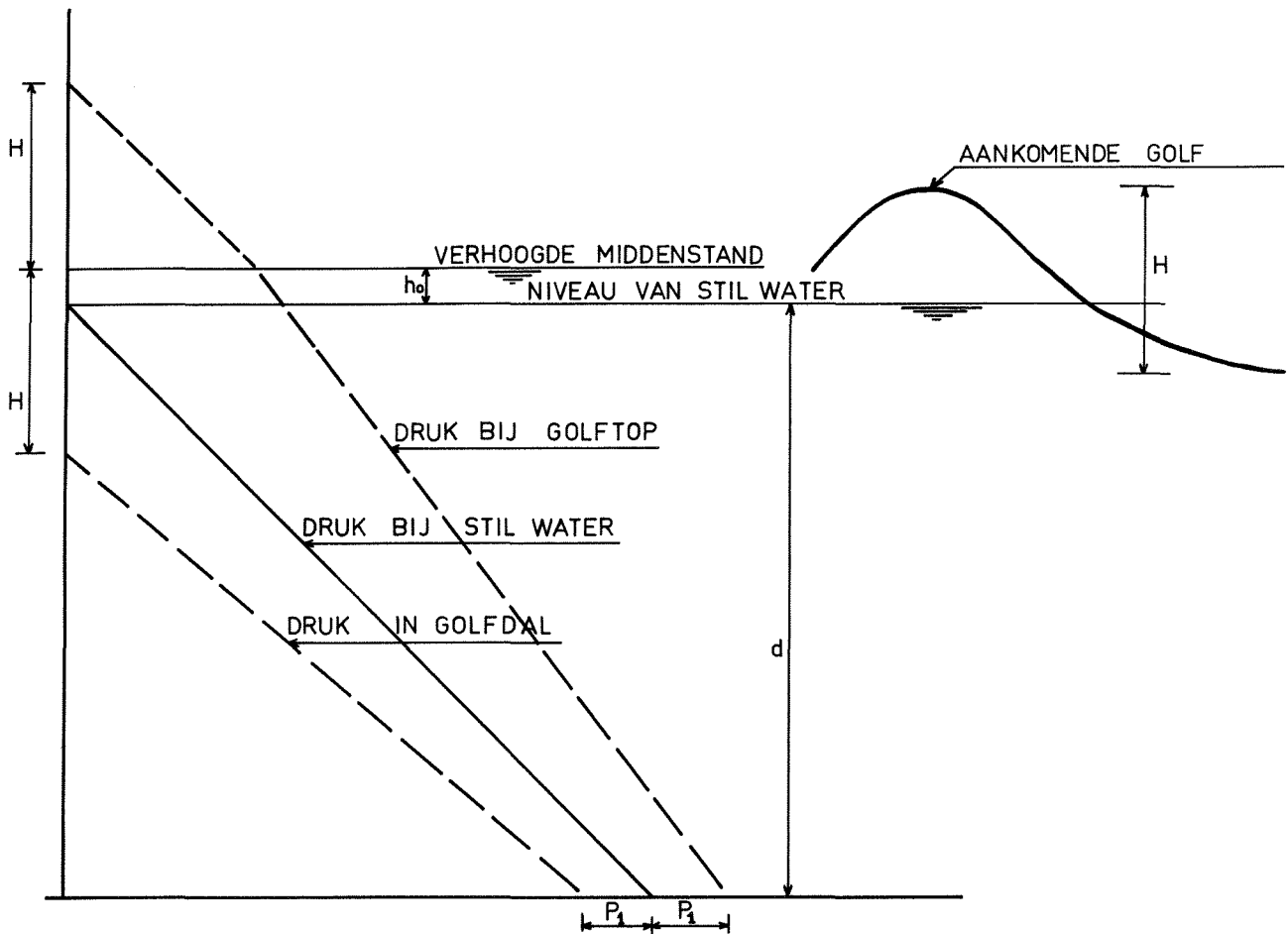
SCHADE VOORAL AAN DE KRUIJN

DWARSPROFIEL MONOLIET CONSTRUCTIE

G.B.9



QUASI-STATISCHE BELAST. TEGEN VERT. WAND. G.B. 10



P_1 = DRUKFLUCTUATIE T.G.V. STAANDE GOLF BIJ DE BODEM

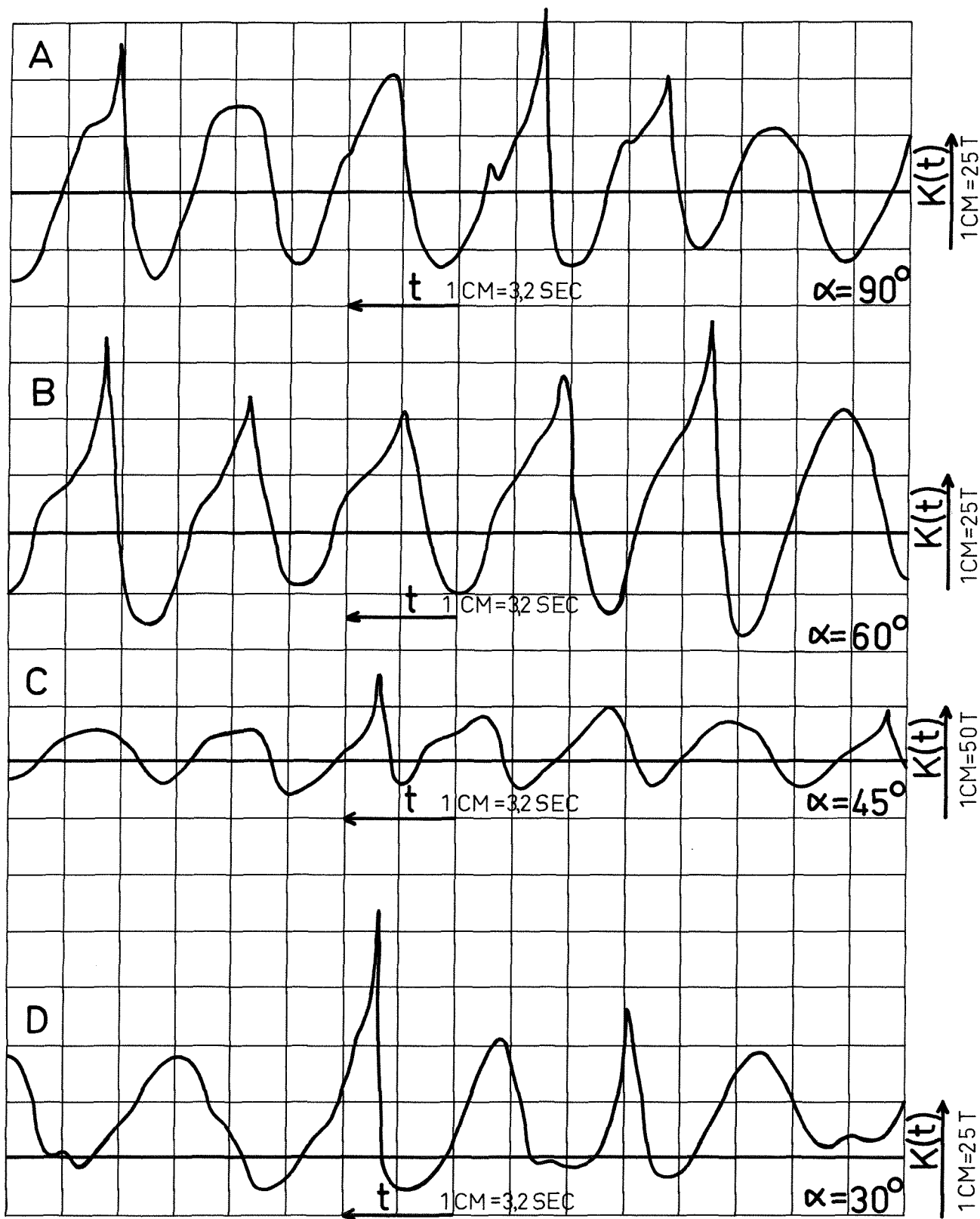
$$P_1 = \frac{\rho g H}{\cosh \frac{2\pi d}{L}}$$

L = GOLFLENGTE

