4.18.a

VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

[redacted]

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
AFDELING DER CIVIELE TECHNIEK
VAKGROEP WATERBOUWKUNDE

STORMVLOEDKERING ANTWERPEN

Vooronderzoek (deel I)

Plaatskeuze en oplossing

L. de Bruyn

februari 1984

VOORWOORD

In het hierna volgende afstudeerwerk is een globaal ontwerp gemaakt voor een stormvloedkering in de Zeeschelde nabij Antwerpen. De kering heeft tot hoofddoel het beschermen van het gebied rondom de tijrivier.

Het verslag is in drie delen gesplitst, n.l.:

deel I): Vooronderzoek waaruit blijkt dat voor een afdoende bescherming van het Zeescheldebekken, een stormvloedkering onontbeerlijk is.

deel II): Hoofdontwerp waarbij nader wordt ingegaan op de constructieve aspecten van de kering zoals sluitmiddel, fundering, pijlers, etc.

deel III): Risico-analyse van het bekken waarbij gebruik wordt gemaakt van de z.g. Monte Carlo simulatie opdat een inundatiekans van het gebied kan worden bepaald.

Dank ben ik verschuldigd aan de hoogleraren Prof.ir.J.F. Agema en Prof.ir.A.Glerum alsmede aan de begeleiders ir.G.P.Bourguignon en ir.J.K.Vrijling.

februari 1984 L. de Bruyn

Inhoudsopgave

	blz.
I. Inleiding	1
I.1. Overzicht	1
I.2. Historie	3
I.3. Oorzaken hoge waterstand op de Zeeschelde	6
II. Probleemstelling	13
II.1. Bescherming Zeescheldebekken	13
II.2. Resultaten Belgisch onderzoek.	16
II.3. Riviergegevens	18
III. De stormvloedkering	19
III.1. Plaatskeuze	19
III.2. Sluitingsstrategieën/toelaatbare waterstand	22
III.3. Verval land/zee	50
III.4. Grondgegevens	51
IV. Programma van eisen en randvoorwaarden	53
V. Oplossing bovenbouw	64
V.1. Oplossingsprincipes	64
V.2. Toetsing alternatieven	91
V.3. Voorlopige keuze	97

Literatuurlijst

Bijlagen

blz.

I. Inleiding 1

I.1. Overzicht 1

I.2. Historie 3

I.3. Oorzaken hoge waterstanden op de Zeeschelde 6

I. Inleiding

I.1. Overzicht

De Schelde is een getijderivier, d.w.z. het verschil in eb en vloed is merkbaar door een verandering van de rivierwaterstand over de dag. Voor de meer afwaarts gelegen gedeelten variëren ook de stroomrichting en stroomsnelheid over de dag. De rivier staat onder invloed van een dubbeldaags tij, tweemaal per dag een hoog- en een laagwater. Gevolg hier van is dat een zout-indringing op de Schelde plaats vindt die voorbij Schelle merkbaar is (zie fig. I.1).

Door de goede verbinding met de Noordzee heeft zich een uitgebreide industrie ontwikkeld langs de oever van de rivier. Gevestigd zijn er o.a. : scheepswerven, chemische industrie, olieraffinaderijen, ijzer- en staalindustrie.
Hierdoor heeft met name Antwerpen zich kunnen ontwikkelen tot een belangrijke zeehaven in West-Europa en is een geduchte concurrent voor de Rotterdamse Haven.

Diverse andere rivieren monden uit in de Schelde zoals de Demder, de Leie en via de Rupel, de Zenne, de Dijle en de Nete (zie fig. I.1). Deze rivieren plus de aanleg van b.v. het Albert-kanaal maken dat de zeehaven goede en uitgebreide verbindingen heeft met zijn achterland. Via de Rijn-Schelde-verbinding ontstaat een aansluiting op het Nederlandse vaarwegennet.

Enkele steden zoals Mechelen, Gent en ook Brussel(door het aangelegde zeekanaal Brussel-Rupel) profiteren hiervan en dit heeft zeker bijgedragen tot de ontwikkeling van deze steden. De scheepvaart (zowel zee- als binnenvaart) is dan ook een bepalend beeld op de Schelde en hieraan wordt een hoge prioriteit verleend zoals later zal blijken.

Bovenstrooms van de stad Gent spreekt men vaak van de Schelde of Bovenschelde, benedenstrooms van Zeeschelde.

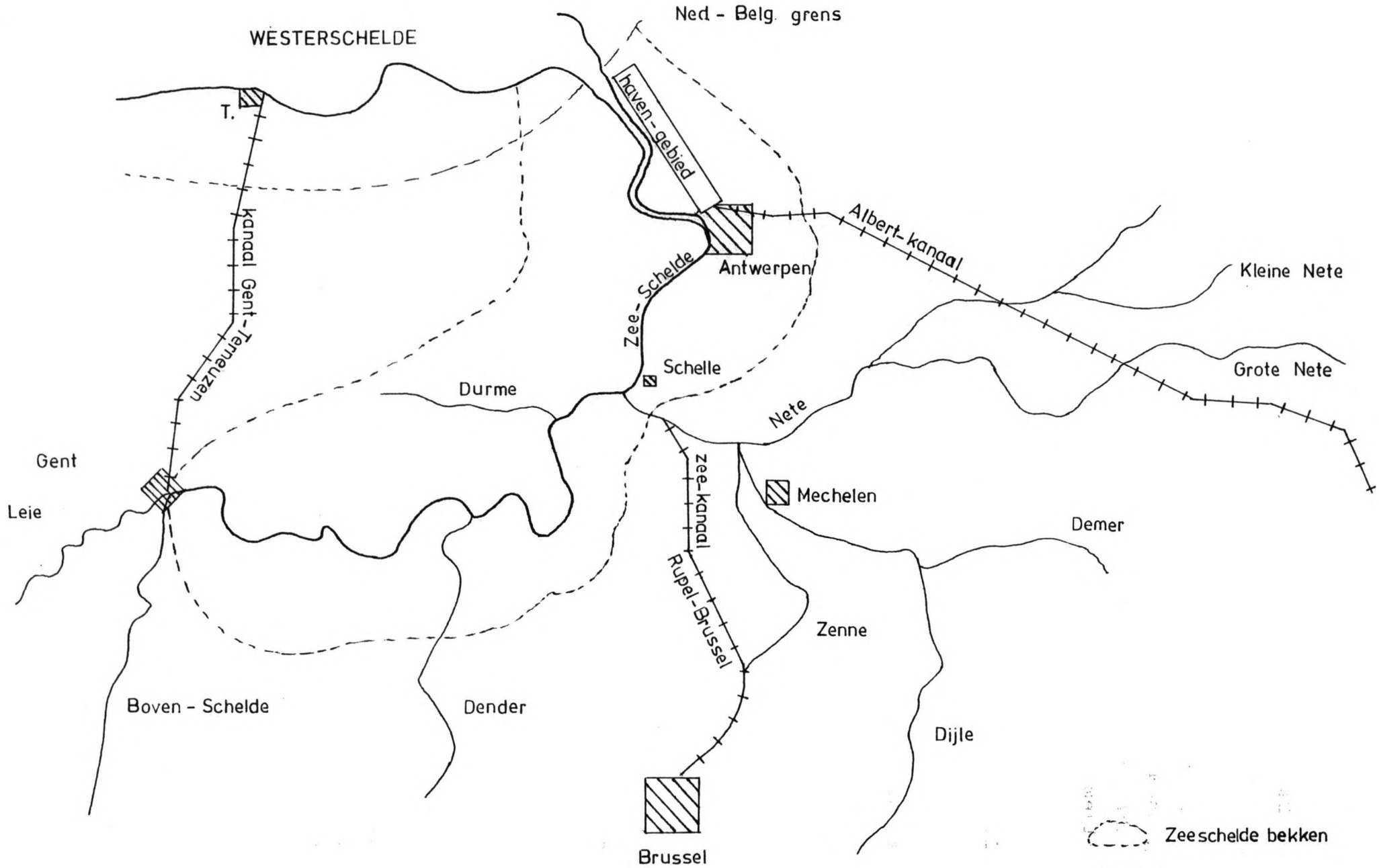

Ned. - Belg. grens
WESTERSCHELDE
T.
haven-gebied
kanaal Gent-Terneuzen
Albert-kanaal
Antwerpen
Zee-Schelde
Kleine Nete
Schelle
Grote Nete
Durme
Nete
Gent
Leie
zee-kanaal
Mechelen
Demer
Rupel-Brussel
Zenne
Boven - Schelde
Dender
Dijle
Brussel
Zeeschelde bekken

fig. I.1

De aandacht gaat vooral uit naar het gebied gelegen rond deze Zeeschelde: <u>het Zeescheldebekken</u>.

De andere tijrivieren (Rupel, Dender, etc.) zullen wel genoemd worden i.v.m. hun invloed op het regime van de Zeeschelde (o.m. via de rivierafvoer), maar zullen over het algemeen niet verder worden behandeld.

I.2. Historie

In de nacht van 31 januari op 1 februari 1953 bereikt een al bijna 24 uur durende storm zijn hoogtepunt.

Door de grote windopzet (op sommige plaatsen meer dan 3 meter) ontstaan ongekend hoge waterstanden voor de kusten van o.m. België, Zuid-Oost Engeland en Nederland. Dit tezamen met een zware golfaanval zorgt ervoor dat op talloze plaatsen de dijken deze oerkrachten niet kunnen weerstaan en bezwijken. Grote stukken land worden overstroomd en veel mensen kunnen zich niet in veiligheid stellen. Pas na enkele dagen wordt de omvang van de ramp duidelijk. Duizenden mensen en talloze dieren zijn verdronken, de schade is enorm.

Ook in het Zeescheldebekken is de schade groot, hoewel geringer van omvang in vergelijking tot b.v. de Zeeuwse eilanden.

Er zijn zes doden en vele gewonden, ruim 20.000 ha land is overstroomd, 7150 huizen vernield, een onbekend aantal industriële ondernemingen en land- / tuinbouw exploitaties zijn getroffen. De herstelkosten alleen aan Rijksdomein bedragen 596 miljoen belgische franks (prijspeil '53).

De omvang blijft beperkt omdat de windopzet niet samenvalt met maximale springtij, de ramp zou in dat geval veel groter zijn geweest.

De overstomingsramp toont aan dat het aanwezige dijkenstelsel in het Zeescheldebekken niet voldoet.

In 1e instantie wordt begonnen met het herstellen van de

schade. Vervolgens worden dijken stukgewijze verhoogd en versterkt al naar gelang deze overlopen, doorbreken of wanneer er sprake is van een mogelijk doorbreken. Deze ad-hoc werkwijze is te wijten aan:

-1) het ontbreken van enig beleid in zake de beveiliging van het Zeescheldebekken.

-2) de beperkte hoeveelheid geld die telkens ter beschikking wordt gesteld.

Bovendien wordt vaak prioriteit verleend aan de dijken die vallen onder het meest hardnekkige en invloedrijke polderbestuur. Van een geregelde opzet zoals in het Deltaplan is dan ook geen sprake, enigzins te begrijpen omdat de ramp in België veel geringer in omvang is.

Doch men tracht toch een meer eenvormig beleid te voeren. In de polderwet art. 102 van 3 juni 1957 krijgt de Staat de mogelijkheid om polderdijken en particuliere dijken binnen de z.g. erkende poldergebieden te verbeteren. Nadeel van deze wet is dat diverse polderbesturen zich ontlast voelen van de instandhoudings- en onderhoudswerken der dijken.

In 1959 wordt een waarschuwingssysteem voor verwachte stormvloed van kracht. Alle betrokken instanties worden vijf uur voor het verwachte hoogwater gewaarschuwd, incluis het leger.

In 1963 richt men de Civiele Bescherming op voor het bijstaan van de bevolking bij rampen.

De sinds '53 uitgevoerde werken onder de Dienst van de Zeeschelde blijken niet in staat om een nieuwe overstromingsramp te voorkomen. Op 3 januari 1976 worden opnieuw grote delen van de provincies Antwerpen en Oost-Vlaanderen overstroomd. De omvang is dit keer geringer:
één dode, 2149 ha land overstroomd, 1752 huizen overspoeld, 252 industriële ondernemingen en land- / tuinbouwexploitaties getroffen, schade aan Rijksdomein: 865 miljoen frank (prijspeil '76).

Dit toont aan dat 23 (!) jaar na de grote ramp het bekken

nog steeds niet afdoende is beveiligd.

In de wet van juli 1976 wordt nu ook het herstel van schade aan privé goederen t.g.v. natuurrampen geregeld.

Studies tonen aan dat een aanpassing van de bestaande wetgeving nodig is om op soepelere wijze dijkwerken uit te voeren, deze z.g. dijkenwet wordt op 18 juni 1979 aangenomen.

(1) In oktober '76 worden door de Ministerraad enkele concrete cijfers op tafel gebracht. Bovenstrooms van Antwerpen moeten de dijken op NKD +8.00 m worden gebracht (NKD 0.00= NAP-2.40m). Voor de havenstad zelf gelden andere waarden, n.l. +8.35 m met mogelijkheid tot +8.50 m op te hogen, vanwege het grote belang van de stad. Het besluit wordt genomen op basis van diverse studies en modelonderzoeken die al sinds 1940 worden gedaan. O.m. heeft men hierbij gekeken naar de invloed van afsluiting-(en) (permanent c.q. beweegbaar) op de waterstanden in het bekken.

In 1977 komt een rapport uit, <u>het Sigmaplan</u>, ter beveiliging van het Zeescheldebekken tegen stormvloeden op de Noordzee. Hierin worden aanbevelingen gedaan o.a. over de bouw van een stormvloedskering waardoor, bij wijze van spreken, het grootste deel van het bekken beveiligd is door het afsluiten met één grote deur. Zeer uitgebreide studies en ontwerpen worden gemaakt voor een dergelijke kering even benedenstrooms van de stad Antwerpen.

Medio 1982 wordt door de Overheid besloten het project betreffende een stormvloedskering nabij Antwerpen stop te zetten. Een speciale vereniging die in het leven is geroepen om dit project te leiden, de SVKS (<u>S</u>tormvloedsk<u>e</u>ring <u>S</u>chelde, waarin ook specialisten uit het buitenland, o.m. uit Nederland, zitting hebben), wordt opgeheven.

Als reden voor deze maatregel wordt gezegd dat de kosten van het project te hoog zijn en het niet verantwoord is in deze tijd van economische neergang zoveel geld daarvoor te reserveren. De dijkverbeteringen vinden getemporiseerd doorgang.

I.3. Oorzaken hoge waterstand op de Zeeschelde

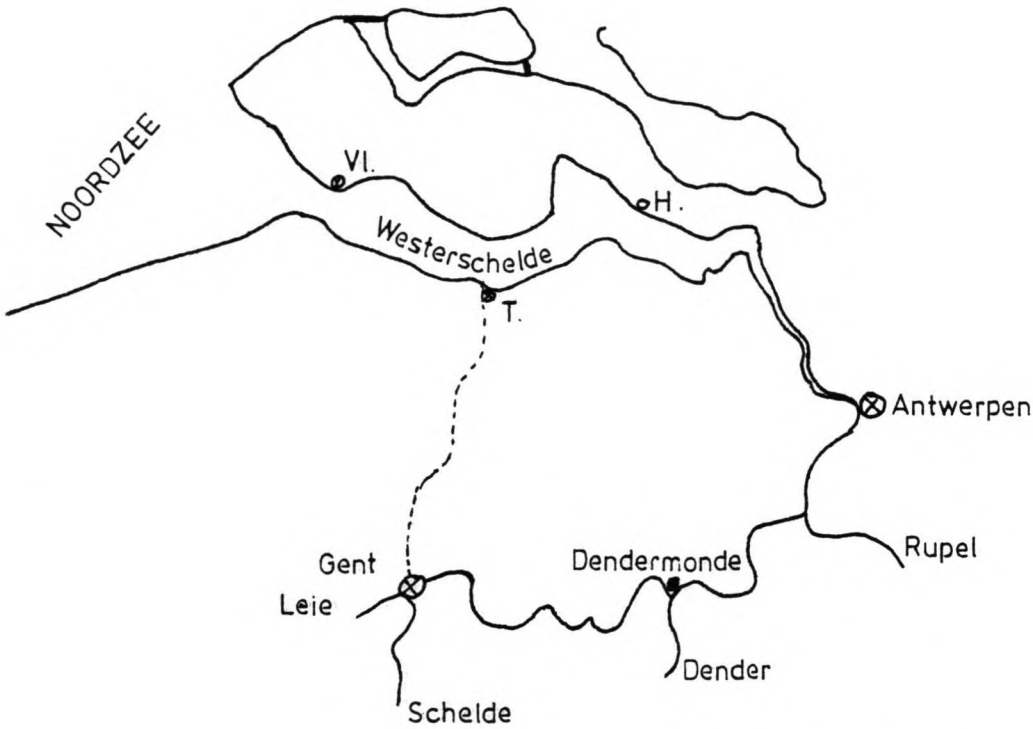


fig. I.3.1. situatie bekken.

Bij een normale getijgolf-voortplanting vindt er vanaf Vlissingen een versterking van het getijverschil plaats doordat het Scheldebekken smaller wordt (fig. I.3.1.).
Dit effect wordt meer merkbaar bij het stroomopwaarts volgen van de getijgolf op de Zeeschelde. Een tijverschil van gemiddeld 3.65 m bij Vlissingen, is bij Antwerpen opgelopen tot meer dan 5 meter.

Als gevolg van de middenzeestandrijzing en de veranderende riviermorfologie is dit verschil al toegenomen tot 5.30 m (zie bijlage, tabel (2)). Uit tijwaarnemingen sinds 1891 blijkt dat er voor de stad Antwerpen een hoogwaterstandsverhoging van 0.06 m per tien jaar geldt (voor de Rupelmonding: 0.10m, voor Gentbrugge: 0.14 m).

Vanaf Antwerpen, (in stroomopwaartse richting) blijven de dagelijkse hoogwaterstanden ongeveer gelijk, de laagwaterstanden nemen toe als gevolg van: verhang, bovenafvoer Schelde, toenemende wrijving in het bekken. Vanaf Dendermonde is een duidelijke

daling in de hoogwaterstand merkbaar (zie fig. I.3.3.).

Het opslingereffect t.g.v. de vernauwing van het bekken zal bij een "ongunstige" storm nog worden vergroot door opstuwing van het zeewater bij het Nauw van Calais.

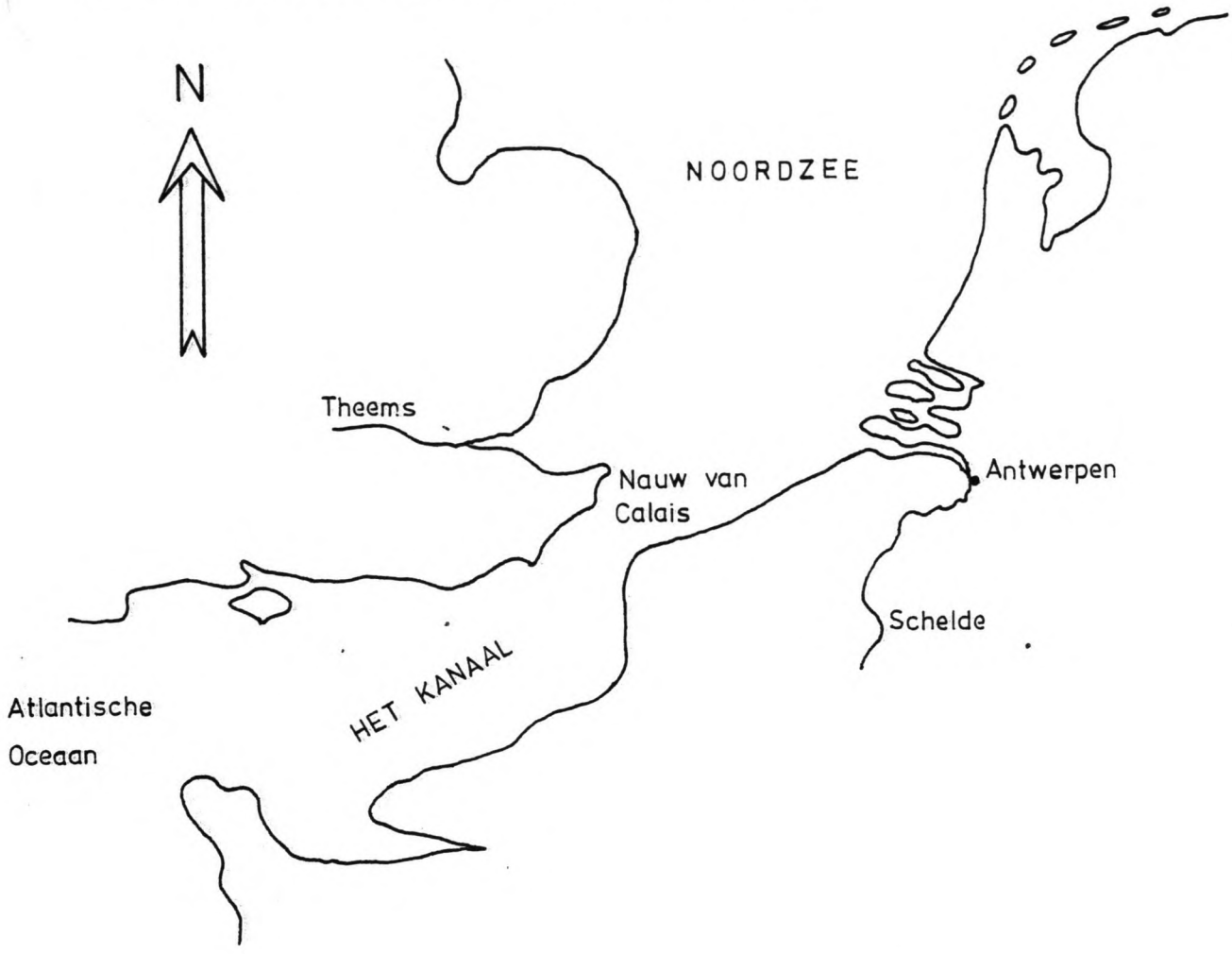


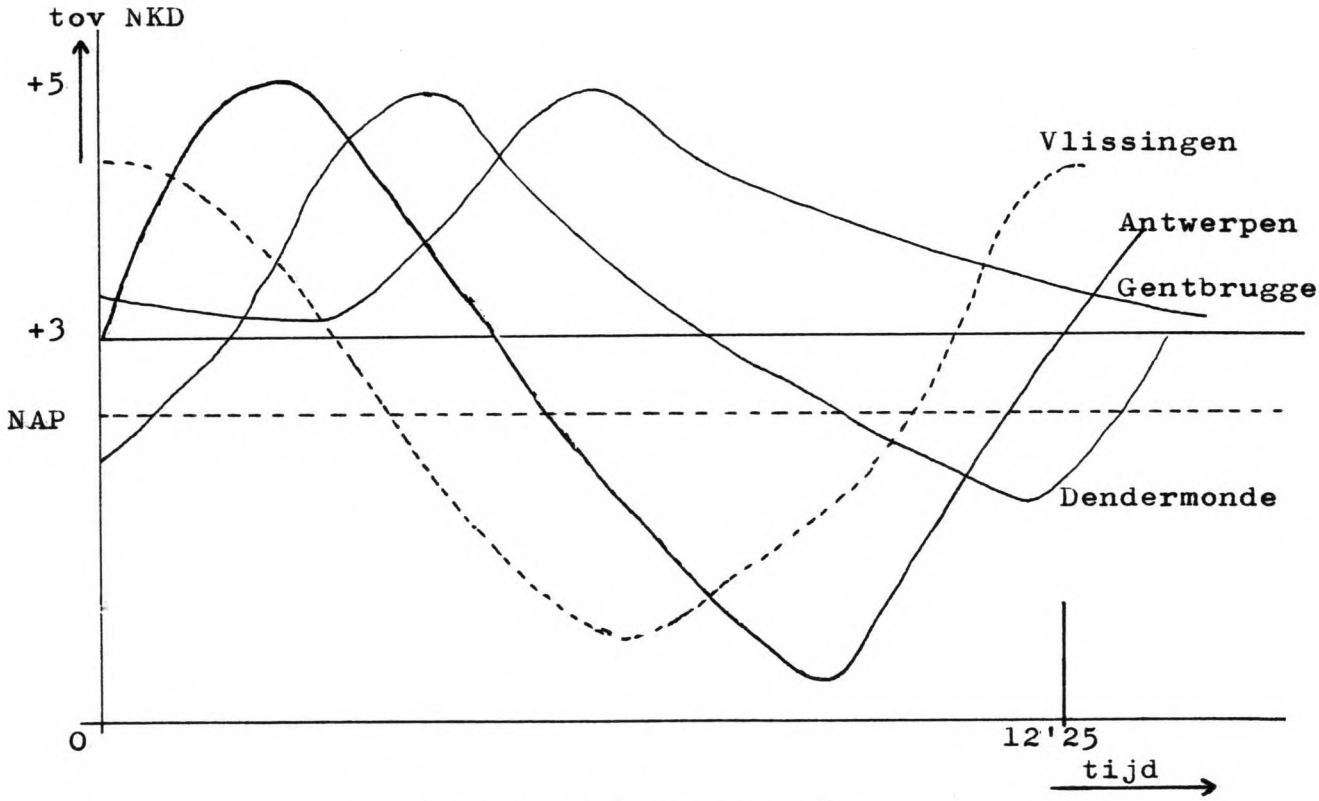
fig. I.3.2.

