



waterloopkundig laboratorium  
delft hydraulics laboratory

stormvloedkering Oosterschelde

stabiliteit dam aanzetten

GEHANDELD

verslag modelonderzoek

---

M 1574

februari 1979

---

stormvloedkering Oosterschelde

stabiliteit dam aanzetten

verslag modelonderzoek

---

M 1574

februari 1979

## INHOUD

	blz.
<u>1</u> Inleiding.....	1
1.1 Opdracht.....	1
1.2 Probleemstelling.....	1
1.3 Samenvatting en konklusies.....	2
<u>2</u> Het model.....	3
2.1 - Modelschalen.....	3
2.2 Modelopstelling.....	5
2.3 Instrumentatie en verwerking.....	6
<u>3</u> Het onderzoek.....	7
3.1 Randvoorwaarden.....	7
3.2 Proevenprogramma.....	9
3.3 Meetprocedure en schadekriteria.....	10
<u>4</u> Resultaten en konklusies.....	13
4.1 Inleiding.....	13
4.1.1 Stabiliteit blokken op voortalud.....	13
4.1.2 Verlies stabiliteit blokken op binnentalud.....	14
4.2 Resultaten.....	15

## TABELLEN

- 1 Proevenprogramma met randvoorwaarden en optredende schade

## FIGUREN

- 1 Modelopstelling
- 2 Damprofiel A en I
- 3 Damprofiel II en III
- 4 Damprofiel IV en V
- 5 Damprofiel VI en VII
- 6 Gewichtsverdeling van de gebruikte stortsteen
- 7 Spektrum + golfhoogteoverschrijdingskromme bij N.A.P. + 5,3 m
- 8 Spektrum + golfhoogteoverschrijdingskromme bij N.A.P. + 3,0 m
- 9 Spektrum + golfhoogteoverschrijdingskromme bij N.A.P. + 5,3 m en  $T_p = 9$  s
- 10 Spektrum + golfhoogteoverschrijdingskromme bij N.A.P. + 5,3 m en  $T_p = 7$  s
- 11 Schadelijnen profiel I, II en III
- 12 Schadelijnen profiel IV, V en VII
- 13 Schadelijnen profiel VI
- 14 Schadebeeld profiel I (T4 en T5)
- 15 Schadebeeld profiel II (T10 en T16)
- 16 Schadebeeld profiel III (T24)
- 17 Schadebeeld profiel IV (T29 en T33)
- 18 Schadebeeld profiel V en VI (T39 en T45)
- 19 Schadebeeld profiel VII (T89 en T92)



FOTO'S

- 1...3 Schadefoto's profiel I
- 4...6 Schadefoto's profiel II en III
- 7...9 Schadefoto's profiel IV
- 10, 11 Schadefoto's profiel V
- 12, 13 Schadefoto's profiel VI
- 14...16 Schadefoto's profiel VII

## STORMVLOEDKERING OOSTERSCHELDE

### Stabiliteit damaanzetten

#### 1 Inleiding

##### 1.1 Opdracht

In het kader van de onderzoeken ten behoeve van de stormvloedkering in de Oosterschelde, werd door de Rijkswaterstaat aan het Waterloopkundig Laboratorium opdracht verleend onderzoek uit te voeren naar de stabiliteit van de damaanzetten. Deze opdracht is omschreven in brief WT 19.561 d.d. 25 oktober 1978 van de Rijkswaterstaat, Deltadienst.

Het onderzoek, dat werd uitgevoerd in het Laboratorium De Voorst van het Waterloopkundig Laboratorium, stond onder leiding van ir. J. Wouters, die ook dit verslag samenstelde.

##### 1.2 Probleemstelling

De toekomstige stormvloedkering is opgezet als een aantal eenheden, bestaande uit een variërend aantal dorpelbalken met een schuif, geplaatst tussen pijlers. De aansluiting tussen de laatste pijler en de beide oevers, respektievelijk de werkeilanden, vormt het onderwerp voor dit onderzoek. Uitgangspunt daarbij is, dat de veiligheid van deze overgang in overeenstemming moet zijn met die van de rest van de kering. In konkreto had dit onderzoek tot doel om na te gaan of bij toepassing van een stortstenen dam als alternatief voor de damaanzetten van de stormvloedkering aan deze eis kan worden voldaan.

### 1.3 Samenvatting en konklusies

- 1 Als mogelijke konstrukties voor de damaanzetten zijn de profielen onderzocht aangegeven op de figuren 2...5.  
De resultaten van het onderzoek zijn samengevat op de figuren 11, 12 en 13.
- 2 Uit de figuren 11 en 13 blijkt, dat de profielen I, II, III en VI ruimschoots voldoen aan het gestelde ontwerp criterium.
- 3 Uit figuur 12 blijkt, dat de stabiliteit van de betonblokken voor profiel IV en V marginaal is. Dit geldt in nog sterkere mate voor de stabiliteit van de toegepaste kruinelementen. Profiel VII voldoet niet aan het gestelde ontwerp criterium bij kleinere golfhoogten. Voor hogere golven treedt echter een stabilisering van het profiel op, doordat de verplaatste blokken een steunberm vormen. Daardoor wordt bij  $H_s = 4,0$  m wel aan het ontwerp criterium voldaan, zij het dat daarbij de laagdikte tot één blok is teruggebracht.
- 4 In alle gevallen trad schade op aan het binnentalud; bermen en voortalud bleken stabiel.
- 5 Verlaging van de waterstand verhoogt de stabiliteit. De stabiliteit wordt eveneens in gunstige zin beïnvloed door verlaging van de golfperiode.

## 2 Het model

### 2.1 Modelschalen

De stabiliteit van stortsteendammen onder golfaanval wordt beheerst door traagheids- en zwaartekrachtseffekten. Bij het modelonderzoek worden de schaalregels dan ook afgeleid volgens de Froudeschaalregel, die stelt, dat in model en prototype het Froude getal

$$Fr = \frac{u^2}{gL} \quad (-)$$

gelijk dient te zijn. Hierin is:

$$u = \text{stroomsnelheid} \quad (LT^{-1})$$

$$g = \text{versnelling tengevolge van de zwaartekracht} \quad (LT^{-2})$$

$$L = \text{lengte} \quad (L)$$

Dit leidt tot de schaalrelatie  $n_u = \sqrt{n_L}$ .

Uit bovenstaande blijkt, dat de Froude gelijkvormigheid primair is. Toch dienen er ook eisen te worden gesteld ten aanzien van het Reynolds-getal. De demping van de waterbeweging in een stortstenen dam, en dus de transmissie van een golfbeweging, is namelijk onderhevig aan viskeuze invloeden. Het stromingstype in het model kan afwijken van het stromingstype in het prototype. Volgens onderzoekingen van Cohen de Lara volgt de stroomsnelheid door een poreus medium uit de relatie:

$$u_f^2 = 2g \frac{D_n}{C_f} \epsilon^5 i, \quad (1)$$

waarin:  $u_f$  = filtersnelheid =  $\epsilon \cdot u$ ,

$u$  = werkelijke snelheid,

$\epsilon$  = poriëngehalte,

$g$  = versnelling tengevolge van de zwaartekracht,

$D_n$  = maatgevende diameter van het filtermateriaal,

$i$  = verhang,

$C_f$  = weerstandskoefficiënt, gelijk aan die van bolvormige lichamen in stromend water.



De waarde van  $C_f$  is afhankelijk van de stromingstoestand gekarakteriseerd door het getal van Reynolds:

$$Re_f = \frac{u_f D_n}{\nu}, \quad (2)$$

waarin:  $\nu$  = kinematische viskositeit

Voor een laminaire stroming ( $Re_f < 4$ ) geldt:

$$C_f = \frac{24}{Re_f} = \frac{24 \nu}{u_f D_n} \quad (3)$$

Voor een turbulente stroming ( $Re_f > 576$ ) geldt:

$$C_f = \text{konstant} = 0,5$$

Voor het tussenliggende gebied ( $4 \leq Re_f \leq 576$ ) geldt:

$$C_f = \frac{12}{\sqrt{Re_f}} = \frac{\sqrt{144 \nu}}{u_f D_n} \quad (4)$$

De filtersnelheid blijkt afhankelijk te zijn van de eigenschappen van het filtermateriaal (korrelgrootte en vorm), de holle ruimte, het verhang en de stromingstoestand.

Uitgaande van de relatie van Cohen de Lara volgt voor de schaalwaarden:

$$n_{u_f}^2 = n_{D_n} n_{\epsilon}^5 n_i n_{C_f}^{-1} \quad (5)$$

Om gelijkvormige stroombeelden te verkrijgen dient het poriëngehalte in model en prototype even groot te zijn, dat wil zeggen  $n_{\epsilon} = 1$ . Bij een model op Froudeschaal geldt bovendien  $n_{u_f}^2 = n_L$ . Bij een niet samengetrokken model geldt  $n_i = 1$ .

Voor de schaal van de diameter van de stenen geldt dus:

$$n_{D_n} = n_{C_f} n_L \quad (6)$$

Bij een stromingstype, dat zowel in model als prototype turbulent is, geldt:

$$n_{c_f} = \frac{0,5}{0,5} = 1 \quad \rightarrow \quad n_{D_n} = n_L \quad (7)$$

Wanneer het stromingstype in het prototype turbulent is, maar in het model in het overgangsgebied ligt, volgt uit (4) en (6):

$$n_{D_n} = 0,12 \operatorname{Re}_f (\text{prot})^{\frac{1}{3}} n_L^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

Wanneer het stromingstype zowel in het prototype als in het model laminair is, volgt uit (3) en (6):

$$n_{D_n} = n_L^{\frac{1}{4}} \quad (9)$$

Ligt het stromingstype zowel in het model als in het prototype in het overgangsgebied, dan volgt uit (4) en (6):

$$n_{D_n} = n_L^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

In het onderhavig model zijn alleen (7) en (8) van toepassing, daar de stroming in prototype door alle lagen turbulent is.

Uitgaande van de afmetingen van de onderzoekfaciliteit is een lengteschaal  $n_L = 32$  gekozen. Hieruit volgen dan, uitgaande van bovenstaande schaalwetten, de volgende schaalrelaties:

snelheid	$n_u = \sqrt{n_L} = \sqrt{32} = 5,66$
tijd	$n_t = \sqrt{n_L} = \sqrt{32} = 5,66$
massa, gewicht	$n_m = n_G = n_L^3 = 32^3 = 32768$
versnelling	$n_g = 1$

## 2.2 Modelopstelling

Op figuur 1 is een overzicht gegeven van de golfgoot, waarin het onderzoek is uitgevoerd (Scheldegoot in het Laboratorium De Voorst).

De 50 m lange golfgoot was door de modelsektie van de dam in twee delen verdeeld, namelijk een zeezijde en een Oosterscheldezijde. Met behulp van pompen werd het

verval over de dam via een extern circuit in stand gehouden. Aan de Oosterscheldezijde werd het lek- en overslagwater weggepompt om vervolgens via een retourleiding aan de zeezijde weer in de goot te worden gepompt. Door middel van een overstort werd ervoor gezorgd, dat de hoeveelheid weggepompt water niet te groot was, om te voorkomen dat het peil aan de Oosterscheldezijde onder het gewenste peil zou zakken. Het water werd daarbij zo in het model teruggevoerd, dat de golfopwekking er zo min mogelijk verstoring van ondervond.

### 2.3 Instrumentatie en verwerking

De golfmachine van deze golfgoot kan zowel regelmatige als onregelmatige golven produceren. De sturing van de golfmachine werd verzorgd door middel van een ponsband, die ervoor zorgde, dat bij de proeven met gelijke waterstanden een identiek golfsignaal werd opgewekt.

Op een afstand van 16,5 m vanaf het golfschot was een zogenaamde weerstandsgolfhoogteopnemer geplaatst. Het signaal van deze golfhoogteopnemer werd met behulp van de verwerkingseenheid van de golfgoot verwerkt tot golfspektra en golfoverschrijdingskrommen.

Met behulp van een debietmeter in de retourleiding was het bij een deel van de proeven mogelijk de hoeveelheid lek- en overslagwater, dat teruggepompt moest worden, te meten.

### 3 Het onderzoek

#### 3.1 Randvoorwaarden

##### Damprofielen

##### Profiel A (figuur 2)

Het profiel A fungeerde als uitgangspunt voor de optimalisatie van het damprofiel. Het damonderdeel, bestaande uit stortsteen 10-60 kg, zou bij een modelschaal van  $n_L = 32$  volgens de schaalkorrektieregel van Cohen de Lara op schaal  $n_L = 26$  moeten worden gereproduceerd. Het hiervoor in aanmerking komende modelmateriaal komt vrijwel overeen met modelmateriaal voor stortsteen 60-300 kg op schaal  $n_L = 32$ . Vandaar dat het onderdeel stortsteen 10-60 kg voor het model vervangen is door stortsteen 60-300 kg (profiel I).

##### Profiel I (figuur 2)

De kruin van de dam wordt bij dit profiel beschermd door een 5 m dikke deklaag, die uit betonblokken bestaat met een gewicht van  $45 \times 10^4 \text{ N}$  ( $\rho_s = 2400 \text{ kg/m}^3$ ).

##### Profiel II (figuur 3)

Dit profiel verschilt in zoverre van het vorige profiel, dat de kruinbescherming hierbij bestaat uit een 3,5 m dikke laag betonblokken met een gewicht van  $12 \times 10^4 \text{ N}$  ( $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ ). Door de verminderde dikte van de deklaag moest de kern van stortsteen 60-300 kg worden vergroot om zodoende de contouren en de kruinhoogte gelijk te houden.

##### Profiel III (figuur 3)

De afmetingen en opbouw van dit profiel zijn gelijk aan die van profiel II, alleen de kruinhoogte, bermhoogte en bodemligging zijn 0,5 m verlaagd.

##### Profiel IV (figuur 4)

Opmerkelijk aan dit profiel is het kruinelement (ten behoeve van een mogelijke onderhoudsweg over de dam). Dit kruinelement bestaat uit betonblokken van  $6 \times 6 \times 2 \text{ m}^3$ , die naast elkaar op hoogte gerangschikt staan. Dit element is aangestort met betonblokken van profiel III.



#### Profiel V (figuur 4)

Het kruinelement van dit profiel heeft als afmetingen  $6,0 \times 3,5 \times 2,0 \text{ m}^3$ . Deze elementen staan op een  $3,5 \text{ m}$  dikke filterlaag van stortsteen  $60\text{--}300 \text{ kg}$  en zijn omstort met betonblokken met een gewicht van  $18 \times 10^4 \text{ N}$  ( $\rho_s = 2250 \text{ kg/m}^3$ ).

#### Profiel VI (figuur 5)

Dit profiel verschilt in zoverre van profiel V, dat het betonnen kruinelement is vervangen door betonblokken van  $18 \times 10^4 \text{ N}$ .

#### Profiel VII (figuur 5)

Dit profiel verschilt sterk van de andere profielen. De zate van de dam is kleiner, namelijk  $130 \text{ m}$  in plaats van  $157 \text{ m}$ , verder is er maar één berm, namelijk op N.A.P.  $- 10,0 \text{ m}$ . Het betonelement, dat van N.A.P.  $+ 1,0 \text{ m}$  tot N.A.P.  $+ 5,8 \text{ m}$  reikt, rust niet op de betonblokken, doch is aan de zijkanten verankerd. De kruinbescherming bestaat verder uit betonblokken met een gewicht van  $18 \times 10^4 \text{ N}$  ( $\rho_s = 2250 \text{ kg/m}^3$ ).

#### Stortsteen

Op figuur 6 zijn de gewichtsverdelingskrommen van de in het model gebruikte stortsteen weergegeven.

De stortsteen  $60\text{--}300 \text{ kg}$ ,  $1\text{--}3 \text{ t}$  en  $6\text{--}10 \text{ t}$  is op schaal  $n_L = 32$  gereproduceerd. Korrekcie volgens de schaalregels van Cohen de Lara bleek niet of nauwelijks voor deze sortsteenfrakties nodig.

De stortsteen porfier  $1\text{--}3 \text{ t}$  en  $60\text{--}100 \text{ t}$  op schaal  $n_G = 32^3 = 32768$  goed in het model weergegeven door het beschikbare modelmateriaal. De stortsteen  $60\text{--}300 \text{ kg}$  is echter in het model te licht weergegeven; de juiste omschrijving van het modelmateriaal zou op deze schaal stortsteen  $35\text{--}260 \text{ kg}$  zijn. Voor de stabiliteit van de onderzochte damprofielen maakt dit echter nagenoeg geen verschil.

#### Waterstanden

Voor het merendeel van de proeven is als peil aan de zeezijde N.A.P.  $+ 5,3 \text{ m}$  en N.A.P.  $+ 3,0 \text{ m}$  aangehouden, tezamen met een peil van N.A.P.  $- 0,7 \text{ m}$  aan de Oosterscheldezijde. In een aantal gevallen is uitgegaan van N.A.P.  $+ 4,3 \text{ m}$  en N.A.P.  $+ 3,3 \text{ m}$  aan de zeezijde.

### Golfrandvoorwaarden

In eerste instantie werd als eis gesteld, dat de stabiliteit diende te worden onderzocht met onregelmatige golven, gekarakteriseerd door een dubbeltoppig spektrum, topperioden 10,7 s en 4,7 s. Het bleek echter niet mogelijk op korte termijn een dergelijk tweetoppig spektrum te realiseren. Bij het onderzoek is daarom gebruik gemaakt van een ééntoppig spektrum. De topperiode van dit spektrum komt overeen met de topperiode van het laagfrequentie gedeelte van het voorgestelde spektrum (ca. 11,0 s (zie figuur 7)).

De bijbehorende golfhoogten werden bepaald op grond van de ontwerpeisen voor de dam aanzetten, die als volgt door de opdrachtgever werden geformuleerd. Bij een zeewaterniveau van N.A.P. + 5,3 m en een Oosterscheldewaterniveau van N.A.P. - 0,7 m mag bij een inkomende significante golfhoogte van:

$H_{si} = 2,75$  m geen schade optreden,

$H_{si} = 3,50$  m matige schade optreden en bij

$H_{si} = 4,0$  m veel, doch redelijk te herstellen schade optreden.

Om de gevoeligheid voor de waterstand en de periode vast te stellen, is daarnaast een aantal proeven met andere perioden en waterstanden uitgevoerd. De golfomstandigheden, die bij dat onderzoek zijn gehanteerd, zijn gekarakteriseerd met behulp van de golfhoogteoverschrijdingslijnen en energiedichtheidspektra gegeven op de figuren 8...10.