h_0 = VERHOOGDE MIDDENSTAND DOOR TROCHOIDALE VORM

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \operatorname{cotgh} \frac{2\pi d}{L}$$

voorbeelden van registraties



$H_s = 6,2m$

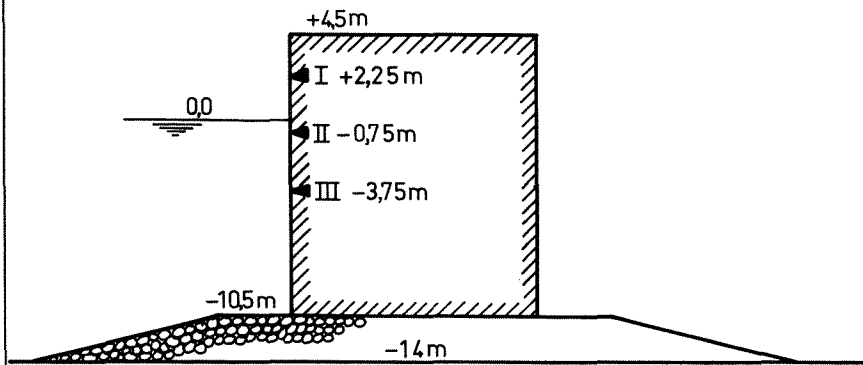
$d = 14,5m$

NAAR: RIJKSWATERSTAAT, WATERLOOPKUNDIG LAB.

VOORONDERZOEK EUROPOORT

GOLFBELASTING VERTIKALE WAND.