Het algemene stormbeeld luidt:
Aanvankelijk een wind uit het Zuid- Westen waardoor water uit de Atlantische Oceaan in de Noordzee wordt gestuwd. Later draait de wind naar het Noord-Westen tot Noord, vaak in kracht toenemend. Er vindt op de Noordzee t.g.v. de wind een waterbeweging richting Atlantische Oceaan plaats. Door de vernauwing ter plaatse van Calais wordt de waterstand langs de kusten van Zuid-Oost Engeland, België en Nederland opgehoogd (trechtereffect). De 2 maal-daagse vloedgolf wordt dan versterkt.

Dit tezamen met het opslingereffect t.g.v. de trechtervorm

van het bekken zorgt voor de extreme hoge waterstanden.

De situatie wordt gevaarlijker met het gereedkomen van de diverse verdegingswerken in Nederland (Delta-plan) en Engeland. Kon eerst nog water worden geborgen in de Rijn / Maas-delta en het Theems-estuarium, door het afsluiten/afsluitbaar maken van de diverse zeegaten is het bergend oppervlak verkleind. Hierdoor ontstaat een relatieve verhoging van de zeewaterstand bij storm, dit vindt zijn weerslag in hogere waterstanden op de Schelde.



getijverloop (waterstand)

fig. I.3.3.

Wat speelt er zich nu meer af tijdens een storm ?
Tijdens storm op de Noordzee (windkracht 8 of hoger op de schaal van Beaufort) vindt, afhankelijk van de windrichting, opstuwing van het water aan de Belgische kust plaats.
Ten gevolge hiervan loopt een vloedgolf in de Westerschelde en vandaar in de Zeeschelde die zodoende het getij versterkt.

De grootte van de opstuwing (daarmee direct de vloedgolf) is afhankelijk van:

-1) de grootte van de lage drukkern. Per mm drukdaling in de kern t.o.v. de normale 760 mm kwik druk, stijgt het zeeniveau met ca. 13.3 mm.

-2) de windrichting en de duur, in het ongunstigste geval (WNW tot NW respectievelijk 6 tot 12 uur) kan hierdoor een opstuwing van 3 m worden bereikt.

-3) de door wind opgewekte golven (periode van 8-12 s, afhankelijk storm of orkaan) met een hoogte van 6 à 8m bij laag- rep. hoogwater.

Naast genoemde effecten zijn er nog andere faktoren die de waterstanden in het Zeescheldebekken bepalen, zoals:

- de opwaaiing van het water op de Westerschelde,
- de voorgeschiedenis aan het stormtij. O.a. de laagwaterstand voorafgaande aan de stormvloed, hierdoor is de vullingsgraad van het bekken bepaald,
- het stesel van geulen en banken,
- de waterbeweging op de Schelde,
- de trechtervorm van zowel Noordzee als Westerschelde-Zeeschelde,

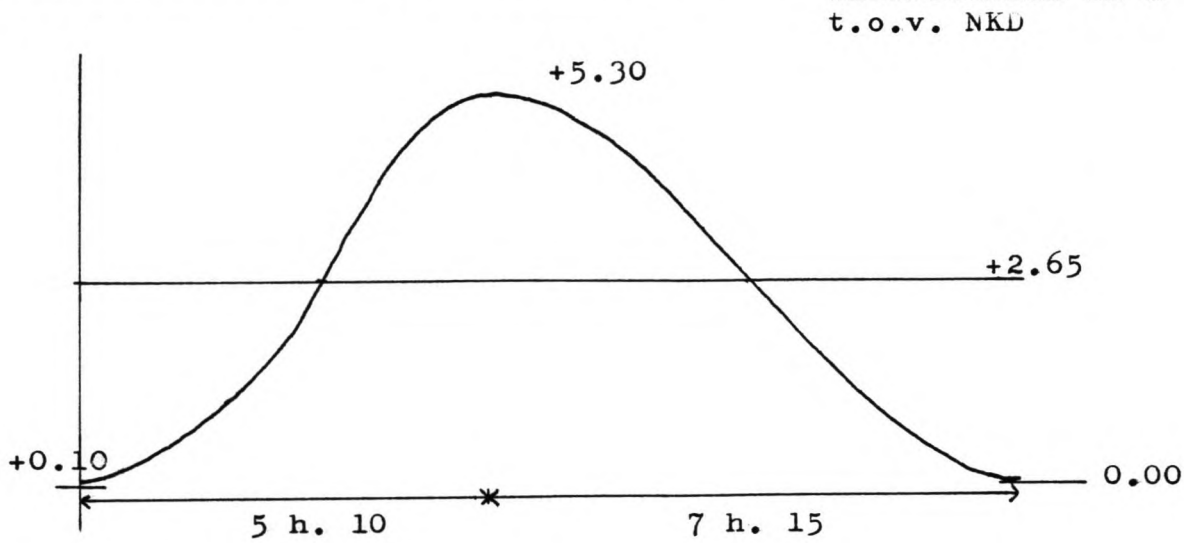
De stormvloeden worden aan de hand van de bereikte waterstanden te Antwerpen in twee klassen verdeeld:

gewone stormvloed : vanaf NKD +6.50 m tot NKD +7.00 m
buitengewone stormvloed : vanaf NKD +7.00 m

Het ontstaan van het soort stormvloed is afhankelijk van de opstuwhoogte van het water en het heersende getij (het z.g. astronomisch getij; springtij bij nieuwe of volle maan, doodtij bij eerste of laatste kwartier) en de bovenafvoer van de Schelde.

In Antwerpen worden op verschillende plaatsen de kademuren overstroomd bij een buitengewone stormvloed.

gemiddeld getijverloop te Antwerpen



Ontstaan van de onveilige situatie

Vanaf de 9e eeuw is er een dusdanige verbinding met de Noordzee ontstaan dat het getij zich in de Schelde gaat voortzetten.

Voor die tijd mondde de Schelde in de Honte (de huidige Westerschelde) uit die slechts een smalle uitmonding op zee had. Ten gevolge van duindoorbraken tijdens de zogeheten Dunkerque IIIa transgressie ontstaat de eerder genoemde meer open verbinding. Het opdringen van het getij heeft tot gevolg dat de rivier een steeds groter stroombed inneemt. Om hun grond tegen het water en de verzilting te beschermen werpen de bewoners rond de Schelde dijken op.

Later wordt een deel van de aangeslibde schorren weer ingedijkt, het water wordt in een vernauwd stroombed geconcentreerd. Hierdoor treedt een stijging in de hoogwaterstanden op en t.g.v uitschuring van de stroomgeul een daling in de laagwaterstanden (versterking getij-energie). De dijken rond de Schelde moeten hierdoor weer worden verhoogd en versterkt. Een proces dat zich in de loop der eeuwen voortzet. Daarbij moeten ook de effecten van enerzijds de rijzing van de middenzeestand en de inklinking van het binnendijks gebied (het "uitvenen") anderzijds worden gerekend.

Het is nu duidelijk dat het overstroombaar oppervlak nog groter is dan de oorspronkelijke alluviale vlakte zonder dijken. Bovendien is men meer en meer in het natuurlijke bed van de rivier gaan bouwen, gesteund door de veiligheid (?) van de dijken. Gevolg: bij dijkdoorbraak ontstaat een enorme schade en zijn vele mensenlevens in gevaar. De gebeurtenissen van 1953 en 1976 onderstrepen dit.
Ter illustratie van de versterking getij-energie de volgende tabel.

Verloop van de getijgegevens '71 - '78

'71;	HW: + 5.08	'78;	HW: + 5.29	ΔHW: 0.21
	LW: + 0.20		LW: + 0.02	ΔLW: -0.18
tijverschil :	4.88m	:	5.27m	Δtij: 0.39m

Uit metingen blijkt dat de vaargeul sinds '70 aanmerkelijk verdiept is.

Veiligheid van de bestaande dijken

De veiligheid van het Scheldebekken moet tegenwoordig worden gewaarborgd door een stelsel van bandijken met een lengte van ca. 481 km.

Opgeworpen sinds de 12^{e} eeuw, voortdurend verhoogd en versterkt, kan het niet anders dat de dijken zwakke plekken vertonen. Verschillende oorzaken zijn hiervoor aan te wijzen:

- onvoldoende kruinhoogte
- gebouwen of kunstwerken die in de dijk zijn gewerkt
- het dijkprofiel
- de kwaliteit van het dijklichaam

Het laatste punt zal cijfermatig worden toegelicht:
bij een dijkhoogte van NKD +8.00 m bedraagt de overschrijdingskans ca. 5×10^{-3} per jaar (zie figuur II.2.).
De overhoogte tegen middenzeestandsrijzing, golfoploop en klink van de dijk is hier gelijk nul gesteld. Echter veel dijken in het bekken opwaarts van Antwerpen zijn lager en soms

veel lager dan +8.00 m. Deze gegevens steken schril af tegen de in Nederland toegepaste ontwerpfilosofie met een overschrijdingskans van 2.5×10^{-4} plus overhoogte.

Vanaf '53 tm '76 stopte men bijna 4 miljard frank (250 milj. gulden) in de beveiliging van het bekken. Ruim een derde is gebruikt voor het herstellen van de schade aangericht door de beide overstromingen.

Als resultaat van de eerder genoemde faktoren:

- opslingereffect t.g.v. dubbele "trechtervorm",
- onvoldoende sterkte en hoogte huidige dijkenstelsel,
- middenzeestandrijzing en verandering riviermorfologie,
- relatieve waterstandsverhoging t.g.v. het gereedkomen verdedigingswerken elders,
- minder geld ter beschikking voor verdedigingswerken,

lijkt de volgende conclusie gerechtvaardigd:

Het Zeescheldebekken is niet voldoende veilig.

blz.

II. Probleemstelling 13

II.1. Bescherming Zeescheldebekken 13

II.2. Resultaten Belgisch onderzoek 16

II.3. Riviergegevens 18

II. Probleemstelling

II.1. Bescherming Zeescheldebekken

Uit de overstromingen van 1953 en meer recent van 1976 blijkt dat het Zeescheldebekken nog niet afdoende beveiligd is. Aan de hand van een PFB-boom (primaire funktie behoefte) zal een aantal principiële mogelijkheden worden weergegeven (zie fig. II.1.) ter bescherming van het bekken.

T.g.v. een aantal faktoren die op dit specifieke probleem van toepassing zijn, wordt het aantal mogelijkheden beperkt. Deze faktoren zijn:

-1) de scheepvaart op de Schelde, zowel zee- als binnenvaart,

-2) de dichtbevolkte gebieden (Antwerpen) en veel industrie langs de rivier.

In het kort zullen de mogelijkheden van fig. II.1. worden nagelopen.

1) waterstand "beheersen"

a) - de gecontroleerde overstroming is een reële deeloplossing (wordt nader besproken).

- het verbreden van de rivierarmen komt neer op het herstellen van de oude rivierbedding; de dijken worden a.h.w. naar achteren gelegd. De kosten die de oplossing met zich meebrengt zijn astronomisch. Er wordt verder niet op ingegaan.

b) - de permanente afsluiting is met het oog op de scheepvaart onmogelijk. Dit geldt ook voor de gedeeltelijke afsluiting (drempel); verhoging stroomsnelheid t.p.v. de afsluiting. In geval van een drempel is er een verminderde toelaatbare diepgang.

- de tijdelijke afsluiting komt neer op een soort stormvloedskering. Hierop wordt uitvoerig ingegaan. Ook de mogelijke plaats dient nog te worden beschouwd (zie paragraaf III.1. Plaatskeuze).

2) dijkverbetering:

- problemen doen zich voor met name bij de aan de Schelde gelegen steden en industrieën. Het is vaak onmogelijk een maximale dijkverhoging toe te passen. Ook de gevolgen van onoverstroombare dijken zijn soms niet te accepteren (zie III.2.4.). De toevlucht moet dan worden gezocht in tijdelijke verhogingen. Deze houden een verhoogde kans op falen in (vergeten verhogingen aan te brengen na een stormwaarschuwing).

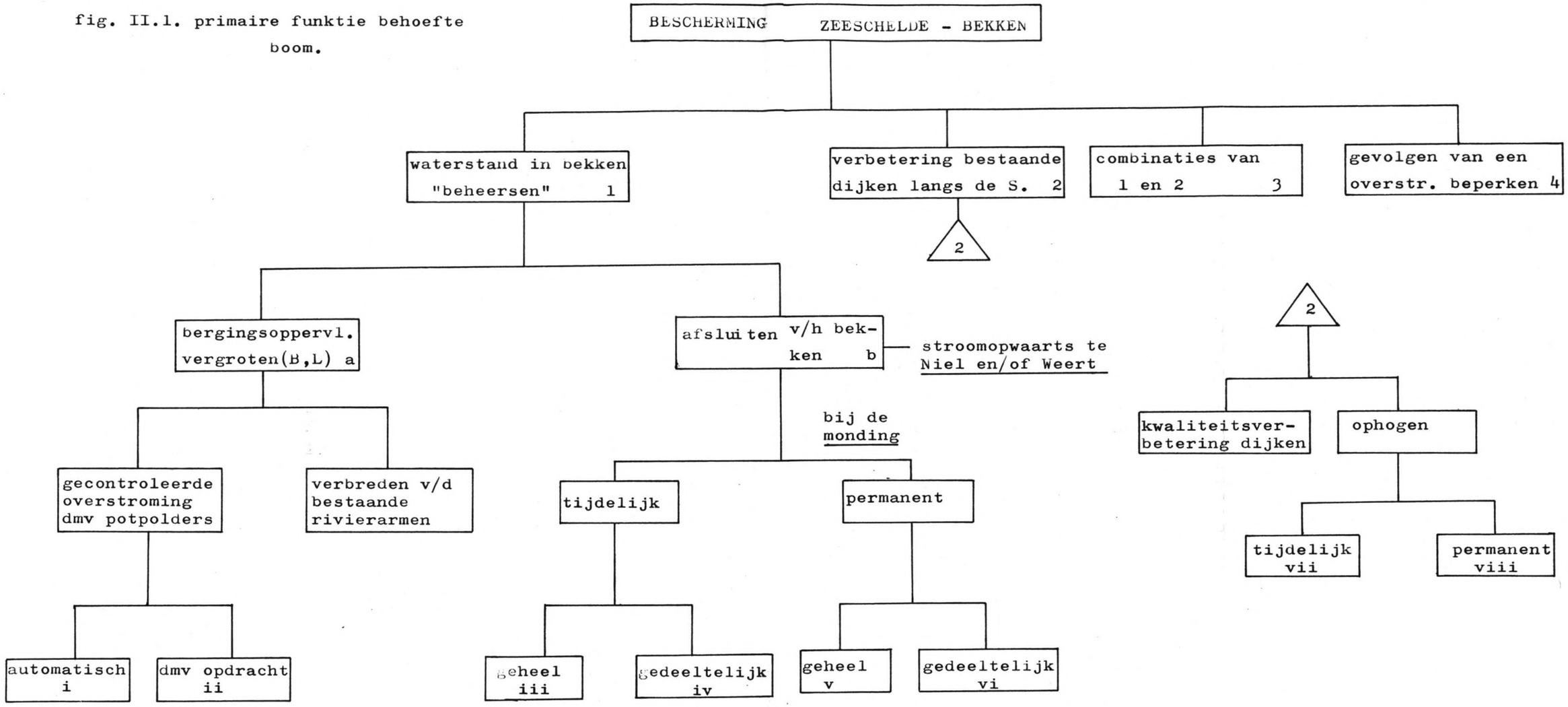
3) -

4) gevolgen beperken:

- in de bestaande situatie een adequaat waarschuwings - en evacuatiesysteem opstellen. Kwetsbare en gevaarlijke industrieën m.b.v. overheidssteun buiten de gevarenzône plaatsen. Dit is voor de Schelde-zône geen haalbare kaart.

Aan de hand van een aantal resultaten uit Belgische onderzoeken zullen enkele conclusies worden getrokken.

fig. II.1. primaire funktie behoefte boom.



i) dijk is op bepaalde plaatsen bewust lager dan elders, bij overschrijden bep. waterstand, overlopen dijk.

ii) sluizen openen waardoor vooraf bepaalde gebieden onderlopen.

iii) b.v. een stormvloedskering.

iv) kering als overlaat

v) dam

vi) drempel bij monding

vii) te plaatsen schotten

viii) door keerwand of nieuw dijkprofiel

II.2. Resultaten Belgisch onderzoek

Om de invloeden van de diverse oplosmogelijkheden na te gaan, is uitgebreid onderzoek gedaan o.m. in het Waterloopkundig Laboratorium te Borgerhout.

Aan de hand van die resultaten de volgende conclusies:

- het ontwerp hoogwater kent een hoogste waterstand van NKD +9.05 m (exclusief golven) met een overschrijdingskans van 10^{-4} per jaar (zie fig. II.2.).
- het enkel aanleggen van overstromingsgebieden biedt alleen voor de gebieden bovenstrooms van Schelle enig perspectief (zie bijlage I), echter dit is niet afdoende (par. III.2.3.). Het aanleggen van overstromingsgebieden benedenstrooms Antwerpen is i.v.m. de daar gevestigde industrieën en steden niet mogelijk.
- een maximale dijksverhoging langs het gehele Scheldebekken van meer dan NKD +9.50 m is onmogelijk omdat deze hoogte op verschillende plaatsen niet te realiseren is, bovendien zijn de gevolgen hiervan voor Gent, Mechelen, Lier en andere steden onaanvaardbaar (onderlopen, zie III.2.3.).
- een combinatie van bovengenoemde is niet voldoende om de ontwerpwaterstand te keren; een stormvloedskering is noodzakelijk.

In het volgende zal worden uitgegaan van de noodzaak van een stormvloedskering.

In het hoofdstuk "Sluitings-strategieën" is uitgegaan van de aanwezigheid van een kering. Er wordt aangetoond dat een kering alleen niet voldoende is. Vervolgens worden de invloeden van potpolders (gecontroleerde overstroming), dijkverhoging en combinatie hiervan besproken.

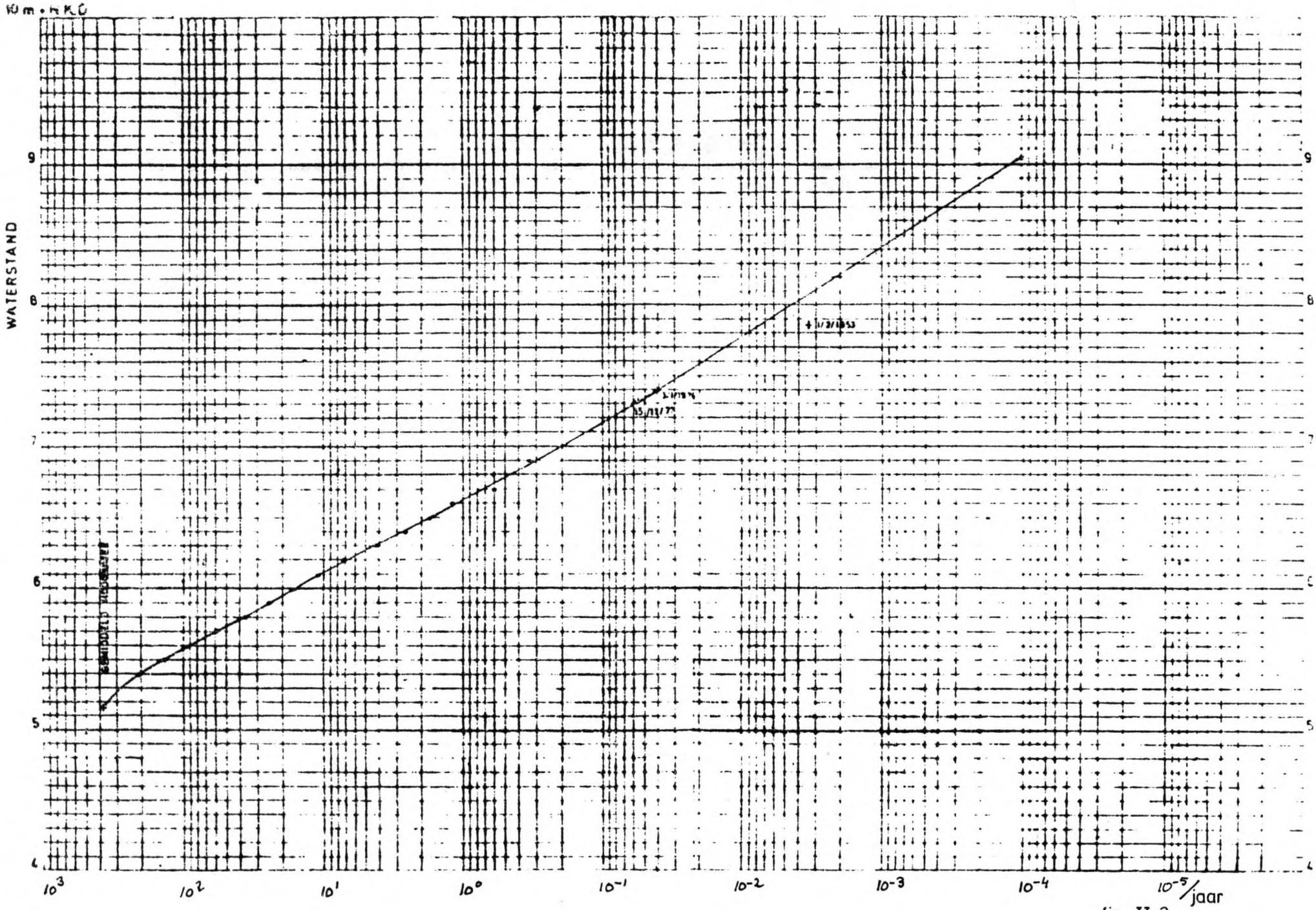

10 m + NKO
WATERSTAND
9
8
7
6
5
4
10^3
10^2
10^1
10^0
10^{-1}
10^{-2}
10^{-3}
10^{-4}
10^{-5}/jaar

fig. II.2.

II.3. Riviergegevens

Het jaargemiddelde van de rivierafvoer varieert tussen de 50 en 200 m^3/s te Schelle.