### 3.2 Proevenprogramma

In tabel 1 zijn de proeven weergegeven met de bijbehorende randvoorwaarden en optredende schade. Globaal is het proevenprogramma als volgt in te delen:

proefnr.	profiel	verval (m)	$T_p$ (s)	Resultaten (zie fig)
1...5	I	6,0	11	11
6...10	II	3,7	11	11
11...16	II	6,0	11	11
17...24	III	6,0	11	11
25...29	IV	3,7	11	12
30...33	IV	6,0	11	12
34...39	V	6,0	11	12
40...45	VI	6,0	11	13

46...52	VI	5,0	11	13
53...59	VI	4,0	11	13
60...67	VI	6,0	9	13
68...74	VI	6,0	7	13
75...80	VI	3,7	9	13
81...83	VII	± 2,8	11	12
84...87	VII	3,7	11	12
88...92	VII	6,0	11	12

### 3.3 Meetprocedure en schadekriteria

Nadat het model in de goot was ingebouwd, werden de gewenste randvoorwaarden ingesteld. Hiermee werd het model gedurende ongeveer 25 minuten aan golfaanval blootgesteld, waarna de resulterende schade werd vastgelegd. De golfhoogte werd vervolgens in stappen opgevoerd, totdat de ontwerpomstandigheden werden bereikt. Eventueel optredende schade werd daarbij niet hersteld. Aangezien het golfbeeld vóór de dam wordt beïnvloed door reflectie tegen de dam dient bij het bepalen van de inkomende golfhoogte ( $H_{si}$ ) met deze invloed rekening te worden gehouden. Dit geschiedt door het gemeten golfsignaal ( $H_{sg}$ ) te corrigeren met een factor  $\gamma$ , waarvoor geldt:

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{1 + \alpha^2}}$$

Hierin is:  $\alpha$  = reflektiecoëfficiënt voor een regelmatige golf met een periode gelijk aan de topperiode van het spectrum.

Dit levert:  $H_{si} = \gamma H_{sg}$

[Referentie: Modelverslag M 1320 deel I "Golfbelasting caisson Oosterschelde; oriënterend onderzoek naar de invloed van de geometrie van de caisson op de door de caisson op de drempel overgedragen totaalcracht"].

De gekonstateerde schade werd vervolgens uitgezet als functie van de inkomende golfhoogte  $H_{si}$ . Voor de karakterisering van de schade werd daarbij gebruik gemaakt van onderstaande klassifikatie.



Schadeklassifikatie voor de uit betonblokken bestaande bekledingslaag  
(boven N.A.P. - 5,0 m respektievelijk N.A.P. - 5,5 m)

1 Geen

0-1% van het aantal blokken is verplaatst (verplaatsen van de blokken komt alleen doordat de stenen pas zijn gelegd).

2 Licht

2% van het aantal blokken is verplaatst (onderlaag komt niet in zicht)

3 Weinig

3% van het aantal blokken is verplaatst; slechts enkele gaten van maximaal drie blokken ontstaan (onderlaag komt echter nog niet in zicht).

4 Matig

Er ontstaan grotere gaten in de buitenste bekledingslaag (onderlaag kan in het zicht komen, maar wordt zelf nog niet aangetast).

5 Veel

Er zijn meerdere grote gaten in de buitenste bekledingslaag ontstaan (onderlaag is duidelijk zichtbaar en hier en daar zelfs licht aangetast). De schade is in redelijke mate herstelbaar.

6 Ernstig

De bovenlaag is vrijwel geheel afgeslagen en de onderlaag is ook duidelijk beschadigd, hier en daar is zelfs de kern zichtbaar. Herstel van de schade zou grote inspanning vergen.

7 Kapot

Kern wordt aangetast, lichter kernmateriaal wordt niet langer beschermd, de schade neemt snel toe met de tijd.



Schadeklassifikatie voor de stortsteen (onder N.A.P. -5,0 m respectievelijk N.A.P. -5,5 m)

1 Geen

0-2% van de stenen is verplaatst, doch gaat niet verloren (verplaatsingen worden veroorzaakt, doordat de stenen pas gelegd zijn).

3 Weinig

5% van de stenen is verplaatst en gaat eventueel verloren.

5 Veel

10% van de stenen is verplaatst en gaat eventueel verloren (filterlaag is hier en daar zichtbaar, doch niet aangetast). Schade is in redelijke mate herstelbaar.

(6-)7 Ernstig

Meer dan 15% van de stenen is verplaatst en gaat verloren, filterlaag wordt aangetast en de schade neemt snel in de tijd toe.

## 4 Resultaten en konklusies

### 4.1 Inleiding

Stabiliteitsverlies van stortsteen golfbrekers treedt op door één van de volgende oorzaken.

- bezwijken teen en/of bermen
- verlies stabiliteit blokken op voorttalud
- verlies stabiliteit blokken op binnentalud

Aangezien het eerste mechanisme hier niet maatgevend was zal verder voornamelijk aandacht worden besteed aan de twee laatste aspecten. Aan de hand van literatuurgegevens zullen deze kort worden behandeld.

#### 4.1.1 Stabiliteit blokken op voorttalud

De stabiliteit van een stortstenen konstruktie bij golfaanval is primair een funktie van de stabiliteit van de individuele stenen. Het minimum benodigde steengewicht ( $W$ ) kan geschreven worden als funktie van de variabelen, die het golfsysteem en de karakteristieken van zowel de stenen als van de konstruktievorm beschrijven.

Om tot een vergelijking te komen waarmee het minimum steengewicht berekend kan worden, wordt meestal gebruik gemaakt van een Morison-achtige benadering. Hudson maakte bij het formuleren van de naar hem genoemde vergelijking alleen gebruik van de snelheidskomponent. Uitgaande van de volgende veronderstellingen:

- de golven zijn kort en regelmatig en breken niet voordat zij de konstruktie bereikt hebben
- er treedt geen golfoverslag op,

kwam Hudson tot de volgende relatie:

$$W = \frac{\rho_s g H^3}{k_D \Delta^3 \cotg \theta}$$

Hierin is:  $\rho_s$  = soortelijke massa van steen,

$g$  = versnelling tengevolge van de zwaartekracht,

$H$  = golfhoogte

$k_D$  = stabiliteitsparameter,

$\Delta$  = relatieve soortelijke massa =  $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ ,

$\rho_w$  = soortelijke massa van water,

$\theta$  = hoek van het talud ten opzichte van de horizontaal.

In de praktijk wordt de formule van Hudson niet alleen voor stortsteen, doch ook voor andere typen afdeklagen gebruikt. Alleen de  $k_D$ -waarde wordt dan aangepast. De formule van Hudson geeft niet de invloed van de golfperiode weer. Recente onderzoeken hebben evenwel aangetoond, dat deze wel degelijk van belang is. Deze uit zich in het brekertype en in het mogelijk optreden van zogenaamde resonantie-effecten.

Bij het terugstromen van het water langs het talud zal de waterspanning in de filterlaag hoger zijn dan aan de buitenzijde. Hierdoor ontstaat een kracht op de stenen loodrecht op het talud. Als een brekende golf op het talud terecht komt, ontstaat plaatselijk een hoge waterspanning, die rondom het punt van neerkomen resulteert in een kracht loodrecht op het talud.

Er is sprake van resonantie als bovengenoemde effecten gelijktijdig op een bepaalde plaats maximaal zijn. Dit is afhankelijk van de golfperiode en de helling van het talud.

#### 4.1.2 Verlies stabiliteit blokken op binnentalud

In tegenstelling tot het in de vorige paragraaf beschreven probleem is over de stabiliteit van het binnentalud van een golfbreker weinig bekend. Het bepalen van de hoeveelheid overslag en de factoren, die dit bepalen, is al moeilijk. De destructieve invloed van de overslag is onder andere afhankelijk van de vorm van de overslag; twee typen kunnen daarbij worden onderscheiden, namelijk:

- de straal overslaand water blijft aanliggen aan de konstruktie en
- de straal overslaand water blijft niet aanliggen en komt aan de lijzijde in vrije val op het talud terecht.

In het eerste geval zal bij een symmetrische golfbreker aan de lijzijde geen grotere schadekans aanwezig zijn dan aan de zijde van de direkte golfaanval. Afhankelijk van de plaats waar het overslaande water neerkomt, kan in het tweede geval wel een extra schadekans aan de lijzijde aanwezig zijn. Komt het water ruim onder de stilwaterlijn terecht, dan is de destructieve werking van de overslag nihil; komt het echter op het talud boven de waterlijn terecht, dan kan het vereiste minimum steengewicht van de stenen aan de lijzijde wel een veelvoud zijn van die aan de rechtstreeks aangevallen zijde.



## 4.2 Resultaten

### Profiel I (T1-T5)

De resultaten van de proeven zijn weergegeven op de figuren 11 en 14 en de foto's 1, 2 en 3.

De schade aan de afdeklaag, bestaande uit betonblokken van  $45 \times 10^4$  N, wordt vrijwel volledig veroorzaakt door het overslaande water.

Een deel van de verplaatste blokken blijft op de berm liggen en voorkomt hierdoor het verplaatsen van andere blokken, wat de stabiliteit verhoogt. Gedurende de proeven neemt de stabiliteit van de blokken steeds verder toe door de verbetering van de zetting der blokken.

### Profiel II (T6-T10)

De resultaten van deze proeven zijn weergegeven op de figuren 11 en 15.

Schade ontstaat voornamelijk bij de overgang tussen berm en talud (1:2).

Met behulp van de in paragraaf 4.1.1 beschreven formule van Hudson is met het resultaat van T10 een  $k_D$ -waarde van 5,5 berekend. Deze waarde is iets te klein daar bij  $H_{sg} = 5,6$  m het vereiste schadekriterium nog niet bereikt was (in de literatuur wordt voor betonblokken een  $k_D$ -waarde van 7 à 8 gevonden). Als waarde voor de golfhoogte (H) is de  $H_{sg}$ -waarde gehanteerd.

De resultaten van de proeven T11...T16 zijn weergegeven op de figuren 11 en 15 en de foto's 4 en 5.

Ook bij deze proeven ontstaat de schade aan de blokken van  $12 \times 10^4$  N door het overslaande water. Hoewel de hoeveelheid overslag niet veel zal verschillen van die bij T1...T5, verschilt de vorm van de overslag wel. Bij T11...T16 blijft het overslaande water het talud beter volgen, waardoor de stabiliteit van dit profiel in gunstige zin wordt beïnvloed.

### Profiel III (T17...T24)

De resultaten van deze proeven zijn weergegeven op de figuren 11 en 16 en foto 6.

Dat dit profiel tegen de verwachting in niet minder stabiel is dan het vorige moet worden toegeschreven aan de verdichting van de steenzetting gedurende de vorige proeven.



#### Profiel IV (T25...T33)

De resultaten van deze proeven zijn weergegeven op de figuren 12 en 17 en de foto's 7, 8 en 9.

Het aanbrengen van een kruinelement heeft een ongunstige invloed op de stabiliteit van het damlichaam. De oorzaak hiervan moet worden gezocht in de volgende factoren:

- de grote hydrostatische druk tegen het kruinelement
- de ongunstige vorm van de overslag
- golfklappen tegen het kruinelement

Het is niet mogelijk de schade aan de lijzijde van de dam te scheiden in schade veroorzaakt door de overslag en schade, die door de verplaatsing van de kruinelementen is ontstaan.

De relatief grote schade, die aan de zeezijde ontstond bij een zeeniveau van N.A.P. + 3,0 m, werd veroorzaakt door het hoog opspatten van het water tegen het kruinelement. Een deel van dit water verdween als overslag, een ander deel viel echter van grote hoogte terug op het talud. Dit verklaart ook de lage  $k_D$ -waarde, die met behulp van de Hudson formule berekend wordt, indien de resultaten van T27 hierin worden ingevuld, namelijk  $k_D = 2,9$ .

#### Profiel V (T34...39)

De resultaten van deze proeven zijn weergegeven op de figuren 12 en 18 en de foto's 10 en 11.

De invloed van het kruinelement in dit profiel verschilt voor de maatgevende situatie niet wezenlijk van die bij het vorige profiel. Verder laat dit profiel zich goed vergelijken met het nu volgende profiel VI.

#### Profiel VI (T40...T80)

De resultaten van deze proeven zijn weergegeven op de figuren 13 en 18 en de foto's 12 en 13.

Dit profiel laat zich het beste vergelijken met de profielen II en III en wat de zeezijde betreft met profiel V. Het verzwaren van de betonblokken van  $12 \times 10^4$  N tot  $18 \times 10^4$  N blijkt ondanks de verlaging van de dichtheid van het gebruikt beton toch stabiliteitsverhogend te werken tegen de destructieve werking van de overslag. Aan de zeezijde is de invloed konform de Hudson-relatie van de verlaagde dichtheid van het beton wel goed merkbaar. Met behulp van deze vergelijking wordt voor dit profiel uit de gegevens van T58 een  $k_D$ -waarde van 5,5 gevonden. De door overslag onstane schade is sterk afhankelijk van de buitenwaterstand. Dit blijkt uit de figuren 13a, d en f.

Profiel VII (T81...92)

De resultaten van deze proeven zijn weergegeven op de figuren 12 en 19 en de foto's 14, 15 en 16.

Dit profiel verschilt sterk met de voorgaande profielen. Tussen de betonblokken op de kruin en de onderkant van het betonelement zit een brede sleuf. Hierdoor was het in het model niet mogelijk om het verval bij een zeeniveau van N.A.P. + 5,3 m en Oosterscheldeniveau van N.A.P. - 0,7 m te realiseren.

Bij de proeven T81...T87, waarbij de waterstanden respectievelijk N.A.P. +5,3 m aan de zeezijde en N.A.P. +2,4 m aan de Oosterscheldezijde en N.A.P. +3,0 m (zeezijde) en N.A.P. -0,7 m (Oosterscheldezijde) waren, trad geen schade op. Het feit, dat de overslag in het eerste geval geen schade aanrichtte, kan als volgt worden verklaard.

- De hoeveelheid water, die over de kruin slaat, vermindert door de zuigende werking van de stroming onder het betonelement door.
- Het overslaande water kwam aan de Oosterscheldezijde neer in relatief diep water, waardoor de destructieve werking van de overslag op de blokken sterk werd uitgedempt.

Bij het lage zeewaterniveau was de hoeveelheid overslag te gering om schade te kunnen veroorzaken.

Het door de blokken en de spleet stromende water richtte geen schade aan, hoewel de invloed van deze grote hoeveelheden stromend water toch niet veronachtzaamd mag worden. Op het zeetalud zal de invloed van dit stromend water positief zijn en aan de lijzijde negatief. Het onderhavige model leende zich echter niet voor een meer kwantitatieve bepaling van deze invloeden.

Bij de proeven T88-T92, waarbij de waterstanden respectievelijk N.A.P. +5,3 m (zeezijde) en N.A.P. - 0,7 m (Oosterscheldezijde) waren, trad wel schade op. Dit grote verval was realiseerbaar, doordat in het model de spleet tussen betonelement en betonblokken afgedicht was, waardoor de doorstroming sterk verminderd werd. Voor de gelijkvormigheid tussen model en prototype heeft dit de volgende konsekwenties:

- Door de afwezigheid van de zuigende werking van de doorstroming zal de hoeveelheid overslaand water in het model te groot zijn.
- De stabiliserende werking aan de zeezijde en de d estabiliserende werking aan de Oosterscheldezijde door de stromingsdruk is afwezig.



- De grote hoeveelheid doorstromend water veroorzaakte aan de lijkzijde de aanwezigheid van een laag turbulent water bij de blokken, dus ook ter plaatse waar de overslag neer slaat, waardoor de invloed van dit neerkomend water min of meer wordt verspreid. Dit effect is in het model dus niet aanwezig.

Bij de laagst beproefde significante golfhoogte van  $H_{si} = 3,2$  m resulteerde dit al in aanzienlijke schade aan de lijkzijde. Door het neerkomen van de overslag werden voornamelijk blokken van de teen van het talud weggeslagen. Hierdoor zakten de bovengelegen blokken naar beneden en kwamen bij de volgende hoge golf aan de beurt om verplaatst te worden.

Bij de derde proef lag ongeveer 40% van de blokken van het binnentalud op de berm, waar zij voor een vrij degelijke bescherming zorgden voor de nog wel op het talud aanwezig blokken. Deze laatste categorie had in de loop der proeven een dusdanige zetting gekregen, dat dit talud vrij aardig leek op een glooiing van gezette steen met een laagdikte van één blok. Bij de laatste proef was dan ook geen verdere schadeontwikkeling. De bij dit profiel optredende schade was moeilijk te omschrijven met de in paragraaf 3.3 genoemde schadecriteria. Hoewel de hoeveelheid verplaatste blokken groot is, was de filterlaag niet duidelijk zichtbaar, laat staan dat deze beschadigd was.

proef profiel	waterstand zeezijde (m t.o.v. N.A.P.)	T <sub>p</sub> (s)	H <sub>sg</sub> (m)	α (%)	H <sub>si</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s.m <sup>3</sup> )	schade			opmerkingen		
							betonblokken		stortsteen			
							zeezijde	O.S.-zijde	zeezijde	O.S.-zijde		
1	+ 5,3	11,9	4,81	35	4,54	-	1	1	1	1	1	§
2	+ 5,3	11,0	4,82	35	4,55	-	1	1	1	1	1	
3	+ 5,3	11,9	5,79	35	5,46	-	1	2	1	1	1	
4	+ 5,3	11,9	6,13	35	5,79	-	1	4	1	1-3	1-3	proef voortijdig gestopt, waterstanden waren niet meer realiseerbaar
5	+ 5,3	11,7	6,21	35	5,86	-	1	7	1	1	1-3	
6	+ 3,0	10,9	2,98	35	2,81	2,15	1	1	1	1	1	
7	+ 3,0	11,0	3,74	35	3,53	2,15	1	1	1	1	1	
8	+ 3,0	11,1	4,39	35	4,14	2,15	1	1	1-3	1	1-3	
9	+ 3,0	11,0	4,99	35	4,71	2,32	1	1	1	1-3	1	
10	+ 3,0	11,1	5,56	35	5,25	2,40	1	1	1	3-5	1	schade aan het stortsteen is zeer plaatselijk
11	+ 5,3	11,0	2,50	35	2,36	-	1	1	1	1	1	
12	+ 5,3	11,1	2,97	35	2,80	-	1	1	1	1	1	
13	+ 5,3	11,1	3,55	35	3,35	-	1	1-2	1	1	1	
14	+ 5,3	11,0	4,02	35	3,79	-	1	1-2	1	1	1	
15	+ 5,3	11,0	4,46	35	4,21	-	1	4	1	1	1	
16	+ 5,3	11,0	4,91	35	4,63	-	1	6	1	1-3	1	
17	+ 5,3	11,2	2,52	35	2,38	-	1	1	1	1	1	
18	+ 5,3	11,3	2,95	35	2,78	-	1	1-2	1	1	1	
19	+ 5,3	11,3	3,45	35	3,26	-	1	2	1	1	1	
20	+ 5,3	11,3	3,92	35	3,70	-	1	3	1	1	1	
21	+ 5,3	11,4	4,39	35	4,14	-	1	3	2	1	1	
22	+ 5,3	11,4	4,74	35	4,47	-	1	3	2	1	1	
23	+ 5,3	11,4	5,15	35	4,86	-	1	4	2	1	1	
24	+ 5,3	11,3	5,65	35	5,33	-	1	4	3	1	1	
25	+ 3,0	11,0	3,17	40	2,94	-	1	1	1	1	1	
26	+ 3,0	11,0	3,92	40	3,64	1,10	1	1	1	1	1	kruienelement verschuift
27	+ 3,0	10,9	4,51	40	4,19	1,23	1-2	1	1	1	1	kruienelement verschuift
28	+ 3,0	10,9	5,02	40	4,66	1,39	2	2	1	1	1	kruienelement verschuift
29	+ 3,0	11,0	5,43	40	5,04	1,50	3	3	2	1	1	kruienelement verschuift
30	+ 5,3	11,3	2,83	40	2,63	1,97	1	1	1	1	1	kruienelement verschuift
31	+ 5,3	11,2	3,31	40	3,07	2,08	1	1	1	1	1	kruienelement verschuift
32	+ 5,3	11,2	3,73	40	3,46	2,26	1	2	1	1	1	kruienelement verschuift
33	+ 5,3	11,2	4,21	40	3,91	2,55	1-2	5	1	1	1	kruienelement verschuift
34	+ 5,3	11,2	2,63	38	2,46	2,78	1	1	1	1	1	kruienelement verzakt
35	+ 5,3	11,2	3,21	38	3,00	3,02	1	2	1	1	1	kruienelement verzakt
36	+ 5,3	11,2	3,64	38	3,40	3,29	1	3	1	1	1	kruienelement verzakt
37	+ 5,3	11,3	4,08	38	3,81	4,02	1	5	1	1-3	1-3	kruienelement verzakt
38	+ 5,3	11,3	4,60	38	4,30	3,77	1	5	1	1-3	1-3	kruienelement verzakt
39	+ 5,3	11,3	5,04	38	4,71	4,02	1-2	5-6	1	1	1-3	kruienelement verzakt

