




004998 2000 PZDT-P-00317 inv

Definitief verslag Bekleding op Havendam van \



Opdrachtgever:

Projectbureau Zeeweringen, Goes

Bekleding op havendam van Walsoorden

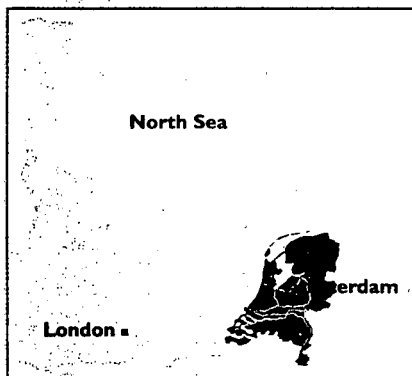
december 2000



WL | Delft Hydraulics

**Rotterdamseweg 185
postbus 177
2600 MH Delft
telefoon 015 285 85 85
telefax 015 285 85 82
e-mail info@wldelft.nl
internet www.wldelft.nl**

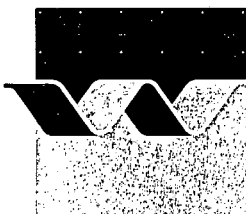
**Rotterdamseweg 185
p.o. box 177
2600 MH Delft
The Netherlands
telephone +31 15 285 85 85
telefax +31 15 285 85 82
e-mail info@wldelft.nl
internet www.wldelft.nl**



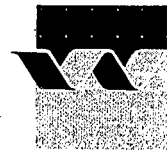
Bekleding op havendam van Walsoorden

[REDACTED] r

december 2000



wL | delft hydraulics



WL | delft hydraulics

OPDRACHTGEVER: Rijkswaterstaat, directie Zeeland
Projectbureau Zeeweringen, Goes

TITEL: Bekleding op havendam van Walsoorden

SAMENVATTING:

In het kader van de renovatie van Nederlandse steenzettingen is middels een bureaustudie onderzoek verricht aan de bekleding op de kruin van de noordelijke havendam van Walsoorden.

Het doel van de studie is om te komen tot een aanbeveling voor de dimensionering van de kruinbekleding van de havendam. Daarbij valt de damwand op de kruin buiten het kader van deze studie. Een uitgangspunt is dat de kruinhoogte niet verhoogd wordt.

Er zijn drie varianten uitgewerkt:

- gezette steen
- ingegoten steenzetting
- asfalt

REFERENTIES: orderbon 350022, 13-10-2000

VER.	AUTEUR	DATUM	OPMERK.	REVIEW	GOEDKEURING			
1	[REDACTED]	7-11-2000		[REDACTED]	[REDACTED]			
	[REDACTED]	12-12-2000		[REDACTED]	[REDACTED]			
PROJECTNUMMER:		H3807						
TREFWOORDEN:								
INHOUD:	TEKST	11	TABELLEN	0	FIGUREN	5	APPENDICES	0
STATUS:	<input type="checkbox"/> VOORLOPIG		<input type="checkbox"/> CONCEPT		<input checked="" type="checkbox"/> DEFINITIEF			

Inhoud

Lijst van Figuren

1	Inleiding	1
2	Situatie	2
3	Ervaring en gegevens uit eerder onderzoek	3
	3.1 Stijghoogteverschil als gevolg van drukgradiënten	3
	3.2 Stromingsbelasting.....	6
	3.3 Maatgevende belastingscomponent	8
4	Dimensionering	9
5	Referenties	13

Figuren

Lijst van Figuren

- Figuur 1. Havendam Walsoorden; Situatie
Figuur 2. Havendam Walsoorden; Dwarsprofiel 1 en 2
Figuur 3. Havendam Walsoorden; Dwarsprofiel 3 en 4
Figuur 4. Havendam Walsoorden; Dwarsprofiel 5 en 6
Figuur 5. Gemeten stijghoogte op lage dam (talud 1:3); proef 3901,
Hs = 0,152 m en Tp = 1,63 s

I Inleiding

In het kader van de renovatie van Nederlandse steenzettingen is door het Projectbureau Zeeweringen middels een brief van 13 oktober 2000 opdracht gegeven aan WL | Delft Hydraulics om door middel van een bureaustudie onderzoek te verrichten aan de bekleding op de kruin van de noordelijke havendam van Walsoorden.

Het doel van de studie is om te komen tot een aanbeveling voor de dimensionering van de kruinbekleding van de havendam. Daarbij valt de damwand op de kruin buiten het kader van deze studie. Een uitgangspunt is dat de kruinhoogte niet verhoogd wordt.

Er is geen gebruik gemaakt van de ontwerpformule uit het handboek steenzettingen (CUR 1992), omdat met de analyse van de modelproeven die daaraan ten grondslag lagen, een scherper ontwerp gemaakt kan worden. Op basis van de formules uit het handboek zou een dikte van de toplaag verkregen worden, die zo groot is dat hij thans niet leverbaar is en niet gebouwd kan worden. Bovendien kan thans getwijfeld worden aan de toepasbaarheid van die formules voor een situatie waarbij de kruin van de dam op of onder de waterlijn ligt.

In het onderhavige verslag wordt eerst een omschrijving gegeven van de huidige situatie en hydraulische randvoorwaarden (hoofdstuk 2). In hoofdstuk 3 wordt nader ingegaan op de gegevens uit de literatuur en de bezwijkmechanismen die kunnen optreden bij overbelasting. Deze analyse is uitgevoerd op basis van beschikbare gegevens uit het verleden.

Vervolgens wordt in hoofdstuk 4 de dimensionering van de bekleding van de havendam gegeven.

Helaas is er in het verleden betrekkelijk weinig onderzoek gedaan naar de stabiliteit van steenzettingen op een kruin van een dam. Het gebrek aan kennis dat hier van het gevolg is, heeft het noodzakelijk gemaakt om bij de dimensionering aan de veilige kant te blijven.

Deze bureaustudie is uitgevoerd door [REDACTED] van WL | Delft Hydraulics.

2 Situatie

De haven van Walsoorden wordt beschermd door een relatief lange noordelijke havendam en een kleine zuidelijke havendam (zie figuur 1). De kruin van de havendam ligt voor het grootste deel minder dan 1 m boven GHW.

De maatgevende hydraulische randvoorwaarden ter plaatse van de havendam zijn als volgt (PBZ febr. 2000):

- dijkvaknummer: 89
- locatie: dp 242 t/m 245
- maatgevende windrichting: 360°
- maatgevende golfrichting: 40°
- significante golfhogte: bij waterstand NAP+6 m: $H_s = 1,7$ m
bij waterstand NAP+4 m: $H_s = 1,6$ m
bij waterstand NAP+2 m: $H_s = 1,5$ m
- golfperiode: $T_p = 5,7$ s (onafhankelijk van waterstand)
- gemiddeld hoogwater: NAP+2,42 m
- MHW 1985: NAP+6,15 m
- MHW 2050: NAP+6,40 m

De kruin van de havendam bestaat in dwarsprofiel 1 t/m 3 uit een steenzetting van petit graniet en in dwarsprofiel 4 uit beton blokken (zie figuur 2 en 3). In dwarsprofiel 5 en 6 is er een damwand op de kruin geplaatst (zie figuur 4). De hoogte van de kruin van de havendam is als volgt:

- kruinhoogte in dwarsprofiel 1: NAP+3,43 m
- kruinhoogte in dwarsprofiel 2: NAP+3,33 m
- kruinhoogte in dwarsprofiel 3: NAP+3,13 m
- kruinhoogte in dwarsprofiel 4: NAP+3,13 m
- kruinhoogte in dwarsprofiel 5: NAP+5,03 m (damwand)
- kruinhoogte in dwarsprofiel 6: NAP+5,01 m (damwand)

Een vergelijking tussen het MHW en de huidige kruinhoogte laat zien dat de havendam tijdens ontwerpomstandigheden ver onder water ligt.