De optredende stroomsnelheden te Oosterweel bedragen:

	linkeroever	rechteroever	
bij springtij (vloed):	1.64	1.48	
(eb) :	1.22	1.19	
gemiddeld tij(vloed):	1.17	0.79	
(eb) :	1.06	1.04	(in m/s)

Het gemiddelde zoutgehalte bedraagt ongeveer 2.5 gr./l te Antwerpen, terwijl het slibgehalte ca. 1 gr/l aan de bodem bedraagt. Bij metingen in 1970 werd zelfs een gehalte van 4 gr/l vastgesteld.

Golven

Bij de berekening van de kering moet rekening worden gehouden met een significante golfhoogte Hs = 0.70 m. De hiermee corresponderende golfperiode bedraagt Ts = 2.7 s en de golflengte Ls = 11.4 m. De bovenstaande waarden gelden voor diepwatercondities. Hieraan wordt voldaan.

diepwater $0.50 < \frac{h}{L} < \infty$ $h \approx 15$ m (h = waterdiepte)

$$L_o = 1.56 \times T^2 = 1.56 \times (2.7)^2 = 11.37 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L_o} = \frac{15}{11.37} = 1.32 = \frac{h}{L}$$

De golfhoogte komt overeen met een wind van 80 km/h uit het Westen gedurende tien minuten.

Dijken

Deze hebben over het algemeen geen eenvormig profiel. Veel hangt af van de plaatselijke omstandigheden. Gestreefd wordt naar een berijdbare kruin met een breedte van 7 m, echter in de meer bovenstrooms gelegen gebieden bedraagt de breedte 5 m. De taluds bedragen 1 : 4, zowel aan land- als rivierzijde.

blz.

III. De stormvloedkering 19

III.1. Plaatskeuze 19

III.2. Sluitingsstrategieën/toelaatbare waterstand 22

III.2.0. Inleiding

III.2.1. Sluiten op L.W.-kentering 23

III.2.2. Sluiting in huidige situatie 29

III.2.3. Toepassen van potpolders 38

III.2.4. Dijkverhoging 39

III.2.5. Combinatie potpolders en dijkverhoging 43

III.2.6. Aantal malen sluiten 45

III.2.7. Conclusie 46

III.2.7.1. Afweging en commentaar 46

III.2.7.2. Te kiezen dijkverhoging 48

III.3. Verval land/zee 50

III.4. Grondgegevens 51

III. De stormvloedkering

III.1. Plaatskeuze

De plaats van de stormvloedkering wordt door diverse eisen van verschillende aard bepaald. Deze zijn:

-1) de ligging in een rechte strekking van de rivier is noodzakelijk; nautische eis.

-2) de zeescheepvaart naar de haven van Antwerpen moet zo min mogelijk worden gehinderd. Daarom kering bovenstrooms van de grote zeesluizen (zie fig. III.1. met daarin aangegeven de (1) Kallo-, (2) Van Cauwelaert-, (3) Boudewijn- en (4) de Zandvliet sluizen).

-3) om een zo groot mogelijk gebied van het Zeeschelde-bekken te beveiligen, moet de kering zover als mogelijk stroomafwaarts liggen. In ieder geval benedenstrooms van de stad Antwerpen. Wanneer de kering bovenstrooms Antwerpen komt, leidt dit tot onaanvaardbaar hoge waterstanden in de stad.

Uit de overzichtskaart (fig. III.1.) blijkt dat het gedeelte tussen de sluizen van Kallo en de geplande Boerinnesluis het beste aan de eisen 2) en 3) voldoet. Om ook aan eis 1) te voldoen lijkt de drempel van Oosterweel het meest geschikt. Enkele andere voorwaarden waaraan de plaatskeuze moet voldoen zijn:

- er moet de nodige ruimte bovenstrooms van de kering zijn om het wachten en zwaaien van schepen bestemd voor de (5) Royersluis, (6) Kattendijk- en (7) Boerinnesluis mogelijk te maken.
- schepen, die uit de genoemde sluizen komen, moeten voldoende snelheid hebben om gestrekt volgens de as van de kering deze te passeren.

De drempel van Oosterweel voldoet aan de eerste drie eisen

goed. Aan de andere voorwaarden wordt minder goed voldaan. Oosterweel wordt in het Sigma-plan als bouwlocatie gekozen, de keuze wordt hier overgenomen omdat van deze plaats voldoende gegevens aanwezig zijn.

Het is ook denkbaar om één of twee kleinere keringen te bouwen wanneer één grote technisch of financieel niet haalbaar blijkt.

Als plaats voor de kleinere keringen kan worden gedacht aan Niel en/of Weert (zie bijlage 1). Modelonderzoekingen hebben aangetoond dat alleen een kering te Niel een verhoging van 10 cm in de stormvloedstand te Antwerpen tot gevolg heeft. Enkel een kering te Weert 30 cm. Wanneer beide keringen worden aangelegd een verhoging van 45 cm te Antwerpen, 78 cm te Schelle en 86 cm te Weert.

Een dergelijke oplossing zou de veiligheid van het Rupelbekken en een deel van het Scheldebekken kunnen garanderen. Echter belangrijke gebieden zoals Antwerpen en Hoboken vallen er buiten. Dit wordt niet aanvaardbaar geacht.

Er wordt in eerste instantie van uitgegaan dat een stormvloedkering te Oosterweel haalbaar is. De veiligheid van het gebied benedenstrooms van de kering kan worden gewaarborgd door een maximaal benodigde dijkverhoging.

Noot: een stormvloedkering te Oosterweel geeft een verhoging van de waterstand van 30 cm aan de Ned.-Belg. grens.

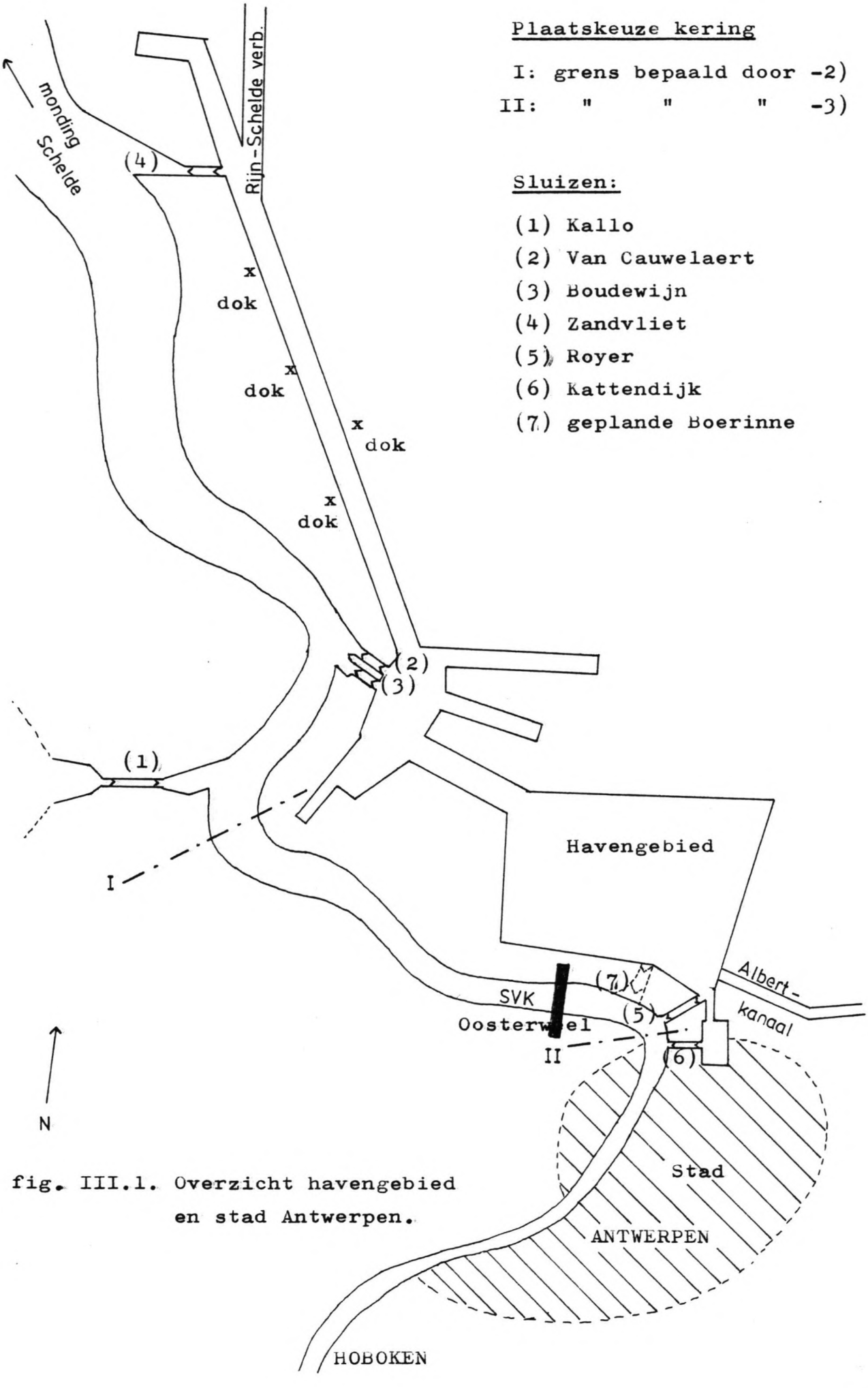


fig. III.1. Overzicht havengebied en stad Antwerpen.

Openingsstrategieën

III.2. Sluitingsstrategieën/toelaatbare waterstand

In deze paragraaf worden de diverse sluitingsmanieren bekeken. Voor elk der gevallen zullen stroomsnelheden en vervallen worden bepaald, zij geven direct een aanduiding van de grootte van de te verwachten belastingen op de constructie.
Er wordt geen uitspraak gedaan over het soort kering, de afmetingen en het aantal keringen (enkel of dubbel).

Van belang is de toelaatbare binnenwaterstand (de waterstand in het Zeeschelde bekken achter de kering) onder verschillende omstandigheden:

- de huidige situatie III.2.2.
- het toepassen van potpolders III.2.3.
- dijkverhoging III.2.4.
- combinatie van potpolders en dijkverhoging III.2.5.

De toelaatbare binnenwaterstand kan op verschillende manieren tot stand komen:

I - sluiting op stromend water (dus na laagwaterkentering)

II - " " L.W.-kentering met gebruik van doorstroomopeningen

III - " na " " , kering nu als overlaat

Deze drie manieren zijn voor elk der omstandigheden nagegaan.

De berekende vervallen zijn bovengrenzen. Bij de berekening van de sluitpeilen wordt uitgegaan van een stijging binnenwaterstand bij een maximaal bovendebiet, maar bij het berekenen van het maximaal verval is de stijging door rivierafvoer voorlopig nul gesteld. Dit omdat een exactere benadering moeilijk te bepalen is. Geschat wordt dat de werkelijke optredende vervallen tot 0.5 m lager kunnen liggen.

Tevens is aan de hand van de toelaatbare binnenwaterstand ook het aantal malen dat de kering moet sluiten bepaald, III.2.6

Voorts is het maximaal mogelijk optredend verval zee/land, bij volledige sluiting op L.W.-kentering, bepaald (III.2.1.). Het verval land/zee is in een volgende paragraaf (III.3.) bepaald.

In III.2.7. is een afweging gemaakt van de mogelijkheden en manieren. Als criteria gelden:

(1) klein verval
(2) lage optredende stroomsnelheden

Aan de hand van de diverse uitkomsten is een mogelijke sluitingsstrategie en een toelaatbare waterstand bepaald.

III.2.1. Sluiting kering op laagwater-kentering

De kering wordt gesloten op de L.W.-kentering voorafgaande aan de maatgevende stormvloed. De hierbij horende waterstand is gesteld op NKD +9.05 m met een overschrijdingskans van 10^{-4} per jaar (zie fig. II.2.) te Antwerpen.

Wanneer verondersteld wordt dat de sluiting volledig is, komt de waterstand voor de kering hoger te liggen dan +9.05 m, omdat

-1) t.g.v. de volledige sluiting zal opstuwing plaats vinden van het water wat anders in het Zeeschelde bekken wordt geborgen,

-2) opstuwing door lokale opwaaiing,

-3) de invloed van golven; met name de gereflecteerde golf zal de waterstand periodiek verhogen.

Bovengenoemde faktoren zullen er toe leiden dat de waterstand aanzienlijk hoger ligt dan NKD +9.05 m. Hoe hoog ? Daartoe zullen de faktoren worden gekwantificeerd:

ad 1) uit studies is gebleken dat de stormvloedsstand een verhoging ondergaat van 0.60 m te Oosterweel, 0.30 m aan de Ned.-Belg. grens en 0.15 m te Hansweert. (rapport Sigma-plan 1977)

ad 2) de exacte invloed van de lokale opwaaiing is niet bekend. Aangehouden wordt een variabele $\bar{s}$ waarin zowel de opstuwing als de opwaaiing wordt verdisconteerd. Er wordt hier een waarde van 0.65 m aangehouden.

ad 3) de golfhoogte, die mede van belang is voor de waterstand, is afhankelijk van de hoogste golfhoogte uit een opeenvolgende reeks van X golven. Deze is op zijn beurt weer afhankelijk van:

- windsnelheid (lokaal),
- windrichting ("),
- vorm van het golfspectrum,
- het aantal golven X.

Uitgaande van de significante golfhoogte H_s = 0.70 m (behorende bij een ontwerpwind met een overschrijdings frequentie van 10^{-1} per jaar) wordt een ontwerpgolfhoogte van 1.7 x H_s = 1.19 m vastgelegd. De overschrijdingsfrequentie van van deze golfhoogte is 3 op de 1000 golven. Verder wordt uitgegaan van volledige reflectie; $H_{ref.} = 2 \times H_{ontw.}$.

De keuze van de overschrijdingsfrequentie van de ontwerpwind behoeft enige toelichting. Normaal wordt een bij de ontwerpstorm behorende windsnelheid gekozen. In dit geval ligt de frequentie van de wind veel hoger. Dit is als volgt te verklaren; de hoge waterstand te Oosterweel wordt veroorzaakt door aanhoudende winden boven de Noordzee en/of het Zeeschelde-bekken. Echter doordat de locatie van de kering nogal landinwaarts ligt is er tot dusver geen mathematish verband te leggen tussen de over deze gebieden optredende winden en de verhogingen van de waterstanden te Oosterweel. Het is dan ook nog niet mogelijk een verband te leggen tussen optredende locale winden en hoge waterstanden te Oosterweel.

De bepaling van de locaal voorkomende winden dient op een onafhankelijke wijze te geschieden. De hier overgenomen ontwerpwind heeft een snelheid van 22.3 m/s (≙ 80 km/h), gedurende 10 minuten. De windrichting is loodrecht op de as van de kering.

De wijze waarop men in België juist tot deze waarde is gekomen, is niet duidelijk.

Voor de belasting op de constuctie door wind wordt niet de 22,3 m/s aangenomen. Voor deze locatie geldt 18.1 m/s als normale wind en 27.6 m/s als uitzonderlijke wind (alle genoemde snelheden gelden op 10 m boven het maaiveld). De overschrijdingsfrequenties bedragen 5×10^{-1} resp. 10^{-2} per jaar. Wanneer ook hiervoor een overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} per jaar wordt aangehouden, levert dit windsnelheden op van meer dan 130 km/h. Met de hoogte moeten de windsnelheden worden aangepast. Dergelijke snelheden zijn van belang voor windgevoelige constructies, b.v. hefdeuren.

Zoals eerder gesteld kunnen deze orkaanwinden los van een stormtij optreden, een gelijktijdig optreden van een orkaan en de ontwerpwaterstand heeft een veel kleinere overschrijdingsfrequentie dan 10^{-4} per jaar.

Nader onderzoek zal aan moeten tonen of er toch geen verband is te leggen tussen stormen op de Noordzee en de optredende winden te Oosterweel. Het lijkt m.i. niet reëel deze twee aspecten als onafhankelijke gebeurtenissen op te vatten.

In deze paragraaf zal een aspect worden behandeld, dat ook in de volgende paragrafen mogelijk van belang is, n.l.:

Invloed van seiches

Van belang hiervoor zijn de verstoringen op zee met name de bui-oscillaties; verstoringen die zich in een tamelijke regelmatige reeks voordoen. Zij kunnen worden veroorzaakt door zware stormen op een gedeelte van het zee-oppervlak, plotselinge verandering van luchtdruk, verandering van windkracht of richting.

Waterstandsvariaties die t.g.v. hiervan in een bekken (b.v. een haven) optreden worden seiches genoemd. De mate waarin een bekken reageert op deze bui-oscillaties, is afhankelijk van:

1) de lengte van de reeks van oscillaties,

2) de periode van de oscillaties,

3) de afmetingen en de vorm van het bekken.

Bij ongunstige verhouding tussen deze faktoren kan het verschijnsel zeer hinderlijk worden. Een goed voorbeeld hiervan is de haven van Ijmuiden. Bij bui-oscillaties met een amplitude van 0.2 m, treden in de haven waterstandsvariaties op van 1.5 m gedurende 20 minuten. Een versterking van bijna 8-maal.

Bij nieuwe ontwerpen wordt, om de hinder die van de seiches wordt ondervonden te beperken, onderzoek gedaan naar de effecten die veranderingen van de bekken-indeling te weeg brengen. In onderhavig geval is alleen verandering in het bekkenlengte mogelijk. Het overige is door natuurlijke randvoorwaarden vastgelegd. Echter doordat de plaats van de kering en dus de lengte ook vastliggen moet met een eventuele verhoging rekening worden gehouden.

De invloed van seiches op waterstand voor de kering wordt verwaarloosd omdat, gezien de grilligheid en de lengte van het bekken (mond Westerschelde - Antwerpen: 77 km.), door de aanwezige weerstand van het bekken de invloed grotendeels wordt uitgedempt.

Dit samenvattend geeft dat de waterstand voor de kering varieert tussen:

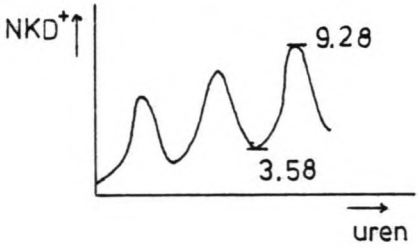
9.05 + 0.65 + 1.19 = NKD +10.89 m
9.05 + 0.65 - 1.19 = NKD + 8.51 m

Voor het bepalen van het verval over de kering zal alleen met de $\bar{s}$ worden gerekend: NKD +9.70 m.

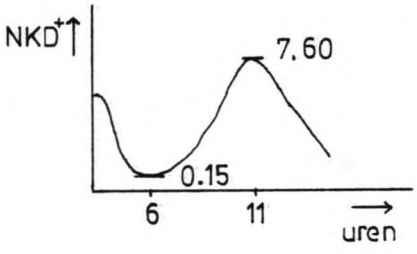
Voor het vinden van de waterstand achter de kering moet eerst een schatting worden gegeven van de waterstand bij kentering. De normale L.W.-kentering, als gemiddelde van 1971-1978, bedraagt+0.11 m. Opmerking: de laagwaters neigen in de loop der tijd naar een lagere waarde.

Voor het vinden van een L.W.-kentering voorafgaande aan de maatgevende stormvloed worden de volgende drie getij-typen bekeken:

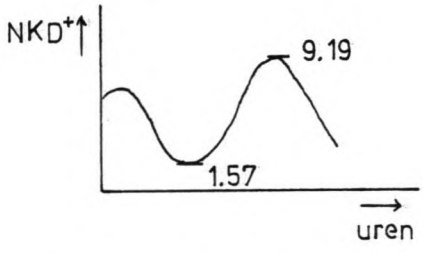
type I: hierbij treedt over een langere periode (enkele dagen) stormachtig weer op. De wind komt uit het NWW met als gevolg dat de hoog- en laagwaters in de loop der tijd toenemen. Er treedt dan een L.W.-stand op van NKD +3.58 (incluis lokale opwaaiing).



typeII: een zeer plotseling opstekende zware storm die ongeveer begint op L.W.-kentering; NKD +0.15 m.
In zeer korte tijd wordt een hoge H.W.-stand bereikt.



typeIII: zit ongeveer tussen I en II in. Het stormen begint al eerder. Dit leidt tot een hogere L.W = NKD +1.57 m voor het bereiken van de stormvloedstand.



In bovenstaande figuren wordt bij type I en III een waterstand hoger dan +9.05 bereikt. Dit is te wijten aan de invloed van een dichte kering, verder niet van belang hier, de aandacht gaat uit naar de laagwaterstanden (figuren uit een rapport v/d SVKS "Beschrijving sluitingsprocedures SVK").

Interessant is die storm waarbij een hoge en lage waterstand (respectievelijk H.W. en L.W.) optreedt opdat een zo groot mogelijk verval over de kering ontstaat.

Op basis van de drie stormtypen wordt een laagwaterstand van NKD +1.45 m (arbitrair) aangehouden op tijdstip van kentering.

Dit is niet de waterstand na volledige sluiting en de daarop volgende periode van sluiting. Er spelen nog andere faktoren een rol:

1) het bekken bovenstrooms van de kering fungeert tijdens het gesloten zijn als komberging voor het bovendebiet van de Schelde.

2) het rijzen van het water tijdens de sluitingsprocedure, afhankelijk van tijdstip en duur van sluiten.

ad 1) bij gering bovendebiet zal de waterstand bovenstrooms van de kering nauwelijks stijgen. Dit komt mede door de grote bergingscapaciteit van het bovenpand. Door deze stijging gelijk nul te stellen wordt een ongunstige situatie weergegeven. Uit grafieken, die overzichten geven van de debieten te Schelle, blijkt deze te variëren tussen de 70 en 220 m^3/s. Echter aangezien het hier jaargemiddelden betreft zullen de topafvoeren aanzienlijk hoger liggen. In een rapport waarin een studie naar de uitvoerbaarheid van de SVK is gedaan, wordt de invloed van het bovendebiet op het verval besproken. Daarin wordt gesteld dat bij afvoer van de rivier, groot 400 m^3/s resp. 900 m^3/s, de waterstand even bovenstrooms van de gesloten kering stijgt met 5 resp. 12 cm per uur. Deze getallen worden hier voorlopig aangehouden.
Dit houdt in dat bij een sluiting van 12 uur er een stijging plaats vindt van 12 x 12 = 1.44 m en dus het verval evenredig kleiner wordt.

ad 2) de rijzing van het water wordt voorlopig op 0.25 m geschat. Enige berekeningen ter ondersteuning van dit bedrag ontbreken.

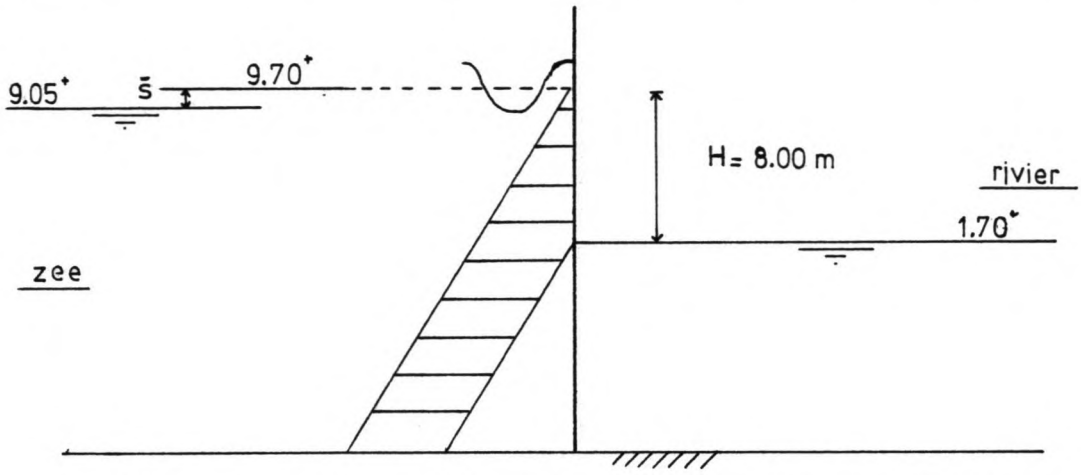
Hieruit volgt dat een minimale bovenwaterstand van

+1.45 + 0.25 = NKD +1.70 m

te verwachten is.