G.B.12

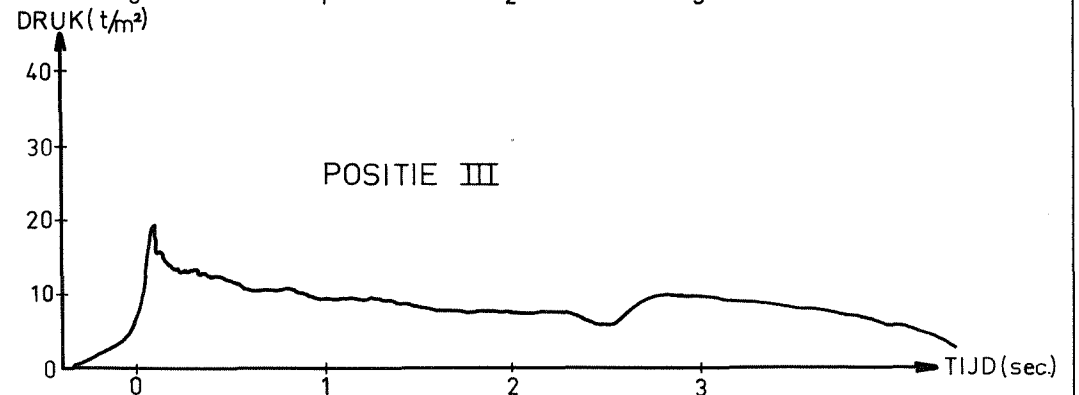
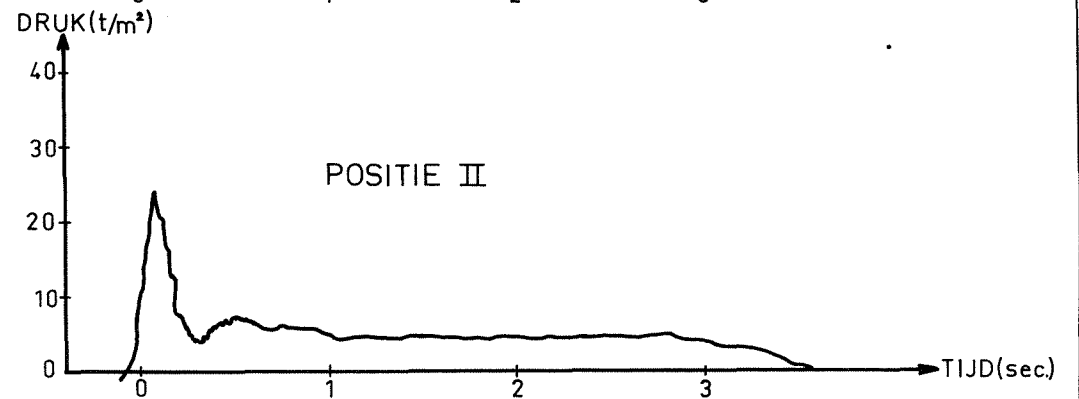
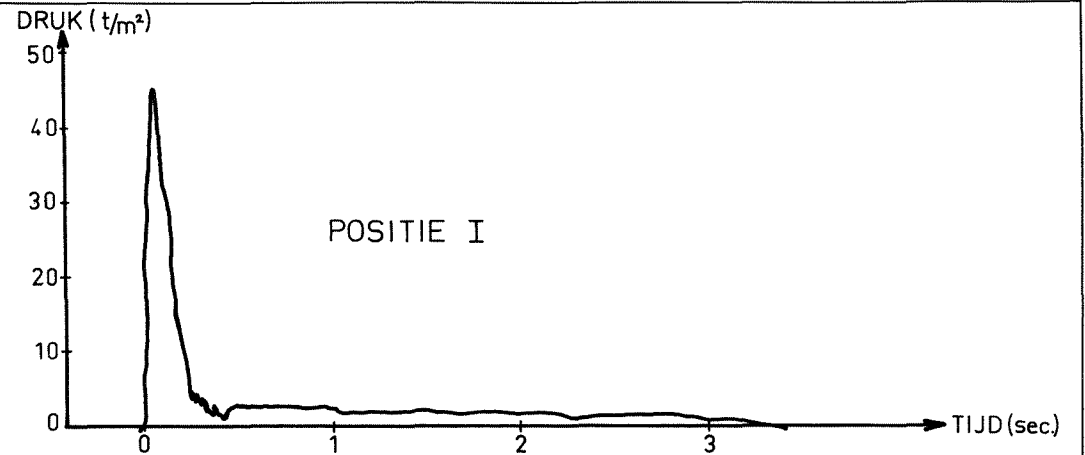