Tabel 1



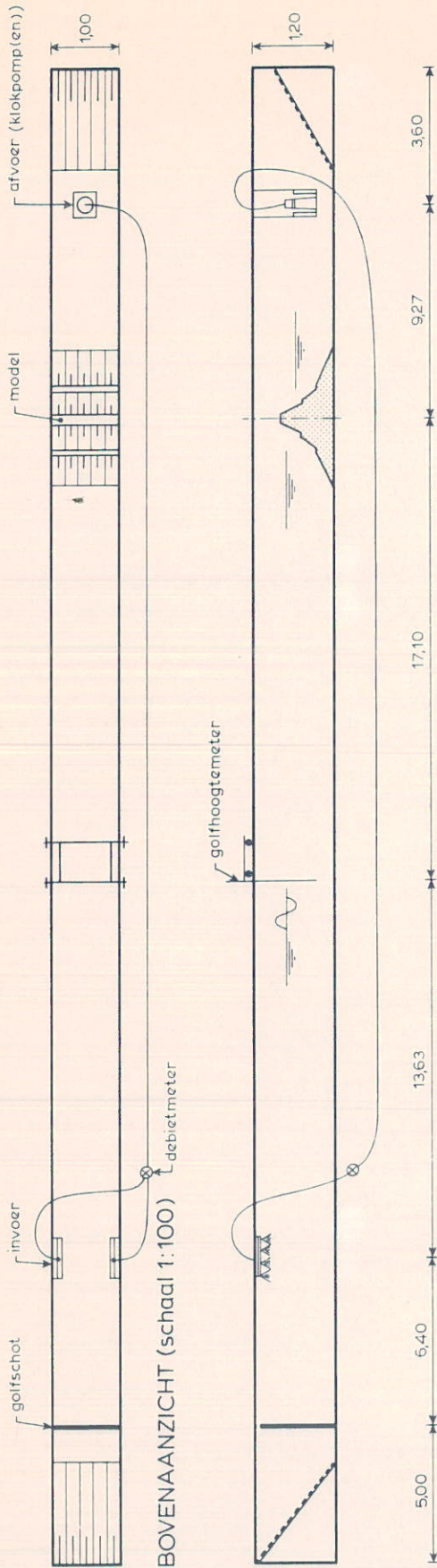
proef	profiel	waterstand zeezijde (m t.o.v. N.A.P.)	T <sub>p</sub> (s)	H <sub>sg</sub> (m)	α (%)	H <sub>si</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s.m <sup>3</sup> )	schade				opmerkingen
								betonblokken		stortsteen		
								zeezijde	O.S.-zijde	zeezijde	O.S.-zijde	
40	VI	+ 5,3	11,4	2,64	38	2,47	3,18	1	1	1	1	
41	VI	+ 5,3	11,3	3,14	38	2,94	3,23	1	1	1	1	
42	VI	+ 5,3	11,4	3,70	38	3,46	3,48	1	2	1	1	
43	VI	+ 5,3	11,4	4,05	38	3,79	3,55	1	3	1	1	
44	VI	+ 5,3	11,3	4,51	38	4,22	4,11	1-2	4	1	1	kruin zakt iets uit
45	VI	+ 5,3	11,3	4,91	38	4,59	4,31	2	6	1	-	
46	VI	+ 4,3	11,1	2,64	40	2,45	2,41	1	1	1	1	
47	VI	+ 4,3	11,1	3,17	49	2,94	2,41	1	1	1	1	
48	VI	+ 4,3	11,1	3,63	40	3,37	2,48	1	2	1	1	
49	VI	+ 4,3	11,2	4,08	40	3,79	2,59	1	2	1	1	
50	VI	+ 4,3	11,2	4,59	40	4,26	2,78	1	3	1-3	1	
51	VI	+ 4,3	11,2	4,98	40	4,62	3,02	1	3	1-3	1	
52	VI	+ 4,3	11,2	5,37	40	4,99	3,02	1	4	1-3	1	
53	VI	+ 3,3	11,0	2,79	41	2,58	1,68	1	1	1	1	
54	VI	+ 3,3	11,0	3,32	41	3,07	1,77	1	1	1	1	
55	VI	+ 3,3	11,0	3,82	41	3,53	1,77	1	1	1	1	
56	VI	+ 3,3	11,0	4,32	41	4,00	1,88	1	1	1	1	
57	VI	+ 3,3	11,0	4,75	41	4,39	1,90	1	1	1	1	
58	VI	+ 3,3	11,2	5,10	41	4,72	1,90	2	1	1	1	
59	VI	+ 3,3	11,2	5,51	41	5,10	2,01	3	1	1-3	1	
60	VI	+ 5,3	9,1	2,46	30	2,36	2,88	1	1	1	1	
61	VI	+ 5,3	9,0	2,43	30	2,33	3,02	1	1	1	1	
62	VI	+ 5,3	9,0	2,93	30	2,81	3,11	1	1	1	1	
63	VI	+ 5,3	9,0	3,20	30	3,07	3,11	1	1	1	1	
64	VI	+ 5,3	9,1	3,71	30	3,55	3,22	1	1	1	1	
65	VI	+ 5,3	9,1	4,16	30	3,98	3,35	1	3	1	1	
66	VI	+ 5,3	9,1	4,61	30	4,41	3,48	1	5	1	1	
67	VI	+ 5,3	9,0	5,06	30	4,85	3,77	1	5	1	1-3	verschoven blokken vormen op de eerste berm een nieuwe bescherming
68	VI	+ 5,3	7,2	1,38	15	1,36	-	1	1	1	1	
69	VI	+ 5,3	7,1	2,80	15	2,77	3,02	1	1	1	1	
70	VI	+ 5,3	7,2	3,16	15	3,13	3,17	1	1	1	1	
71	VI	+ 5,3	7,2	3,56	15	3,52	3,11	1	2	1	1	
72	VI	+ 5,3	7,2	3,84	15	3,80	3,35	1	2	1	1	
73	VI	+ 5,3	7,2	4,11	15	4,07	3,29	1	3	1	1	
74	VI	+ 5,3	7,2	4,39	15	4,34	3,29	1	3	1	1	
75	VI	+ 3,0	9,0	2,04	33	1,94	1,32	1	1	1	1	
76	VI	+ 3,0	9,0	2,70	33	2,56	1,39	1	1	1	1	
77	VI	+ 3,0	9,3	3,34	33	3,17	1,36	1	1	1	1	
78	VI	+ 3,0	9,0	3,86	33	3,67	1,47	1	1	1	1	
79	VI	+ 3,0	9,2	4,40	33	4,18	1,52	2	1	1	1	
80	VI	+ 3,0	9,2	4,95	33	4,70	1,56	3	3	1	1	

Tabel 1

proef	proef profiel	waterstand zeezijde (m t.o.v. N.A.P.)	T <sub>p</sub> (s)	H <sub>sg</sub> (m)	α (°)	H <sub>si</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s.m <sup>1</sup> )	schade			opmerkingen	
								betonblokken		stortsteen		
								zeezijde	O.S.-zijde	zeezijde	O.S.-zijde	
81	VII	w.s. zee + 5,3 w.s. O.S. + 2,4	11,1	3,38	58	2,92	-	1	1	1	1	
82	VII	+ 5,3 + 2,4	11,2	4,28	58	3,70	-	1	1	1	1	
83	VII	+ 5,3 + 2,4	11,3	5,23	58	4,53	-	1	1	1	1	
84	VII	+ 3,0	10,9	4,15	63	3,51	-	1	1	1	1	
85	VII	+ 3,0	10,9	4,87	63	4,12	-	1	1	1	1	
86	VII	+ 3,0	10,9	5,48	63	4,63	-	1	1-2	1	1	
87	VII	+ 3,0	11,1	6,00	63	5,07	-	1	1-2	1	1	
88	VII	+ 5,3	11,2	3,68	57	3,19	-	1	3-4	1	1	
89	VII	+ 5,3	11,1	4,03	57	3,50	-	1	4	1	1	
90	VII	+ 5,3	11,0	4,47	57	3,88	-	1	4	1	1	
91	VII	+ 5,3	11,1	4,91	57	4,26	-	1	4	1	1	
92	VII	+ 5,3	11,2	5,35	57	4,65	-	1	4	1	1	

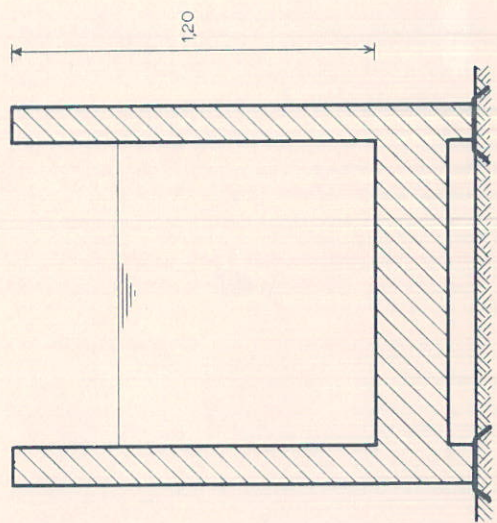
20% à 25% van de blokken aan de O.S.-zijde is verplaatst  
40% van de blokken aan de O.S.-zijde is verplaatst,  
filterlaag nog niet zichtbaar  
geen verdere schadeontwikkeling  
geen verdere schadeontwikkeling

Tabel 1 Proevenprogramma met randvoorwaarden en optredende schade



BOVENAANZICHT (schaal 1:100)

ZIJAAANZICHT (schaal 1:100)



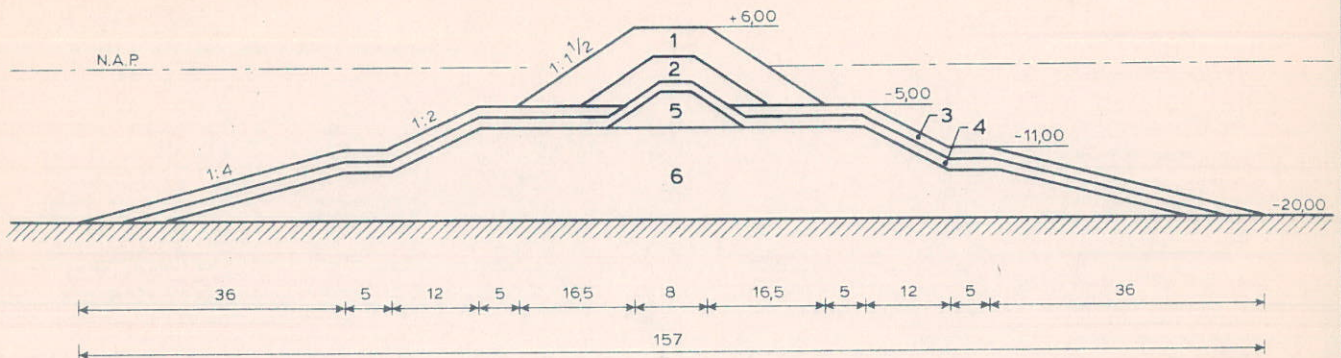
DWARSDOORSNEDE (schaal 1:25)

maten in m.

MODELOPSTELLING

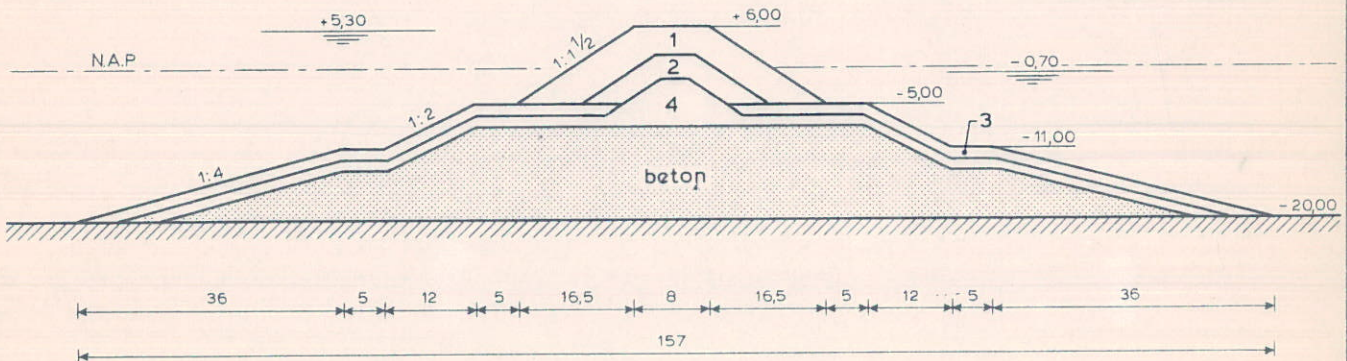


## PROFIEL A



- 1 betonblokken : 45 ton ,  $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 5,00m
- 2 stortsteen : 6-10 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,00m
- 3 stortsteen : 1-3 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,50m
- 4 stortsteen : 60-300kg ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,20m
- 5 stortsteen : 10-60kg
- 6 fosforslakken :  $\varnothing \approx 7,5 \text{ cm}$

## PROFIEL I

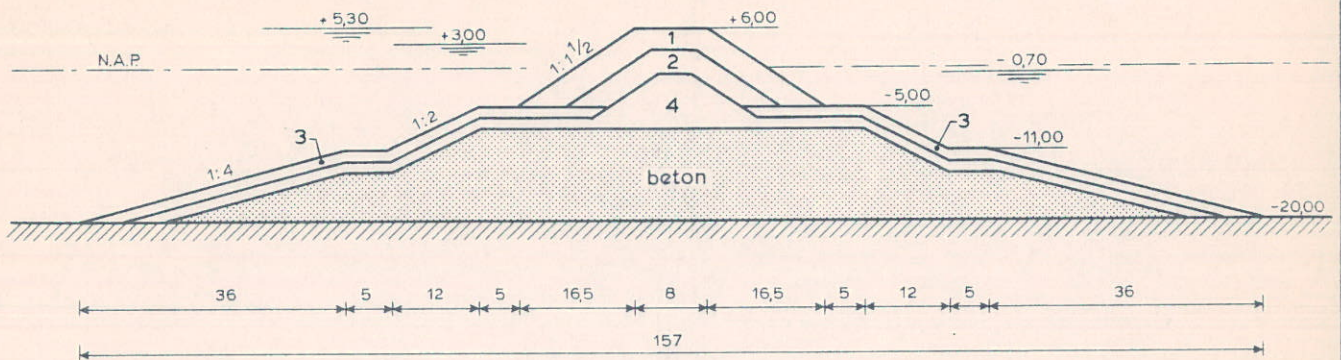


- 1 betonblokken : 45 ton ,  $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 5,00 m
- 2 stortsteen : 6-10 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,00 m
- 3 stortsteen : 1-3 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,50 m
- 4 stortsteen : 60-300 kg ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,20 m

DAMPROFIEL A EN I

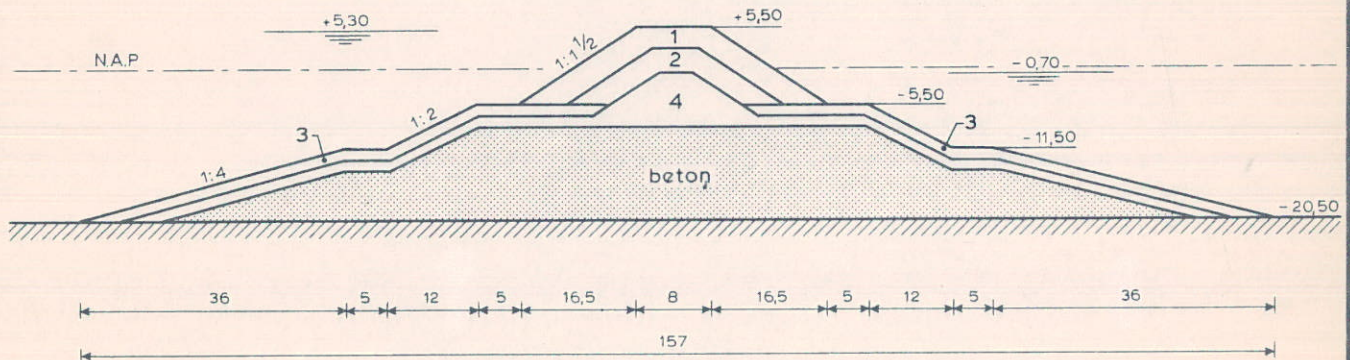


## PROFIEL II



- 1 betonblokken : 12 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,50 m
- 2 stortsteen : 6-10 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,00 m
- 3 stortsteen : 1 - 3 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,50 m
- 4 stortsteen : 60-300 kg ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,20 m