Totale verval

Met een benedenwaterstand van NKD +9.70 en een bovenwaterstand van +1.70 is een maximaal verval van 8.00 meter mogelijk.



De hier veronderstelde rijzing van het water met

+9.05 - 1.45 = 7.60 m

wordt enigzins ondersteund door tabel II.2. "rijzingen > 6.00 m".

NB: er wordt hier niet gerekend met een extra veiligheid van 0.50 m. In de overige paragrafen wel omdat gerefereerd wordt aan een bestaande dijkhoogte aan de hand waarvan een toelaatbare waterstand bepaald wordt.

III.2.2. Sluiting in huidige situatie

Per definitie moet er gesloten worden zodra de kans aanwezig is dat de te verwachten hoogwaterstand de aanwezige dijkhoogte overschrijdt. Er wordt voorlopig vanuit gegaan dat overstromen niet mag.

Uit de bijlagen 1, 2 en 3 blijkt dat onder de huidige situatie de kering meer dan éénmaal moet worden gesloten.

Twee voorbeelden:

- dijkhoogte te Antwerpen: NKD +6.30 m,
- " " St. Amands: NKD +6.00 m.

Volgens bijlage 2 (Overschrijdingslijnen Hoogwaters) wordt met een overschrijdingskans van 1-maal per jaar de +6.60 m overschreden. Deze waarde geldt bij een bovendebiet Q = 0 m^3/s.

STORMVLOEDEN TE ANTWERPEN
met rijzingen groter dan 6.00m

Tabel II.2.

Datum	LW	HW	Rijzing	Δ t	max.stijg. snelheid max.stijg per Δ t	max.stijg. snelheid per uur	Ogenblik van max. Rijzing vóór HW
12.03.1906	0.87	7.15	6.28	10 min	0.42	2.20	90'
28.11.1932	0.55	6.55	6.00	15 min	0.58	1.79	45'
26.01.1944	0.80	6.90	6.10	10 min	0.35	1.48	60'
19.01.1945	0.63	6.74	6.11	10 min	0.32	1.52	150'
05.04.1962	0.21	6.60	6.39	15 min	0.80	2.47	75'
28.02.1967	0.31	6.85	6.54	15 min	0.90	2.42	75'
13.11.1972	0.60	6.62	6.02	15 min	0.40	1.44	120'
13.11.1973	0.54	6.54	6.00	15 min		2.00	60'
14.12.1973	0.90	7.18	6.28	15 min	0.80	2.35	60'
28.11.1974	0.49	6.55	6.06	10 min	0.42	2.03	100'
20.01.1976	0.40	6.81	6.41	15 min	0.82	2.50	60'
22.01.1976	0.59	6.61	6.02	10 min	0.50	2.00	45'
14.11.1977	-0.05	6.56	6.61	10 min	0.55	2.48	50'
30.12.1977	0.29	6.54	6.25	10 min	0.31	1.41	280'
12.01.1978	0.49	6.59	6.10	10 min	0.33	1.60	50'
26.03.1978	0.50	6.62	6.12	10 min	0.43	1.88	40'
02.01.1979	-0.43	7.02	7.45	10 min	0.50	2.45	60'

In het geval van grote bovenafvoer is de situatie aanzienlijk ongunstiger.

Vraag is nu wanneer moet de kering gesloten worden om overstroming te voorkomen. In feite kan de waterstand achter de kering op drie manieren met de kering zelf worden geregeld, te weten:

I) een volledige sluiting op stromend water. Hierbij wordt de kering zo laat mogelijk gesloten om het verval te beperken. Het probleem is de kering niet te laat te sluiten daar anders de waterstand erachter te hoog oploopt.

II) de kering wordt op L.W.-kentering gesloten, maar met behulp van doorstroomopeningen (of onderstroming) kan de waterstand achter de kering worden bepaald.

III) gelijk II), maar nu werkt de kering als overlaat. Ook hier sluiten na L.W.-kentering.

Bovenstaande methoden leiden alle drie tot grote hydrodynamische krachten op de constructie. In 1e instantie zal alleen de Schelde worden beschouwd en zullen de andere tijrivieren slechts zijdelings erbij worden betrokken.

Als cruciale dijkhoogte zal die van Antwerpen worden aangehouden; NKD +6.30 m.

III.2.2.1. Manier I: volledige sluiting op stromend water

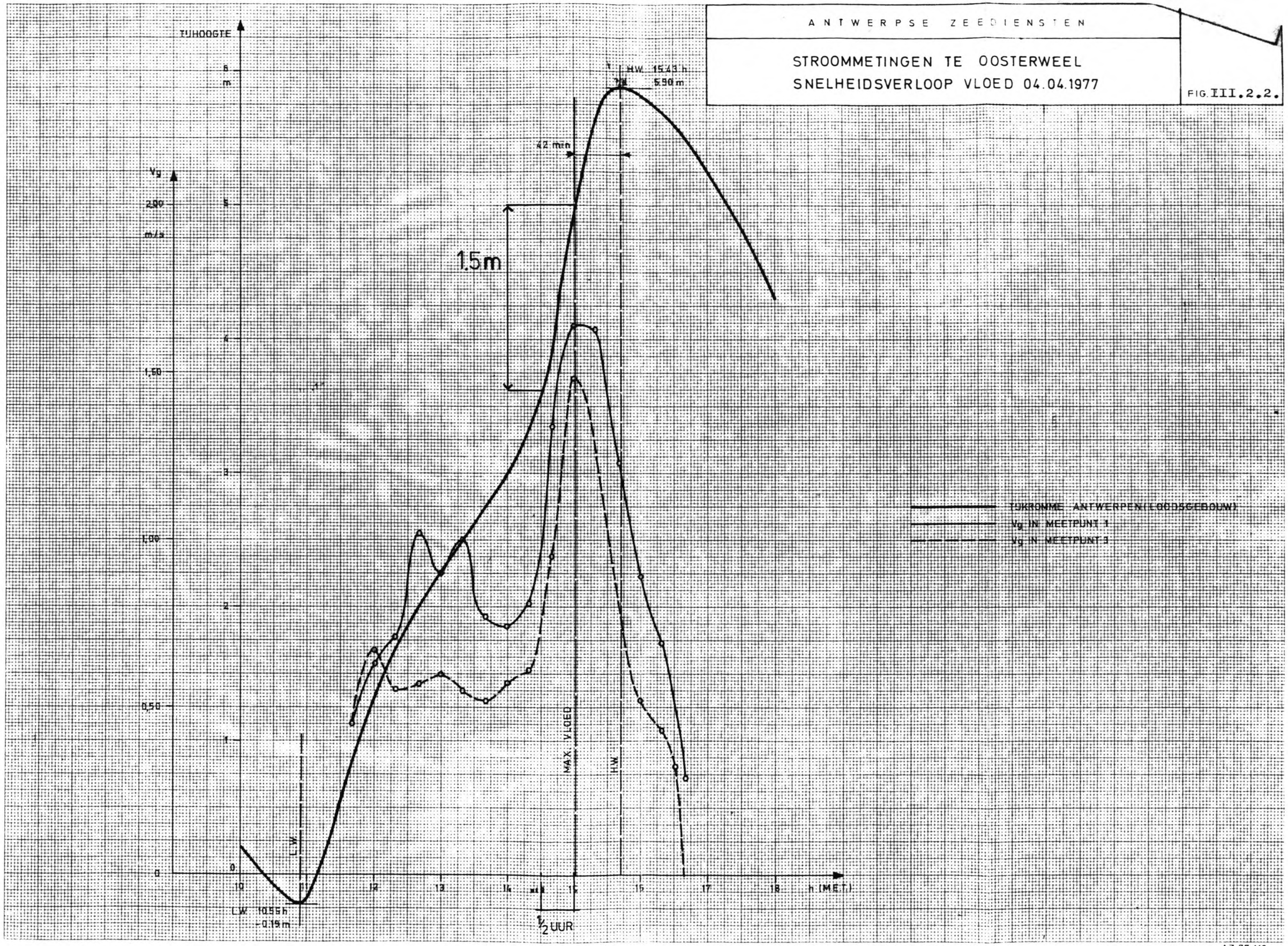
Wat zijn de faktoren die de waterstand achter de kering bepalen ?

- De rijzing van het water tijdens het sluiten. In het voorafgaande is hiervoor 0.25 m aangenomen. Aan de hand van een getij-kromme (04-04-'77) zal een schatting worden gedaan. Hierbij is een sluitduur van een half uur aangenomen.
  Uit de kromme blijkt dat de waterstand, in ongestoorde, situatie in een half uur tijd met 1.5 m kan toenemen.

ANTWERPSE ZEEDIENSTEN

STROOMMETINGEN TE OOSTERWEEL
SNELHEIDSVERLOOP VLOED 04.04.1977

FIG. III.2.2.

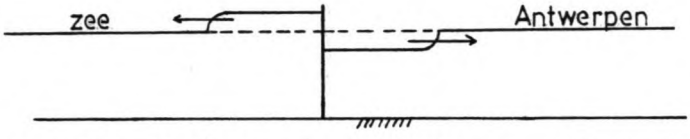


AZ 77.110

(2)

Door het afknijpen van het profiel tijdens het sluiten enerzijds en het bevinden van de sluitprocedure in een minder steil gedeelte van de kromme (mogelijk) anderzijds zal hier voorlopig 0.75 m worden aangehouden.

- Door de sluiting zal bovenstrooms een negatieve en benedenstrooms een positieve translatiegolf ontstaan. De grootte van de golf is ondermeer afhankelijk van de snelheid van sluiten en de heersende stroomsnelheid.



Wat de exacte gevolgen zijn is moeilijk te bepalen. Er zal ten eerste in vrij korte tijd een verval van 2 x de hoogte van de translatiegolf ontstaan (zie berekening optredende stroomsnelheid). Bovendien zal de golf extra krachten uitoefenen op de bij de kering gemeerde schepen. Het effect op het verval over de kering wordt nul gesteld omdat ten tijde van het optreden van het maximaal verval de translatie golven grotendeels zullen zijn uitgedempt.

- Invloed van het bovendebiet; afhankelijk van de grootte der afvoeren van de diverse rivieren. Om een idee te geven van de onderlinge verhouding (hoge afvoer):

		verhouding
$Q_{Schelde\ te\ Gentbrugge}$	= 180 m^3/s	2
Q_{Dender}	= 90 "	1
Q_{Rupel}	= 270 "	3

Q_{totaal} = 540 m^3/s. De invloed van de Durme is verwaarloosd omdat de rivier grotendeels verzand is. Voor topafvoeren wordt gerekend met 900 m^3/s; stijging 12 cm /uur.

- Een veiligheid van 0.50 m (arbitrair).

Met bovenstaande kan nu een sluitpeil worden berekend. Stel duur van sluiten 12 uur:

NKD +6.30 - 0.75 - 1.44 - 0.50 = NKD +3.61 m

Enkele kanttekeningen hierbij zijn:

- er moet enige zekerheid bestaan dat de H.W.-stand van +6.30 m inderdaad wordt overschreden. Echter onnodig sluiten is onvermijdelijk.
- de berekende +3.61 geldt alleen wanneer een langdurige en hevige storm is voorspeld. Bij een kortdurende storm is de 1.44 meter duidelijk te hoog.
  Bovendien is de kans op gelijktijdig optreden van de maatgevende storm en een zeer hoge bovenafvoer beslist lager dan 10^{-4}/jaar.

Uit tabel (3) blijkt dat een dijkhoogte van NKD +6.30 onhoudbaar is zonder bescherming door een kering. Uit de tabel volgt dat in 1976 8-maal de dijk is overstroomd, in '77 11-maal en '78 4-maal. Dit volgt uit een vergelijking van cijfers. Of de dijk werkelijk zo vaak is overstroomd,is niet bekend.
De maximale H.W.-stand bedroeg in deze drie jaar NKD +7.39 m, ruim één meter hoger dan de besproken dijkhoogte.

Voor het bepalen van het verval over de kering wordt een buitenwaterstand aangehouden van NKD +9.70 m. De binnenwaterstand:

NKD +3.61 + 0.75 = NKD +4.36 m

Hieruit volgt $\Delta H = 9.70 - 4.36 = 5.34$ meter.

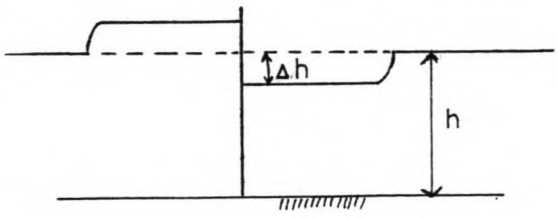
<u>Berekening optredende stroomsnelheid</u>

Uitgaande van plotseling sluiten,

$$C_{translatiegolf} = (g \times h)^{\frac{1}{2}}$$ h: waterdiepte aangenomen op 15 m.

$$= (10 \times 15)^{\frac{1}{2}} = 12.25 \text{ m/s.}$$

Er is gesteld dat $\Delta h \ll h$



Door het sluiten van de kering ontstaat een negatieve translatiegolf. Dit is vergelijkbaar met een kanaal waarop een neg. debiet wordt geloosd.

$$Q = v_{\text{op moment van sluiten}} \times \text{doorstroomprofiel } S.$$

Het doorstroomprofiel bedraagt ongeveer 3600 m^2 bij laag water en ongeveer 6400 m^2 bij hoog water. Hier wordt het gemiddelde aangehouden ca. 5000 m^2 en voor de stroomsnelheid v = 1.00 m/s (zie fig. III.2.2. stroommetingen te Oosterweel).

$$Q = 1.0 \times 5000 = 5000 \ m^3/s$$

$$\Delta h = \frac{-Q}{b \times (gh)^{\frac{1}{2}}} = \frac{-5000}{350 \times 12.25} = -1.17 \ m$$

Voor de breedte is niet de echte breedte b genomen maar is de rivier geschematiseerd tot een kanaal met een rechthoekige doorsnede (constante diepte).

Door de golf ontstaat er een verval over de kering van 1.17 x 2 = 2.34 m. Volgens Torricelli wordt de stroomsnelheid nu

$$v = (2 \times g \times \Delta h)^{\frac{1}{2}} = (2 \times 10 \times 2.34)^{\frac{1}{2}} = 6.84 \ m/s$$

Het moet echter mogelijk zijn door een verlenging van de sluitduur dit verval en daarmee de stroomsnelheid te beperken tot ongeveer 5 m/s.

III.2.2.2. Manier II: sluiten op L.W.-kentering

Regeling van de waterstand achter de kering geschiedt door doorstroomopeningen. Sluiting vindt plaats op L.W.-kentering NKD +1.45 m. Een rijzing aangenomen van 0.30 m (ipv 0.25 m, vanwege de doorstroomopeningen die open staan tijdens het sluiten), waterstand na sluiten: NKD +1.75 m. Ook hier als buitenwaterstand +9.70 aangenomen hoewel een deel van de opstuwing verloren gaat door de handhaving van een gereduceerd getijverschil. De grootte van dat deel is niet te schatten daarom het ongunstigste aangehouden.

Binnenwaterstand: +6.30 - 0.50 = NKD +5.80 m.

Wanneer de buitenwaterstand zijn maximale waarde bereikt mag de binnen waterstand nog niet +5.80 m bedragen.

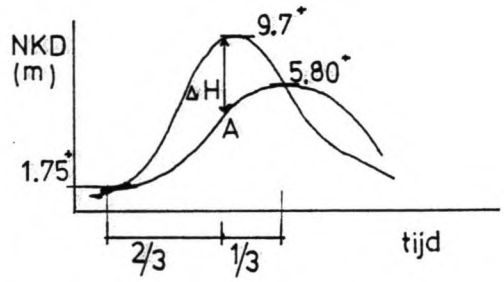
Om nu het oplopen van de binnenwaterstand tot de toelaatbare waarde te bepalen wordt weer aangenomen dat de rivierafvoer gedurende 12 uur moet worden opgevangen. Daaruit volgt dat het getijverschil in het bekken niet meer mag bedragen dan

+5.80 - 1.44 - (+1.75) =+2.61 meter. [blz. 32]

Zonder de kering zou het getijverschil +9.05 - (+1.45) = 7.60 m hebben bedragen. Het nieuwe verschil mag nog maar

$\frac{2.61}{7.60}$ x 100% = 34% van het oorspronkelijke getijverschil bedragen. Uit een studie van P. Roovers (Bestrijding van het overstromingsgevaar) blijkt dat wanneer 25% van het doorstroomprofiel openblijft, het getijverschil voor 85% gehandhaafd blijft. Op basis hiervan kan geschat worden dat voor 34% verschil minder dan 10% van het doorstroomprofiel aan doorstroomopeningen nodig is. Echter de constructie staat aan grote hydro-dynamische krachten bloot (snelheid door de openingen ca. 10 m/s)

Een grove benadering van het verval; wanneer H.W. wordt bereikt, is ook het verval maximaal.



A: 2/3 x (5.80 - 1.75) + 1.75 ≈ NKD +4.5 m

ΔH = 9.7 - 4.5 ≈ 5 meter

III.2.2.3. Manier III: kering als overlaat

Bij de werking als overlaat is het kruinpeil van de kering van invloed op de waterstanden voor en achter de kering. De waterstanden aan de voorzijde krijgen in verhouding tot die aan de achterzijde slechts een kleine verhoging, grootte-orde 10 à 20 cm afhankelijk van het kruinpeil. Voor het ontwerppeil zijn berekeningen gemaakt van de stijgingen voor en achter de

kering bij drie verschillende kruinhoogten, n.l. NKD +9.00 m, +8.00 m en +7.00 m. Er werd een verhoging berekend van 0.20 m, 0.48 m en resp. 1.08 m, de invloed van het bovendebiet is buiten beschouwing gelaten. De verhogingen zijn bepaald t.o.v. het sluitpeil. Om onder NKD +6.30 te blijven kan nu bepaald worden bij welke waterstand moet worden gesloten.
De mee te nemen effecten zijn:

- 1.44 m; sluiting van 12 uur bij max. wasdebiet
- 0.50 m; veiligheid
- 0.75 m; rijzing van het water tijdens sluiten

Sluitpeilen

- kruinpeil +9.00 m; stijging 0.20 m.
  NKD +6.30 - 1.44 - 0.20 - 0.75 - 0.50 = NKD +3.41 m

- kruinpeil +8.00 m, stijging 0.48 m.
  NKD +6.30 - 1.44 - 0.48 - 0.75 - 0.50 = NKD +3.13 m

- kruinpeil +7.00 m; stijging 1.08 m.
  NKD +6.30 - 1.44 - 0.75 -1.08 - 0.50 = NKD +2.53 m

Uit gegevens blijkt dat de L.W.-kentering op 1 februari '53 ongeveer NKD +3.50 moet hebben bedragen. De kering had in dat geval al voor de kentering moeten worden gesloten.

Vervallen over de kering

kruinpeil (NKD)	voor de kering (NKD)	achter de kering (NKD)	verval (m)
+9.00	9.05 + 0.19=+9.24	3.41 + 0.75=+4.16 geen stijging door overstort	5.08
+8.00	9.05 + 0.15=+9.20	3.13 + 0.75 + 0.15= +4.03	5.17
+7.00	9.05 + 0.10=+9.15	2.53 + 0.75 + 0.40= +3.68	5.47

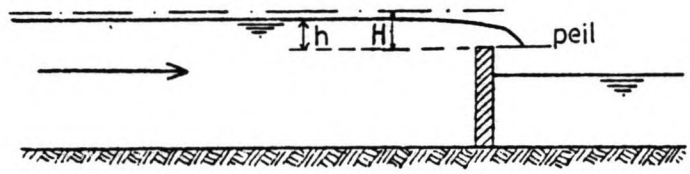
De stijging door overstort is voor minder dan de helft meegenomen. Dit vanwege het verloop van de getijkromme.

Van laagwater tot hoogwater (vloed) duurt ongeveer 5 uur en tien minuten, van hoogwater tot laagwater (eb) duurt 7 uur en vijftien minuten. Een groot deel van de stijging zal optreden ná het bereiken van H.W.

Stroomsnelheden

In het geval dat de maximale waterstand wordt bereikt is er sprake van een volkomen overlaat. De snelheid kan nu als volgt worden bepaald:

$$v = (2 \times g \times H/3)^{\frac{1}{2}}$$



Voor de drie gevallen levert dit:

peil (NKD+)	h (m)	H (m)	v_{kruin} (m/s)
9.00	0.24	0.36	$(20 \times 0.36/3)^{\frac{1}{2}} = 1.6$
8.00	1.20	1.80	$(20 \times 1.80/3)^{\frac{1}{2}} = 3.5$
7.00	2.15	3.23	$(20 \times 3.23/3)^{\frac{1}{2}} = 4.6$

Als eerste conclusie kan worden getrokken dat het bouwen van een kering zonder enige verandering van de huidige situatie niet gewenst is, daar het aantal sluitingen per jaar te hoog ligt. Vergelijk hiervoor de toelaatbare waterstand (NKD +5.80 m) en de H.W.-overschrijdingslijn (fig. II.2.). Verder uitwerking in paragraaf III.2.6. Bovendien is door de geringe dijkhoogte de bergingscapaciteit in het bekken beperkt zodat de vervallen vrij groot zijn. Zoals reeds eerder gesteld zijn er een aantal oplossingen mogelijk. Deze worden achtereen-volgend behandeld.

III.2.3. Toepassen van potpolders

In het bekken van de Schelde en zijrivieren (Rupel, Nete, e.d.) is een totaal van 2653 ha aan overstromingsgebieden gepland. De bestaande potpolders zijn hier al in opgenomen (125 ha gelegen aan de Durme).

De polders zijn gelegen in gebieden waar het maaiveld lager ligt dan NKD +5.00 m, tevens moeten zij gevrijwaard zijn van bebouwing en ophoging. Op de tekening van bijlage 1 zijn de bedoelde gebieden aangegeven. Het verlagend effect van de polders zal vooral stroomopwaarts daarvan merkbaar zijn. Echter stroomafwaarts ervan is het effect op het hoogwater aanzienlijk geringer.

Uit berekeningen in een wiskundig model is gebleken dat dergelijke gebieden ingericht bij de Rupelmonding (ca. 1000 ha) de hoogwaters met ongeveer één meter kunnen worden verlaagd. De verlaging ter hoogte van Antwerpen bedraagt dan 0.25 m. Dit geldt alleen voor de waterstanden boven de NKD +8.00 m. Gesteld kan worden dat voor lagere waterstanden het verlagend effect minder zal zijn.

Duidelijk is wel dat bovenstrooms van Hemiksen een merkbare verlaging mogelijk is. Zelfs wanneer alle aangewezen gebieden als potpolder zouden fungeren is het niet mogelijk om op deze wijze het bekken bovenstrooms van Hemiksen voldoende te beschermen. Veel dijken liggen veel lager dan de +8.00 m (St. Amands NKD +6.00m) terwijl het verlagend effect niet meer dan 1.50 m zal bedragen. Er kan niet met de bestaande dijkhoogte worden volstaan.

Een mogelijkheid is om benedenstrooms van Oosterweel een groot overstromingsgebied in te richten. Uit de bijlage blijkt dat er ter hoogte van Kallo een groot gebied ligt met maaiveld lager dan +5.00 m. In principe komt het er op neer om de hoogwaters dusdanig te verlagen dat slechts weinig aanvullende werken nodig zijn om de veiligheid van het hele bekken te garanderen. De bezwaren hiertegen zijn legio, n.l.:

- de huidige en toekomstige economische waarde van het gebied. Denk hierbij aan huizen, industrieën, recreatie. Deze vertegenwoordigen een dermate groot kapitaal dat op grond hiervan de mogelijkheid moet worden verworpen.