GOLVEN: $H_s = 6,4 \text{ m}$
 $T = 10,4 \text{ sec.}$

GELIJKTIJDIG GEMETEN PLAATSELIJKE DRUKKEN
BIJ GOLFBEWEGING WAARIN BREKERS VOORKOMEN

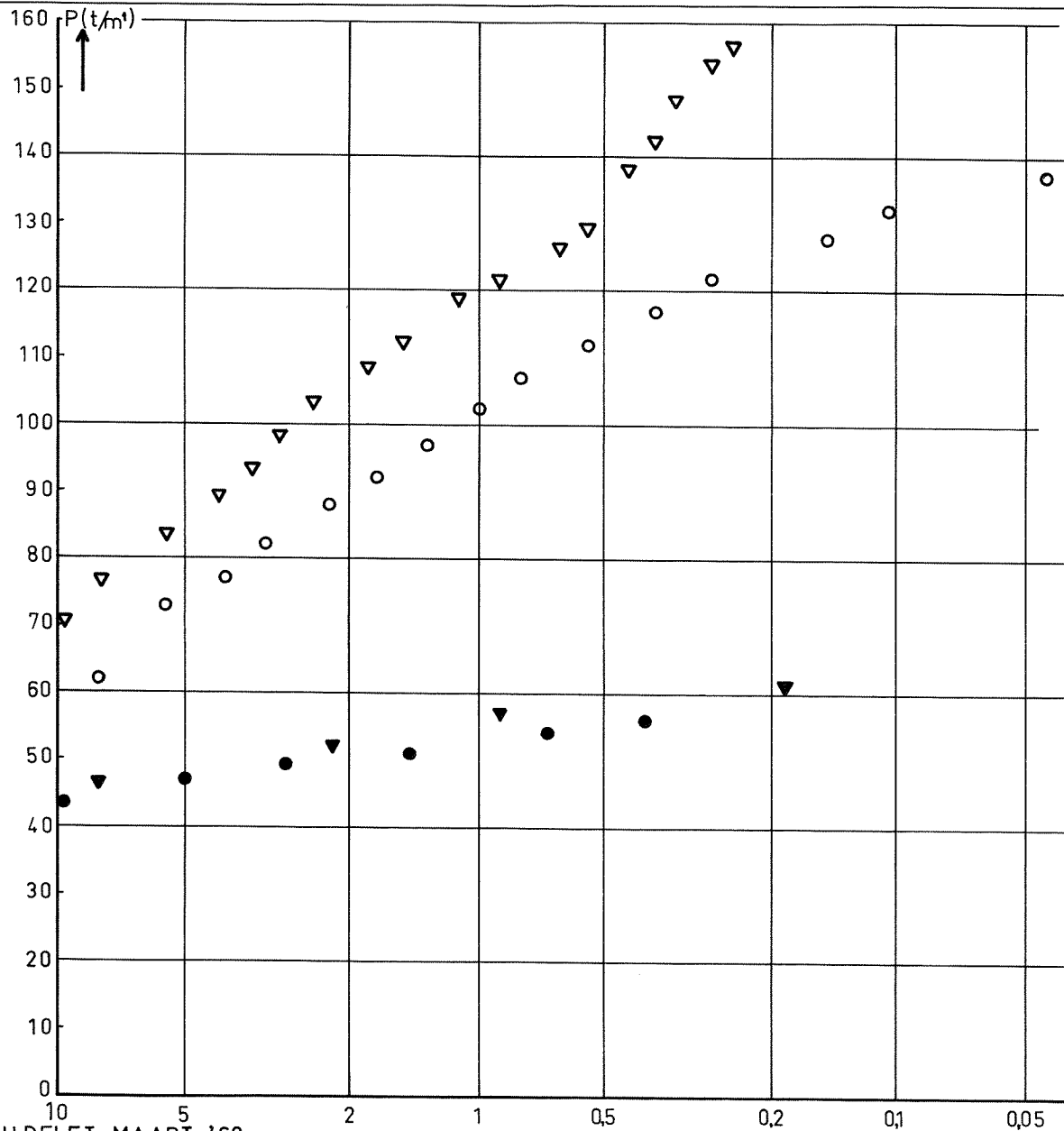
NAAR: WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM DELFT 1960