## PROFIEL III

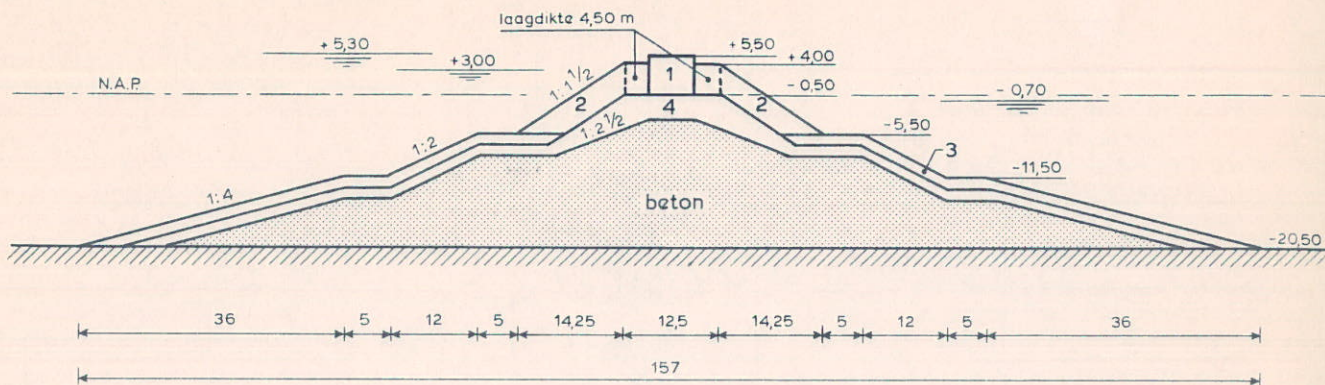


- 1 betonblokken : 12 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,50 m
- 2 stortsteen : 6-10 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,00 m
- 3 stortsteen : 1 - 3 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,50 m
- 4 stortsteen : 60-300 kg ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,20 m

DAMPROFIEL II EN III

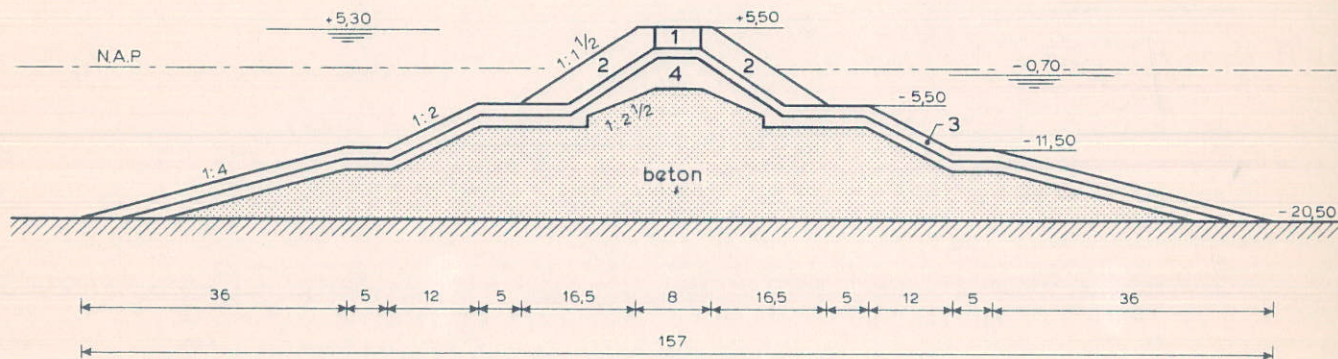


### PROFIEL IV



- 1 betonelement : 6 x 6 x 2 m
- 2 betonblokken : 12 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,50 m
- 3 stortsteen : 1 - 3 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,50 m
- 4 stortsteen : 60-300 kg ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,20 m

### PROFIEL V

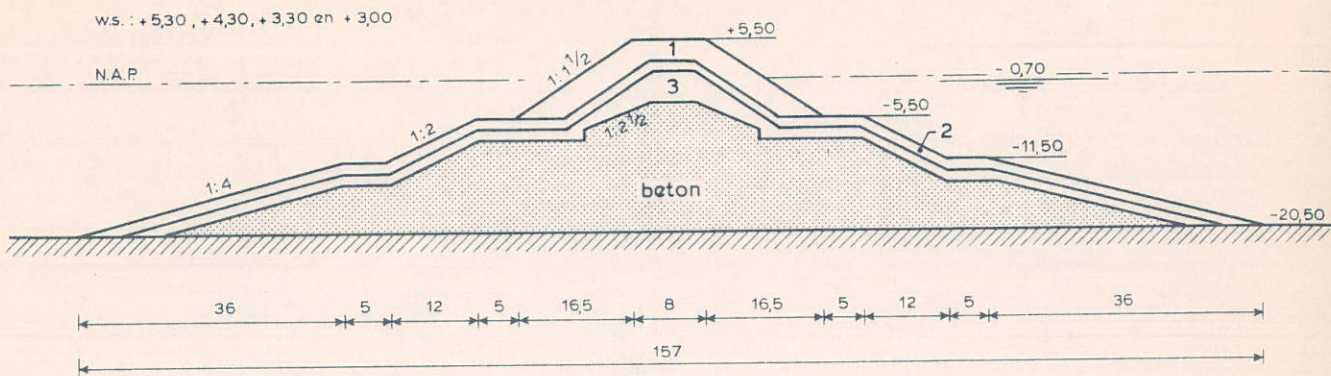


- 1 betonelement : 6 x 3,5 x 2 m
- 2 betonblokken : 18 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,50 m
- 3 stortsteen : 1 - 3 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,50 m
- 4 stortsteen : 60-300 kg ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,20 m

DAMPROFIEL IV EN V

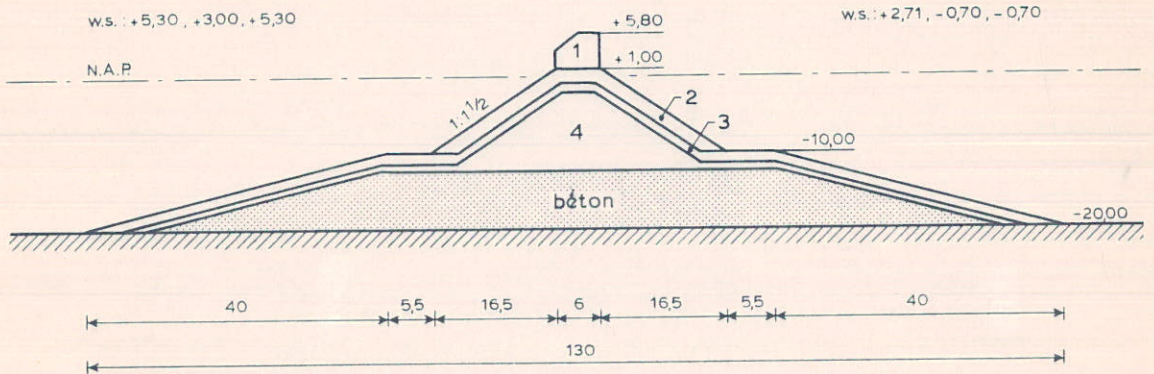


## PROFIEL VI



- 1 betonblokken : 18 ton ,  $\rho = 2250 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,50 m
- 2 stortsteen : 1 - 3 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,50 m
- 3 stortsteen : 60-300 kg ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,20 m

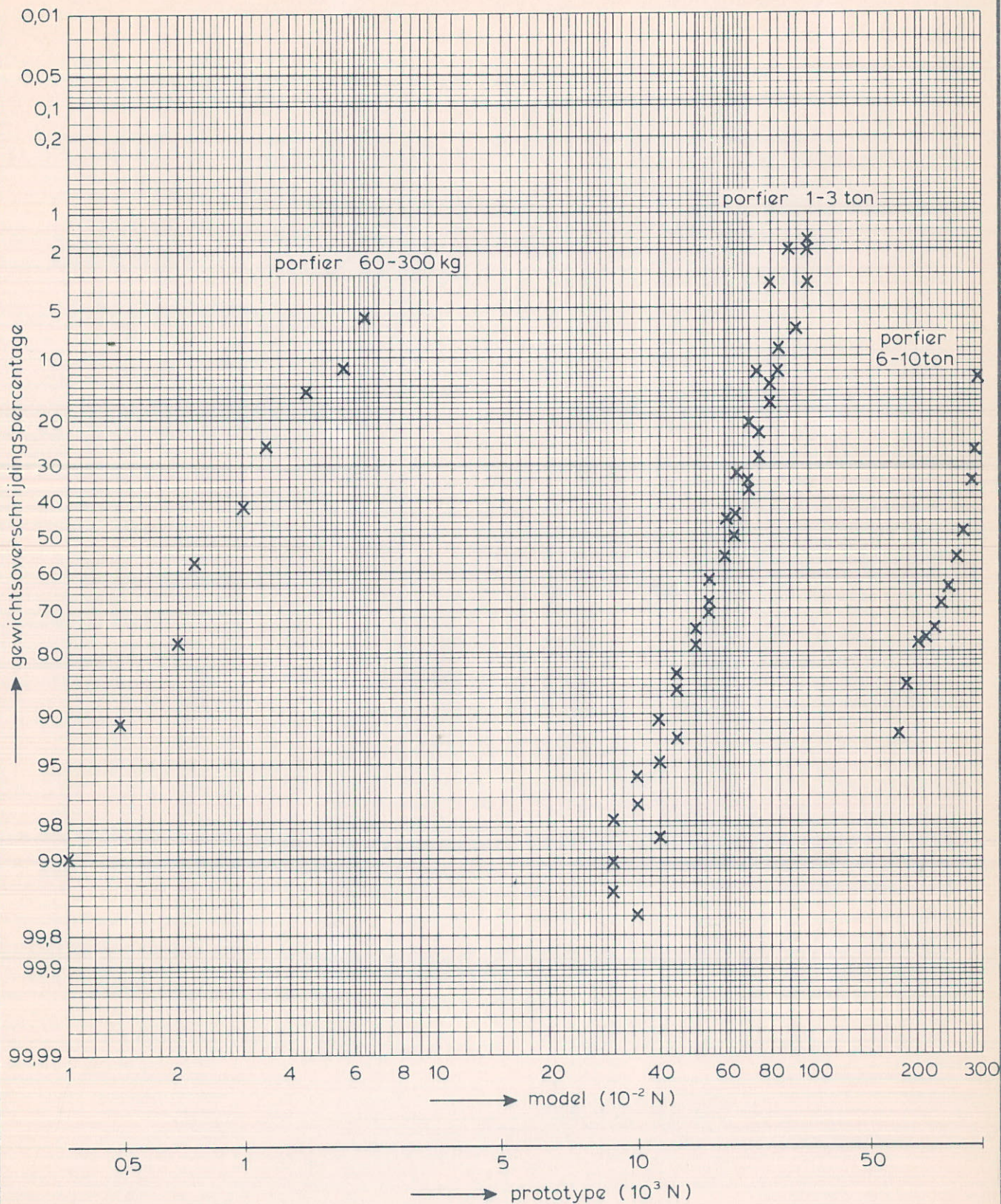
## PROFIEL VII



- 1 betonelement
- 2 betonblokken : 18 ton ,  $\rho = 2250 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 3,50 m
- 3 stortsteen : 1 - 3 ton ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,50 m
- 4 stortsteen : 60-300 kg ,  $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ , laagdikte = 1,20 m

DAMPROFIEL VI EN VII





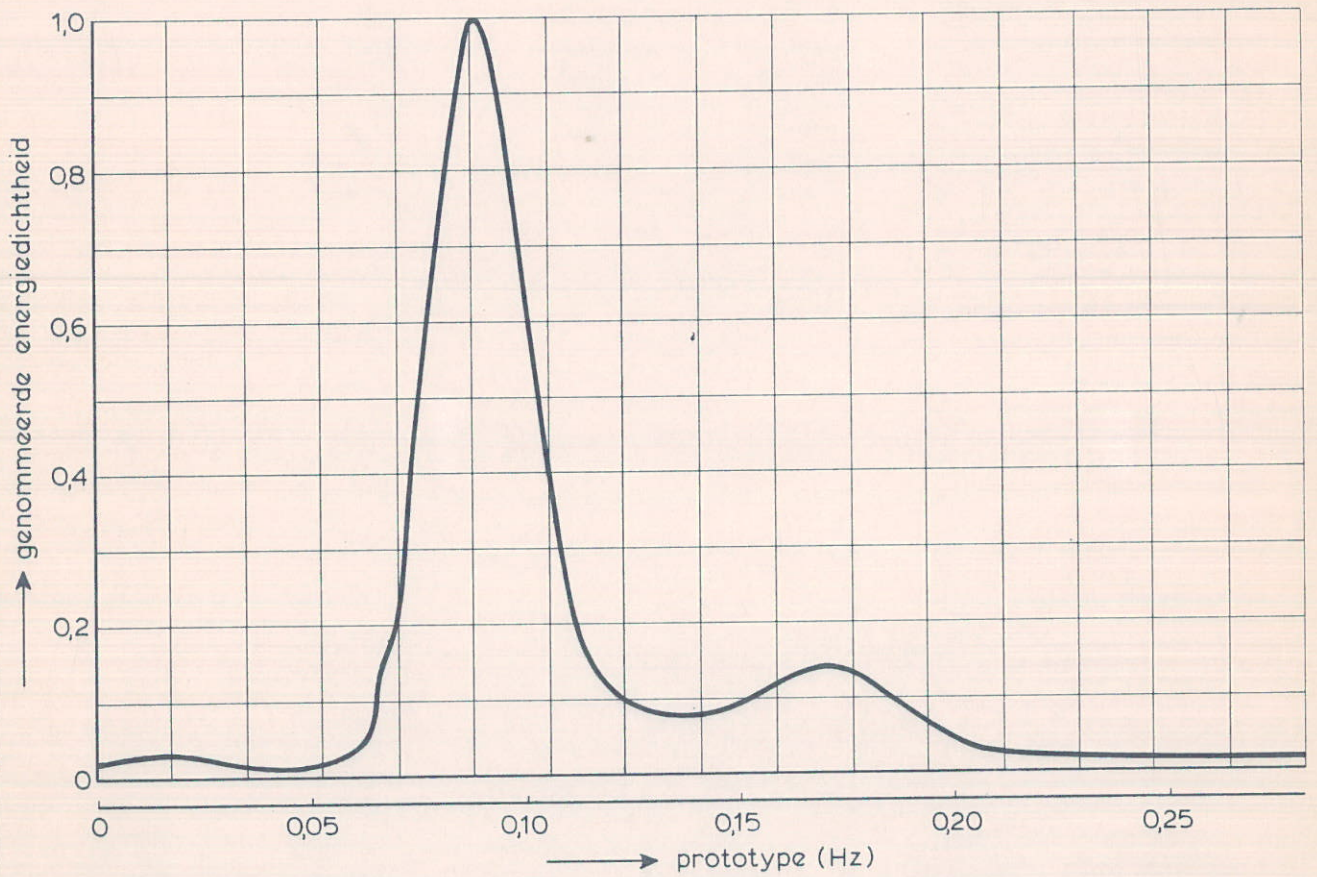
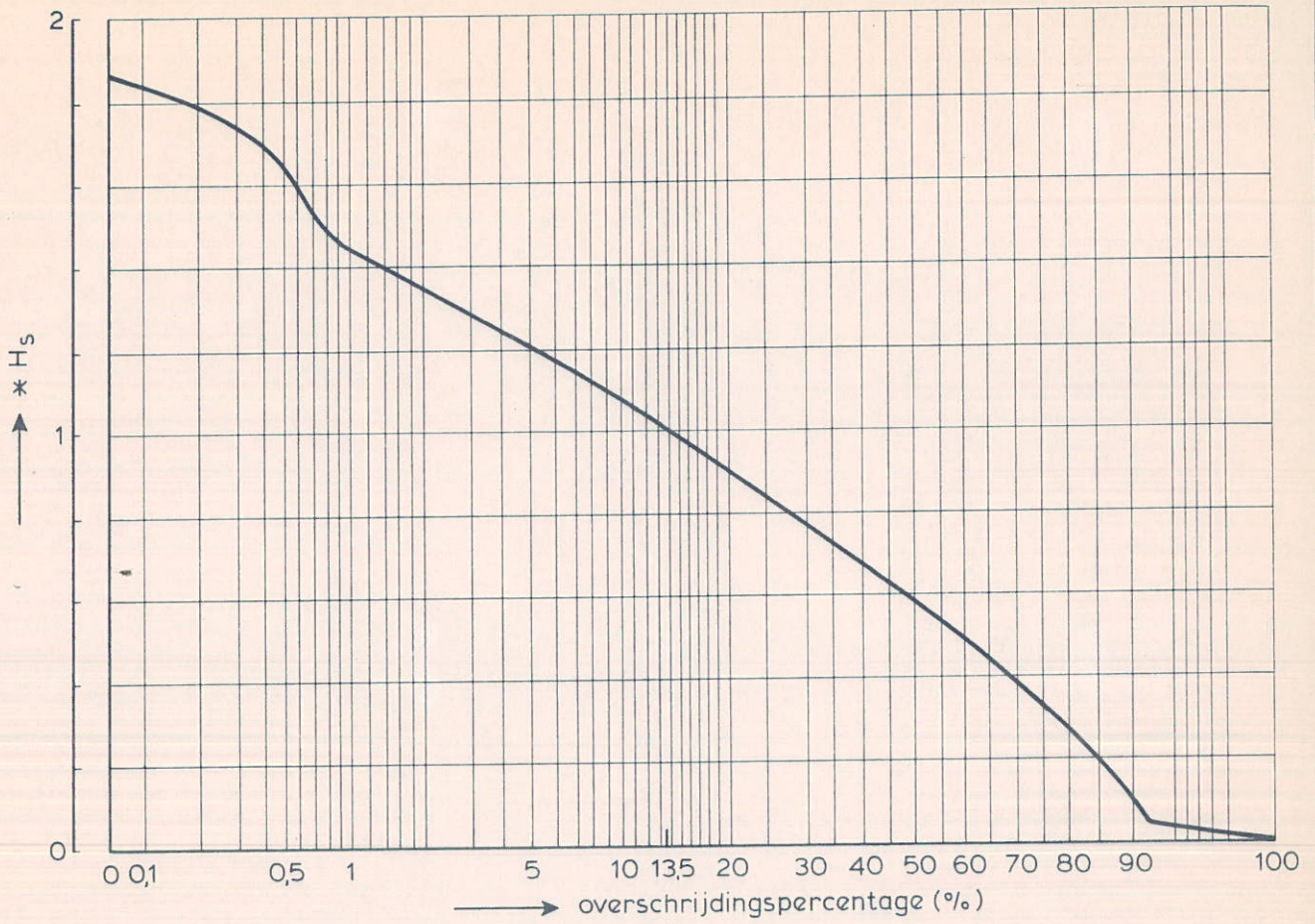
GEWICHTSVERDELING VAN DE GEBRUIKTE  
STORTSTEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