Onder de huidige bekleding is ter plaatse van dwarsprofiel 1, 2, 6 en 7 een kleilaag aanwezig van ongeveer 1 m dikte. Ter plaatse van dwarsprofiel 4 is er geen kleilaag en bestaat de kern van de dam uit een mengsel van puin en zand, dat afgedekt is met een laag puin met een dikte van ongeveer 50 cm.

Uit de beschikbaar gestelde informatie zijn geen gegevens te halen over de onderlagen ter plaatse van dwarsprofiel 3 en 5.

3 Ervaring en gegevens uit eerder onderzoek

In dit hoofdstuk worden, op basis van beschikbare gegevens uit vroeger onderzoek, de verschillende bezwijkmechanismen behandeld die op kunnen treden tijdens maatgevende omstandigheden (tijdens maximale belasting op de kruin). Daarbij wordt uitsluitend de dwarsprofielen 1 tot met 4 beschouwd, omdat dwarsprofiel 5 en 6 een damwand bevat die buiten het kader van deze studie blijft.

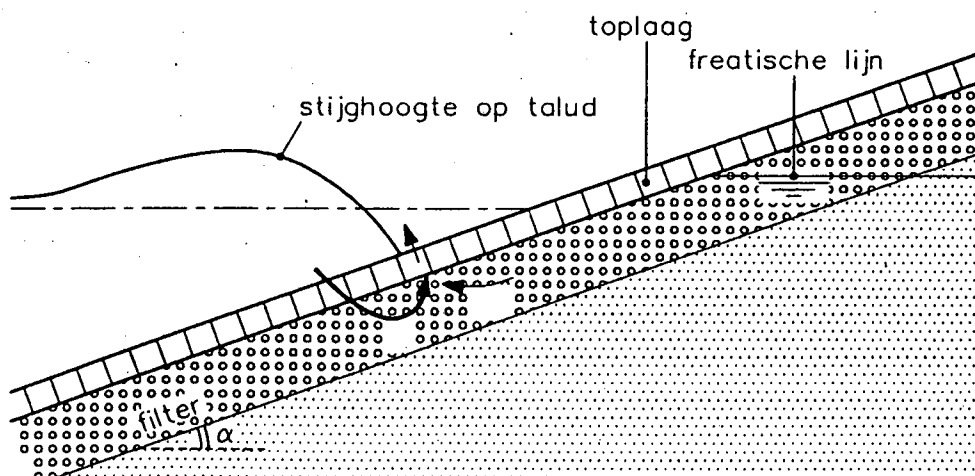
Onder normale dagelijkse omstandigheden zal de bekleding van de kruin nauwelijks een golfbelasting ondervinden, omdat dan de kruin vrij ver boven de waterlijn ligt. Als echter de waterstand onder stormomstandigheden verhoogd is, dan kunnen brekende golven de kruin wel direct zwaar belasten. De belasting bestaat dan uit twee componenten:

- een opwaartse verschildruk over de bekleding die ontstaat als gevolg van drukgradiënten op de kruin tijdens golfoverslag,
- hoge stroomsnelheden over de kruin tijdens golfoverslag.

In de onderstaande paragrafen worden deze twee belastingcomponenten nader uitgewerkt en gekwantificeerd op basis van onderzoeksgegevens uit het verleden.

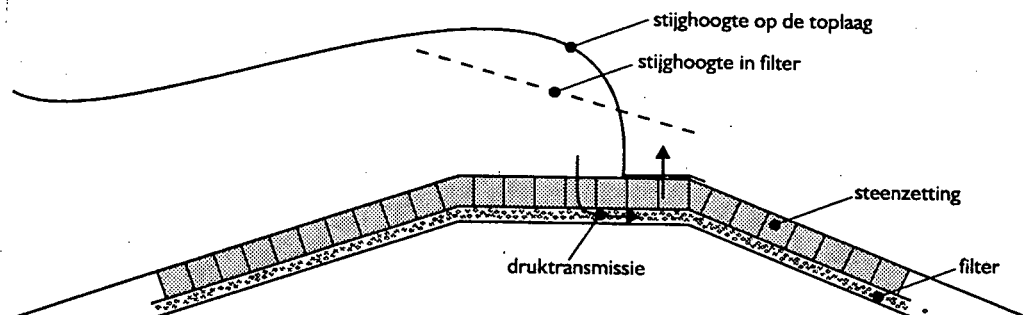
3.1 Stijghoogteverschil als gevolg van drukgradiënten

Voor rechte steenzettingen op een talud dat tot ver boven water doorloopt, bestaat de maatgevende belasting uit een stijghoogteverschil over de toplaag veroorzaakt door brekende golven. Met name tijdens maximale golfneerloop en tijdens de golfklap treden er grote drukgradiënten op die leiden tot deze stijghoogteverschillen. Dit is een onderstaande figuur verduidelijkt:



Ook tijdens golfoverslag zal er op de kruin van de havendam een vergelijkbare situatie optreden. Vooral als de waterstand iets hoger is dan de kruinhoogte zal er tijdens golfoverslag een grote translatiegolf over de kruin gaan trekken. Als het filter onder de steenzetting verzadigd is met water dan zal er een druktransmissie optreden die zich sneller

voortplant dan de voortplantingssnelheid van de golf. Daardoor zal er een stijghoogteverschil over de toplaag ontstaan, zie onderstaande figuur:



In het verleden zijn een aantal relevante onderzoeken verricht naar de belasting en de stabiliteit van een steenzetting op een lage kruin. Deze zijn onderstaand nader beschreven.

Lage waterstand t.o.v. de kruin

Van Kruiningen (1989) beschrijft een modelonderzoek in de Scheldegoot met een schaalmodel van de Afsluitdijk. Het bovenste deel van het buitentalud had een taludhelling van 1:5 en het binnentalud was 1:2,4. De breedte van de kruin was in het model 20 cm, hetgeen overeenkomt met de gemiddelde golfhoogte. De belangrijkste golfoverslagproeven zijn uitgevoerd met een kruinhoogte die ongeveer $0,7H_s$ à $1,5H_s$ boven de stil waterlijn ligt. De meeste proeven zijn uitgevoerd met een steenzetting waarin de afzonderlijke blokken erg los ten opzichte van elkaar lagen, waardoor er al bij een relatief lage golfbelasting schade ontstond. Alleen tijdens proef 151 tot met 163 is een geklemde zetting toegepast. Tijdens de proeven met een zeer losse zetting bleek er schade op te treden als:

$$\frac{z_{2\%} - h_c}{\Delta D} > 5$$

- met: $z_{2\%}$ = Golfploophoogte die door twee procent van de golven overschreden wordt (m) $\approx \min(1,5H_s \xi_{op}; 3,0H_s)$
 h_c = kruinhoogte ten opzichte van de stilwaterlijn (m)
 Δ = relatieve dichtheid van beton in steenzetting (-)
 D = dikte van de toplaag (m)
 ξ_{op} = brekerparameter (-) = $\tan\alpha / \sqrt{s_{op}}$
 s_{op} = golfsteilheid (-) = $H_s / (1,56T_p^2)$
 T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
 α = taludhelling buitentalud ($^\circ$)

De geklemde zetting was echter veel stabielier en bleek zelfs nog geen schade te geven bij:

$$\frac{z_{2\%} - h_c}{\Delta D} = 11$$

Het is niet bekend of de klemming bij deze proeven goed of zeer goed was. Gezien het feit dat de goot relatief breed was, is het minder waarschijnlijk dat de blokjes onwrikbaar tussen de gootwanden geklemd lagen.