T.H.DELFT MAART'68

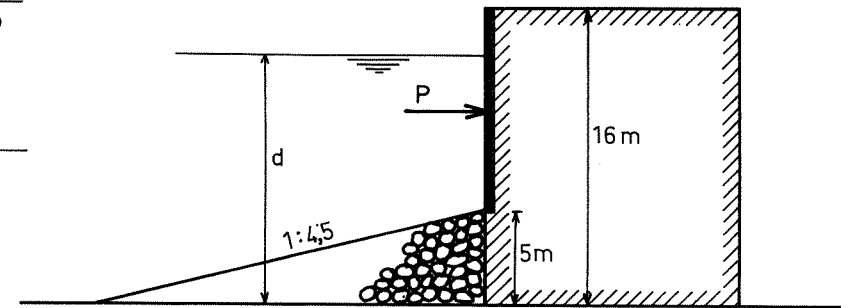


GOLFBELASTING OP VERTIKALE WAND

G.B.13



N.B. DE BELASTING IS EXCLUSIEF DE HYDROSTATISCHE DRUK BIJ STIL WATER



○ $P_{tot.}$ } $H_s = 6,2m$ $T = 7$ sec.
 ● $P_{stat.}$ } $d = 14,5m$

▽ $P_{tot.}$ } $H_s = 5,2m$ $T = 7$ sec.
 ▼ $P_{stat.}$ } $d = 12m$

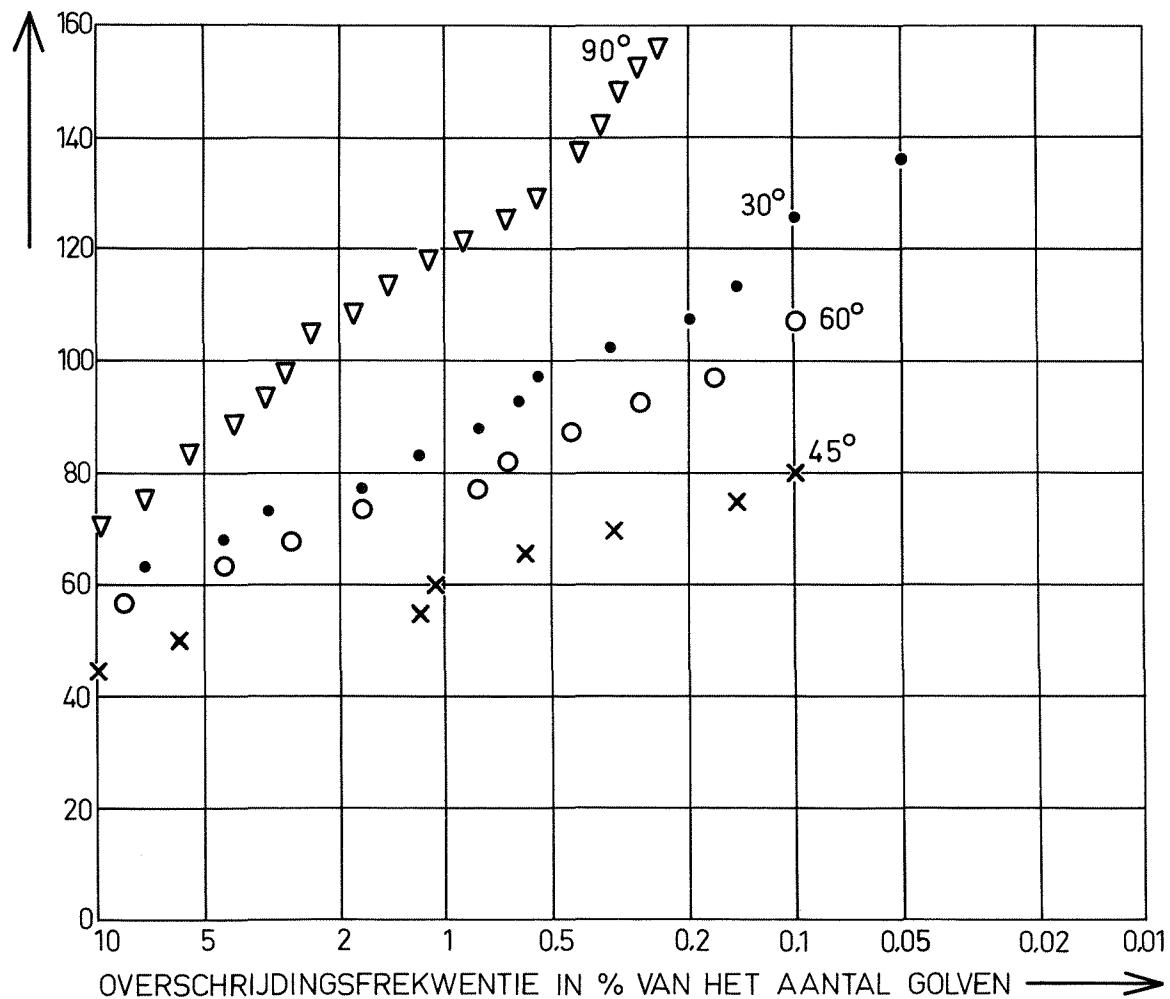
$P_{tot.}$ = STATISCHE + DYNAMISCHE BELAST.

$P_{stat.}$ = STATISCHE BELASTING

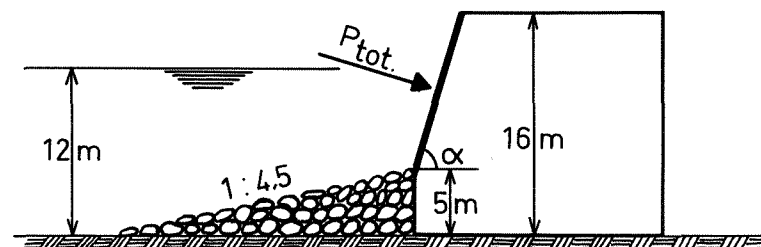
NAAR : RIJKSWATERSTAAT, WATERLOPKUNDIG LAB.
 VOORONDERZOEK EUROPOORT 1962

→ OVERSCHRIJDINGSFREKW. IN % VAN HET AANTAL GOLVEN

P_{tot} (t/m')



N.B. DE BELASTING IS EXCLUSIEF DE HYDROSTATISCHE DRUK BIJ STIL WATER.