- uitbreiding van het stelsel bandijken waarvan het kruinpeil waarschijnlijk boven de NKD +8.00 m komt te liggen.

- wat zijn de gevolgen hiervan op de Schelde?

De mogelijkheid wordt niet verder beschouwd omdat ze niet haalbaar geacht wordt.

De overige gebieden leveren slechts een kleine verlaging in de buurt van de kering. Een oplossing van potpolders en een stormvloedkering leidt nog steeds tot een te groot aantal sluitingen (zie III.2.6.).

III.2.4. Dijkverhoging

De hier besproken dijkverhoging betreft de dijken bovenstrooms van de stad Antwerpen. Zoals reeds eerder gesteld kennen veel van deze dijken een hoge overschrijdingskans. B.v. de dijken ten Noorden van Hoboken (zie plan bijlage 1) met een kruinhoogte van NKD +6.44 m (gegevens 1976). Hiervoor geldt een overschrijdingskans van twee maal per jaar. Bovendien is de overhoogte ter compensatie van:

- middenzeestandrijzing (25 à 30 cm per eeuw),
- golfoploop,
- inklinking

gelijk nul gesteld. Het overstromingsgevaar is dus groter.

Wat is nu het effect van een algehele dijkverhoging en tot wat voor kruinhoogte?

Uit bijlage 2 volgt dat vanaf Dendermonde tot Gentbrugge een lichte daling is te bemerken in de stormvloedstand bij een bovendebiet van nul m^3/s.

Door de in uitvoering zijnde verstevigings- en verhogingswerken is te verwachten dat de daling steeds minder wordt. Immers verhoging van een onbreekbare dijk leidt tot een verhoging van de stormvloed-hoogwaters omdat overstroming verhinderd wordt. Ook t.g.v. de middenzeestandrijzing en de veranderingen in de riviermorfologie nemen de hoogste waterstanden toe. Deze voortdurende stijging kent een aantal nare gevolgen voor de steden aan de bovenstroomse zijde van de Schelde die grote debieten kunnen ontvangen (Gent, Wetteren).

Het gelijktijdig optreden van een buitengewone stormvloed en een groot debiet (300 m^3/s) zal leiden tot een waterstand van meer dan NKD +8.00 m bij de stad Gent in het geval van onoverstroombare dijken. Dit is onaanvaardbaar omdat bij een stand van +5.00 m in Gent de kelders onderlopen en een waterstand van +6.70 m is rampzalig. Ook andere steden zoals Mechelen en Lier kennen het zelfde probleem.

Het ophogen der dijken tot onoverstroombare hoogte (de stormvloed-stand van NKD +9.05 m moet worden weerstaan) lijkt enorme problemen met zich mee te brengen , bovendien is door de aanwezigheid van bebouwing en industrieën de verhoging beperkt.

Wat voor kruinhoogte is nu wel mogelijk?
Te Antwerpen is een kruinhoogte van NKD +8.35 m om estetische redenen aanvaardbaar. De verhoging wordt gerealiseerd door het bouwen van muren. De Boel-werven te Temse laten een hoogte van +8.50 toe. Deze waarde geldt ook voor de rechteroever van de Rupel. Gelet op bebouwing en idustrie lijkt een dijkverhoging tot NKD +8.35 à 8.50 m mogelijk. Wanneer nu één meter in rekening gebracht wordt als overhoogte (arbitrair) bedraagt de toelaatbare waterstand op het Zeeschelde bekken +7.50 m.

Voor Gent, Lier, etc. is deze waterstand nog te hoog. Het wordt mogelijk geacht een waterstand van NKD +6.50 m hier toe te laten, maar extra maatregelen zijn noodzakelijk. Gedacht kan worden aan het bouwen van reservoirs op de bovenrivieren voor het opvangen van de hoge debieten. Voor de stad Gent bestaat er nog de mogelijkheid om debieten af te voeren naar zee via het kanaal van Schipdonk-Heist (na verruiming). Andere voorzieningen kunnen zijn, het toepassen van terugslagkleppen en aanleggen van kleine bergingen om het rioolwater voor korte

tijd op te vangen en tijdelijke keermuren die onder normale omstandigheden er niet staan.

In het vervolg wordt aangenomen dat de grote debieten voor een groot deel worden opgevangen door de reservoirs en voor de Schelde ook afvoer door het kanaal S-H. Dit heeft tevens het voordeel dat tijdens het gesloten zijn van de kering niet met het maximale bovendebiet van 900 m^3/s hoeft te worden gerekend. Aangenomen wordt dat het debiet tot 400 m^3/s kan worden teruggebracht. De rijzing na sluiting is aanzienlijk minder.

- zonder reservoirs; 900 m^3/s ≙ 12 cm/uur
  sluiting van 12 uur; stijging: <u>1.44 meter</u>
- met reservoirs; 400 m^3/s ≙ 5 cm/uur
  sluiting van 12 uur; stijging: <u>0.60 meter</u>

Verschil: 0.84 meter.

In bijlage 4 zijn vervallen, e.d. vermeld zonder reservoirs.

De toelaatbare waterstand van NKD +6.50 m leidt tot een kruinhoogte van +7.50 m. Echter de dijken voor de bevolkte gebieden en andere gebieden met hoge economische waarden worden opgehoogd tot +8.00 m à 8.50 m. Voor de overigen kan de kruinhoogte lager worden aangehouden en moeten de dijken overstroombaar worden gemaakt, zodat het achterliggende land als komberging gaat dienen.

Bovenstaande geldt voor her geval de kering faalt. De dijken fungeren nu als secundaire waterkering. <u>Resultaat:</u>

III.2.4.1. <u>I: sluiten op stromend water</u>

De NKD +6,50 m wordt aangenomen als peil over het gehele bekken.

<u>Sluitpeil</u>:

NKD +6.50 - 0.75 - 0.60 - 0.50 = NKD +4.65 [blz.36]

<u>Verval</u>:

H = +9.70 - (+4.65 + 0.75) = 4.30 meter

<u>Stroomsnelheid</u>: 5 m/s (zie III.2.2.1.)

Enkele opmerkingen hierbij:

1e) doordat een zekere hoeveelheid water de kering is gepasseerd voordat dat deze geheel gesloten is, zal de opstuwing minder zijn dan 0.65 m. [blz. 24]

2e) de rijzing van het water tijdens sluiten is afhankelijk van de laagwaterstand voorafgaande aan de sluiting. Mogelijk is bij een hoge L.W.-stand de rijzing iets minder.

III.2.4.2. II: sluiten op L.W.-kentering

Waterstand na sluiting: NKD +1.45 + 0.30 = NKD +1.75 m [blz. 34]
Toelaatbaar: NKD +6.50 - 0.50 = NKD +6.00 m
Stijging achter de kering na sluiting:

+6.00 - (+1.75) -0.60 = 3.65 meter

Gereduceerd getijverschil:

$$\frac{3.65}{7.60} \times 100\% = 48\%$$ van het oorspr. verschil

Geschatte doorstroomopening: 12% van het doorstroomprofiel
Stroomsnelheid:

ongeveer hetzelfde gebleven 10 m/s

Verval:

A: 2/3 x (6.00 - 1.75) + 1.75 +4.6

$\Delta H = 9.7 - 4.6 \approx 5$ meter

III.2.4.3. III: sluiten op L.W.-kentering (overlaat)

Ten bate van het overzicht zullen de sluitpeilen, vervallen, e.d. van de drie kruinhoogten (overlaat) in een tabel worden weergegeven. De stroomsnelheden zijn hetzelfde gebleven als in III.2.2.3. afgerond: 1.6, 3.5 respectievelijk 4.6 m/s. [blz. 37]
De stijgingen door overstort in kolom "binnenwaterstand na sluiting" bedragen 0, 0.15 resp. 0.40 meter.

Zoals de tabel laat zien is door verhoging van de dijken een beperking van het verval mogelijk.

kruin-hoogte (NKD +)	Sluitpeil (NKD +)	Binnen w.s. na sluiting(NKD +)	w.s.voor kering (NKD +)	verval (m)
9.00	6.50-0.60-0.75-0.50-0.20= +4.45	4.45+0.75+0= +5.20	9.24	4.04
8.00	6.50-0.60-0.75 -0.50-0.48= +4.17	4.17+0.75+0.15= +5.07	9.20	4.13
7.00	6.50-0.60-0.75-0.50-1.08= +3.57	3.57+0.75+0.40= +4.72	9.15	4.43

III.2.5. Combinatie van potpolders en dijkverhoging

Uit III.2.3. is al gebleken dat de inrichting van potpolders bij de Rupel-monding een verlagend effect had op zeer hoge stormvloedsstanden bovenstrooms van de monding. Hierdoor wordt met name Gent ontlast. Het is nu mogelijk door potpolders en dijkverhoging te combineren de toelaatbare waterstand op te vijzelen tot +7.35 m. De waterstanden bij de Antwerpse kaden zijn nu maatgevend: NKD +8.35 m.

Enkele vragen die zich voordoen:

- wat is de kruinhoogte der inlaten van de potpolders,
- wat is het effect op de scheepvaart bij het vollopen van de polders,
- moeten er eventueel afsluitmiddelen worden gebruikt als kruin laag ligt om te voorkomen dat polders te vaak onderlopen (in- en uitstroming v/h water heeft vaak grotere gevolgen dan het overlopen op zich).

Op deze problematiek wordt vooralsnog niet ingegaan. T.o.v. de vorige paragraaf is er alleen verandering gekomen in de toelaatbare waterstand, NKD +7.35 i.p.v. +6.50 m.

III.2.5.1. I: sluiten op stromend water

Sluitpeil:

NKD +7.35 - 0.75 - 0.60 - 0.50 = NKD +5.50 m

Verval:

H = +9.70 - (+5.50 + 0.75) = 3.45 meter

Stroomsnelheid: 5 m/s

III.2.5.2. II: sluiten op L.W.-kentering

Na sluiting: NKD +1.75 m Toelaatbaar: +7.35-0.50 = +6.85 m

Stijging na sluiting: +6.85 - (+1.75) - 0.60 = 4.50 meter

Gereduceerd getijverschil:

$\frac{4.50}{7.60}$ x 100% = 59% van het oorspronkelijk getijverschil

Geschatte doorstroomopening: 15% van het doorstroomprofiel

Stroomsnelheid:

ca. 9 m/s

Verval:

A: 2/3 x (6.85 - 1.75) +1.75 +5.2

ΔH = +9.7 - (+5.2) = 4.5 meter

III.2.5.3. III: sluiten op L.W.-kentering (overlaat)

kruin-hoogte (NKD +)	sluitpeil (NKD +)	binnen-w.s. na sluiting (NKD +)	w.s.voor kering (NKD +)	verval (m)
9.00	7.35 - 1.85 - 0.20 = +5.30	5.30+0.75 = +6.05	9.24	3.19
8.00	7.35 - 1.85 - 0.48 = +5.02	5.02+0.75+0.15= +5.92	9.20	3.28
7.00	7.35 - 1.85 - 1.08 = +4.42	4.42+0.75+0.40= +5.57	9.15	3.58
	0.60 +0.75 + 0.50 = 1.85 m			

De stroomsnelheden: zie III.2.2.3. [blz.37]

III.2.6. Aantal malen sluiten

Met het oog op stremmingen voor de scheepvaart is het zeker van groot belang het aantal malen sluiten zoveel mogelijk te beperken. Voor een globale schatting hiervan is gesteld dat er gesloten moet worden zodra de kans aanwezig is dat de toelaatbare waterstand kan worden overschreden. Er is hier gebruik gemaakt van de H.W.-overschrijdingslijn van Antwerpen (fig. II.2):

- huidige situatie; toelaatbare waterstand: NKD +5.80 m
  aantal sluitingen per jaar: 38

- gebruik potpolders; toelaatbare w.s. : NKD +6.05 m
  aantal sluitingen per jaar: 15
  verlagend effect; o.25 cm.

- dijkverhoging (overhoogte 1 meter);
  toelaatbare waterstand: NKD +6.50 m
  aantal sluitingen per jaar: 3

- dijkverhoging plus potpolders
  toelaatbare waterstand: NKD +7.35 m
  aantal sluitingen per jaar: 5×10^{-2}
  (eens in de 20 jaar).

Het aantal sluitingen wordt niet alleen bepaald door de hoogwaters, ook in het geval van optredende calamiteiten (b.v. een olie-tanker zinkt benedenstrooms van de kering en verliest grote hoeveelheden olie) kan de stormvloedkering zijn dienst bewijzen (olie-plassen niet voorbij Oosterweel).

Opmerking: wanneer er gesproken wordt over het aantal sluitingen per jaar of eens in de x jaar, wordt bedoeld het gemiddeld aantal sluitingen over een bepaalde tijdsperiode c.q. gemiddeld één keer per x jaar.

III.2.7.1. Afweging en commentaar

Om uit het voorafgaande een sluitingsstrategie te kiezen waaruit een deel van de randvoorwaarden voor de kering volgt, zijn een aantal criteria geformuleerd. Deze luiden als volgt:

1e) het verval over de kering dient zo klein mogelijk te zijn (gunstig voor de belasting),

2e) de optredende stroomsnelheden zowel tijdens als na het sluiten (b.v. overlaat) dienen laag te zijn i.v.m. de hydro-dynamische krachten op de constructie,

3e) het aantal sluitingen om de veiligheid van het bekken te waarborgen dient klein te zijn i.v.m. hinder voor scheepvaart.

Samenvatting in Overzichtstabel (zie hierna)
Op basis hiervan de volgende conclusies:

de oplossingen manier II met doorstroomopeningen worden afgewezen vanwege de grote optredende stroomsnelheden.
De gevallen beschreven in III.2.2. en .3. (groepen 2) en 3) in Overzichtstabel) zijn onhoudbaar omdat deze aanleiding geven tot 38 respectievelijk 15 maal sluiten. Dit wordt onaanvaardbaar geacht voor de scheepvaart.
Het meest belovend zijn III.2.5.I en III.2.5. .III.a. Het aantal sluitingen is voor beide even groot, alleen is voor .I het verval iets groter, terwijl bij III.a er een constante stroming over de kruin heerst.
I. verdient de voorkeur op grond van het meer statische karakter van de belasting bij optreden van maatgevende stormvloed (uitgezonderd golfbelasting).
III.2.4. lijkt ook aantrekkelijk, echter ondanks dat het aantal sluitingen laag ligt, moet toch gerekend worden met veelvoud hiervan omdat de kering een aantal malen ten onrechte zal worden gesloten t.g.v. een onjuiste voorspelling van de waterstand.

OVERZICHTSTABEL

Paragraaf	manier	buiten-w.s. (NKD)	toelaatbare binnen-w.s. (NKD)	binnen-w.s. na sluiting (NKD)	sluitpeil (NKD)	verval (m)	stroomsnelheid (m/s)	aantal malen sluiten per jaar
III.2.1)		9.70+	5.80+	1.70+	1.45+	8.00	0	x
III.2.2)	OS: I	9.70+	"	4.36+	3.61+	5.34	5	38
	DSV: II	9.7+	"	1.75+	1.45+	5.2	≈ 10	"
	OV: III a.	9.24+	"	4.16+	3.41+	5.08	1.6	"
	b.	9.20+	"	4.03+	3.13+	5.17	3.5	"
	c.	9.15+	"	3.68+	2.53+	5.47	4.6	"
III.2.3.)			scheelt slechts 0,25 cm					15
III.2.4.)	OS: I	9.70+	6.50+	5.40+	4.65+	4.30	5	3
	DSV: II	9.7+	"	1.75+	1.45+	5.1	≈ 10	"
	OV: III a	9.24+	"	5.20+	4.45+	4.04	1.6	"
	b.	9.20+	"	5.07+	4.17+	4.13	3.5	"
	c.	9.15+	"	4.72+	3.57+	4.43	4.6	"
III.2.5.)	OS: I	9.70+	7.35+	6.25+	5.50+	3.45	5	1/20
	DSV: II	9.7+	"	1.75+	1.45+	4.5	≈ 9	"
	OV: III a.	9.24+	"	6.05+	5.30+	3.19	1.6	"
	b.	9.20+	"	5.92+	5.02+	3.28	3.5	"
	c.	9.15+	"	5.57+	4.42	3.58	4.6	"

De gekozen strategie vereist dure constructies buiten de eigenlijke stormvloedkering om zoals reservoirs, inrichting polders, voorzieningen in een aantal steden en dijkverhoging. Aan de hand van de Overzichtstabel is een duidelijke relatie te zien tussen de verhoging en het aantal malen sluiten.

Commentaar:

Tijdens de uitwerking zijn een aantal veronderstellingen gedaan die enigzins discutabel zijn. Wat de invloed hiervan is op de uitkomsten is niet nagegaan. De grote lijnen, die er uit volgen, zijn wel duidelijk; een stormvloedkering plus dijkverhoging plus overstromingsgebieden levert het kleinste verval en het minste aantal sluitingen. Bovendien kent deze oplossing een grotere veiligheid (svk als primaire, polders + dijken als secundaire kering), maar vooral een verhoging van de veiligheid op korte termijn is mogelijk. Immers de aanleg van de potpolders is snel uitvoerbaar, tel hierbij een verhoging van de meest bedreigde dijkvakken (kan op korte termijn) en het overstromingsgevaar is aanzienlijk verminderd. De aanleg van de kering zelf is een kapitaals- en arbeidsintensieve aangelegenheid met een lange voorbereidings- en uitvoeringstijd.

III.2.7.2. Te kiezen dijkverhoging

Wanneer men een hoger aantal sluitingen accepteert kan voor een beperktere dijkverhoging worden gekozen. Dit heeft de volgende consequenties:

"vaker sluiten"
- lagere dijkhoogte Zeeschelde bekken; goedkoper en sneller realiseerbaar,
- meer hinder scheepvaart (economisch verlies)
- groter verval over de kering. Hogere belasting, duurdere constructie,

- grotere faalkans met betrekking tot het gehele bekken (topgebeurtenis: inudatie van het gebied rond de Zeeschelde). Mogelijk leidt dit tot een uitvoering van een dubbele kering om veiligheid te garanderen.

In een deelontwerp zal op dit laatste verder worden ingegaan. Er wordt besloten tot een dijkverhoging tot NKD +8.00 m bij een toelaatbare waterstand van +7.00 m. Eens in de vijf jaar sluiten, echter elk jaar een proefsluiting ter controle.
Met de gemaakte keuze is getracht een evenwicht te vinden tussen de kosten kering enerzijds (grotere vervallen, kering kostbaarder) en de kosten van de dijkverhoging anderzijds (hoe hoger, hoe duurder). Omdat deze niet bekend zijn, is de gemaakte keuze aanvechtbaar. Eventueel kan later, wanneer meer gegevens bekend zijn, hierop nader worden ingegaan.

Overige gegevens:

<u>Sluitpeil</u>: +7.00 - 1.85 = NKD +5.15 m

<u>Verval</u> : +9.70 - (5.15 + 0.75) = 3.80 meter
ingeval geen reservoirs : H = 4.64 meter

Binnen-w.s. na sluiten : +5.15 + 0.75 = NKD +5.90 m

<u>Stroomsnelheid</u>: 5 m/s

III.3. Verval land/zee

Pol polders!

Door een, hier verder met rust gelaten, oorzaak is het mogelijk dat de stormvloedkering na het passeren van een zware storm (sluiten was noodzakelijk) weigert open te gaan.
Er treedt dan een belastingtoestand op waarbij de binnenwaterstand hoger komt te liggen dan buiten (zeezijde).
(Andere mogelijkheid is dat de storm langer dan één getijde duurt; tijdens het L.W. blijft de kering gesloten)

In wezen is dit de bedoeling van de kering, maar er moet zeker rekening mee worden gehouden.

Hoe groot is dit verval?
Stel de binnenwaterstand (landzijde) bedraagt zijn maximale waarde, NKD +7.00 m. Voor de buitenwaterstand veronderstellen we de al eerder gebruikte NKD +1.45 m. Het verval bedraagt dan

$$H = +7.00 - (+1.45) = 5.55 \text{ meter}$$

Hoewel de buitenwaterstand niet exact te voorspellen is het hier berekende verval aangehouden.

Zoals het zich in eerste beschouwing laat aanzien is het verval land/zee bepalend voor de statische belasting.
De kans van optreden van een dergelijke ongunstige belasting zal waarschijnlijk lager liggen dan die van het maatgevende zee/land-verval.

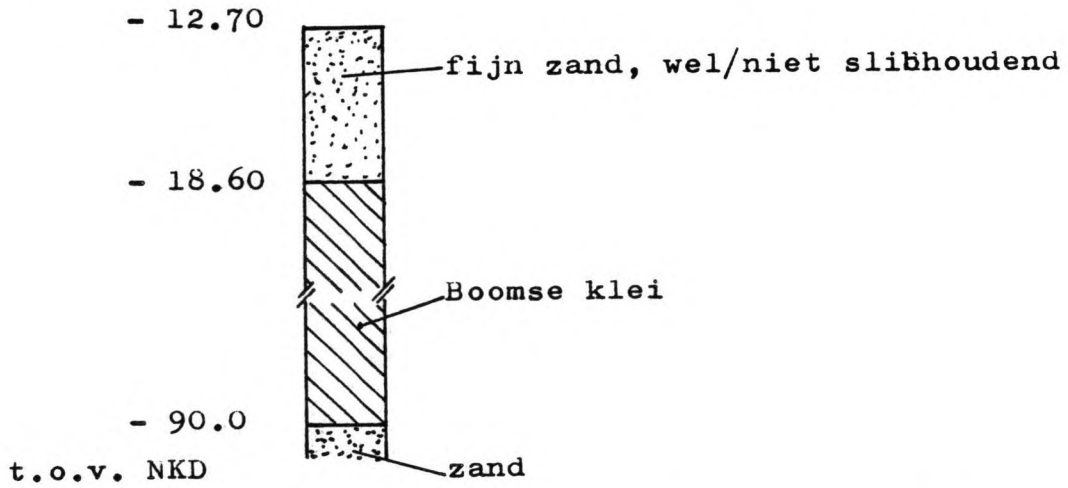
Als dit het geval is, kan voor het verval land/zee met een lagere veiligheidscoëfficiënt worden volstaan.

De mogelijkheid bestaat dat bij langdurige sluiting en voortdurende waterafvoer de waterstand op het bekken te hoog wordt. Enige reserve is wel aanwezig door de gebruikte overhoogte en veiligheid. Toch moeten er voorzieningen worden getroffen waardoor water uit het bekken, tijdens sluiten, kan worden gelaten (debietregeling?).

III.4. Grondgegevens

Ter plaatse van de toekomstige bouwplaats zijn een aantal diepsonderingen en boringen gedaan. Hieruit is gebleken dat er zich een laag fijn zand al of niet silt-houdend van gemiddeld 5.90 m dikte aanwezig is. Hieronder bevindt zich een fors pakket Boomse klei. De bovenkant van deze klei ligt op een hoogte varierende van NKD -17.10 m tot -20.00 m, de bovenkant van de zandlaag op ongeveer NKD -12.70 m.

Uit een diepboring blijkt dat de Boomse klei zich uitstrekt tot ongeveer NKD -90 m en dat daaronder zand aanwezig is. Aan de hand hiervan kan het volgende algemene boorprofiel worden samengesteld:



Voor het meten van de conusweerstand is gebruik gemaakt van een electrische conus met een 10 cm^2 groot basisoppervlak en een tophoek van 60°. De sondeer snelheid bedroeg 2 cm/s. Het gebruikte sondeer apparaat ontwikkelde 200 KN.