Ten opzichte van de situatie bij Walsoorden zijn deze proeven uitgevoerd met een relatief lage waterstand. Dit heeft enerzijds als consequentie dat de belasting van de golven kleiner is, maar anderzijds is het te verwachten dat tijdens de proeven het filter steeds leegstroomde na het passeren van een golf. Daardoor waren de verschildrukken niet zo groot. Dit is ook in overeenstemming met de constatering tijdens de proeven dat de schade optrad vlak nadat een grote golf gepasseerd was, en niet tijdens het passeren van een grote golf. Steeds als er een golf aankwam moest eerst het filter gevuld raken voordat er belangrijke verschildrukken konden ontstaan.

Met dit in gedachten wordt het aannemelijk dat de zettingen met losse blokken waarschijnlijk beschadigd zijn geraakt door de hoge stroomsnelheid die samenhangt met de golfoverslag, en niet als gevolg van grote stijghoogteverschillen. Omdat de waterstand bij Walsoorden veel hoger is, is het te verwachten dat het filter niet kan leegstromen en kunnen er wel grote stijghoogteverschillen optreden.

Dit betekent dat de golfproeven van van Kruiningen (1989) niet toepasbaar zijn op de situatie van Walsoorden.

Waterstand ter hoogte van de kruin

Tijdens het onderzoek van Van der Meer en de Waal (1993) zijn de golfdrukken op het oppervlak van een lage dam gemeten. De helling van het talud aan de voorzijde en aan de achterzijde was 1:3. De kruinbreedte was 40 cm, hetgeen overeenkomt met ongeveer $2,7H_s$. Er zijn drie proevenseries uitgevoerd, waarbij de waterlijn in de eerste serie ter hoogte van de kruin stond en in de andere series $0,3H_s$ en $0,7H_s$ eronder. In dit proeven programma treedt de zwaarste belasting waarschijnlijk op als de waterlijn ter hoogte van de kruin staat. De belangrijkste proef voor Walsoorden is proef 3901, omdat de golfsteilheid vrij goed overeenkomt. Deze proef kan omgerekend worden naar de omstandigheden bij Walsoorden als een schaalfactor 11 wordt toegepast:

- model: $H_s = 0,153$ m en $T_p = 1,63$ s ($s_{op} = 0,037$)
- overeenkomstig prototype: $H_s = 1,68$ m en $T_p = 5,41$ s ($s_{op} = 0,037$)
- Walsoorden bij NAP+4 m: $H_s = 1,6$ m en $T_p = 5,7$ s ($s_{op} = 0,032$)

Omdat hier alleen de golfdruk op het oppervlak wordt beschouwd, zijn er bij deze schaal nauwelijks schaalears effecten te verwachten.

In figuur 5 is een voorbeeld van het stijghoogteverloop tijdens één van de golven in deze proef in detail uitgewerkt. In deze figuur is in tijdstapjes van 0,04 s de overtrekkende golf te zien. De hier getekende golf geeft de dikste waterlaag op de kruin die tijdens deze proef is gemeten. In de figuur is af te lezen dat de fronthoogte maximaal ongeveer 8 cm is bij een golfhoopte van 15,3 cm. De fronthoogte is dus ruim de helft van de significante golfhoopte.

Op basis van dit soort figuren kan vastgesteld worden dat de maximale stijghoogte op de kruin van de dijk ongeveer gelijk is aan $\phi_b \approx 0,53H_s$, op het moment dat er een steil stijghoogtefront aanwezig is (met: ϕ_b = hoogte van het stijghoogtefront (top- dalwaarde)). Achter de kruin van de dam ontstaan de grootste stijghoogtefronten, omdat daar nog steeds de top van het stijghoogtefront op dezelfde hoogte zit, maar het talud al naar beneden neigt. De optredende fronthoogte is daardoor groter, hetgeen tot een groter stijghoogteverschil kan leiden. Het maatgevende stijghoogtefront is daardoor nog wat hoger, namelijk: $\phi_b \approx 0,67H_s$.

Het is denkbaar dat de belasting (hoogte van het stijghoogtefront) bij een iets hogere waterstand nog iets groter is. Het is echter niet bekend hoe hoog. Teneinde aan de veilige kant te zitten wordt als maximale belasting aangenomen dat $\phi_b \approx H_s$.

Met de lekentheorie kan vervolgens het optredende stijghoogteverschil berekend worden (belasting). Als veilige bovengrens geldt dat het stijghoogteverschil (bij een grote lekengte, en verticaal golfstijghoogtefront) gelijk is aan de helft van de hoogte van het stijghoogtefront: $\phi = \phi_b/2$. Voor de in de praktijk voorkomende lek lengten en voor niet geheel verticale stijghoogtefronten geldt dat het stijghoogteverschil nooit groter is dan $\phi = \phi_b/3$, waardoor geldt: $\phi = \phi_b/3 \approx H_s/3$.

Ten behoeve van de stabiliteit van de bekleding mag dit stijghoogteverschil niet groter worden dan het eigen gewicht van de bekleding per m^2 (sterkte): $\phi < \Delta D$. Met het bovenstaande resulteert dit in de volgende stabiliteitsrelatie:

$$H_s/(\Delta D) < 3$$

Als aan deze voorwaarde wordt voldaan, dan zal het stijghoogteverschil als gevolg van het golf front dat over de kruin trekt niet in staat zijn schade te veroorzaken. Men dient echter in gedachte te houden dat deze voorwaarde aan de veilige kant is en met enig rekenwerk nog aanzienlijk verfijnd kan worden. Daarentegen moet ook voldaan worden aan de voorwaarde die volgt uit de analyse van de stromingsbelasting (zie volgende paragraaf).

Het bovenstaande stabiliteitscriterium is afgeleid op basis van de aanname dat het filter geheel gevuld is met water. Daardoor is het ook bruikbaar als de waterstand gelijk staat met de kruin, in tegenstelling tot het criterium dat was afgeleid op basis van de golfproeven van Van Kruiningen (1989).

3.2 Stromingsbelasting

Golven, die over een lage kruin lopen, zullen op die kruin en het binnentalud hoge stroomsnelheden veroorzaken. Vooral als de waterstand ongeveer overeenkomt met de kruin is het te verwachten dat de stroomsnelheden zeer hoog worden.