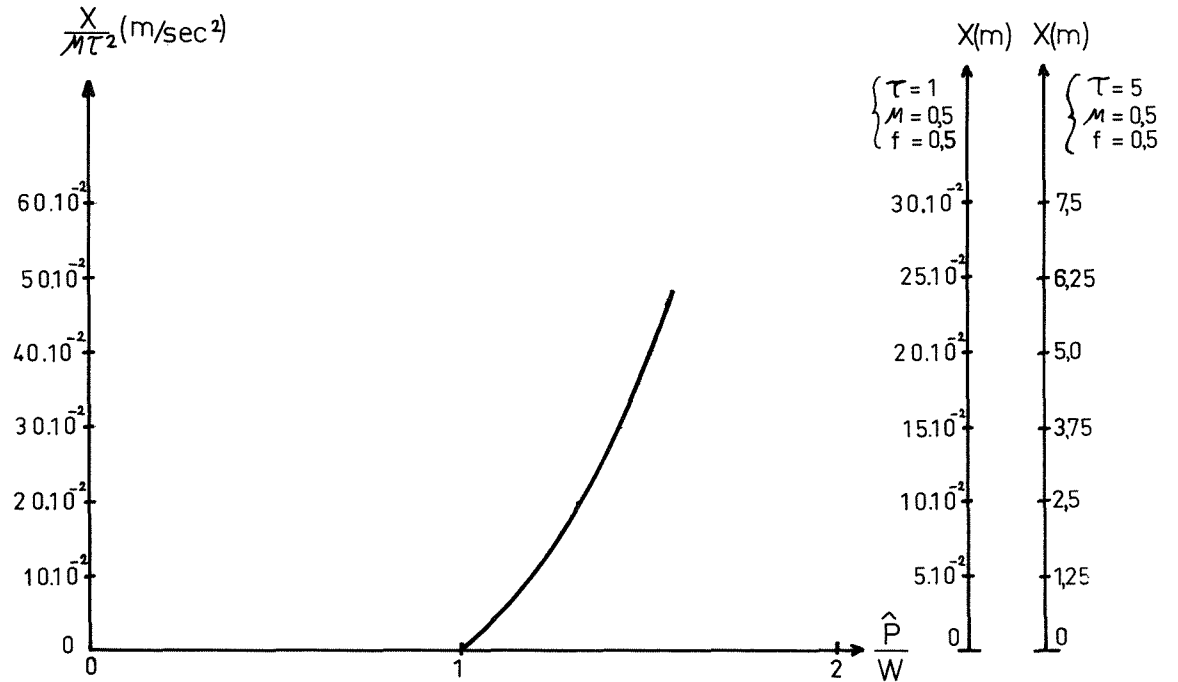
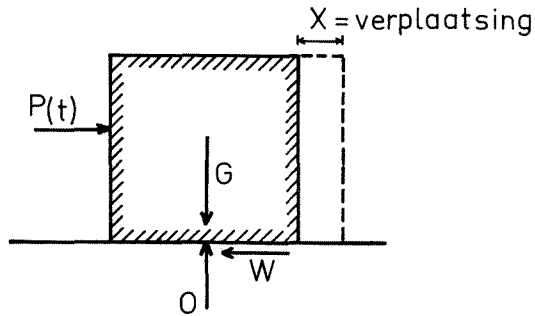


$$P_{tot} = P_{stat.} + P_{dyn.}$$

- ▽ $\alpha = 90^\circ$
- $\alpha = 60^\circ$
- × $\alpha = 45^\circ$
- $\alpha = 30^\circ$
- $H_s = 5.2$ m
- $T = 7$ sec

VERPLAATSING CAISSON DOOR DYNAMISCHE BELASTING

G.B.15



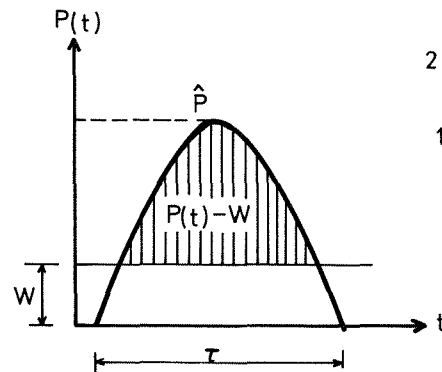
BELASTING $P = \hat{P} \sin \frac{\pi t}{\tau}$