De hierna volgende tabel geeft een indruk van de verdeling van de draagkracht van de grond over de diepte. De vermelde waarden zijn een gemiddelde van een aantal bij elkaar liggende sondeerpunten. Aangenomen wordt dat deze representatief zijn voor de bouwlocatie zodat op basis hiervan een fundering kan worden ontworpen.

tabel II.3. Diepsondering.

diepte (m tov NKD)	conusweerstand (MN/m^2)		plaatselijke wrijving (MN/m^2)	
	max.	min.	max.	min.
-12.70	3 - 5	1 - 4.8	0.06	0.01
-12.70/-17.00	17	10	0.03	0.07
-17.00/-18.60	25	17	0.29-0.68	0.14-0.40
-18.60/-20.50	5	2.4-3.6	0.3	0.14-0.20
-20.50/-32.00	5 à 5.6	2.4-3.8	0.31	0.16
-32.00/-52.00	5	2.2-3.2	0.22	0.1
-52.00/ -81	6	4.5	0.12	0.05

Opmerking: tussen de -19.30 en-26.60 meter zijn dermate hoge conusweerstanden gemeten dat de aanwezigheid van stenen in dit gedeelte zeer waarschijnlijk is. Bij ongeveer de helft van alle gedane sonderingen is dit het geval. Niet voor tabel II.3.

De dikte van de kleilaag waarin een conusweerstand van meer dan 10 N/mm^2 ($\hat{=}$ 10 MN/m^2) is gemeten, varieert van 0.80 m tot 11.50 m.

blz.

IV. Programma van eisen en randvoorwaarden 53

IV.1. Programma van eisen 53

IV.1.1. Scheepvaart 54

IV.1.1.1. Groep I 54

IV.1.1.2. Groep II 56

IV.1.1.2.1. Opzet doorvaartbreedtebepaling 57

IV.1.1.2.2. Toetsing nautische eis aan vuistregels 60

IV.1.1.3. Het aantal doorvaartopeningen 60

IV.1.2. Insnoering 61

IV.1.3. Benodigde sluittijd 61

IV.2. Randvoorwaarden 62

IV.2.1. Verval over de kering 62

IV.2.2. Sluiten op stromend water 62

IV.2.3. Bestand zijn tegen dynamische krachten 63

IV. Programma van eisen en randvoorwaarden

IV.1. Programma van eisen

De onderstaande eisen zullen dienen als toetsingscriteria voor de alternatieven en verder als basis fungeren voor het ontwerp. Sommige eisen zijn wat verder uitgewerkt, met name die der scheepvaart, omdat deze in hoge mate bepalend zijn voor de afmetingen van de kering.

1) scheepvaarteisen (doorvaart-hoogte en breedte, aantal doorvaartopeningen, zie IV.1.1.).
2) de faalkans van de kering moet beneden een bepaalde waarde blijven (nog vast te stellen).
3) de oplossing moet technisch haalbaar en.....
4) uitvoerbaar zijn (scheepvaart tijdens de bouw mogelijk)
5) korte bouwtijd.
6) eenvoudig beheerssysteem van de kering.
7) estetisch gezien een aan vaardbare oplossing.
8) mogelijk combinatie met andere infrastructuur (b.v. een weg die Schelde kruist d.m.v. een tunnel).
9) golfoverslag is geen bezwaar.
10) insnoering doorstroomprofiel mag niet meer dan 10% van het huidige profiel bedragen (zie IV.1.2.).
11) een absolute waterdichtheid is geen noodzaak.
12) een korte sluittijd (zie IV.1.3.).
13) de gekozen oplossing dient zo goedkoop mogelijk te zijn
14) economisch materiaalgebruik.
15) een waarschuwingssysteem voor de scheepvaart bij het in werking stellen van de kering.
16) bescherming tegen drijvende voorwerpen, ijsgang, slepende ankers.
17) dient uitvoerbaar te zijn met bestaand materiaal en materieel.
18) bruikbaar als kering bij milieurampen.
19) bewegende delen (scharnieren, e.d.) zoveel mogelijk boven water i.v.m. inspectie en onderhoud.

reparatie houden met ~~[illegible]~~ onderhouden inspectie bewegende delen

20) de constructie ~~moet~~ vereisting hoeder. weinig gevoelig voor sediment-afzetting zijn.
21) onder- en achterloopsheid i.v.m. stabiliteit beperken.
22) mogelijkheid tot debietregeling dient aanwezig te zijn.
23) de kering moet tweezijdig kerend worden uitgevoerd.
24) de passeertijd van de kering kort (economisch verlies).
25) liefst geen verzwaring wachttijdenpatroon bovenstrooms van de kering (zie ook IV.1.1.3.).

IV.1.1. Scheepvaart

De eisen, die hieruit volgen, zijn te splitsen in twee groepen, n.l. :

Groep I: eisen die worden gesteld aan een oplossing zonder een schutsluis.

GroepII: als I maar nu met schutsluis.

Bij groep I zal alle scheepvaart door de kering zelf gaan, bij groep II zal een deel der schepen van de sluis gebruik moeten maken. Dit betreft schepen die t.g.v. een te grote hoogte of breedte niet door de kering kunnen.
Het aantal schepen dat van de sluis gebruik zal moeten maken, dient klein te zijn om zodoende het aantal schuttingen per jaar te beperken.

Bovendien kan bij open kering dwarsstroming het in- en uitlopen van de schepen bemoeilijken, hierdoor kan de schutprocedure een aanzienlijke tijd in beslag nemen. Voorals nog zal hierop niet worden ingegaan.

IV.1.1.1. Groep I

Om schepen een bepaalde hindernis te laten passeren spelen drie maten een rol, te weten:

- scheepsbreedte,
- masthoogte,
- diepgang.

Vaak speelt de lengte van een schip mee.

Op basis van de scheepvaartgegevens '67-'76 is een ontwerpschip te bepalen met de volgende afmetingen (lengte, breedte, diepgang) : 176.00m x 26.00m x 9.63m. De waarden gelden voor de normale vaart. Er moet echter rekening worden gehouden met grote zeeschepen tot 150.000 DWT (lengte 300m, breedte 44.50m en diepgang 6.10m, geballast bij afvaart) en off-shore constructies van de bovenstrooms gelegen scheepswerven Boel te Temse en Cockerill Yards te Hoboken. Laatsgenoemde beschikt over een bouwdok met 67m brede opening op de Schelde.

Sporadisch passeren er schepen met een diepgang van meer dan 11.00m.

Bovenstaande leidt er toe dat het loodsenadvies wat de doorvaartbreedte betreft 100 m bedraagt. Dit geldt voor na de bouw van de kering. Tijdens de bouw moet met een kleinere breedte worden gerekend, eventueel geldt voor de grotere schepen verplichte sleepboot-assistentie.

Aangezien de masthoogte (afstand waterlijn - top mast bij schip zonder lading) al meer dan 54.00m bedraagt bij de tot nu toe gebouwde schepen en het niet mogelijk is een voorspelling te doen over de hoogte van de off-shore constructies, wordt voor de doorvaarthoogte onbeperkt aangehouden.

De drempel van de kering zal gezien het dieptelijnenpatroon (zie bijlage O dieptelijnenkaart juni '81) in het diepste gedeelte op ongeveer NKD -12.00 komen te liggen. De gehele drempel moet het bestaande profiel zo goed mogelijk volgen, om de insnoering (zie IV.1.2.) en de verandering in de riviermorfologie te beperken.

Resulterend:

nuttige doorvaartbreedte	:	100 m
doorvaarthoogte	:	onbeperkt
ligging drempel	:	NKD -12.00m

IV.1.1.2. Groep II

De aanwezigheid van een schutsluis garandeert de onbeperkte doorvaarthoogte mits de sluitmiddelen geen belemmering vormen. Het toepassen van b.v. roldeuren is een mogelijkheid.

Afhankelijk van het soort schepen, die vanaf '83 gebruik gaan maken van de Scheldekaaien en bovenstrooms gelegen kaden, is het mogelijk een keuze betreffende de doorvaarthoogte te maken. Immers het aantal schuttingen per jaar moet klein worden gehouden, gezien de tijd en dus geld dat verloren gaat. Bovendien kunnen er moeilijkheden ontstaan i.v.m. het aantal wachtplaatsen dat moet worden gecrëeerd. Even bovenstrooms van de kering is een intensief gebruikte ankerplaats voor de bestaande sluizen (zie fig. III.1).

Het ontbreekt echter aan gegevens en voorspellingen van de scheepvaart-ontwikkeling, een eigen keuze is dus niet mogelijk en daarom wordt die hoogte aangenomen die in een rapport naar de uitvoerbaarheid van een stormvloedskering wordt genoemd:

45.00 meter.

Deze hoogte geldt boven GHW (NKD +5.20 m).

De drempel van de kering komt hier ook op NKD -12.00 m. De globale sluisafmetingen zijn: breedte minimaal 70 m (i.v.m. off-shore constructies) en lengte 400 m. Omdat nu de grootste (c.q. breedste) schepen van de sluis gebruik maken, kan met een kleinere doorvaartbreedte ter plaatse van de kering zelf worden gerekend.

De drempel van de schutsluis ligt op een andere diepte dan die van de kering. De berekening is als volgt;
de vereiste waterdiepte bij middenstand van doodtij NKD +2.54 m bedraagt: 10.56 m. Deze is opgebouwd uit diepgang plus keel-clearance = 9.76 + 0.80 m. De diepgang wordt beperkt door de toegelaten diepgang (Scheldekaaien 32' = 9.76 m). Aangenomen is dat schutten bij open kering mogelijk is. De benodigde drempel-diepte bedraagt: $2.54^{+} - 10.56 = 8.02^{-}$,

ligging drempel : NKD -8.25 m.

IV.1.1.2.1. Opzet doorvaartbreedte-bepaling

Uitgaande van scheepvaartgegevens '76 kan de volgende verdeling van scheepsbreedten uitgedrukt in procenten worden gegeven.

plaats	breedte in meters							
drempel van Oosterweel	6.11-9.15	9.16-12.20	12.21-15.25	15.26-18.30	18.31-21.33	21.34-24.38	24.39-27.42	> 27.43
%	19	30	23	10	7	9	1	1
							Totaal:	100%

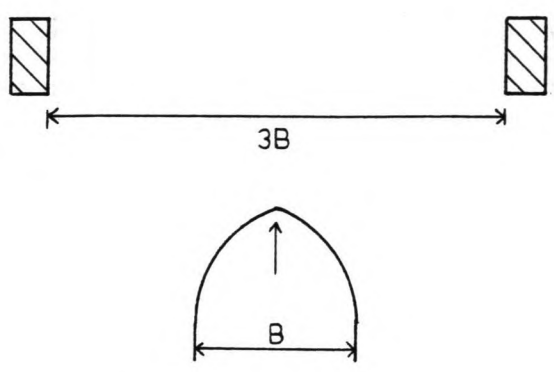
Het aantal zeeschepen bedroeg in dat jaar 8849 (was in 1967 nog 17662). Gezien de gestadige afname sinds '67 zal voor het aantal schepen voorlopig 9000 worden aangehouden.

Gesteld dat scheepsbreedten van 21.33 m te breed zijn om zonder meer de kering te passeren. Dit houdt in dat 11% van het totaal aantal zeeschepen moet worden geschut. Dit komt overeen met 1000 schepen per jaar, d.i. 3 per dag. Ter bepaling van de doorvaartbreedte voor schepen met een breedte B=21.33m worden de volgende twee vuistregels aangehouden:

1 - doorvaartbreedte $b \approx 3B$ (driemaal de scheepsbreedte)

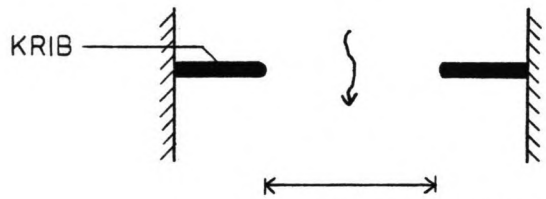
2 - het schip moet de kering kunnen passeren onder een hoek van 14° t.o.v. zijn vaarrichting.

ad 1.



NB: er is geen rekening gehouden met contractie.

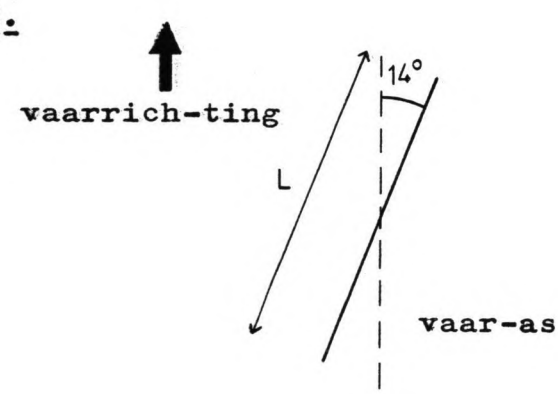
Deze eis komt in plaats van de bij rivieren en kanalen toegepaste eis dat een schip overdwars de hindernis (stuw, kribben, e.d.) moet kunnen passeren. Dit om te voorkomen dat de waterloop wordt geblokkeerd. In stromend water is een duikende waterstraal het gevolg, waarbij grote stroomsnelheden kunnen ontstaan (sterke erosie).



> lengte maatgevende schip

Deze eis is hier niet haalbaar, er passeren n.l. schepen van meer dan 250 meter lengte. Een oplossing, die hier wel aan voldoet, is waarschijnlijk onbetaalbaar.
T.g.v. het eerder aangenomen criterium $b \approx 3B$, bedraagt b ongeveer <u>65</u> meter.

<u>ad 2.</u>



$b' \approx 0.24 \times L$

totaal benodigde $b = b' + B$

Bij een breedte van 21.33 m hoort een scheepslengte van ca. 170 m, benodigde doorvaartbreedte:

$$b = 0.24 \times 170 \text{ m} + 21.33 \text{ m} = \underline{62.13} \text{ meter.}$$

Hieruit volgt dat de 65 m bepalend is.

Bij gebrek aan betere formules is gebruik gemaakt van deze regels. Stormvloedskeringen worden niet elke dag gebouwd.

Punt van discussie: het acceptabel aantal schuttingen.
Bij een gekozen scheepsbreedte hoort een gemiddelde scheepslengte. Wanneer nu i.p.v. de eerder gekozen breedte van 21.33 m, 24.38 m wordt aangehouden , vermindert het aantal schuttingen tot 180 per jaar (eens per twee dagen).

Met het oog op de al eerder genoemde problemen m.b.t. wachtplaatsen, verdient de laatst genoemde de voorkeur. Bovendien blijft het economisch verlies ten gevolge van wachten en schutten beperkt.

De bijbehorende doorvaarbreedte:

ad 1. $b \approx 3 \times B = 3 \times 24.38 = 73.14 m \Rightarrow 75$ m

ad 2. $b' \approx 0.24 \times 200 = 48$ m (een scheepslengte van 200 m hoort bij een breedte van 25 m, verhouding breedte : lengte = 1 : 8).

$b = 48 + 24.38 = 72.38$ m

Als netto doorvaartbreedte wordt 75 m aangehouden, die zo mogelijk ook tijdens de uitvoering moet worden gehaald. Wanneer de netto breedte beneden deze waarde ligt, is sleepbootassistentie bij de grotere zeeschepen verplicht.

Resulterend :

sluis	breedte	: 70 m
	doorvaarthoogte	: onbeperkt
	drempel	: NKD -8.25 m
	lengte	: 400
kering	netto breedte	: 75 m
	doorvaarthoogte	: 45.00 m
	drempel	: NKD -12.25 m

IV.1.1.2.2. Toetsing nautische eis aan vuistregels

De maximale afmetingen van een schip, die de bovenstrooms van Oosterweel gelegen scheepswerven kunnen leveren, bedragen:

300.00 m x 44.50 m x 6.10 m.

De nautische eis maakt een breedte van 100 m noodzakelijk. Dit levert:

ad. 1 $3 \times B = 3 \times 44.50 = 133.50$ m

ad. 2 $0.24 \times L + B = 0.24 \times 300.00 + 44.50 = 116.50$m

Beide breedten liggen boven de eis. Voor dergelijke schepen is begeleiding door sleepboten nodig.

Aan de hand van de nautische eis zijn de afmetingen van een zogeheten "maximaal schip" globaal te bepalen:

1) $3 \times B = 100.00$ m

2) $0.24 \times L + B = 100.00$ m

Dit geeft: B = 33 meter

L = 280 meter.

IV.1.1.3. Het aantal doorvaartopeningen

Eén grote doorvaartopening is uit nautisch oogpunt niet aan te bevelen, omdat:

1) het vaarwater nu door schepen moet worden gekruist, wat de situatie onoverzichtelijk maakt,

2) tijdens dit kruisen een dwarse stroom wordt ondergaan, hierdoor wordt het schip moeilijker manoeuvreerbaar,

3) een scheepvaart-regeling is dan nodig.

Dit geldt nauwelijks als de oplossing het mogelijk maakt een opening ter grootte van de vaargeul (265 m) te realiseren.

Punt 3) zou eventueel het aanleggen/verankeren van schepen noodzakelijk maken. Dit geeft dan weer moeilijkheden in het toch al drukke ankergebied (zie fig. III.1). De regeling kan bestaan uit radar- en televisie-overzicht over een gebied ver boven- en benedenstrooms van de kering, plus meldingsplicht van de in- en uitvarende schepen.

Twee of meer openingen zijn voor de scheepvaart noodzakelijk. Bovendien heeft dit als voordeel dat de schepen (met een zekere beperking) de kering toch kunnen passeren, indien één der openingen door een ongeval is versperd. → ongunstig stroomveld

IV.1.2. Insnoering

Wanneer het doorstroomprofiel met meer dan 10% wordt verkleind, zal de daarmee gepaard gaande verhoging van de stroomsnelheid moeilijkheden kunnen geven voor de scheepvaart. Bovendien zal dit belangrijke gevolgen hebben voor het sedimenttransport. Bij hogere snelheden zal de transportcapaciteit (s) toenemen, s:: v^5; mogelijk leidt dit tot ongewenste ontgrondingen c.q. aanzandingen over grote afstand.

IV.1.3. Benodigde sluittijd

Hierbij wordt gedacht aan een duur van ongeveer een uur. Enkele reden hiervoor zijn:

-1) tijdrovende sluitprocedure leidt mogelijk tot te late sluiting, wanneer een zekere hoge waterstand te laat wordt voorzien,

-2) totale duur van sluiting beperken, hinder aan scheepvaart zo min mogelijk,

-3) bij langdurige sluitduur moet al vroeg het besluit tot sluiten worden genomen. Daardoor vaker sluiten dan in feite nodig is.

IV.2. Randvoorwaarden kering

Van de randvoorwaarden zullen er enkele worden toegelicht. Over de andere is weinig bekend, mogelijk zal in het hoofdontwerp hierop nader worden ingegaan. Dit betreft voornamelijk de botsbelasting.

De randvoorwaarden zijn:

1) het verval over de kering (zie IV.2.1.),
2) sluiten op stromend water (zie IV.2.2),
3) bestand zijn tegen dynamische krachten (wind/golven) (zie IV.2.3.),
4) ijsbelasting,
5) botsbelasting ten gevolge van een aanvaring.

IV.2.1. Verval over de kering

De kering moet in staat zijn een zee/land-verval van 3.80 m (of 4.64 m, wanneer geen wachtbekkens kunnen worden gebouwd) te keren. Voor de richting land/zee geldt een verval van 5.55 m, de kering moet dus tweezijdig kerend zijn. De bovenstaande vervallen zijn het resultaat van de in hoofdstuk III gedane berekeningen.

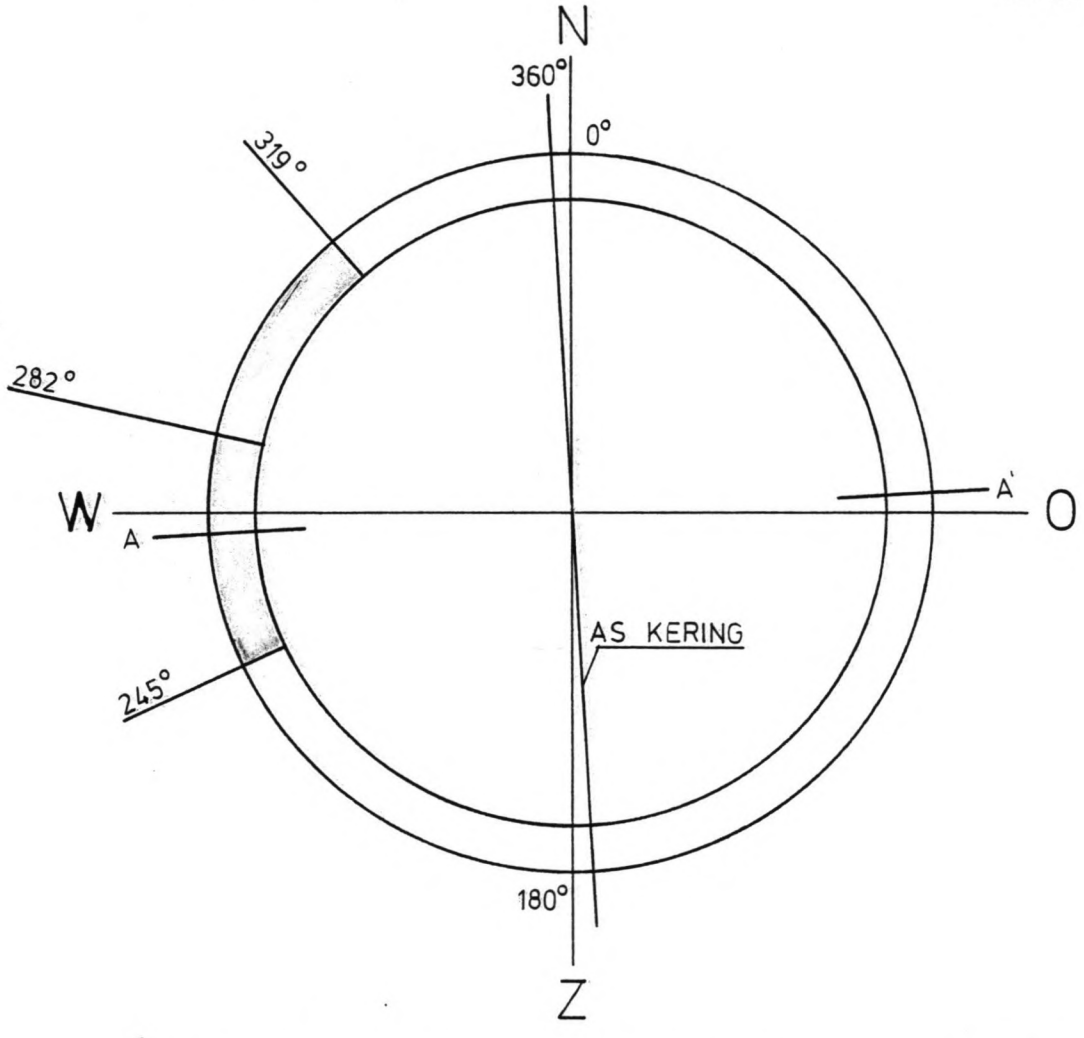
IV.2.2. Sluiten op stromend water

In hoofdstuk III is bepaald dat op stromend water moet worden gesloten. De stroomsnelheid zal bij het begin van sluiten mogelijk 1 m/s bedragen. Tijdens het sluiten kan de snelheid oplopen tot ruim 5m/s, afhankelijk van de wijze en duur van sluiten. Enige variatie in de snelheden is mogelijk.

IV.2.3. Bestand zijn tegen dynamische krachten

Voor zover bekend moet de constructie berekend worden op golven met een ontwerphoogte van 1.19 m.

De optredende windsnelheden kunnen gedurende tien minuten 25 m/s ≙90 km/h bedragen met kortstondige uitschieters ruim boven de 25 m/s (windstoten). De windrichting staat in geval van storm uit het Westen bijna loodrecht op de as van de kering (zie fig. IV.2.3.).