FIG. 6





SPEKTRUM + GOLFHOOGTE OVERSCHRJDINGSKROMME

$T_p = 11,3s$

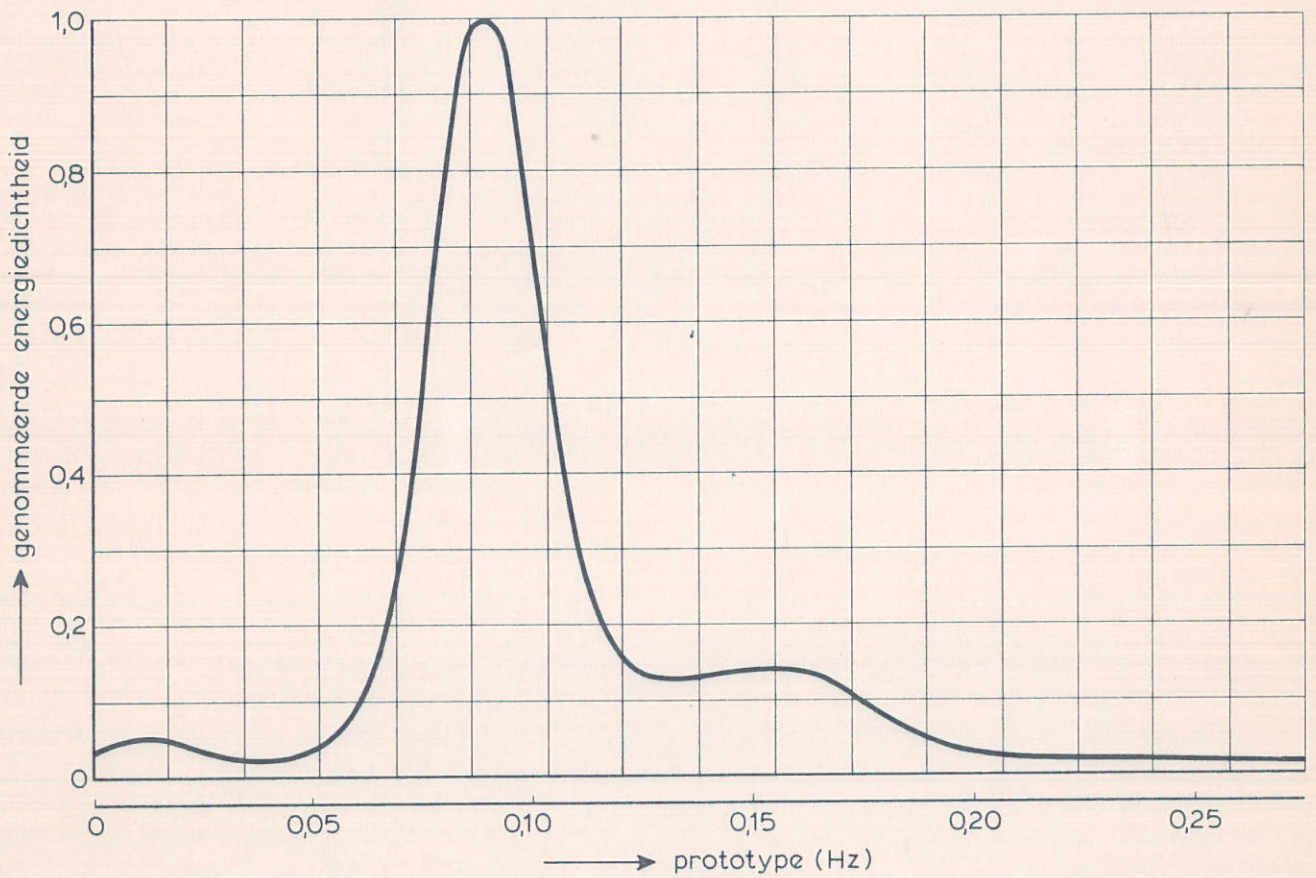
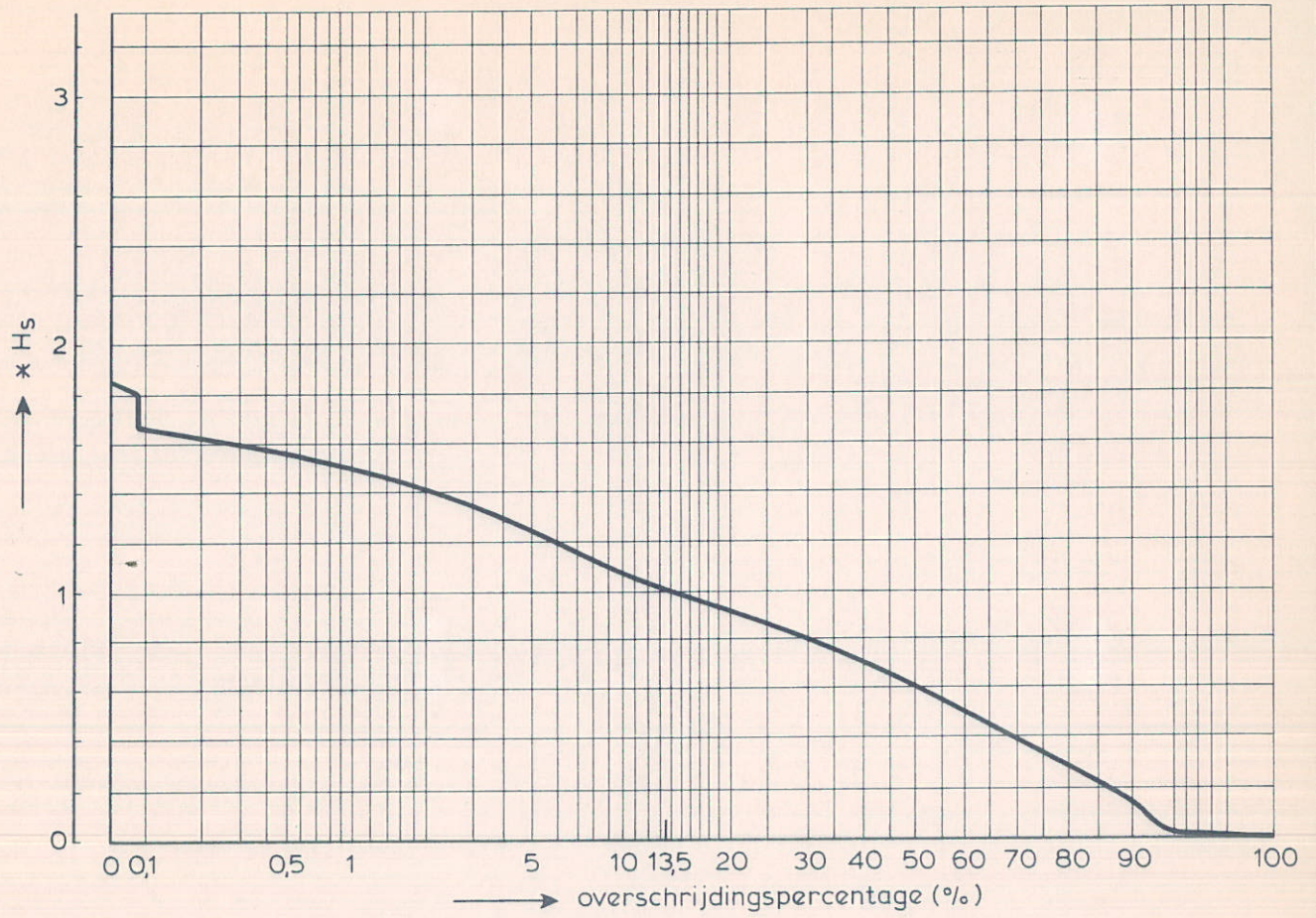
N.A.P. + 5,3 m

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

FIG. 7





SPEKTRUM + GOLFHOOGTE OVERSCHRIJ-  
DINGSKROMME

$T_p = 11,0s$

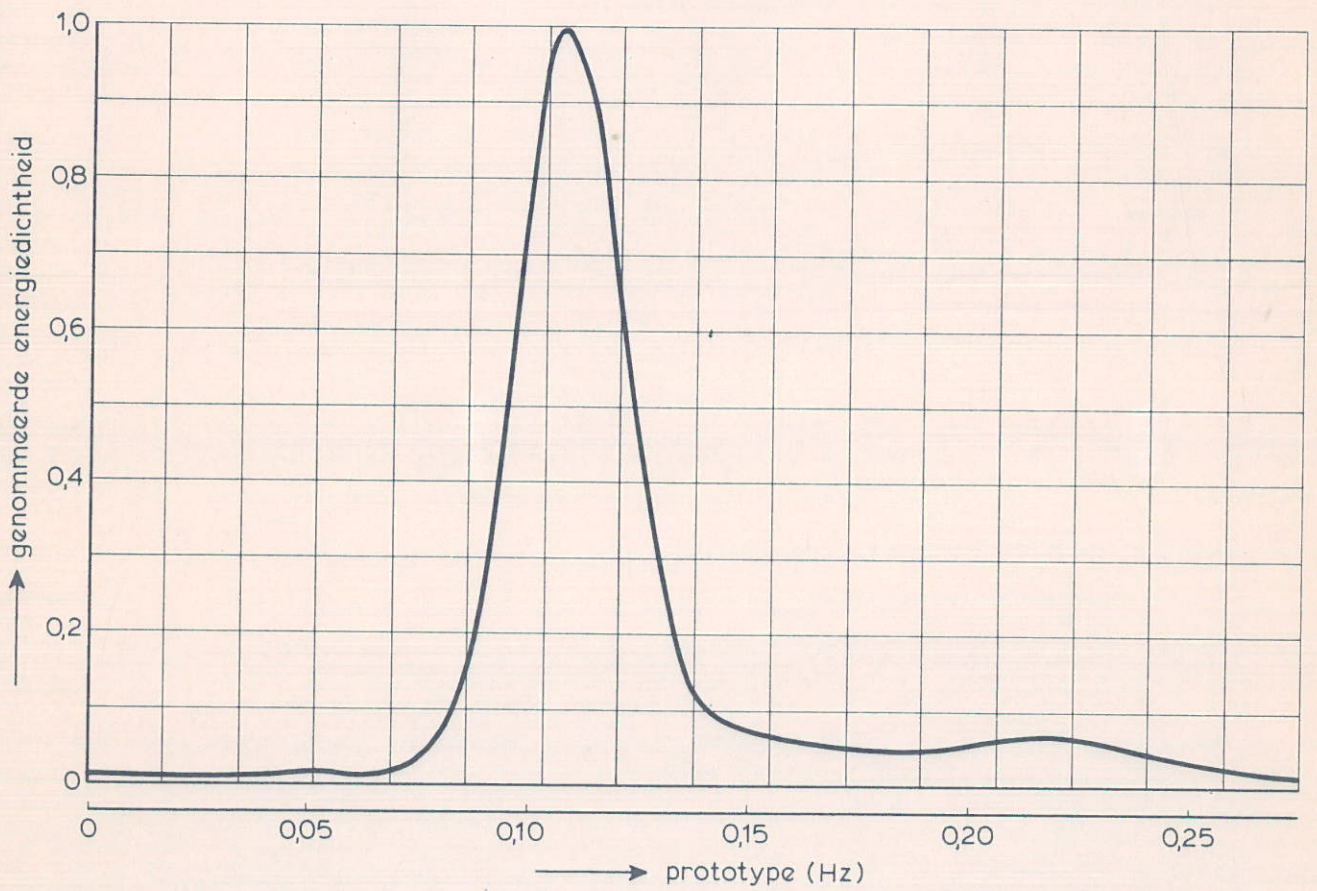
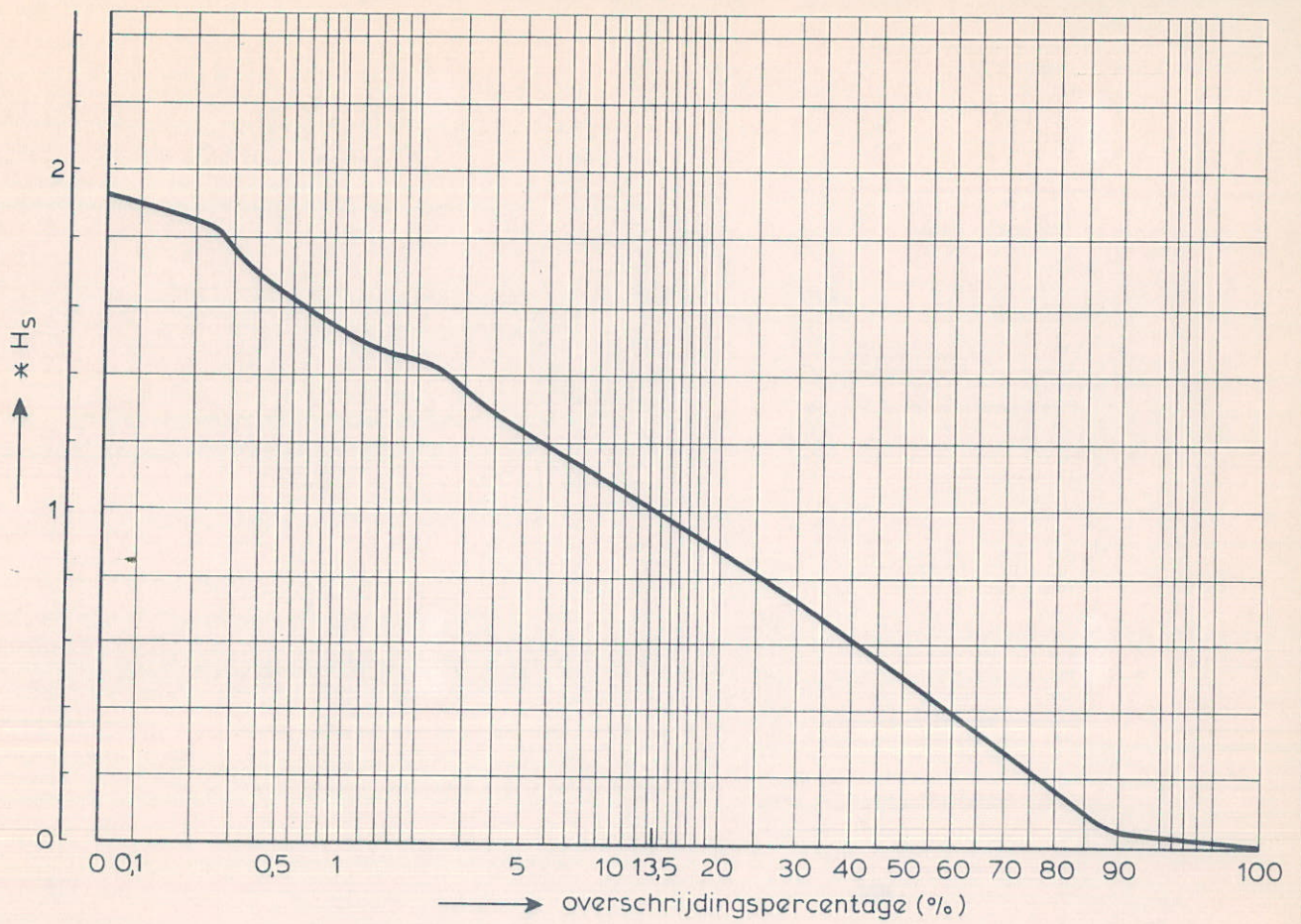
N.A.P. + 3,0m

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

FIG. 8





SPEKTRUM + GOLFHOOGTE OVERSCHRJDINGSKROMME

$T_p = 9s$

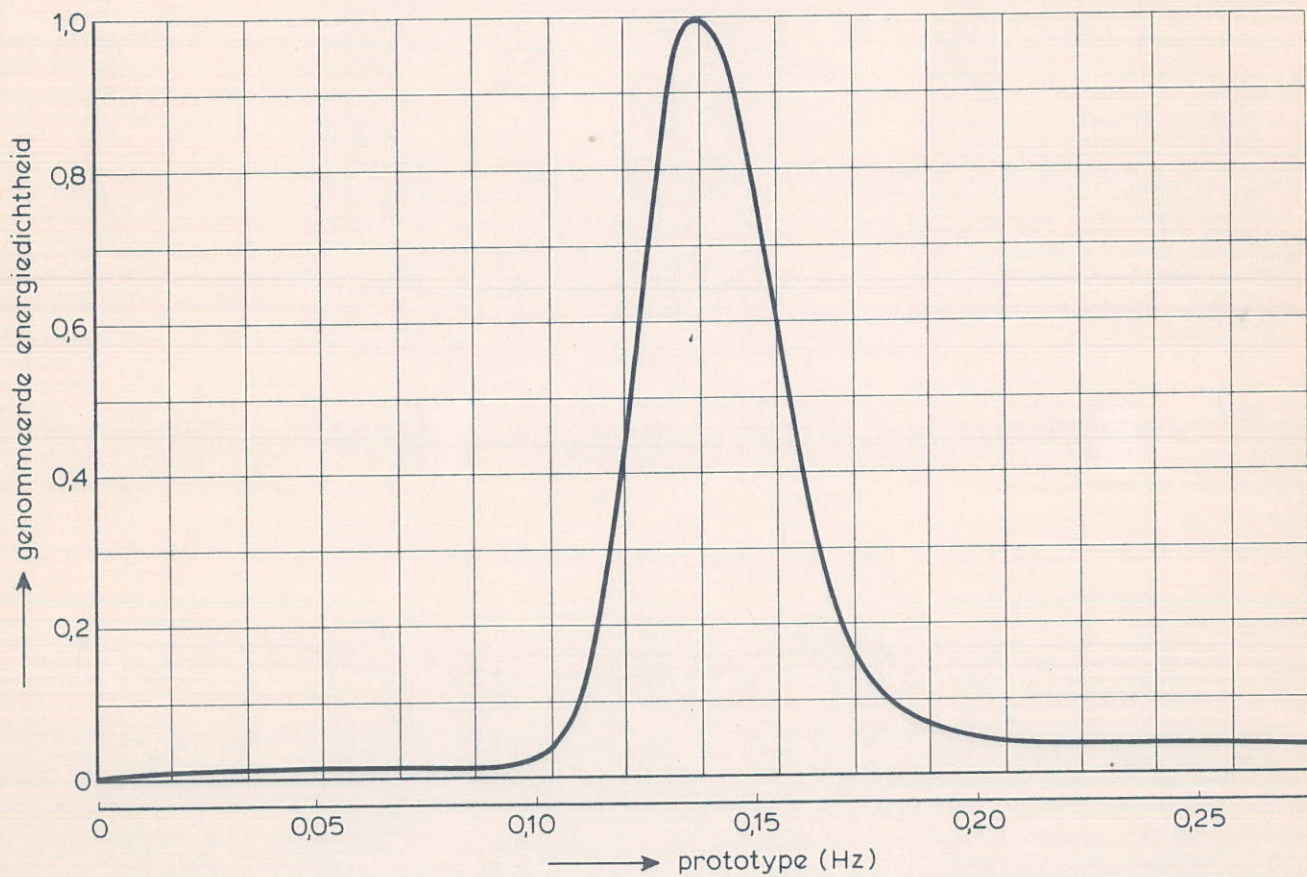
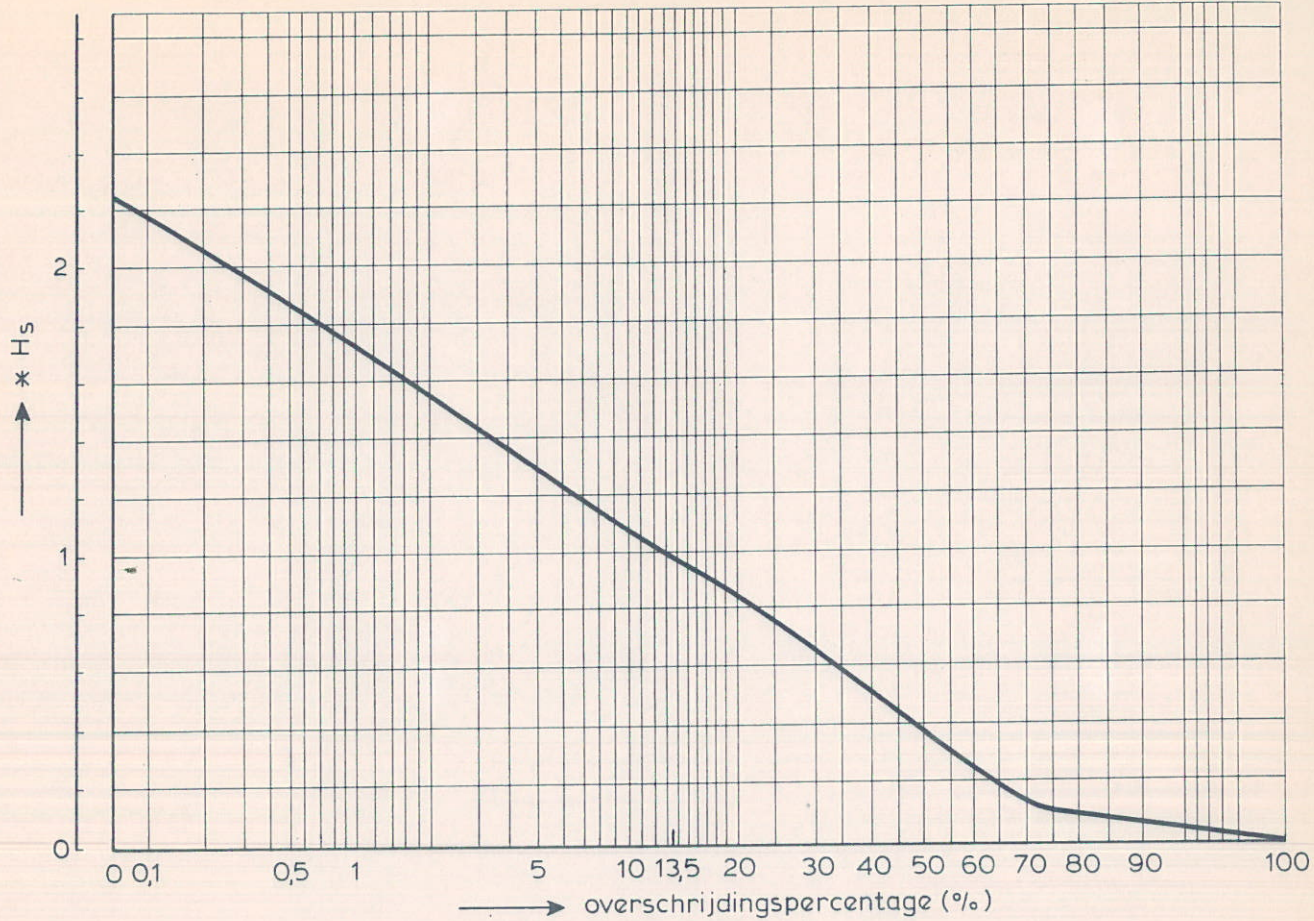
N.A.P. + 5,3m