GEWICHT CAISSON: G

OPWAARTSE DRUK*: 0

$G - 0 = G_{eff} = M \cdot G$

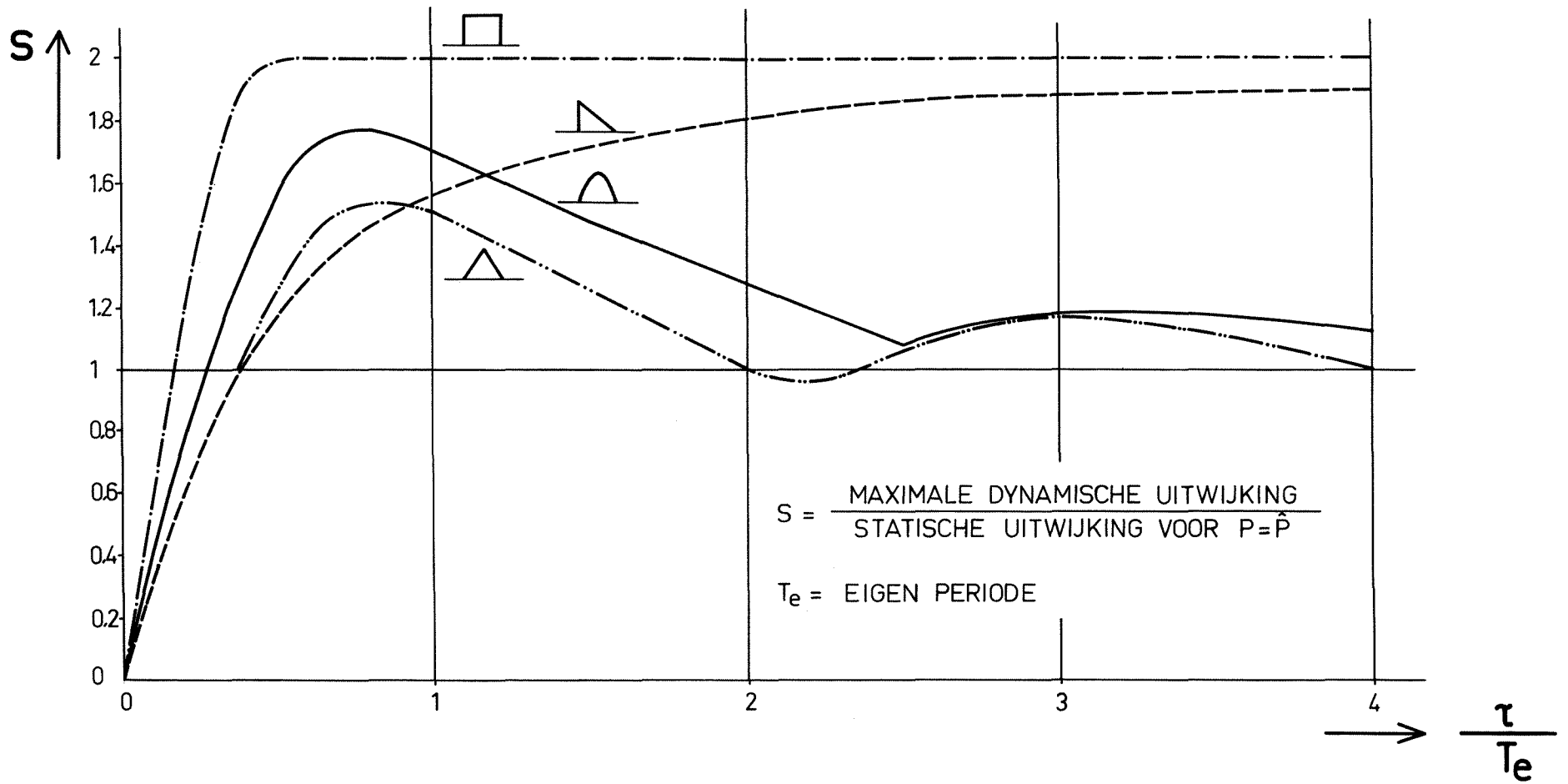
WRIJVING $W = f \cdot G_{eff} = M \cdot f \cdot G$



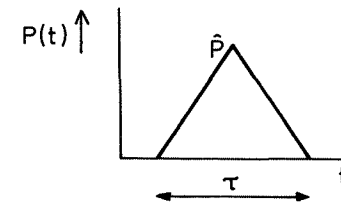
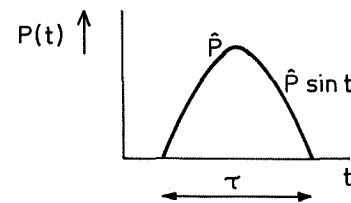
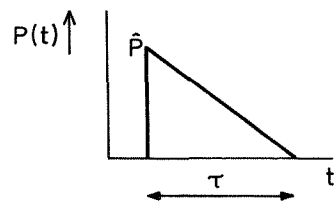
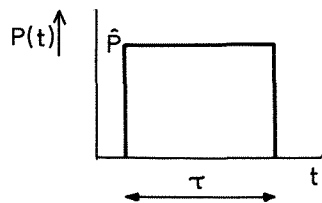
* AANGENOMEN DAT DYNAMISCHE DRUK NIET ONDER CAISSON DOORDRINGT.