A - A':as lichtenlijn pijp tabak (zie bijlage 0)

gemiddelde windrichting bij storm: 282°

90% van de stormen ≤ 319° en ≥ 245°

fig. IV.2.3. het statistisch voorkomen van de windrichting bij stormtij.

blz.

V. Oplossing bovenbouw 64

V.1. Oplossingsprincipes 64

V.1.1. Afsluitmiddel 64

V.1.2. De morfologische kaart 65

V.1.3. Principes 67

V.1.4. Alternatieven 70

V.2. Toetsing alternatieven 91

V.2.1. Afweging 91

V.2.2. Indeling en waardering 92

V.2.3. Wegingen 93

V.2.3.1. Eerste weging 93

V.2.3.2. Gevoeligheid 94

V.3. Voorlopige keuze 97

V. Oplossing bovenbouw

V.1. Oplossingsprincipes

Als onderdelen van de stormvloedskering zelf kunnen worden genoemd:

-1) het afsluitmiddel om het water te keren,

-2) de landhoofden en de pijlers om de krachten, uitgeoefend op het afsluitmiddel, naar de grond af te voeren,

-3) de drempel; deze kan afhankelijk van het soort afsluitmiddel,als aanslag of bevestigingspunt voor het middel dienen.

Punt 1) wordt gerekend tot de bovenbouw van de kering, terwijl 2) en 3) de onderbouw vormen. De aandacht gaat voorlopig naar het afsluitmiddel. De overige aspecten zullen tezamen met andere zaken, zoals grondwaterstroming, bodembescherming, etc in het hoofdontwerp ter sprake komen.

V.1.1. Afsluitmiddel

De functies,die het afsluitmiddel moet vervullen,zijn:

-1) waterkering; hierbij moet vooral worden gedacht aan het opnemen van waterdrukken en golfbelastingen. Hier speelt de waterafdichting geen rol.

-2) beweegbaarheid; in geval van zware storm moet de kering worden gesloten (het afsluitmiddel gaat functioneren). Onder normale omstandigheden staat de kering open.

-3) eventueel moet regeling van het debiet mogelijk zijn. Er is hier sprake van een matig debiet (900 m^3/s max.), waarbij ook regeling via landhoofden of pijlers kan.

Omdat voor het vinden van oplossingsprincipes van het afsluitmiddel, ontwerpbomen niet overzichtelijk genoeg zijn (omdat aan meerdere functies moet worden voldaan), wordt als hulpmiddel een morfologische kaart gebruikt.

V.1.2. De morfologische kaart

In het algemeen bevat de kaart de volgende aspecten:

A: krachtsoverdracht
B: aard van het afsluitelement
C: bewegingsrichting
D: aantal elementen
E: doorlaatopening (regeling debiet), waar?

Doordat de stormvloedskering een aantal eisen kent, is de hier gebruikte morfologische kaart beperkter van omvang. Zo valt aspect E weg omdat deze van minder belang is, bij A valt de krachtsoverdracht naar boven weg (i.v.m. onbeperkte doorvaarthoogte of ingeval van een oplossing met sluis, de 45 m hoogte die moet worden gehaald). Dit leidt tot de kaart zoals deze op de volgende bladzijde is weergegeven.

Aan de hand van de kaart en enige "brainstorming" is een reeks alternatieven te produceren. Een mogelijke procedure is de volgende:
uitgaande van een uit C gekozen bewegingsrichting (b.v. translatie in y-richting) worden vervolgens van de andere aspecten de principes stuk voor stuk doorlopen, waaruit een groep alternatieven genereert. Deze groep kent als hoofdeigenschap: translatie in y-richting.

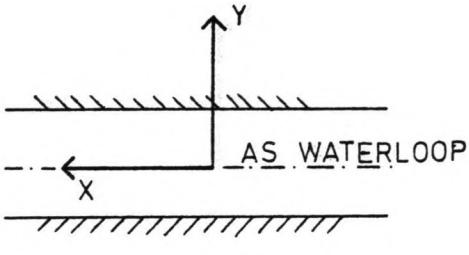
Door nu voor elke bewegingsrichting en combinaties hiervan het proces te herhalen, wordt een overzicht verkregen van de mogelijkheden.

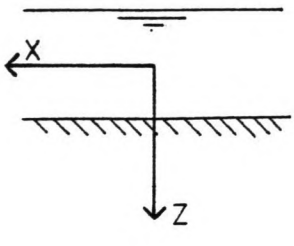
Bij het uitwerken hiervan is in enige mate geselecteerd. Alternatieven, die een te theoretische grondslag kenden, zijn niet genoemd. Door de gevolgde werkwijze is getracht lijn te brengen in de realisatie van de oplossingsmogelijkheden.

MORFOLOGISCHE KAART

ASPECT		OPLOSSINGSPRINCIPES					
A	krachts-overdracht	onder[1]	zijkant[2]	voor[3]	achter[4]	combinatie[5]	
B	aard v/h afsluit-middel	vormvast[1]	vervormbaar[2]	samenstel[3]			
C	bewegings-richting	transl.[1] in y-rich.	transl.[2] in z-rich.	rotatie[3] om y-as	rotatie[4] om z-as	comb.[5]	
D	aantal elementen	één[1]	meerdere in[2] y-richting	meerdere in[3] z-richting			

Hierbij is de x-richting evenwijdig aan de as van de waterloop genomen, de y-as staat er loodrecht op (in het horizontaal vlak gezien). De z-as is in de richting van de zwaartekracht genomen.





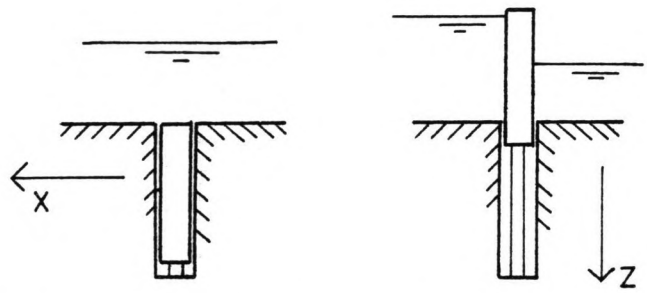
V.1.3. Principes

Groep 1) translatie in y-richting

$\underline{C}_1A_2B_1D_1$: roldeur (zie V.1.4.1.)

Groep 2) translatie in z-richting

$\underline{C}_2A_1B_1D_1$



niet verder beschouwd, zeer diepe fundering, zeer ongunstige krachtsoverdracht.

$\underline{C}_2A_1B_2D_2$: schulpstuw (zie V.1.4.4.)

$\underline{C}_2A_2B_1D_1$: hefdeur (zie V.1.4.2.)

$\underline{C}_2A_2B_1D_3$: schotbalkenstuw (zie V.1.4.5.)

Groep 3) rotatie om y-as

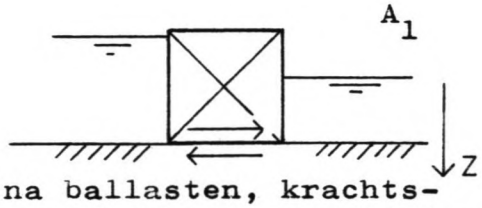
$\underline{C}_3A_1B_1D_1$: verschillende oplossingen
- klepstuw (zie V.1.4.8.)
- scharnierstuw (zie V.1.4.7.)
- sectorstuw (zie V.1.4.6.)

$\underline{C}_3A_1B_2D_2$: rubbervlies tussen cylinders (zie V.1.4.9.)

$\underline{C}_3A_5B_1D_1$:
- segmentstuw (zie V.1.4.10.)
- vizierstuw (" V.1.4.11.)

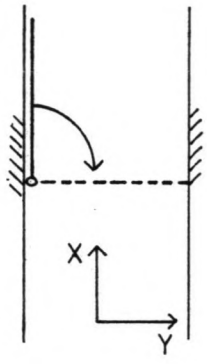
Groep 4) <u>rotatie om z-as</u>

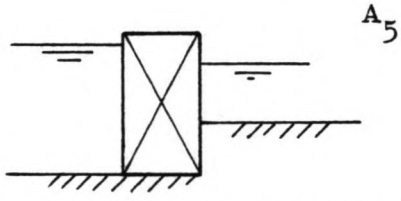
$\underline{C}_4A_1B_1D_1$



na ballasten, krachts-
overdracht door wrijving

$\underline{C}_4A_5B_1D_1$

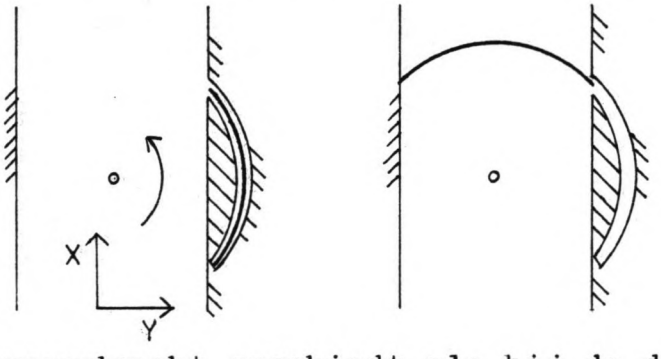




niet rëeel vanwege hoge
aanslag.

A_1 noch A_5 worden ,in dit geval,als oplossing mogelijk geacht.

$\underline{C}_4A_2B_1D_1$: geïnstalleerde drijvende deur (zie V.1.4.12)



De belastingoverdracht geschiedt als bij de drijvende deur via de zijkanten. Problemen zullen vooral tijdens het sluiten op stromend water optreden.

Groep 5) <u>combinaties</u>

<u>rotaties y en z-as</u>

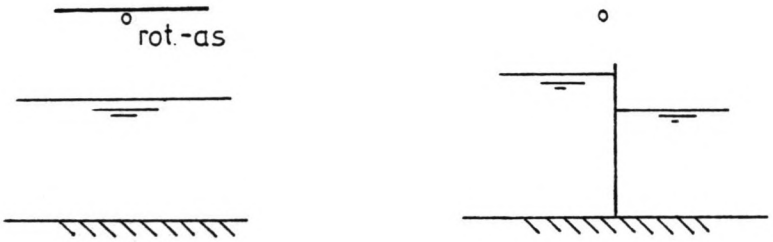
$\underline{C}_5A_5'B_1D_2$: draaikering (zie V.1.4.13.)

A_5': hier vindt de belastingafdracht zowel naar boven als naar beneden plaats.

vervolg groep 5)

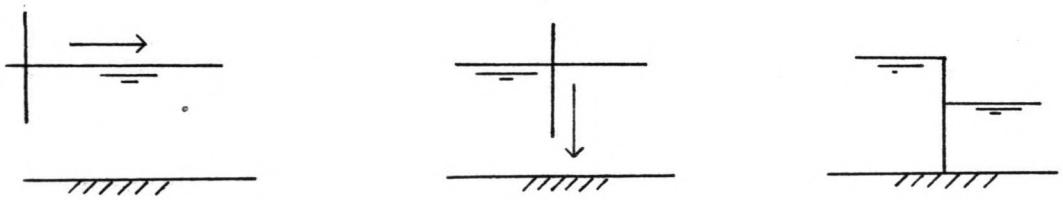
translatie z, rotatie y

$\underline{C}_5A_2B_1D_1$: vormt een variant op hefdeur



translatie x, translatie z

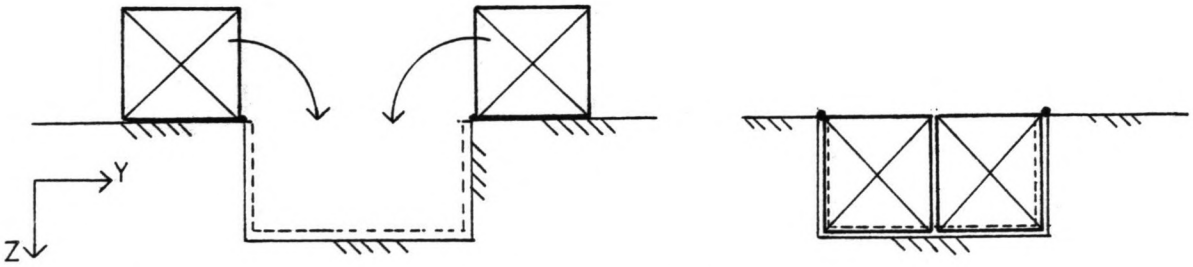
het afzinken van caissons (zie V.1.4.14.):



1. aanvoer drijvende caissons
2. afzinken
3. dienst als kering na ballasten

rotatie x-as

"$\underline{C}_6$"$A_5B_1D_2$



krachtsoverdracht mogelijk via een zij- en onderaanslag. Principe kan, echter bij grote afmetingen praktisch niet toepasbaar.

Van de eerder genoemde groepen zijn een aantal alternatieven verder beschreven en onderworpen aan een afwegingsmethode (zie V.2.) om het beste alternatief te vinden.

Enkele van de alternatieven zijn principe-oplossingen, maar worden hier toch beschreven omdat zij op kleinere schaal (kunnen) worden toegepast. Voorals nog gaat het om oplossingen die ter plaatse van de vaargeul, 265 meter breed, komen.

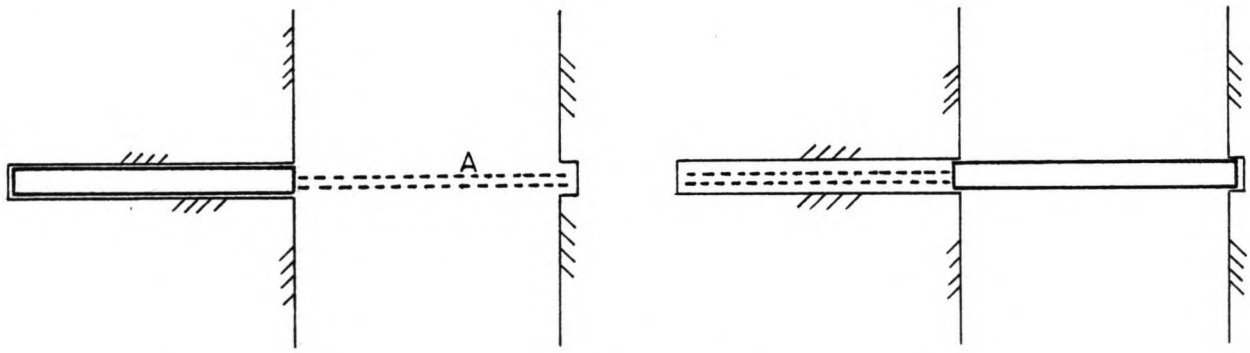
V.1.4. Alternatieven

		blz.
V.1.4.1	keersluis met roldeuren	71
.2	keersluis met hefdeuren	73
.3	idem .2 met schutsluis	74
.4	schulpstuw	75
.5	schotbalkenstuw	76
.6	sectorstuw	77
.7	scharnierstuw	78
.8	klepstuw	80
.9	stuw gevormd door cylinders/rubbervlies	81
.10	segmentstuw	81
.11	vizierstuw met schutsluis	84
.12	geïnstalleerde drijvende deur	85
.13	draaikering	86
.14	meerdere caissons	88
.15	dam plus schutsluizen en spuisluis	89

V.1.4.1. Keersluis met staande roldeuren $C_1A_2B_1D_1$

Het toepassen van staande roldeuren bij schutsluizen is normaal, maar als stormvloedskering met grote overspanning is een dergelijk systeem nooit gebruikt. In Engeland is wel overwogen om op deze manier het Theemsbekken te beveiligen.

In open stand bevindt de deur zich in een kas t.p.v. het landhoofd. Wanneer de kering moet worden gesloten, wordt de roldeur via een railbaan naar het andere landhoofd geleid. De waterloop is daarmee afgesloten.



A : railbaan BOVENAANZICHT

Door middel van luchtkisten wordt het eigengewicht van de deur , wanneer deze wordt verplaatst, beperkt. Dit geeft een verminderde slijtage aan de wiellagers onder water.

Het toepassen van deze oplossing roept veel vragen op:

- hoe gedraagt de deur zich tijdens het sluiten op stromend water (uit de rails lopen is mogelijk),
- kunnen de gevraagde overspanningen van 100 m of meer worden gehaald,
- hoe reageert de deur op een cyclisch dynamische belasting (golftrein),
- hoe betrouwbaar is het systeem,
- wat is het maximale verval, dat kan worden gekeerd.

De ervaring opgedaan bij b.v. de zeesluizen in Ymuiden, leert dat op kleinere schaal roldeuren goed voldoen.

Voordelen:

- de doorvaarthoogte is onbeperkt,
- tweezijdig kerend,
- brede doorvaartwijdte is mogelijk.

Nadelen:

- bij grote doorvaartwijdte is een zeer breed landhoofd nodig,
- de draaipunten van de wielen en de railbaan bevinden zich onderwater,
- de fundering wordt t.g.v het eigengewicht van de deur aan een mobiele belasting blootgesteld,
- zeer onderhoudsintensief; luchtkisten moeten o.m. van binnen regelmatig gecontroleerd en bijgehouden worden, inspectie van de railbaan (zandafzettingen).

De belasting wordt evenwijdig aan de as van de waterloop op het landhoofd overgebracht; een geconcentreerde lijnbelasting over de hoogte van de deur. Bij grote overspanningen en grote vervallen zullen dit zeer grote belastingen zijn. Om te zorgen voor voldoende stabiliteit tijdens het sluiten,wordt de deur uitgevoerd met een brede basis (fig. V.1.4.1.).

doorsnede

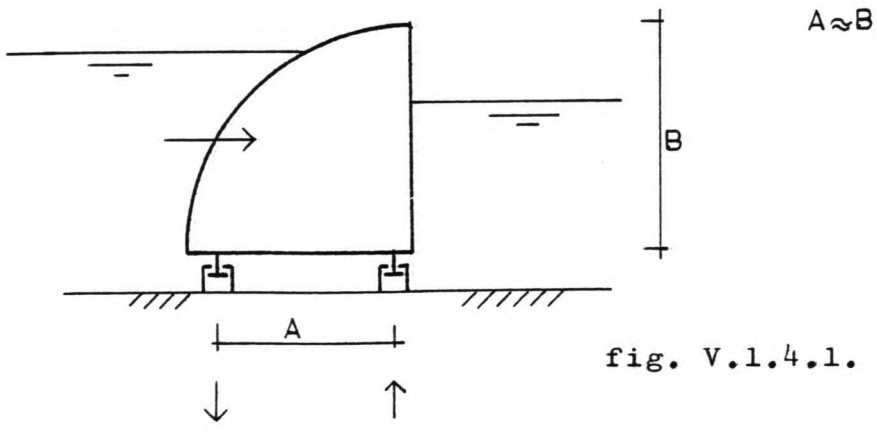
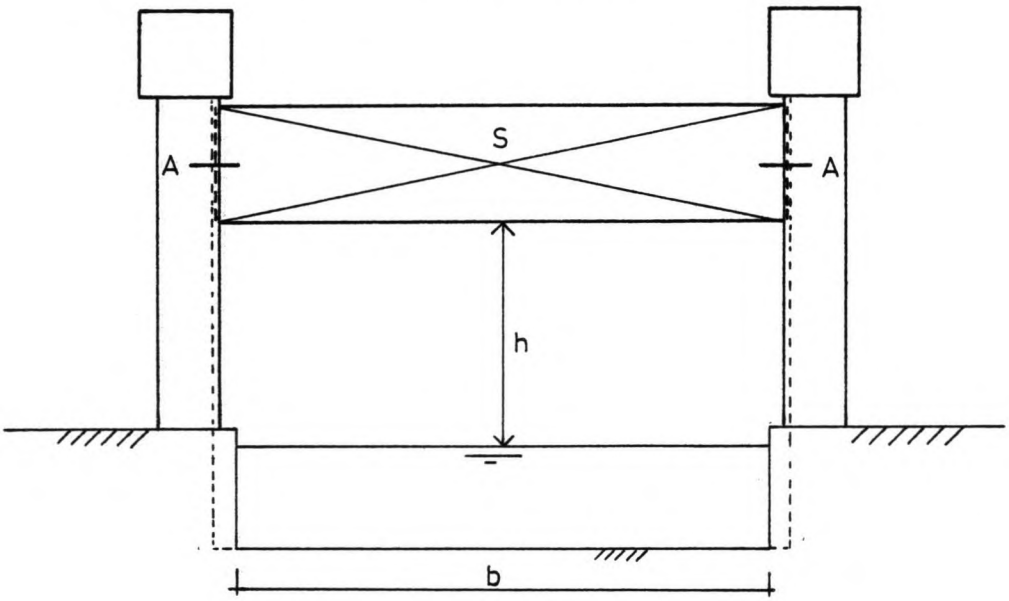


fig. V.1.4.1.

V.1.4.2. Keersluis met hefdeuren $C_2A_2B_1D_1$

De keersluis is een sluis die slechts in bepaalde gevallen (stormvloed) water keert en gewoonlijk open staat. De afsluiting vindt plaats door in verticale zin bewegende deuren; de hefdeuren. Er bestaat veel ervaring in het berekenen en bouwen van deze deuren als afsluitmiddel bij schutsluizen. Echter ook zijn toepassingen mogelijk als stormvloedskering, zoals in de Hollandse Ijssel; een 81 m brede schuif, gehangen tussen twee niet ge-koppelde heftorens.



Eén van de grootste nadelen van dit systeem is de beperkte doorvaarthoogte h. Bij zeeschepen geeft dit grote problemen, immers ten gevolge van de grote masthoogte moet de onderkant van de schuif ,in geopende stand,erg hoog liggen. De constructie in zijn totaliteit wordt hierdoor fors van afmetingen, waardoor zij een dominerend beeld zal vormen in de verre omgeving. Esthetisch gezien een zeer slechte oplossing, bovendien zeer kostbaar.

Een gedeeltelijke oplossing hiervoor wordt gevonden door de schuif s ter plaatse van punt A te laten roteren. In rusttoestand komt de schuif horizontaal te liggen i.p.v. verticaal te hangen. Het principe is al met succes op kleinere schaal in Engeland toegepast. Of op grotere schaal hetzelfde kan, is onzeker (technisch haalbaar ?).

Enkele voordelen van hefdeuren:

- onderhoud en reperatie eenvoudig omdat deur regelmatig bovenwater komt,
- in korte tijd een grote doorvaartopening ter beschikking,
- kort landhoofd,
- tweezijdig kerend; verval land/zee en zee/land.

Bijzonderheden:

- geheven deur is aan windbelasting onderhevig,
- bewegingswerk voor heffen is gecompliceerd,
- kans op ijsafzetting, hinder lekwater dat van de deur afvalt.

In gesloten stand wordt de belasting van de waterdrukken, e.d. evenwijdig aan de waterloop op de landhoofden overgebracht.

V.1.4.3. Keersluis met hefdeuren en schutsluis $C_2A_2B_1D_1$

Om het in .4.2. genoemde nadeel van beperkte doorvaarthoogte te omzeilen, kan een schutsluis naast de keersluis worden gebouwd. Voordelen:

- mits sluis groot genoeg, kan nu elk schip de kering passeren,
- constructiehoogte keersluis kleiner (esthetisch fraaier)
- doorvaartbreedte b kering kleiner.

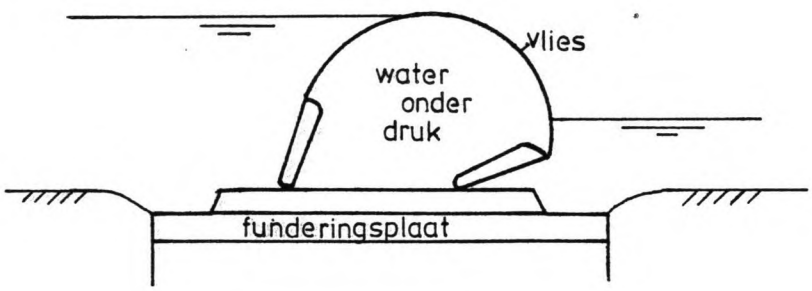
Nadelen:

- de passeertijd van de kering voor de grote schepen en bijzondere constructies neemt sterk toe,
- het economisch verlies is dan ook groter. Voor zeeschepen is stilliggen een kostbare zaak.