Sterkte

Ook de stabiliteit tijdens een belasting door hoge stroomsnelheden is onderzocht door Van Kruiningen (1989). Hij heeft een aantal proeven gedaan waarbij de waterstand net iets boven de kruin stond en er water over de kruin stroomde, terwijl de waterstand aan de benedenstroomse zijde laag werd gehouden. Bij de eerste paar series was de steenzetting

vrij los gezet, waardoor tijdens de proeven de blokjes eerst gingen schuiven en daarna konden wegspoelen omdat er lokaal veel ruimte tussen de blokken was ontstaan.

De meest relevante proef, namelijk proef 5, was uitgevoerd met blokjes met kleine afstandhouders die in een goed verband waren aangelegd. Tijdens deze proef was er bij de grootste belasting nog geen schade ontstaan (model: 53 l/s). Dit goede resultaat was waarschijnlijk een gevolg van de goede klemming en de relatief gunstige lek lengte.

De stroomsnelheid op de kruin was tijdens deze proef ongeveer 0,8 m/s en vlak achter de kruin (bovenaan het binnen talud) was dit ongeveer 1,2 m/s. Helemaal onderaan het binnentalud (29 cm onder de kruin) was de snelheid opgelopen tot 2,1 m/s.

Gezien het feit dat de goot relatief breed was, is het minder waarschijnlijk dat de blokjes onwrikbaar tussen de gootwanden geklemd lagen.

De stabiliteit onder stromingsbelasting kan weergegeven worden met het volgende algemene criterium:

$$u_{cr} = c \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$$

met: u_{cr} = stroomsnelheid (m/s)

c = constante die afhankelijk is van het type steenzetting en de vorm van de dam (-)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

Aangenomen wordt dat de zwakste plek van de constructie net achter de binnenkruinlijn ligt, aangezien de steenzetting daar waarschijnlijk het minste geklemd ligt, en de gebogen stroomlijnen een onderdruk kunnen creëren. Op die plaats was de stroomsnelheid tijdens de proef ongeveer 1,2 m/s. Met de waarde van $\Delta D = 0,020$ m kan hierbij de grootte van c in de stabiliteitformule geschat worden: $c = u_{cr} / \sqrt{(g\Delta D)} \geq 1,2 / \sqrt{(9,8 \cdot 0,020)} = 2,7$. De waarde van c is derhalve minstens 2,7 omdat er tijdens deze proef nog geen schade ontstond:

$$u_{cr} > 2,7 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$$

In de buitenlandse literatuur worden vooral proeven beschreven van overstromende dammen die bekleed zijn met blokkenmatten. In het overzicht van Akkerman (1998) zijn proefresultaten gegeven waaruit de waarde van c berekend kan worden. Voor de goed functionerende blokkenmatten blijkt de waarde van c te variëren tussen 2,9 en 6,1, hetgeen beduidend hoger is dan wat resulteert uit de proeven van Van Kruiningen (1998). Op grond van deze onderlinge vergelijking wordt voorzichtig geconcludeerd dat het stabiliteitscriterium met $c = 2,7$ geen onveilige resultaten zal geven. Hoewel verondersteld kan worden dat een blokkenmat wat stabiel is dan een gewone steenzetting, wordt de waarde van c toch niet lager dan 2,7 gesteld, omdat er tijdens de proef nog geen schade was ontstaan en er voorkomen moet worden dat veiligheid op veiligheid gestapeld wordt.

Belasting

De optredende stroomsnelheden op een lage kruin zullen waarschijnlijk gerelateerd zijn aan de voortplantingsnelheid van de inkomende golven. Deze voortplantingsnelheid kan als volgt berekend worden:

$$v = L_p / T_p = g T_p / (2\pi) \cdot \tanh(2\pi h / (v T_p))$$

met: v = voortplanting snelheid van de golven (m/s)

h = waterdiepte (m)

Deze formule geeft een bruikbare schatting van de snelheid van het water in de richting van de golven (tijdens het passeren van een golftop), die door de asymmetrie van de golven meestal wat groter is dan de snelheid tegen de golfrichting in (tijdens een golfdal).

Deze formule kan benaderd worden met het volgende:

$$v = \frac{gT_p}{2\pi} \sqrt{\tanh\left(\frac{4\pi^2 h}{gT_p^2}\right)}$$

Het voorland voor de havendam van Walsoorden ligt op ongeveer NAP-1,0 à NAP-2,0 m. Aannemende dat de belasting maximaal is bij een waterstand van NAP+4,0 m, is de waterdiepte maximaal 6 m. Met bovenstaande formule volgt hiermee een voortplantingsnelheid van de golven van ongeveer 6,8 m/s. Dit zal ook ongeveer de maximale watersnelheid op de kruin moeten zijn.

Metingen van de stroomsnelheid op de kruin van lage dammen (met de kruin boven de waterlijn, Klein Breteler 1995) geven aan dat de snelheid varieert: $v_{2\%} \approx (1 \text{ à } 2) \cdot \sqrt{gH_s}$, hetgeen voor deze situatie neerkomt op 4 à 8 m/s. Dit is in overeenstemming met de watersnelheid die berekend is op basis van de voortplantingsnelheid van de golven.

3.3 Maatgevende belastingscomponent

In de vorige paragrafen is aandacht gegeven aan twee belangrijke belastingscomponenten:

- het stijghoogteverschil als gevolg van drukgradiënten op de bekleding op een zeker moment tijdens het overtrekken van een golf,
- hoge stroomsnelheden die samenhangen met golfoverslag.

Het is niet te verwachten dat deze twee belastingscomponenten tegelijk optreden en elkaar versterken. Tijdens de golfoverslag is er eerst sprake van een grote verschildruk, en pas daarna zijn er grote stroomsnelheden. Een groot stijghoogteverschil kan slechts optreden als de stijghoogte onder de toplaag groot is en op de bekleding zeer laag is. Juist dan staat er vrijwel geen water op de toplaag. De dunne waterlaag die er eventueel nog is, stroomt niet snel vanwege de relatief hoge stromingweerstand met de bekleding.

Zolang de grote verschildrukken de blokken niet omhoog kunnen lichten, zijn beide belastingscomponenten onafhankelijk en is slechts één van beide maatgevend.

Uit een analyse van oude modelonderzoeken is gebleken dat schade aan de bekleding als gevolg van het stijghoogteverschil door drukgradiënten voorkomen kan worden als voldaan wordt aan het volgende criterium:

$$\frac{H_s}{\Delta D} < 3$$

Voor een golfhoogte van $H_s = 1,6$ m, die maatgevend is voor Walsoorden, betekent dit:

$$\Delta D = 0,53 \text{ m.}$$

Om schade te voorkomen als gevolg van hoge stroomsnelheden moet voldaan worden aan:

$$u_{cr} \approx 2,7 \cdot \sqrt{g\Delta D}$$

In de vorige paragraaf is berekend dat de maatgevende stroomsnelheid op de havendam van Walsoorden gelijk is aan: $u = 6,8$ m/s. Dit leidt tot het volgende criterium voor de bekleding: $\Delta D = 0,65$ m.

Uit deze berekeningen blijkt dat de hoge stroomsnelheden een zwaardere bekleding vragen ($\Delta D = 0,65$) dan het stijghoogteverschil als gevolg van drukgradiënten ($\Delta D = 0,53$). De hoge stroomsnelheden geven dus de zwaarste belasting en zijn daardoor maatgevend voor het ontwerp van de steenzetting.