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

FIG. 9





SPEKTRUM + GOLFHOOGTE OVERSCHRUI-  
DINGSKROMME

$T_p = 7s$

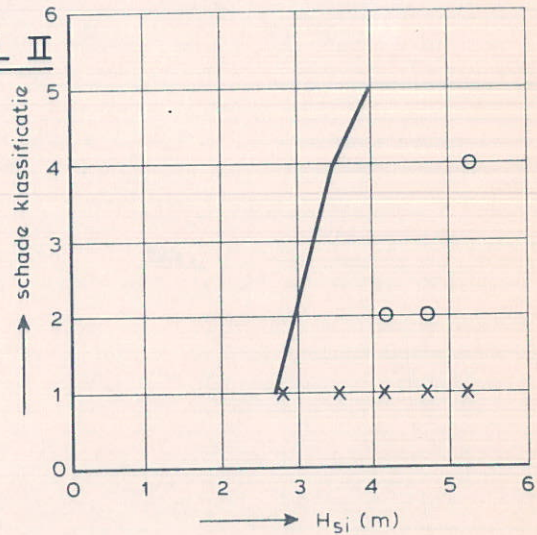
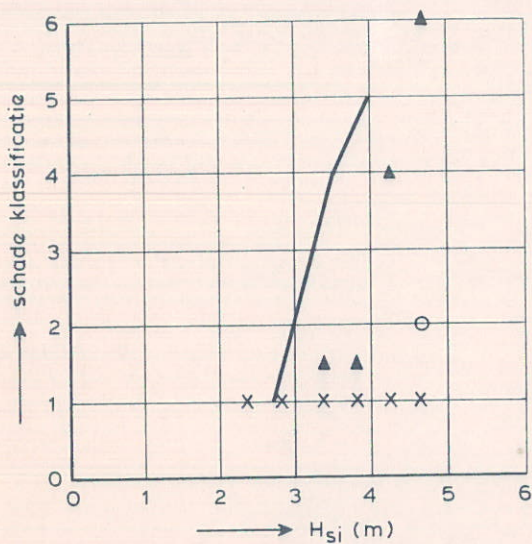
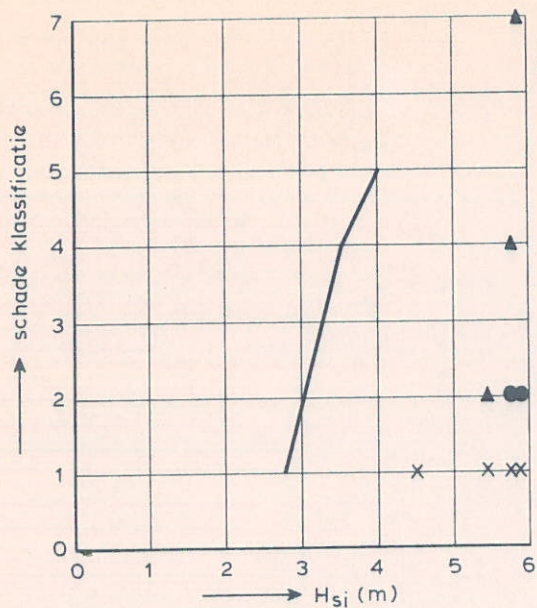
N.A.P. + 5,3m

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

FIG. 10





- △ betonblokken zeezijde
- ▲ betonblokken O.S. zijde
- stortsteen zeezijde
- stortsteen O.S. zijde
- × proef
- ontwerp criterium

zeeniveau N.A.P. +5,3m  
O.S.niveau N.A.P. -0,7m

zeeniveau N.A.P. +3,0m  
O.S.niveau N.A.P. -0,7m

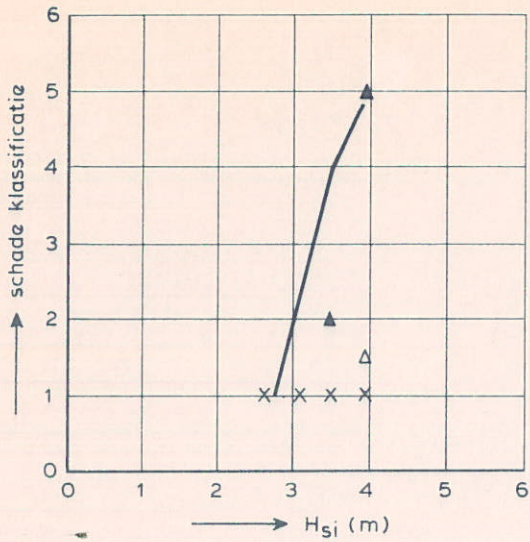
SCHADELJUNEN PROFIEL I, II EN III

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

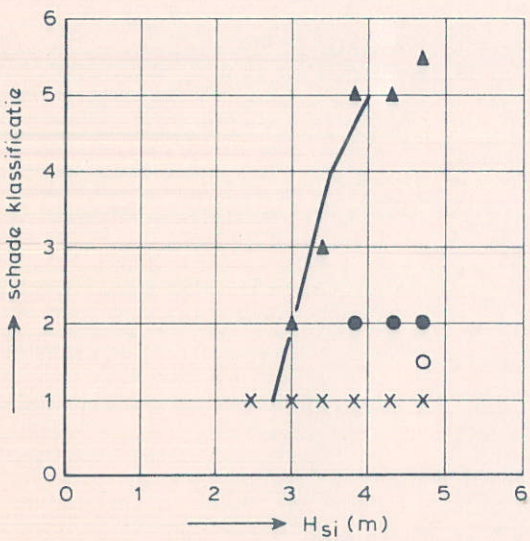
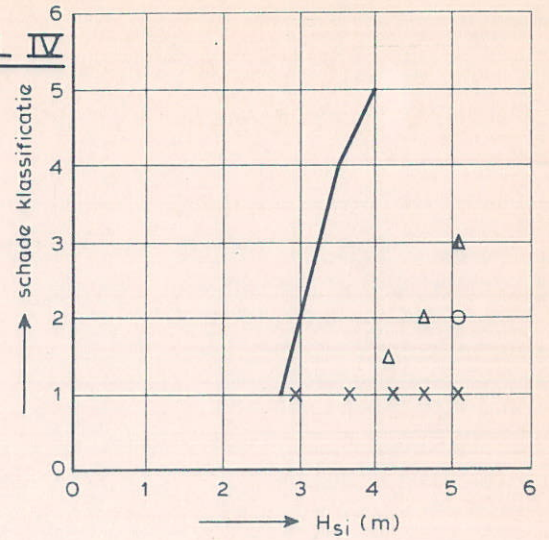
M 1574

FIG. 11



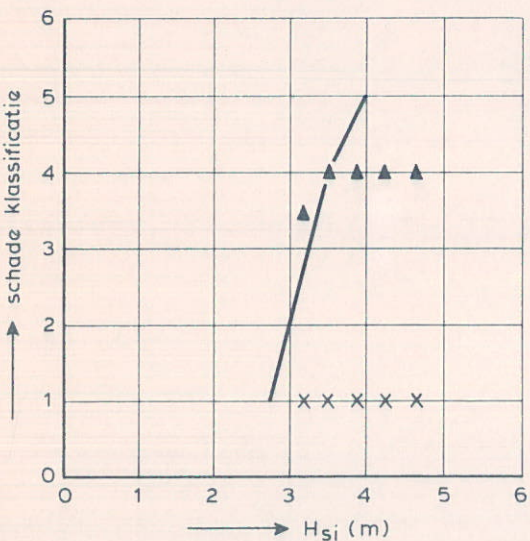


PROFIEL IV

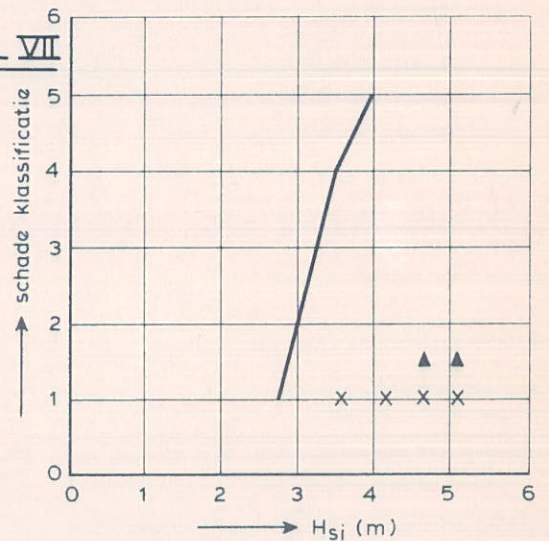


PROFIEL VI

- △ betonblokken zeezijde
- ▲ betonblokken O.S. zijde
- stortsteen zeezijde
- stortsteen O.S. zijde
- X proef
- ontwerp criterium



PROFIEL VII



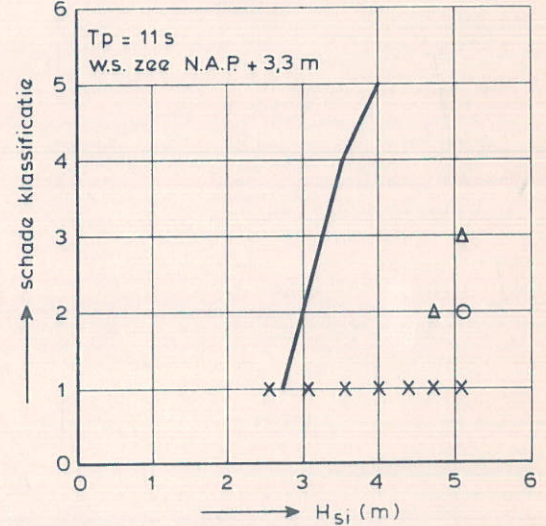
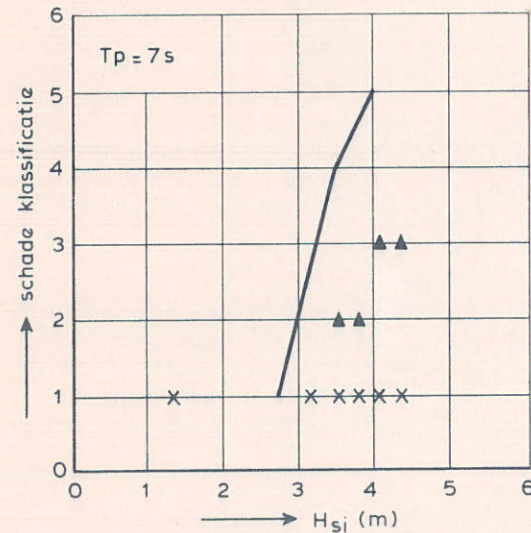
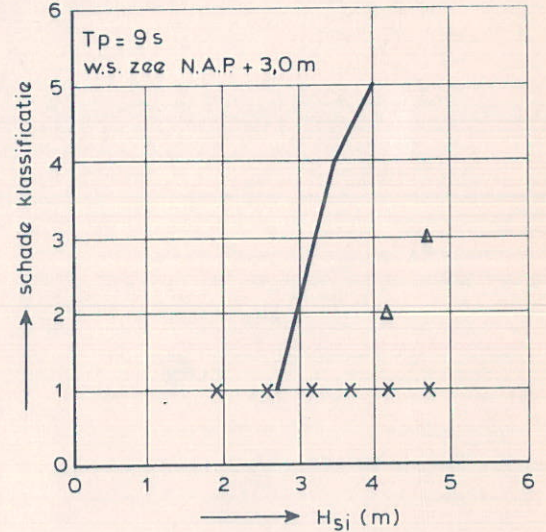
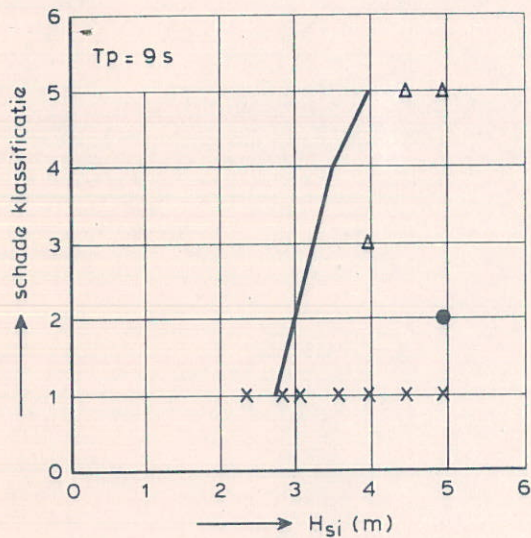
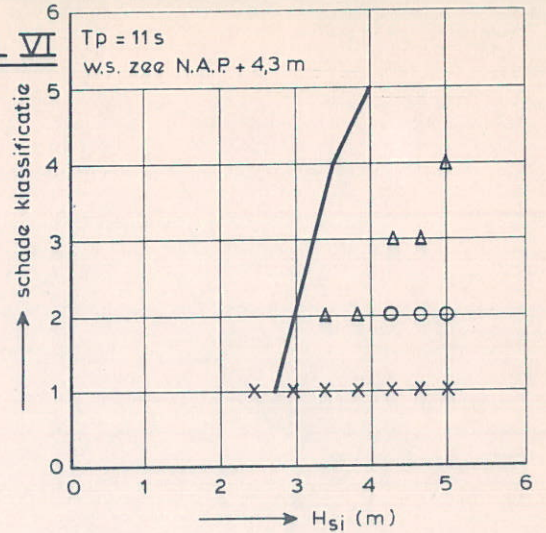
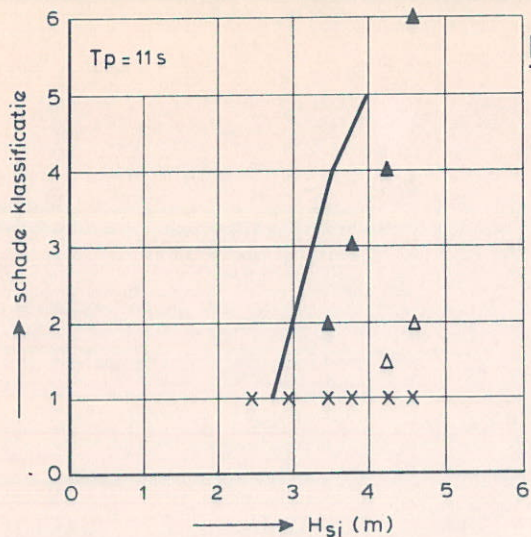
zeeniveau N.A.P. + 5,3 m  
O.S.niveau N.A.P. - 0,7 m

zeeniveau N.A.P. + 3,0 m  
O.S.niveau N.A.P. - 0,7 m

SCHADELJEN PROFIEL IV, V EN VII



**PROFIEL VI**



zeeniveau N.A.P. + 5,3 m  
O.S.niveau N.A.P. - 0,7 m

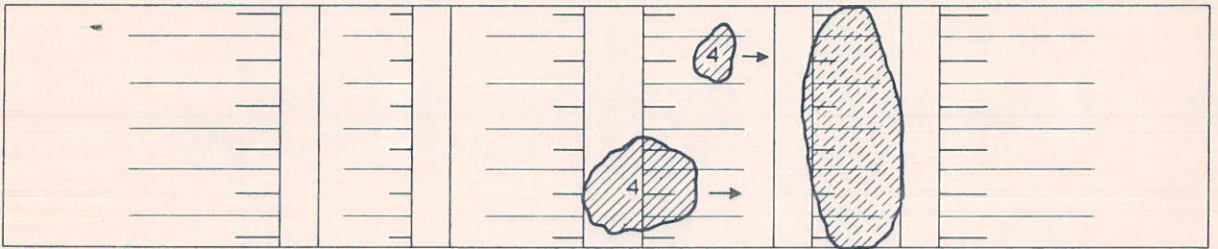
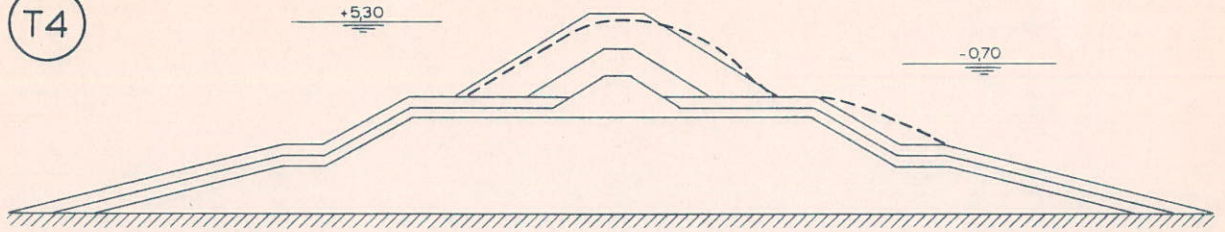
- △ betonblokken zeezijde
- ▲ betonblokken O.S. zijde
- stortsteen zeezijde
- stortsteen O.S. zijde
- X proef
- ontwerpkriterium