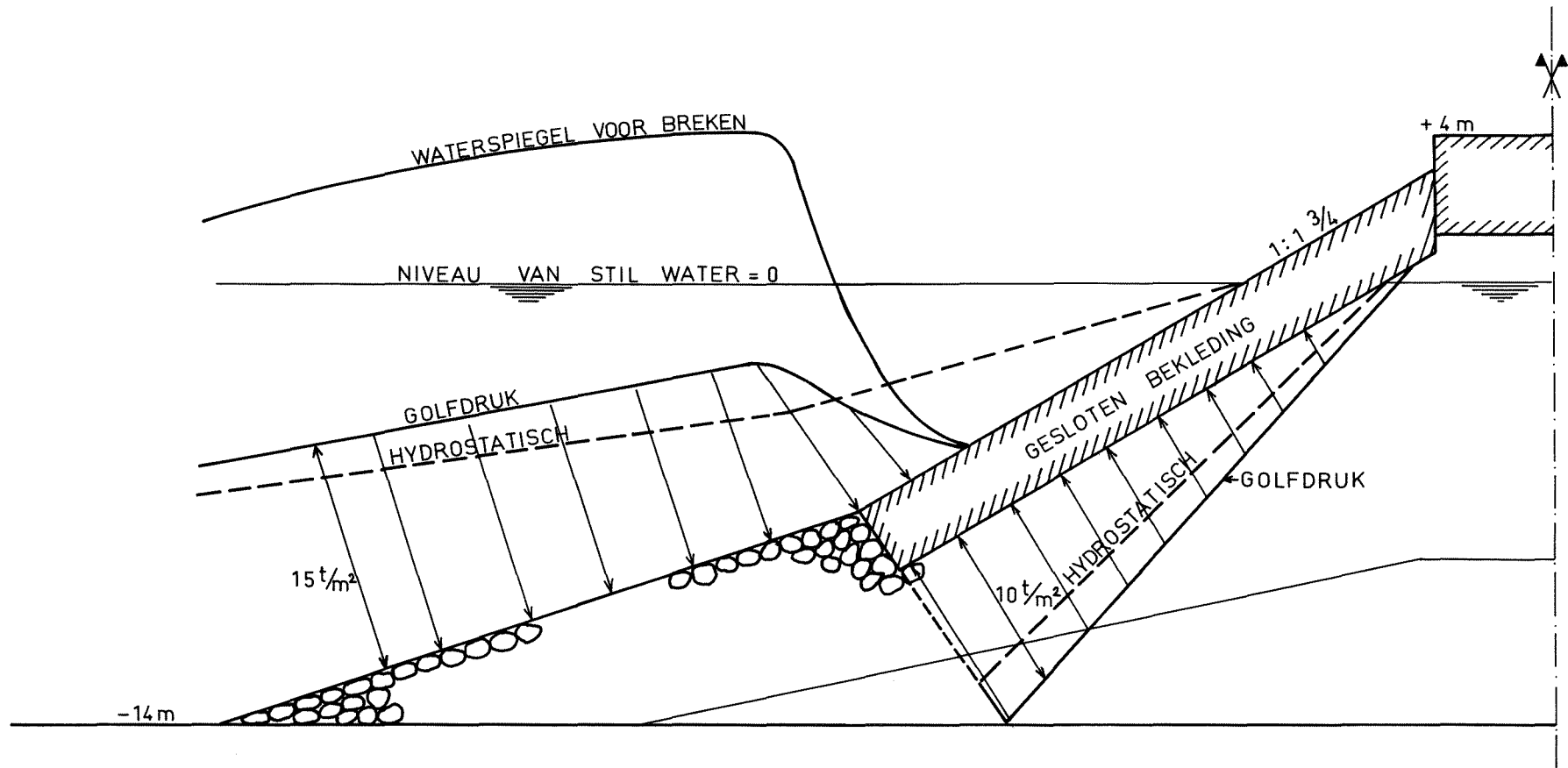
STOOTCOËFFICIËNT ENKELVOUDIG MASSA-VEER SYSTEEM

G.B. 16



$S = \frac{\text{MAXIMALE DYNAMISCHE UITWIJING}}{\text{STATISCHE UITWIJING VOOR } P = \hat{P}}$
 $T_e = \text{EIGEN PERIODE}$





AANKOMENDE GOLFHOOGTE: $H = 5\text{ m}$ $T = 7,5\text{ sec.}$

GOLFDRUK: WATERDRUKKEN BEHORENDE BIJ DE AANGEGEVEN POSITIE VAN HET GOLFFRONT.

OVERSCHRIJDINGSFREKW. VAN GOLFHOOGTEN

BODEM N.A.P. - 15,5m

G.B.18