Ter vergelijking kan hier vermeld worden dat een steenzetting op een recht talud met dezelfde taludhelling en golfcondities als bij Walsoorden stabiel zal zijn als $\Delta D \approx 0,45$ m. Het feit dat de bekleding op de kruin zwaarder zou moeten zijn wordt deels veroorzaakt door de zwaardere belasting, deels door de geringere klemming van de blokken, en deels door het gebrek aan kennis omtrent de beschouwde bezwijkmechanismen. Door dit laatste zijn we gedwongen om aan de veilige kant te blijven bij de kwantificering van de processen.

Verder kan het resultaat vergeleken worden met een bekleding op de berm van een dijk. De bekleding op een berm kan berekend worden door middel van een invloedsfactor die vermenigvuldigd moet worden met de blokdikte die berekend is voor een recht talud. Voor een talud van ongeveer 1:3 en een golfsteilheid van ongeveer 0,035, hetgeen goed vergelijkbaar is met de situatie van Walsoorden, is in (Klein Breteler 2000) een grafiek gegeven waarin de invloed factor kan worden afgelezen. De invloedsfactor wordt maximaal 1,25, terwijl bovenstaand voor een recht talud een bekleding met $\Delta D \approx 0,45$ m is berekend. Tezamen levert dit een berm bekleding op van $\Delta D \cdot 1,25 \approx 0,45 \cdot 1,25 = 0,56$ m.

Voor de kruinbekleding van de havendam van Walsoorden was eerder in deze paragraaf berekend dat $\Delta D = 0,65$ m moet zijn. Hieruit blijkt dat de gehanteerde methode een iets zwaardere bekleding oplevert dan die voor een bermbekleding. De verschillen zijn echter niet zo groot, hetgeen vertrouwen geeft in de berekende bekledingsdikte voor de kruin.

Strikt genomen zou ook een vergelijking gemaakt kunnen worden met een bekleding van breuksteen op een lage kruin en op een doorlopend talud. Het bezwijkmechanisme van een breuksteenbekleding is echter zo anders dan een steenzetting, dat de vergelijking mank gaat. Voor breuksteen geldt dat de stabiliteit van de stenen op een kruin hoger is dan op een doorlopend talud, omdat bij een lage dam veel golfenergie over de dam gaat zonder de bekleding zwaar te belasten. Daardoor kan de steendiameter op een lage kruin beduidend kleiner zijn dan op een doorlopend talud.

4 Dimensionering

Voordat een nieuwe bekleding op de havendam wordt aangelegd, is het aan te bevelen om de geometrie van de dam op details aan te passen. Aanbevolen wordt om de zeepalen te verwijderen en de overgang van het talud naar de kruin, zowel aan de buitenzijde als aan de binnenzijde, mooi rond te maken. Verder moet het binnenbeloop zodanig geherprofileerd worden dat het talud nergens steiler is dan ongeveer 1:2,5. Wordt een steiler talud wenselijk geacht, dan wordt aanbevolen de grondmechanische stabiliteit door een gespecialiseerd instituut te laten beoordelen.

De kleilaag onder de bestaande steenzetting vormt een goede basis om een nieuwe steenzetting op aan te brengen. Aanbevolen wordt om op de klei eerst een geotextiel aan te brengen en vervolgens een dunne uitvullaag. Ter plaatse van dwarsprofiel 4 is er geen kleilaag en is het noodzakelijk om de doorlatendheid van het mengsel van puin en zand te beoordelen. Als de doorlatendheid kleiner is dan 1 mm/s dan kan dezelfde constructieopbouw gehanteerd worden als met een klei-ondergrond.

Helaas is er in het verleden betrekkelijk weinig onderzoek gedaan naar de stabiliteit van steenzettingen op een kruin van een dam. Het gebrek aan kennis dat hier van het gevolg is, maakt het noodzakelijk bij de dimensionering aan de veilige kant te blijven.

Steenzetting

Voor de dimensionering van de bekleding op de havendam van Walsoorden wordt gebruik gemaakt van de resultaten uit het vorige hoofdstuk. Daar was geconcludeerd dat de hoge stroomsnelheden maatgevend zijn voor het ontwerp:

- stabiliteitscriterium: $u_{cr} = 2,7 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$
- maatgevende stroomsnelheid op de havendam van Walsoorden: $u = 6,8$ m/s

Hiermee kan berekend worden dat ΔD minstens gelijk moet zijn aan 0,65 m. Gezien het feit dat de kennis over kruinbekledingen nog beperkt is, wordt geadviseerd om $\Delta D = 0,75$ m als minimum te hanteren.

Dit geeft bijvoorbeeld de volgende twee mogelijkheden:

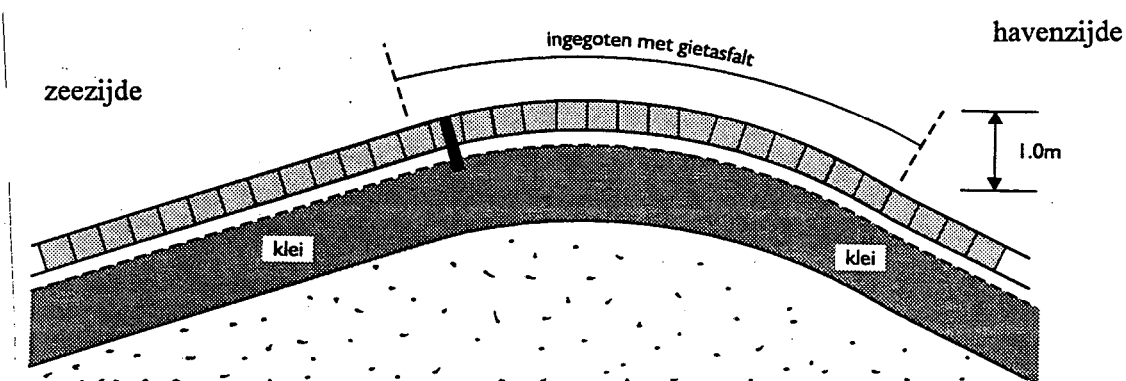
- toplaagdikte $D = 0,5$ m en soortelijk massa $\rho_b = 2600$ kg/m³
- $D = 0,45$ m en $\rho_b = 2900$ kg/m³

Als onderlaag kan gedacht worden aan een geotextiel op de kleilaag en daarop een filterlaag van 10 à 15 cm dikte.

Ook het binnentalud kan bekleed worden met een steenzetting. Aanbevolen wordt om dezelfde toplaag toe te passen tot de hoogwaterlijn. In de tijzone kan de bekleding van het binnentalud lichter gemaakt worden.

Ingegoten steenzetting

De bekleding van de kruin van de havendam kan ook gemaakt worden met een open taludbekleding die volledig wordt ingegoten met gietasfalt. Het is daarbij van groot belang dat het gietasfalt tot op het filter doordringt in de openingen in de toplaag. Verder moet er op gelet worden dat een eventuele luchtopsluiting onder de toplaag niet kan leiden tot het oplichten ervan. Dit kan voorkomen worden als aan de zeezijde van de havendam alleen de buitenkruinlijn wordt ingegoten en het buitentalud waterdoorlatend blijft. Op de kruin en op het bovenste deel van het binnen talud is de belasting het grootste. Juist daar kan de sterkte in relatie tot de grote stroomsnelheden vergroot worden met gietasfalt. In onderstaande figuur is dit verduidelijkt:



Ter plaatse van de buitenkruinlijn is een betonband nodig om te voorkomen dat hoge verschildrukken ontstaan als gevolg van de brekende golven op het buitentalud. De betonband voorkomt de druktransmissie vanaf het niet ingegoten deel van de bekleding naar het ingegoten deel. Om te voorkomen dat een eventuele luchtopsluiting de bekleding oplicht moet ervoor gezorgd worden dat de onderzijde van de betonband niet meer dan de blokdikte onder de onderzijde van de kruinbekleding zit.