O.S.niveau N.A.P. - 0,7 m

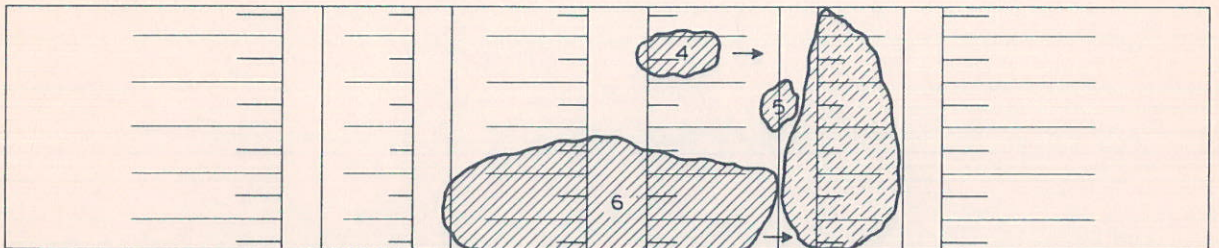
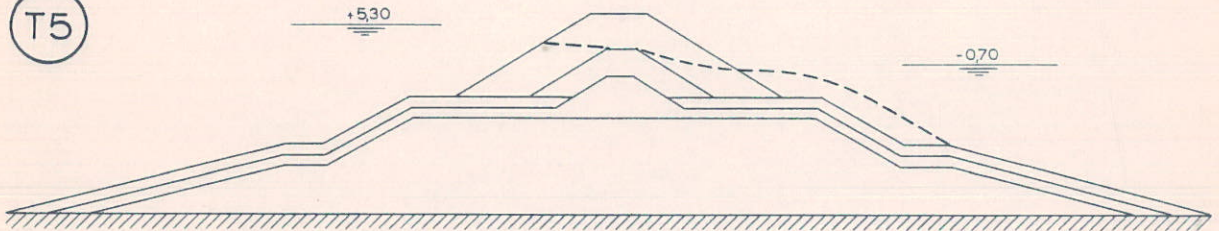
**SCHADELJUNEN PROFIEL VI**



T4



T5



SCHADEBEELD PROFIEL I (T4 EN T5)

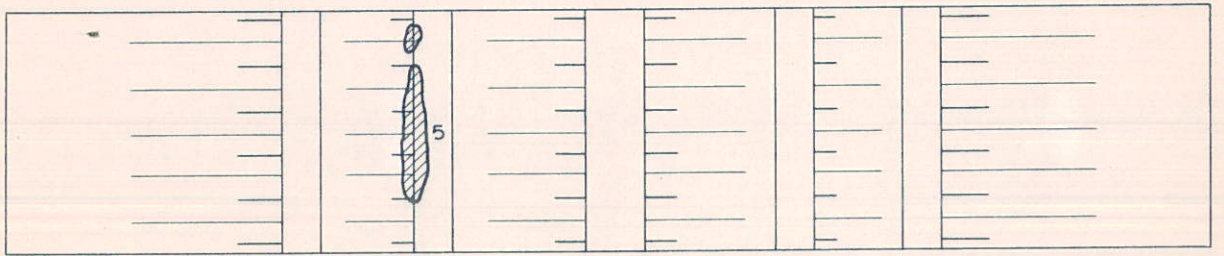
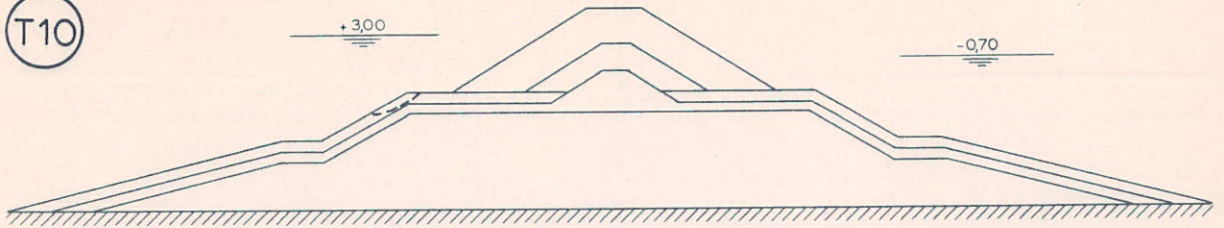
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

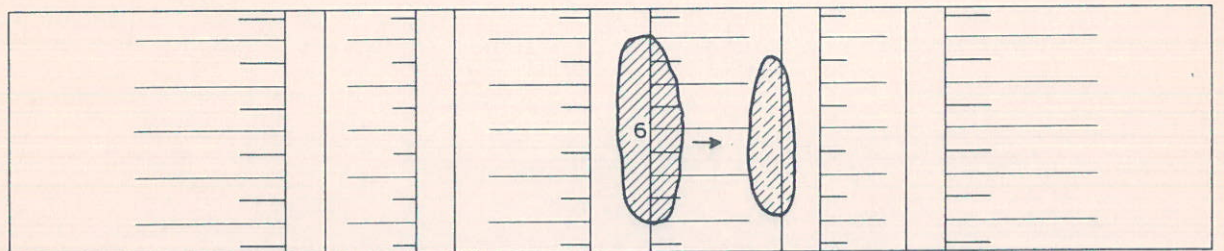
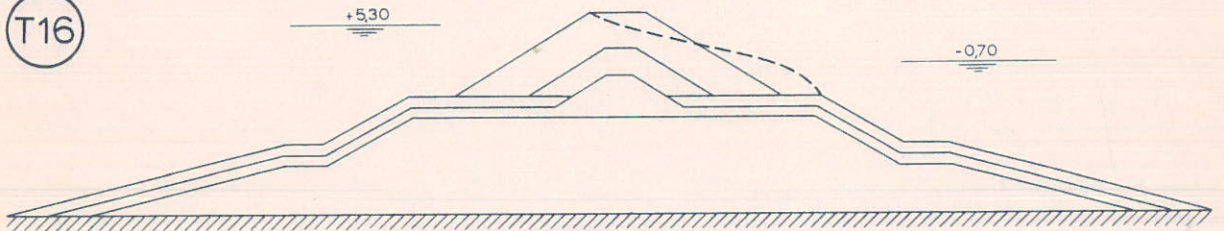
FIG. 14



T10



T16



SCHADEBEELD PROFIEL II (T10 EN T16)

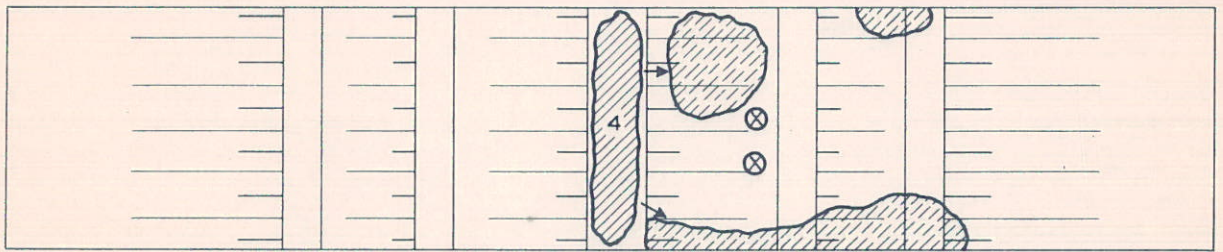
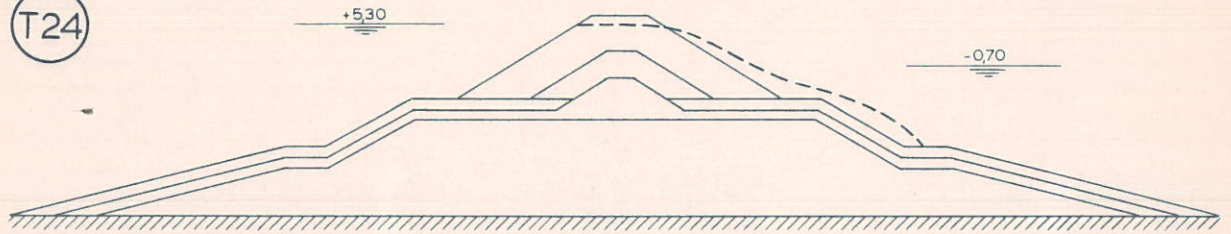
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

FIG. 15



T24



⊗ stortsteen 60-300 kg zichtbaar

SCHADEBEELD PROFIEL III (T24)

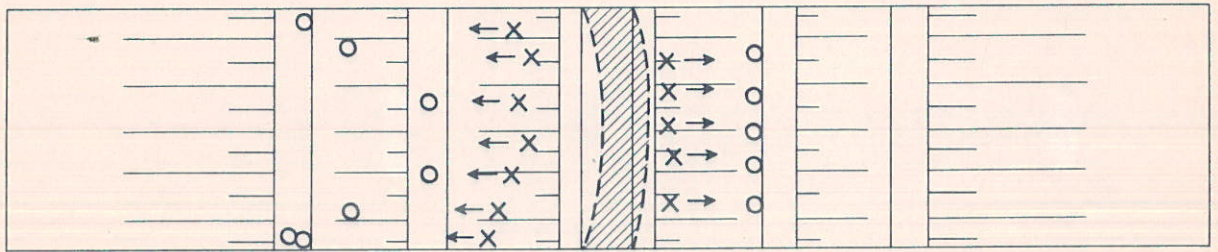
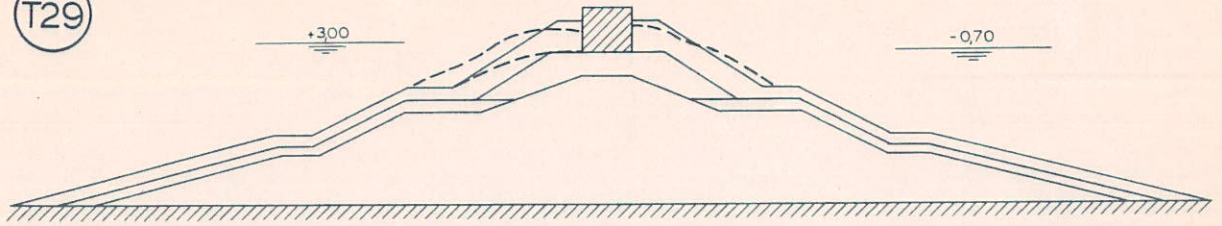
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

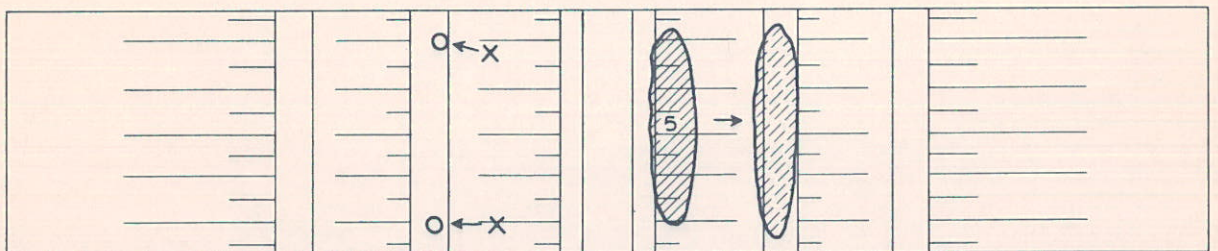
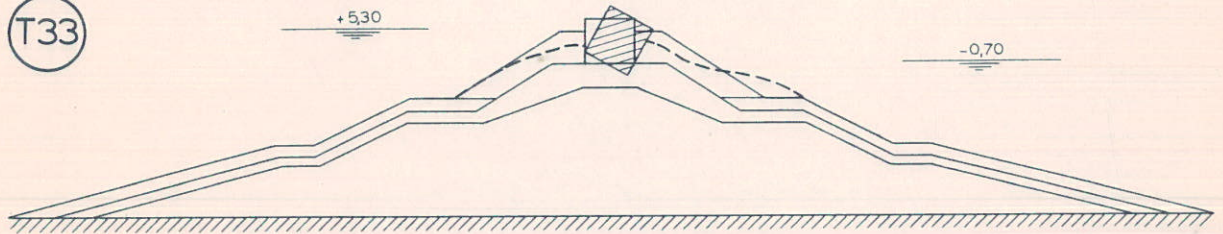
FIG. 16



T29



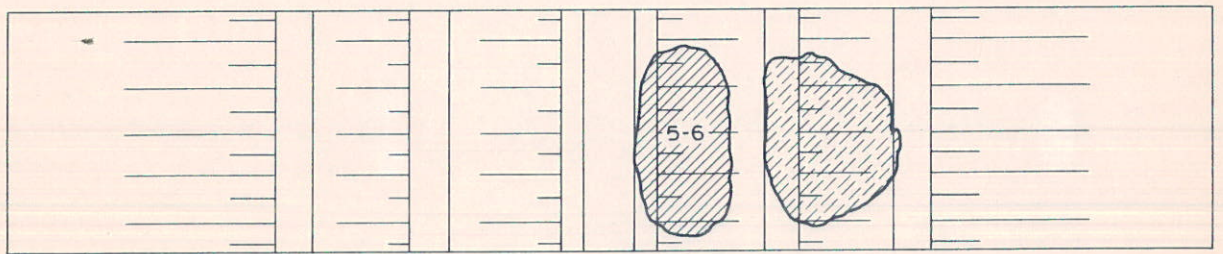
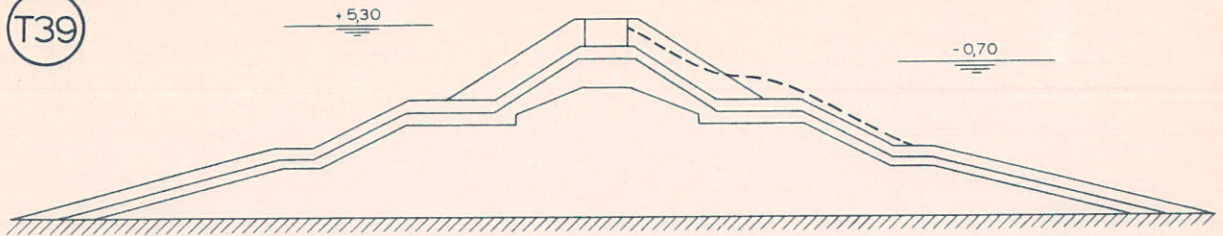
T33



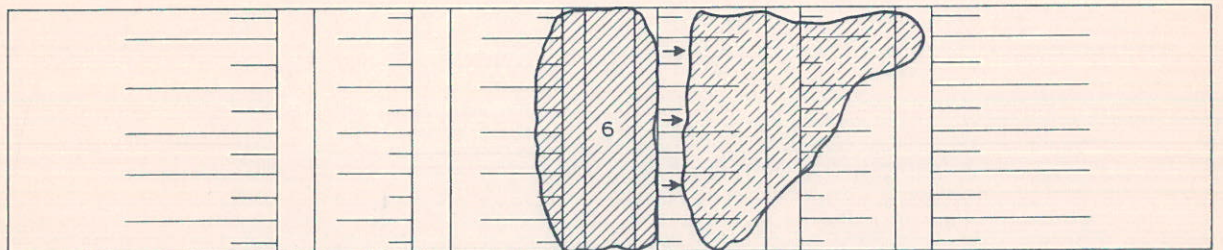
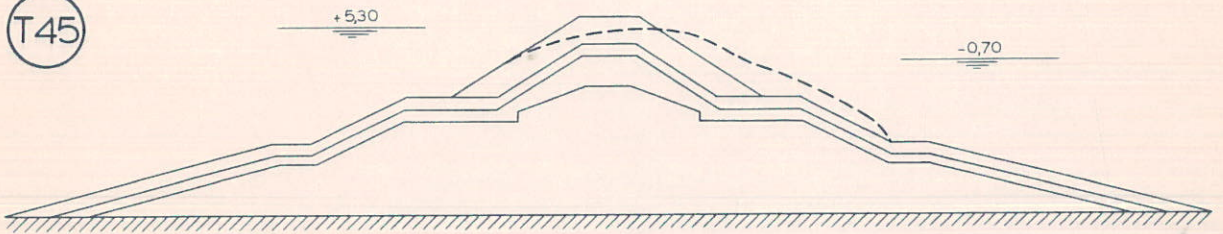
SCHADEBEELD PROFIEL IV (T29 EN T33)



T39



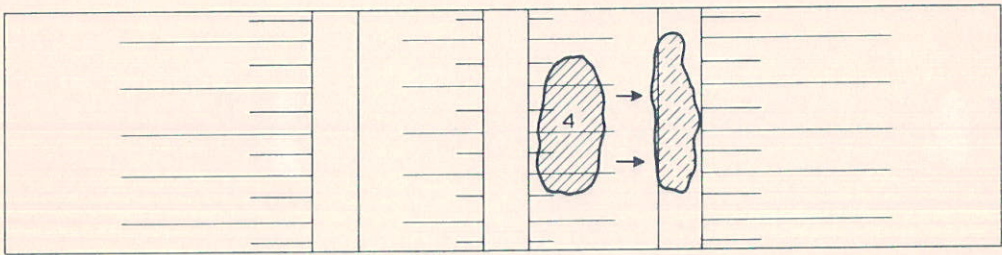
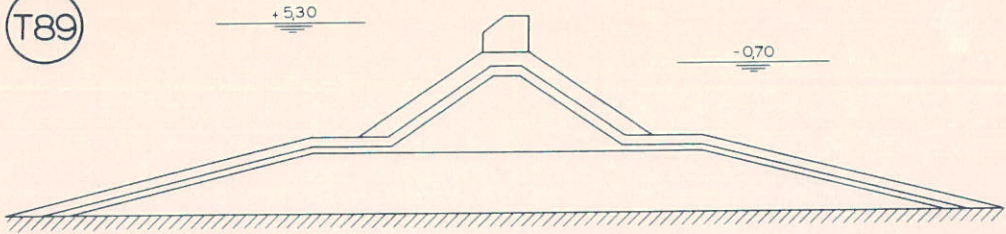
T45