Het binnentalud moet ingegoten worden tot een niveau dat ongeveer 1 m onder de kruin ligt (ongeveer op de gemiddeld hoogwaterlijn). Dit is voldoende voor de stabiliteit tegen hoge stroomsnelheden en geeft nog geen aanleiding tot grote statische verschildrukken.

Het ingieten van de kruinbekleding geeft een aanzienlijke vergroting van de stabiliteit, wellicht zelfs een twee maal grotere stabiliteit. Echter, het is niet bekend hoe groot de stabiliteit precies is. Daarom wordt aanbevolen de toplaag slechts weinig lichter te maken dan de variant zonder gietasfalt: $\Delta D = 0,55$ m. De steenzetting met gietasfalt kan dus opgebouwd worden met de volgende materialen:

- toplaagdikte $D = 0,40$ m en soortelijk massa $\rho_b = 2400$ kg/m³
- $D = 0,35$ m en $\rho_b = 2600$ kg/m³
- $D = 0,30$ m en $\rho_b = 2900$ kg/m³

Ook het niet ingegoten deel van het binnentalud (in tijzone) kan bekleed worden met een steenzetting. In de tijzone kan de bekleding lichter gemaakt worden dan op de kruin.

Asfalt

Als alternatief voor een ingegoten steenzetting kan de kruinbekleding ook gemaakt worden van waterbouwasfaltbeton. De gehele dam wordt in dit alternatief bekleed met een steenzetting, behalve dat deel dat in het vorige alternatief bekleed was met een ingegoten steenzetting. Dat deel wordt nu gemaakt van waterbouwasfaltbeton direct op zand of klei.

Voor de dikte van het asfalt is 20 cm voldoende. Er is door deze relatief dunne toplaag echter wel een gevaar dat bij stijgende waterstand een luchtbel onder de kruinbekleding van asfalt achterblijft, die schade kan veroorzaken. Daarom wordt aanbevolen om pijpjes in het asfalt te monteren waardoor de lucht kan ontsnappen. Het onderhoud dient erop te worden gericht dat deze pijpjes tot in lengte van jaren blijven functioneren.

Er dient op gelet te worden dat de aansluiting van de steenzetting op het asfalt zanddicht is.

5 Referenties

Akkerman, G.J.

Stabiliteit van open bekledingen bij hoge stroomsnelheden

Annex 1 uit Klein Breteler (1998)

WL | Delft Hydraulics

Bezuijen, A.

Open taludbekledingen

Belasting op zetsteen kruin

GeoDelft, mei 1994

CUR 1992

Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen

CUR / TAW rapport 155, 1992

Klein Breteler, M. (1995)

Handboek belastingen op waterbouwkundige constructies

WL | Delft Hydraulics, concept hoofdstuk 5, 15 december 1995

Klein Breteler, M. (1998)

Alternatieve open talud bekledingen

WL | Delft Hydraulics, verslag H1930, juni 1998

Klein Breteler, M. (2000)

Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen

Analyse van resultaten van Deltagootproeven

WL | Delft Hydraulics, verslag H3272, mei 2000

Kruiningen, F. van

Afsluitdijk

Stabiliteit onderzoek dijkbekleding kruin en binnentalud,

WL | Delft Hydraulics, verslag modelonderzoek H993, juli 1989

Meer, J.W. van der, en J.P. de Waal

Waterbeweging op taluds

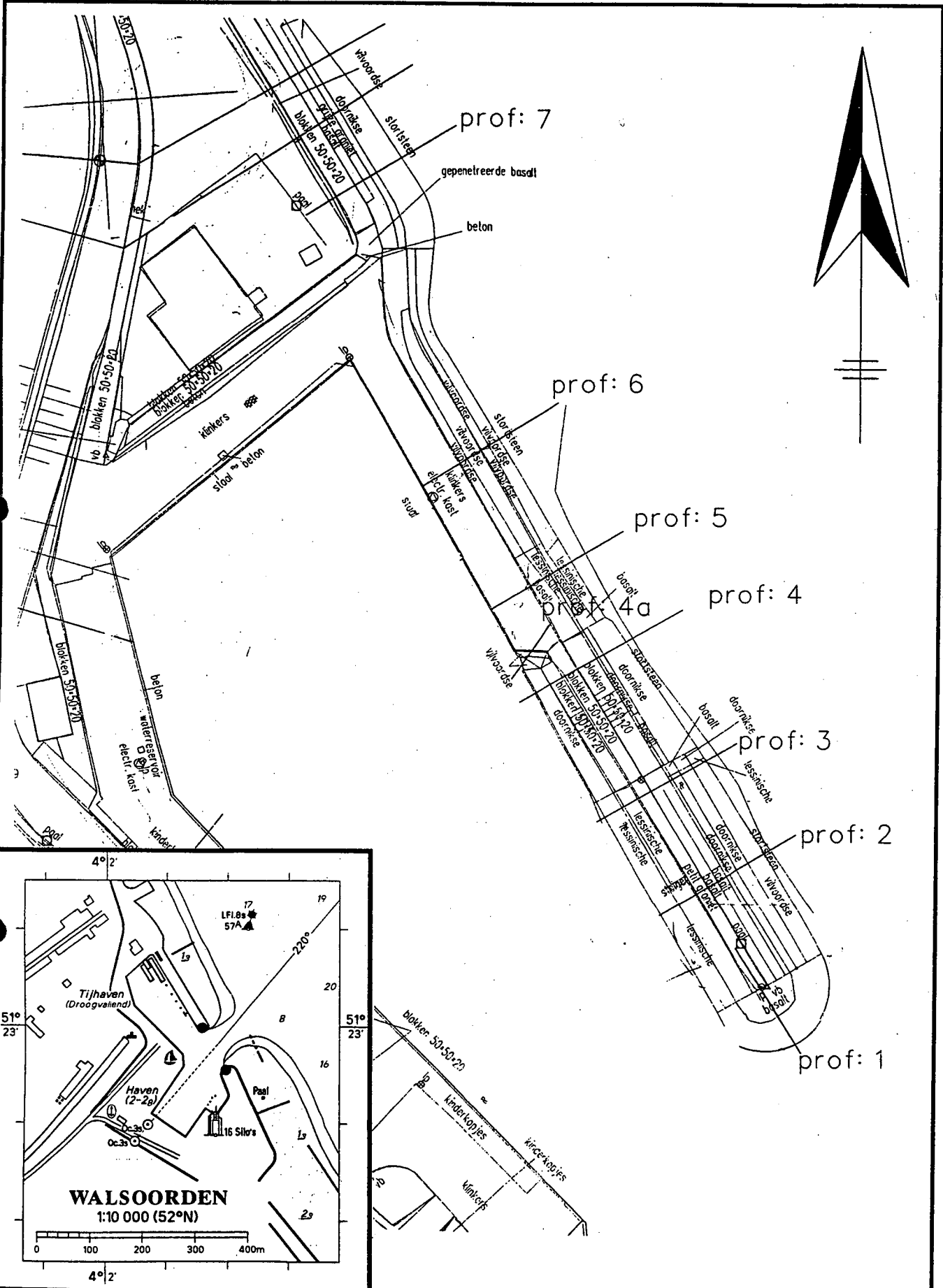
WL | Delft Hydraulics, verslag modelonderzoek H1256, april 1993

PBZ 2000

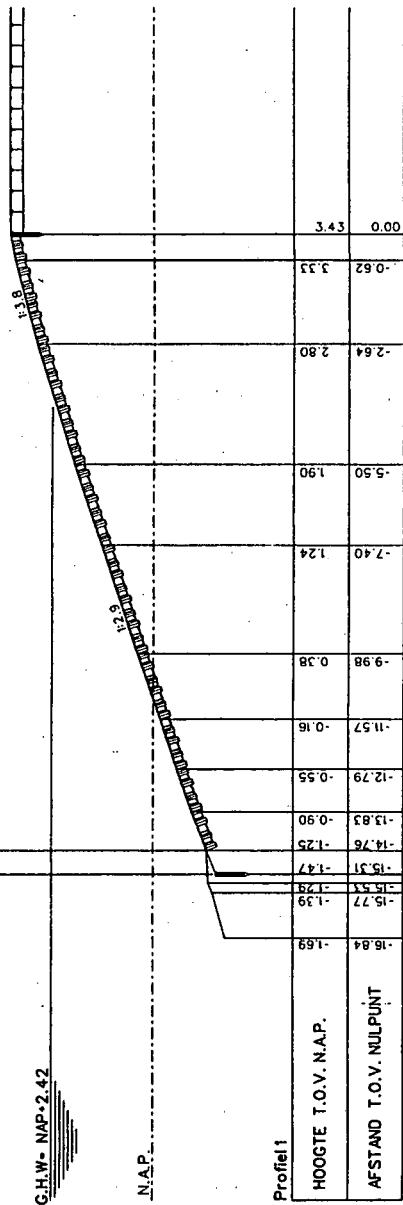
Toets- en ontwerpregels

Projectbureau Zeeweringen Goes, februari 2000

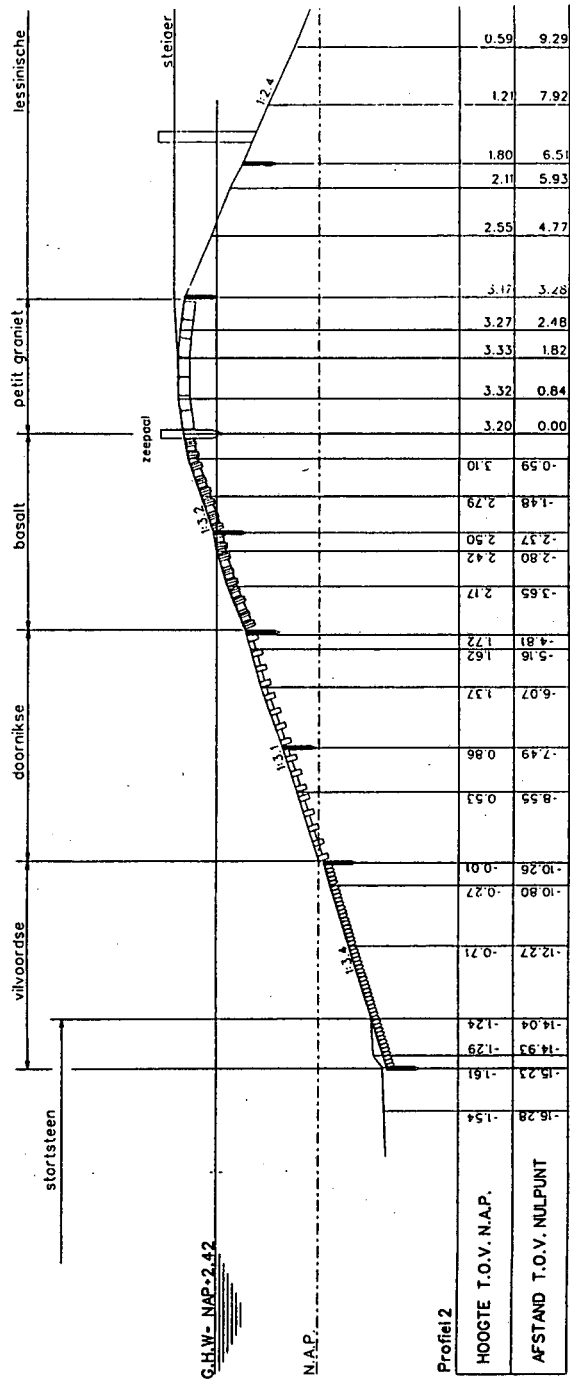




Havendam Walsoorden
Situatie



Dwarsprofiel 1 bestand



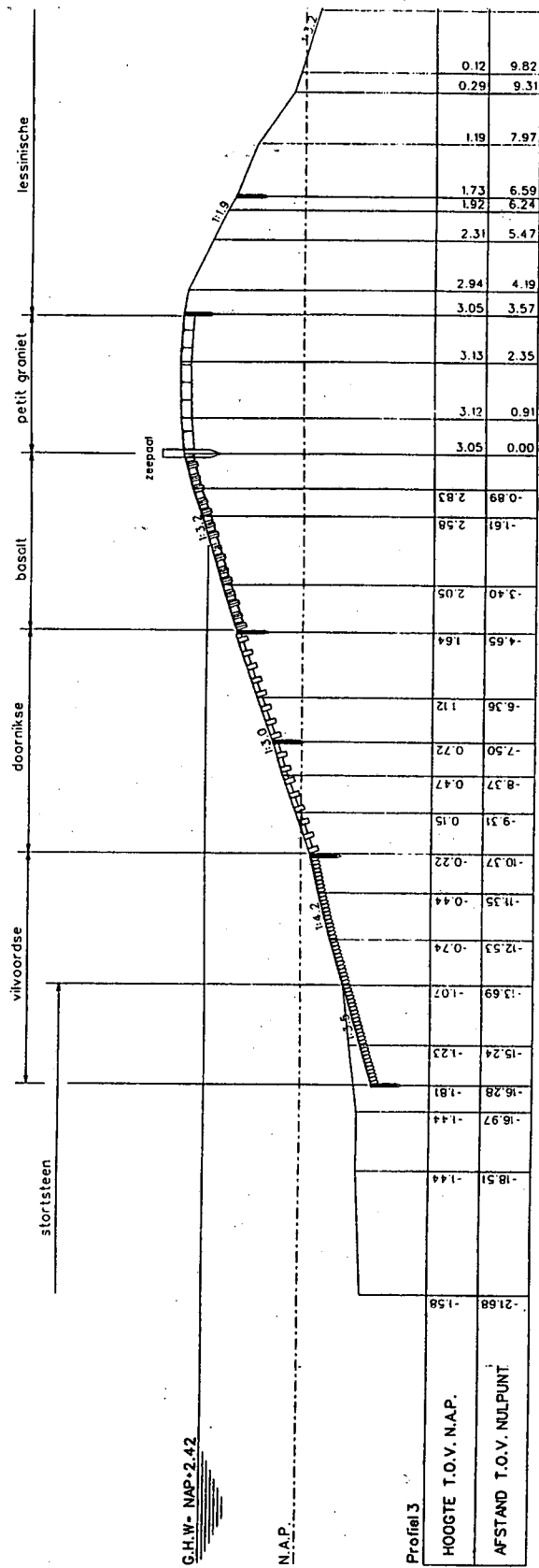
Dwarsprofiel 2 bestand

Havendam Walsoorden
Dwarsprofiel 1 en 2