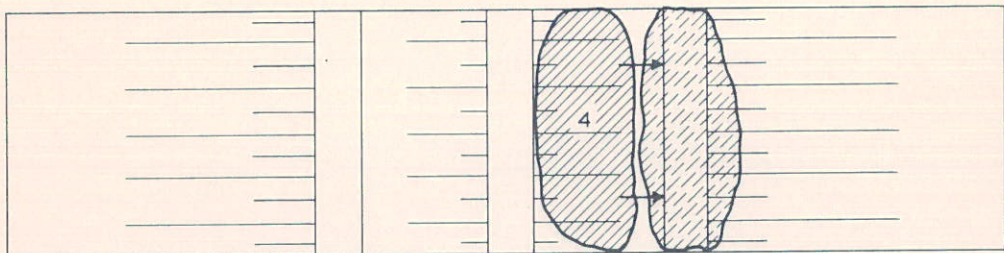
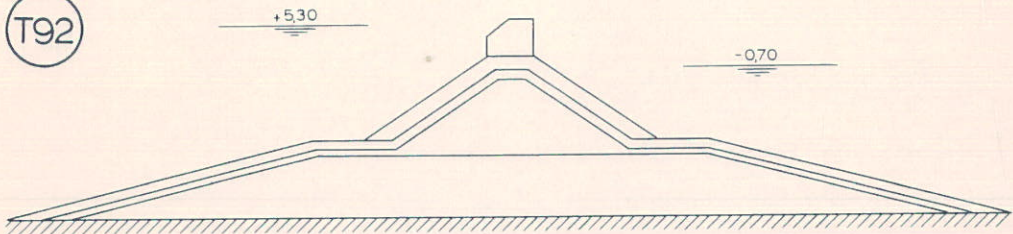
SCHADEBEELD PROFIEL V EN VI (T39 EN T45)



T89



T92



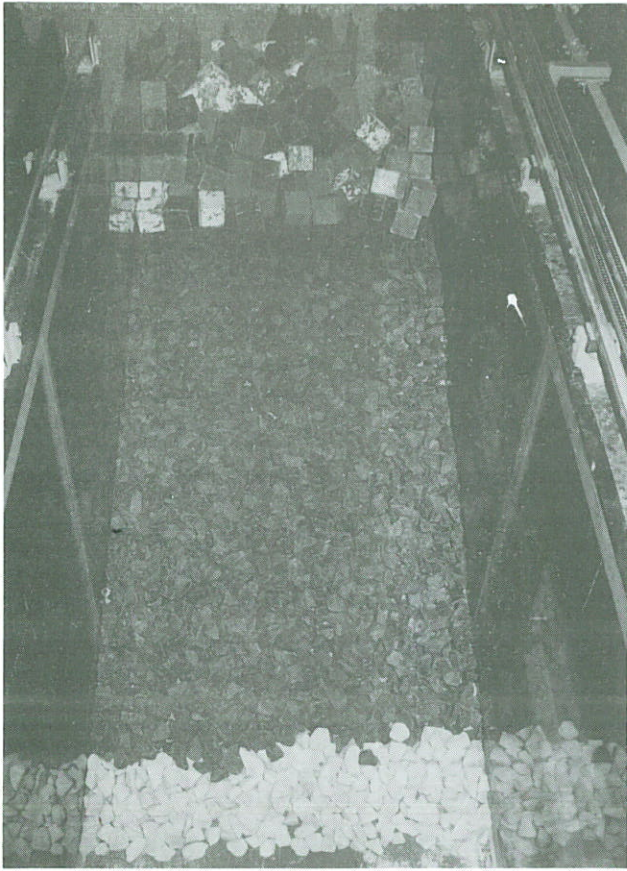
SCHADEBEELD PROFIEL VII (T89 EN T92)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1574

FIG. 19





1 Dam voor de proeven



2 Schade na proef T4

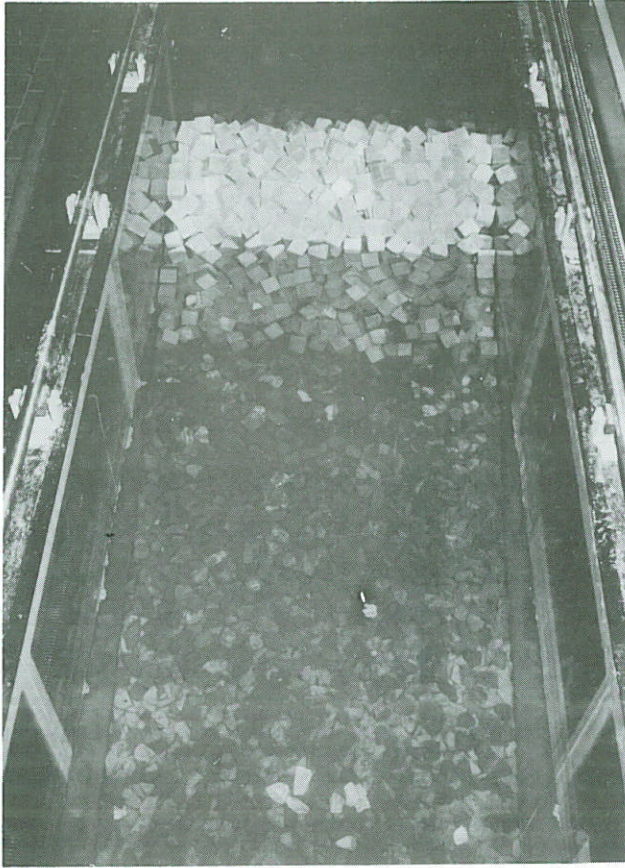


3 Schade na proef T5

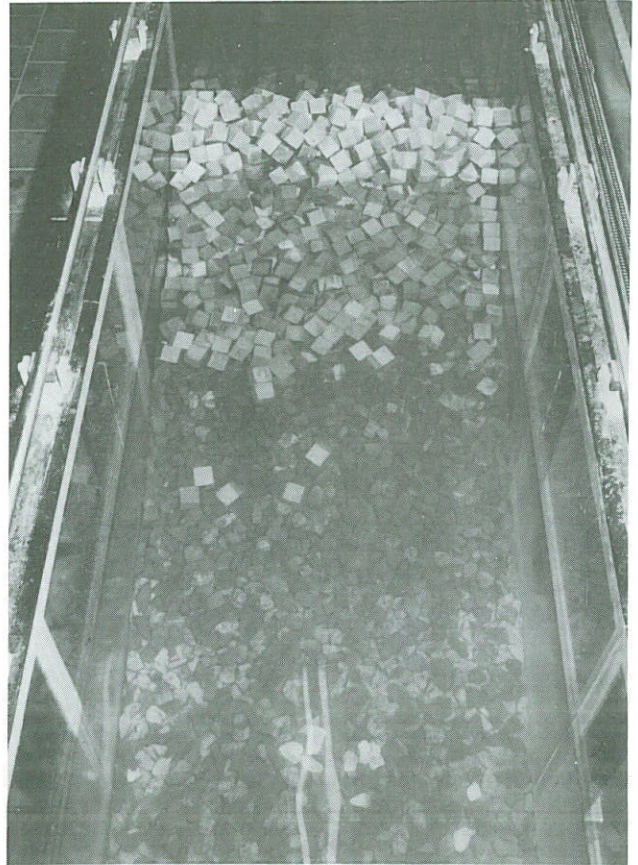
NB: Alle schadefoto's zijn vanaf  
de OS zijde genomen

Schadefoto's profiel I

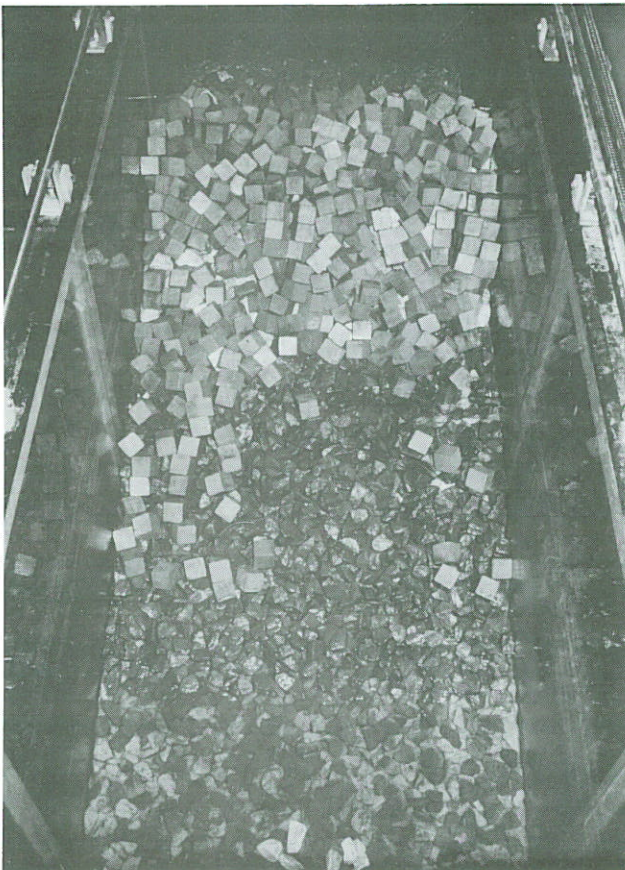




4 Dam voor de proeven



5 Schade na proef T16



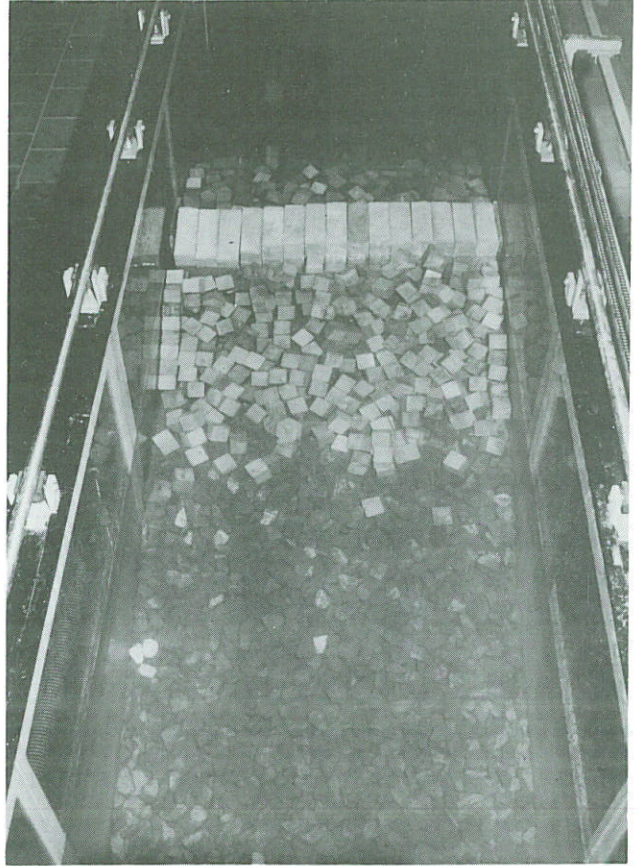
6 Schade na proef T24

Schadefoto's profiel II en III





7 Dam voor de proeven

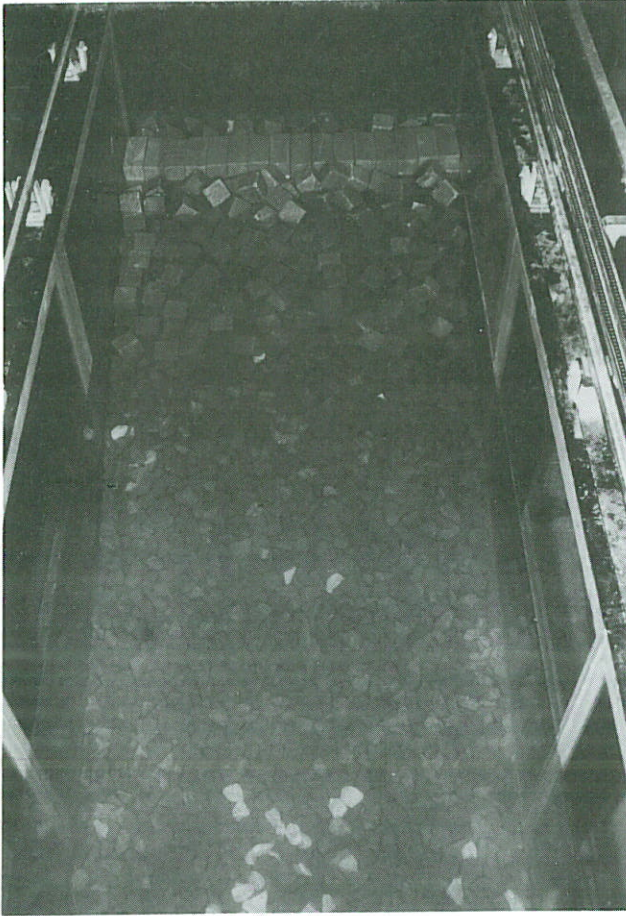


8 Schade na proef T33



9 Detail schade kruinelement, proef T33





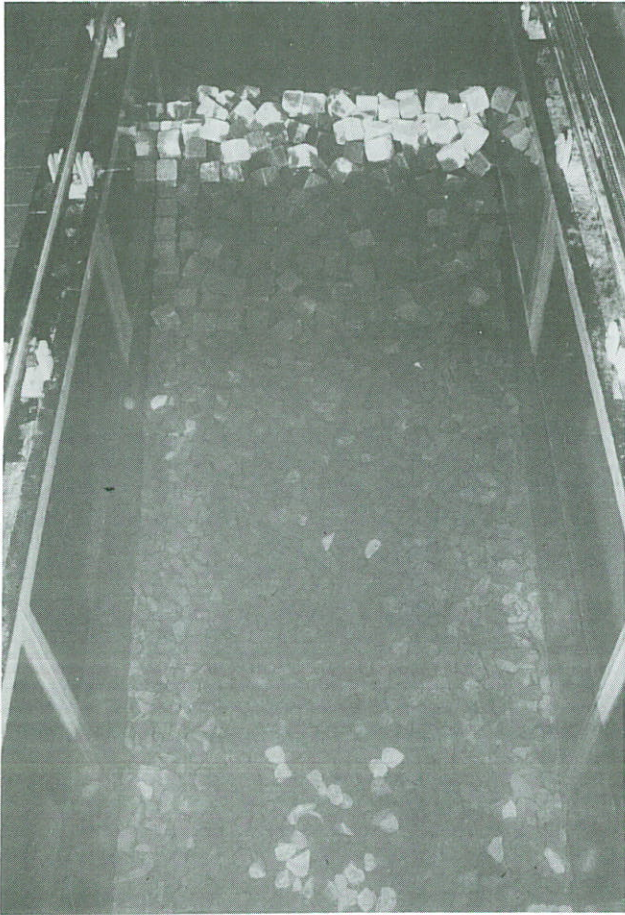
10 Dam voor de proeven



11 Schade na proef T39

Schadefoto's profiel V





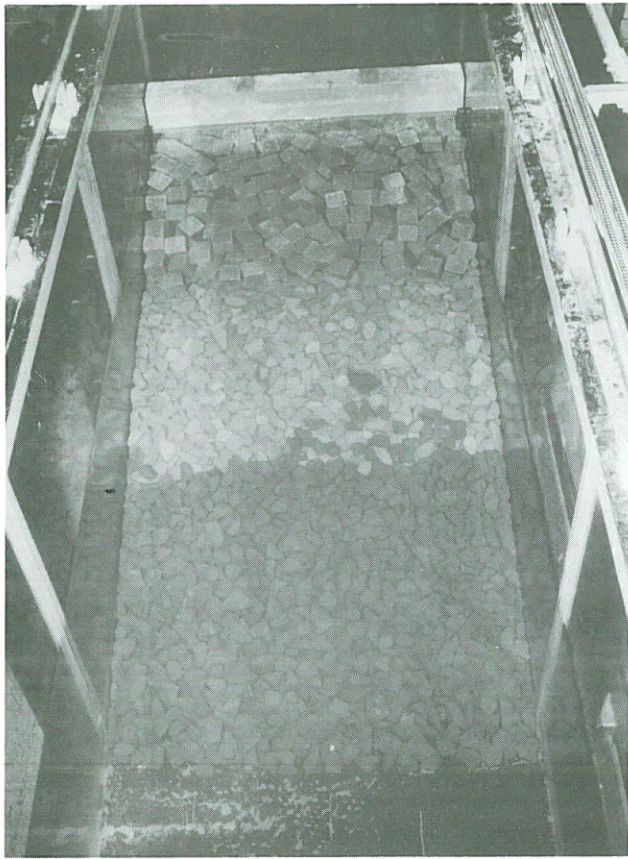
12 Dam voor de proeven



13 Schade na proef T45

Schadefoto's profiel VI

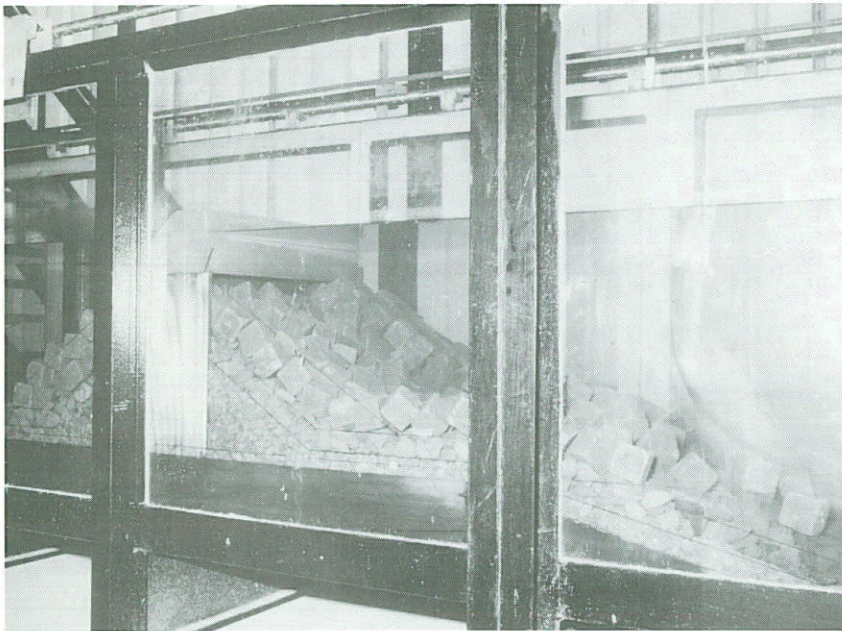




14 Dam voor de proeven



15 Schade na proef T92



16 Schade na proef T92

Schadefoto's profiel VII



p.o. box 177

delft

the netherlands