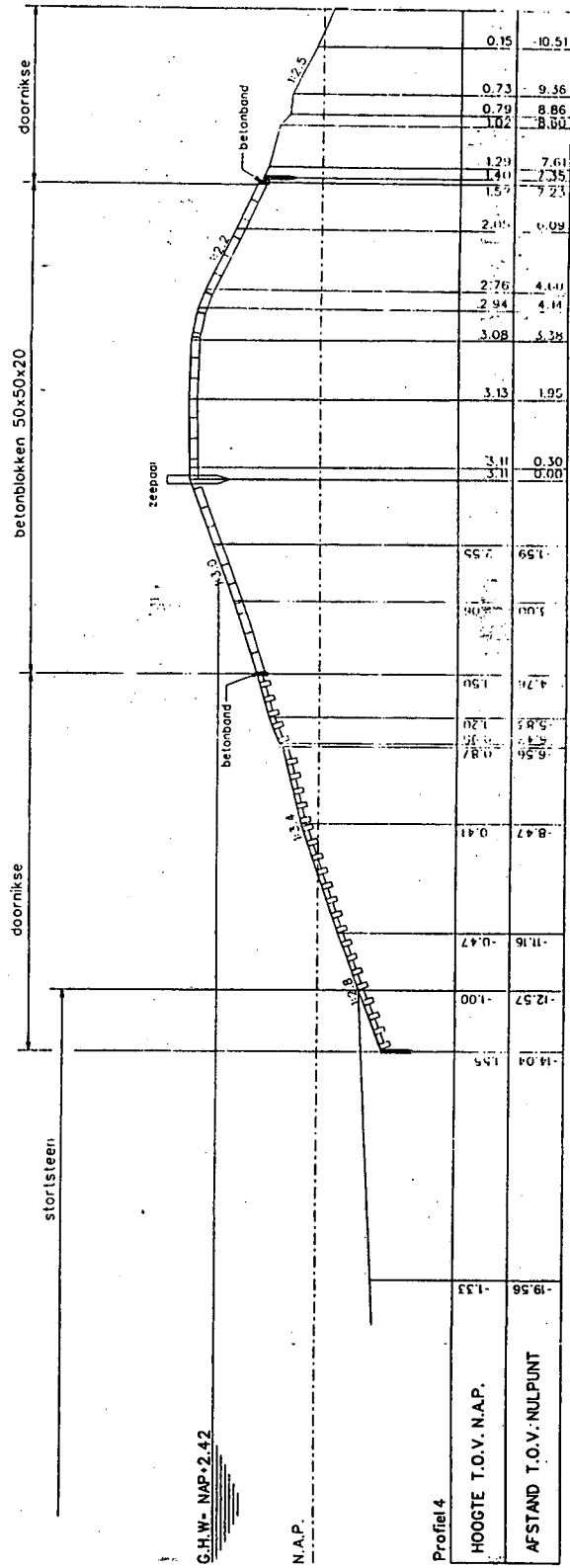
WL | Delft Hydraulics

H3807

FIG. 2

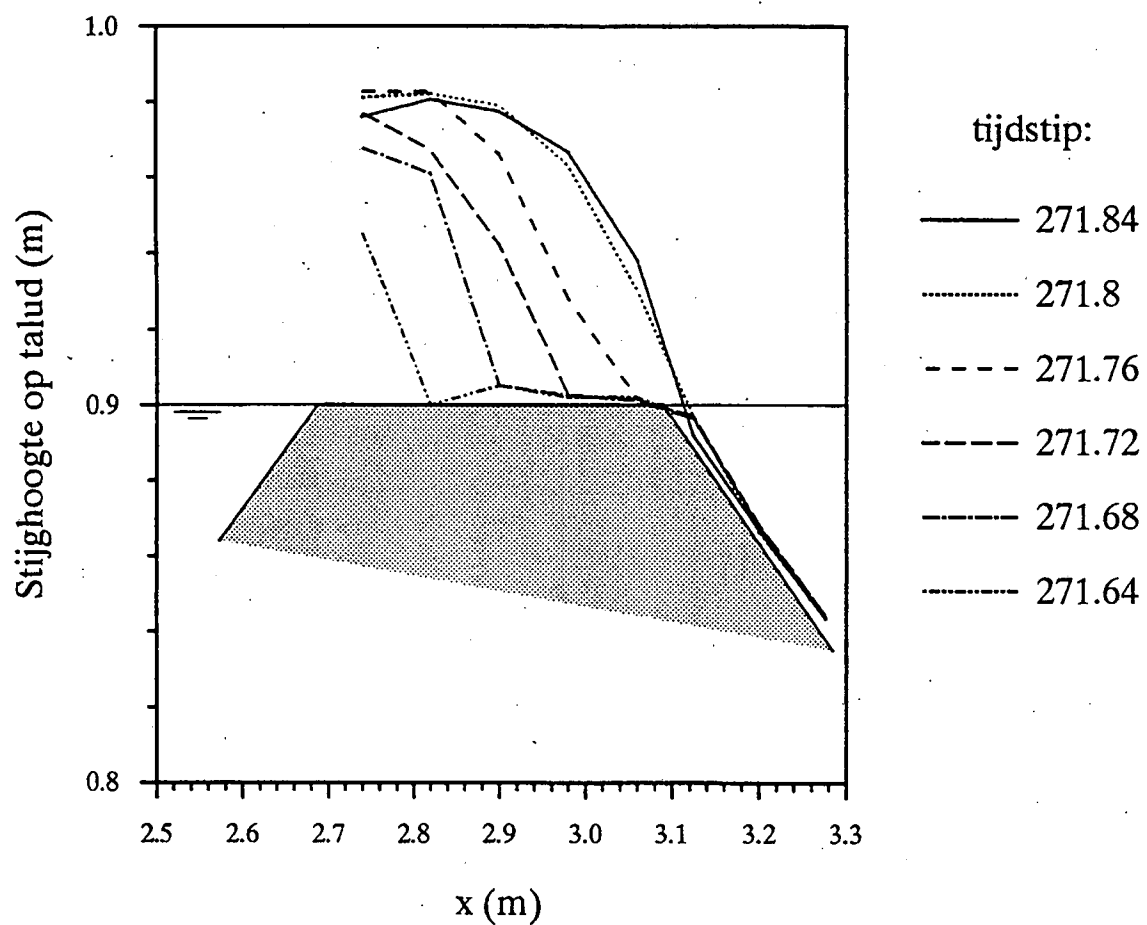


Dwarsprofiel 3 bestaand



Dwarsprofiel 4 bestaand

Havendam Walsoorden
Dwarsprofiel 3 en 4



uit (Bezuijen 1994)

Gemeten stijghoogte op lage dam (talud 1:3)
 proef 3901, $H_s = 0,152$ m en $T_p = 1,63$ s