- onbekendheid met de invloed van een open kering bij het in- en uitlopen van de schutsluis (dwarsstromen),
- het creëren van wachtplaatsen wordt noodzakelijk. Zoals reeds eerder aangetoond, kan dit bovenstrooms van de kering tot grote problemen leiden.

V.1.4.4. Schulpstuw $C_2A_1B_2D_2$

De stuw bestaat uit een dwars op de waterloop aangebrachte flexibele balg, die de waterloop geheel of gedeeltelijk afsluit als de balg met water wordt gevuld. Het water in de balg staat onder zekere inwendige overdruk. Deze is nodig om er voor te zorgen dat de balg een soort cylindervòrm aanneemt en bovendien een zekere starheid krijgt, zodat de belasting t.g.v. waterdrukken via het rubberweefsel naar de funderingsplaat wordt overgebracht.



Dit principe is slechts op beperkte schaal toegepast: vervallen van 2 à 3 meter, breedte ca. 30 meter en een grootste afsluitbare waterdiepte van 7 meter. De oplossing is simpel en kent een groot aantal voordelen:

- in rusttoestand is de stuw geheel in de bodem van de waterloop opgenomen. De scheepvaart wordt in het geheel niet belemmerd (zowel hoogte als breedte),
- kan in stromend water omhoog worden gebracht,
- estetisch gezien een ideale oplossing,
- tweezijdig kerend,
- gunstige belastingafdracht; lijnbelasting.

Tegenover de voordelen staan een groot aantal vragen en problemen. Het toepassen van een schulpstuw als stormvloedskering geeft speciale problemen, zoals het effect van de golfbelasting. De enorme schaalvergroting waar hier sprake van is, leidt tot vragen betreffende het weefsel:

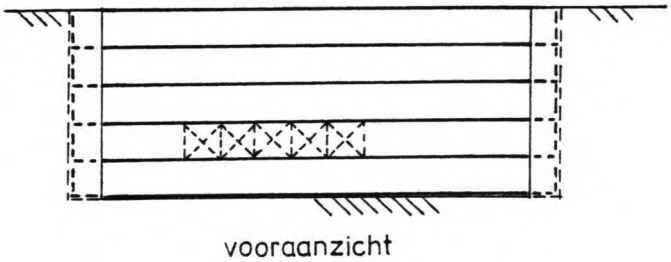
- kan het berubberd polyester, eventueel versterkt met staaldraden of kunststofvezels, de zeer grote krachten opnemen,
- hoe is een voldoend sterke aansluiting tussen vlies en funderingsplaat te maken.

Bovendien is er nog het probleem van de te verpompen hoeveelheid water. De inhoud van de balg wordt geschat op ruim 10^5 m^3. Bij de tot nu toe gebouwde de stuwen werden de pompen ondergebracht in de landhoofden (pompkelders). Dat is hier niet mogelijk, gezien de hoeveelheid en de ter beschikking staande tijd voor het pompen.

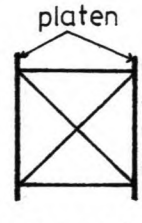
V.1.4.5. Schotbalkenstuw $C_2A_2B_1D_3$

De stuw wordt hier gevormd door een aantal op elkaar gestapelde stalen balken, geplaatst in een sponning. De balken bestaan uit vakwerkliggers en zijn aan tweezijden afgedicht met stalen platen. Door de stapelvorm brengen de balken los van elkaar de belasting over naar de landhoofden. Het is duidelijk dat het gaat om een oplossingsprincipe. De balken zouden met drijvende bokken moeten worden geplaatst.

Op veel kleinere schaal wordt de schotbalkenstuw wel toegepast, bijvoorbeeld bij het normaliseren van beken.



vooraanzicht



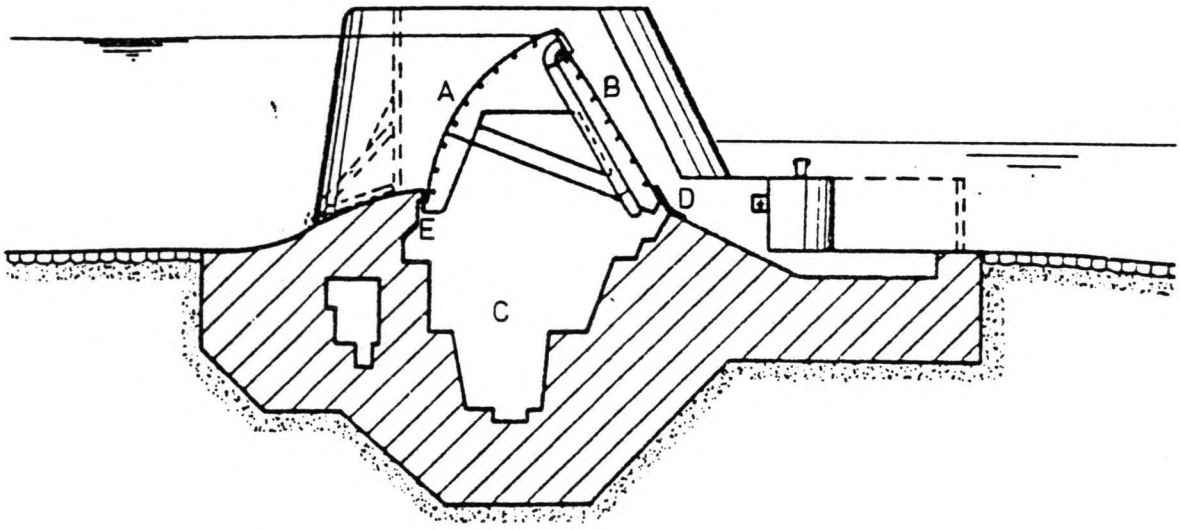
doorsnede balk

De stuw kent vele nadelen:
beperkte doorvaartbreedte, tijdrovende plaatsingsprocedure, opslag van de elementen, drijvende bokken kunnen in slecht weer niet werken, eigengewicht balken groot, doorbuiging per balk verschillend, etc.

Als enig voordeel kan worden genoemd, de onbeperkte doorvaarthoogte.

V.1.4.6. Sectorstuw $C_3A_1B_1D_1$

Schematisch ziet de sectorstuw er als volgt uit:



Het z.g. stuwlichaam bestaat uit een stuwklep A en een steunklep B, met elkaar verbonden door vakwerkliggers. Door middel van scharnieren D is dit stuwlichaam verbonden met de drempel. Voor het bewegen van de stuw wordt nu water via riolen gebracht in/of onttrokken aan ruimte C.

In feite komt deze oplossing neer op het in de bodem laten zakken van het stuwelement. Er zal voor deze oplossing een compromis moeten worden gevonden tussen de hoogte van de drempel (beperking vaardiepte) enerzijds en de diepte van de kas anderzijds. Diepere kas betekent automatisch hogere kosten.

Voordelen:

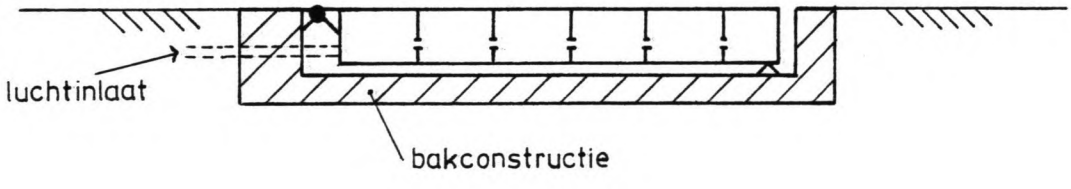
- goed in het landschap in te passen,
- onbeperkte doorvaarthoogte,
- onbeperkte doorvaartbreedte (theoretisch).

Nadelen:

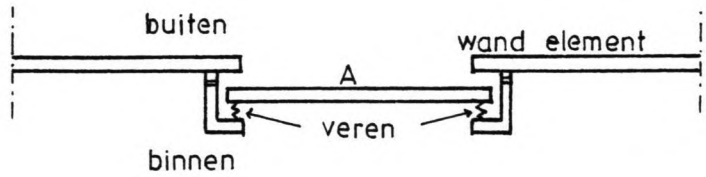
- sedimentafzetting in de kas,
- waterdichtingsproblemen bij scharnier D en punt E,
- omvangrijke betonconstructie,
- uitvoeringstechnisch zeer moeilijk, t.g.v. diepe inkassing zijn diepe bouwputten nodig.

V.1.4.7. Scharnierstuw $C_3A_1B_1D_1$

Bij deze oplossing ligt de stuw, in geopende stand van de kering, op de bodem in een bak. Om in sluitende stand te komen, wordt lucht onder druk in de stuwelementen gepompt. De stuwelementen bestaan uit plaatvormige dozen die aan één kant scharnierend zijn bevestigd aan een betonnen bakconstructie.



Het stuwelement is, in getekende situatie, gevuld met water. Het element is d.m.v. verstijvingsschotten in compartimenten verdeeld, elk met elkaar verbonden door een lucht/water-doorvoergat in het schot. Om er voor te zorgen dat het water uit de elementen kan, worden op diverse plaatsen in het element openingen gemaakt met de volgende constructie:



Wanneer het element in rust is, zal door de veren plaatje A op zijn plaats worden gehouden. Bij het inpompen van lucht zal het water uit de elementen worden verdrongen. Ten gevolge van de waterverdringing zal het element om het scharnier gaan draaien en zijn kerende functie kunnen uitoefenen. Door de overdruk wordt het plaatje A tegen de wand gedrukt.

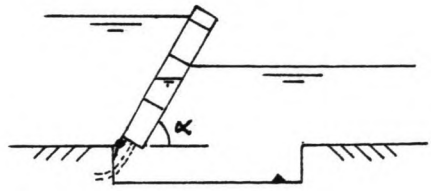
Uit onderzoek is gebleken dat het probleem van het indifferent evenwicht van het element oplosbaar is. Dit hield in dat, bij een bepaalde hoeveelheid lucht in het element,er voor het krachtenevenwicht geen verschil bestond tussen een openingshoek van 10° of een van 50°. Hierdoor werd de openingsprocedure oncontroleerbaar.

<u>Voordelen</u>:

- onbeperkte doorvaarthoogte,
- eenvoud in de constructie,
- geen beperking in de doorstroomopening,
- esthetisch een goede oplossing.

<u>Nadelen</u>:

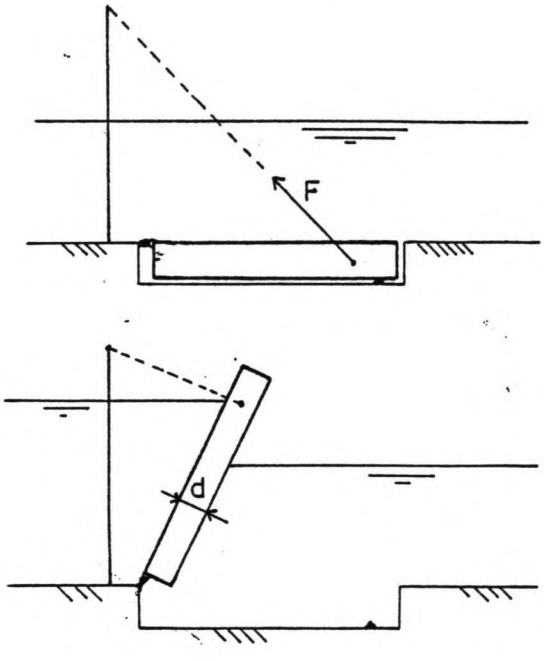
- scharnier permanent onder water,
- sedimentatie in bakconstructie,
- de benodigde persluchtdruk erg hoog bij grote diepte,
- onbekendheid met het systeem.

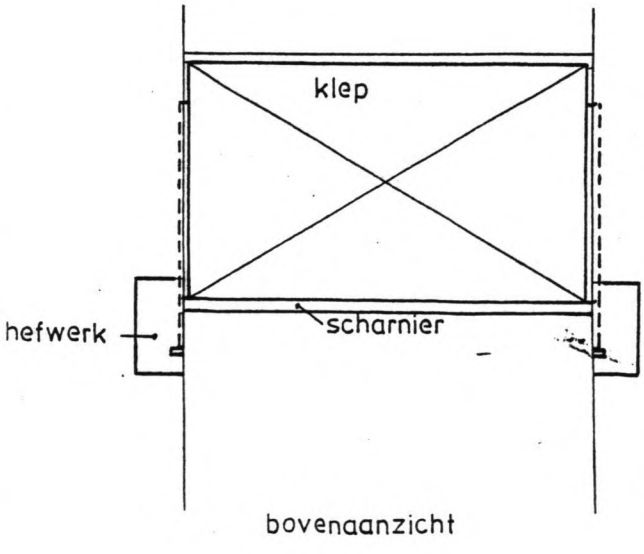


V.1.4.8. Klepstuw $C_3A_1B_1D_1$

Onmiddellijk dringt zich een vergelijking op met het vorige alternatief, echter het aandrijf-mechanisme is wezenlijk anders. In het vorige geval was lucht de aandrijfkracht, nu zal d.m.v. twee mechanische armen, aan beide zijde van de klep één, de stuw uit de bak worden gedraaid. Er wordt wel gebruik gemaakt van drijfkisten om de hefwerken te ontlasten.

Nadeel van dit principe is de beperking in breedte. Bij te grote overspanning worden de benodigde trekkrachten F erg groot, wat leidt tot een zware uitvoering van kabels of arm-systemen en machines met groot vermogen. Bovendien zal de stijfheid van de klep bij grote overspanning een grote rol gaan spelen. Om er voor te zorgen dat de klep voldoende stijf is in de richting van belasting, moet deze zwaar worden uit-gevoerd wat leidt tot een grote klepdikte d.





Voordelen:

- onbeperkte doorvaarthoogte,
- bij kleine breedte, eenvoudige constructie.

Nadelen:

- grote krachten op de armen bij grotere overspanning,
- scharnier onder water,
- sluiting op stromend water geeft zware belasting op armen,
- mogelijk vermoeiingsproblemen in de armen ten gevolge van dynamische belasting (golven),
- sedimentatie in bak.

Mogelijk alternatief hierop is het toepassen van vijzels om het element uit de bak te drukken. Er zijn enkele vijzelvormen mogelijk; de verticale vijzel, deze niet vanwege de grote funderingsdiepte; de horizontale, via een ingewikkeld systeem wordt het element draaiend om een as in zijn midden uit de bak gedrukt.

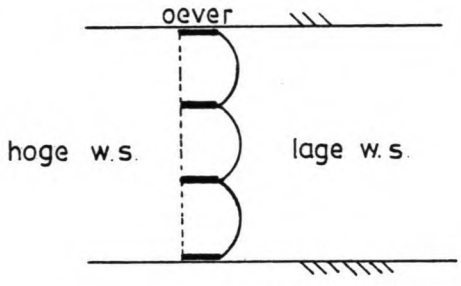
Beide voldoen niet omdat vijzels op grote diepte moeilijk waterdicht te krijgen zijn, bovendien bevinden ze zich in een agressief milieu.

V.1.4.9. Stuw gevormd door cylinders/rubbervlies

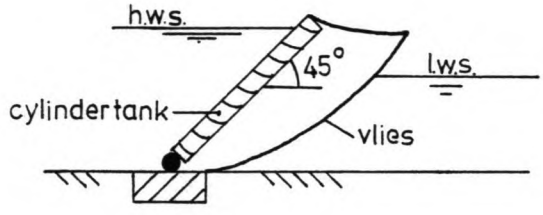
$C_3A_1B_2D_2$

Het is een alternatief op de .8 en .7 besproken oplossingen. Hier worden cylindrische tanks op 50 à 60 meter afstand van elkaar geplaatst. Eén kant der tanks is weer scharnierend bevestigd aan de bodem. Bij kering wordt het water uit de tanks geperst en gevuld met lucht, zodat ze t.g.v. hun drijvend vermogen om het scharnierpunt gaan draaien. In de eindstand nemen de tanks een hoek van 45° aan.

Tussen de tanks is een met staaldraad versterkt rubbervlies aangebracht. Als gevolg van het waterstandsverschil dat aan weerszijde van het vlies ontstaat, zal door deze belasting het vlies de vorm aannemen van het buigend moment. De onderkant van het vlies is aan de bodem bevestigd (zie figuur).



bovenaanzicht



Ten gevolge van de vorm die het vlies aanneemt,wordt het op trek belast. Het zijn de staaldraden die deze trekkrachten naar de cylinders moeten overbrengen.

De vraag is of een dergelijk rubber/staal vlies met de huidige technologie is te verwezenlijken. Ook het inleiden van de krachten vanuit het vlies op de cylinders c.q. de bodem zal problemen geven.

Wat de voor- en nadelen betreft, zijn deze ongeveer dezelfde als bij .7 en .8.

V.1.4.10. <u>Segmentstuw</u> $C_3A_5B_1D_1$

Een segmentstuw heeft een gebogen keervlak in de vorm van een cirkelsegment, ondersteund door een verstijvingsframe dat de waterdrukken via twee oplegarmen aan de zijkanten naar de scharnieren overbrengt. De resulterende waterdruk gaat altijd door deze scharnieren heen. Het bewegen van de kering kan geschieden met behulp van een lierwerk of hydraulische duwpers.

In verband met het onderhoud van het draaipunt en de kans op vervuiling is het beter het scharnier bovenwater te houden als dit mogelijk is. Dit houdt mogelijk voor Oosterweel in dat het draaipunt aan de bovenstroomse zijde van de kering

komt. Voor de geheven stand zijn nu twee oplossingen mogelijk:

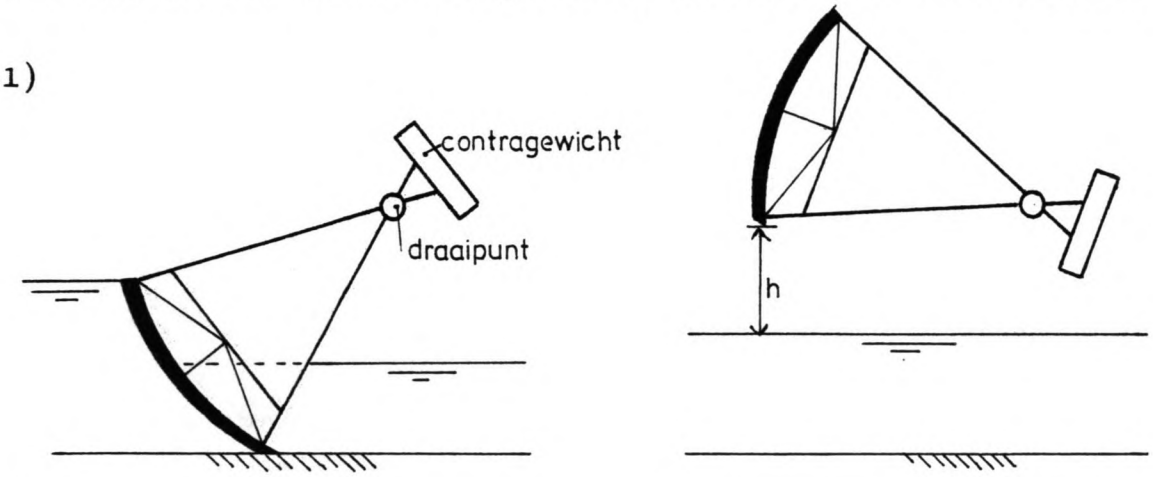
-1) berging segment boven de waterlijn (Haringvliet)

-2) berging segment in de drempel (Thames-Barrier)

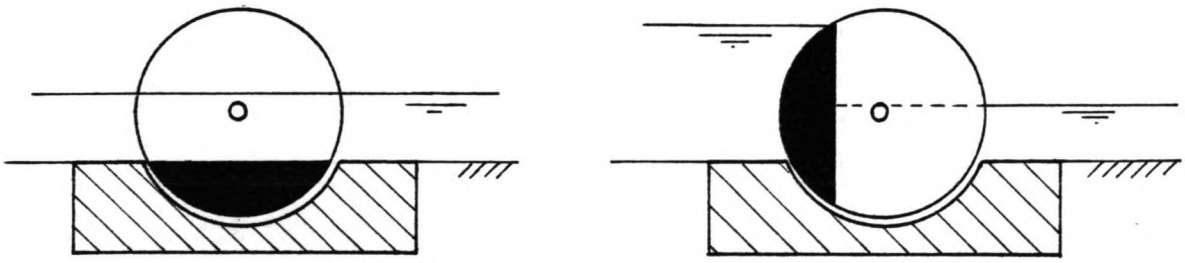
Beide hebben hun voor- en nadelen. Bij -1) bevindt zich het draaipunt boven water, maar is in geheven stand de doorvaarthoogte beperkt. Bovendien is het een weinig fraai gezicht.

Bij -2) een onbeperkte doorvaarthoogte, echter sedimentafzetting kan nu een zeer groot probleem worden. Het is daarbij niet ondenkbaar dat het segment in de kas komt vast te zitten.

-1)



-2)

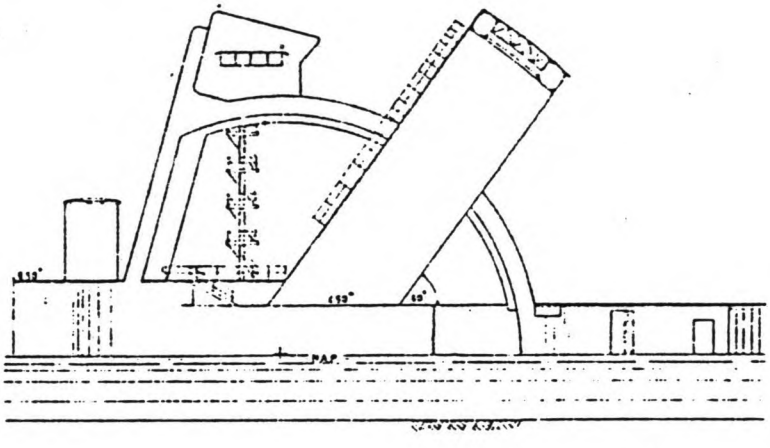


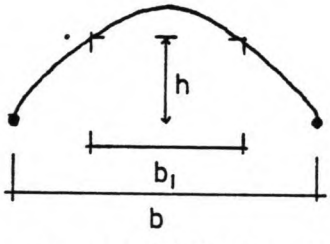
De toegepaste breedten liggen in de orde van 50 à 60 meter. Debietregeling is in beide gevallen mogelijk (extra krachten t.g.v. trillingen mogelijk). I.v.m. scheepvaart worden de scharnieren en armen in pijlers en landhoofden opgeborgen. Bij -1) is het ook mogelijk het segment in de drempel te bergen, echter dit geeft een diepe fundering. Daarom hier niet verder beschouwd.

V.1.4.11. Vizierstuw met schutsluis $C_3A_5B_1D_1$

Bij deze stuw zijn de schuiven halfcirkelvormige segmenten draaiend om een horizontale as. Deze bevindt zich ter hoogte van de landhoofden en pijlers, waarin de scharnieren zijn opgenomen. Door nu de draaipunten aan de benedenstroomse zijde van de kering te plaatsen (aan de kant van de hoge waterstanden), zullen in het maatgevende geval de resulterende waterdrukken op de schuiven vanaf het cirkelmiddelpunt gericht zijn. De constructie wordt op trek belast en dat heeft als voordeel dat er lichter kan worden geconstrueerd, dan in het geval van druk.

Door nu in het midden van de schuif een verticaal pianoscharnier te plaatsen kunnen ongewenste temperatuurspanningen worden vermeden en wordt de montage van de schuif eenvoudiger.



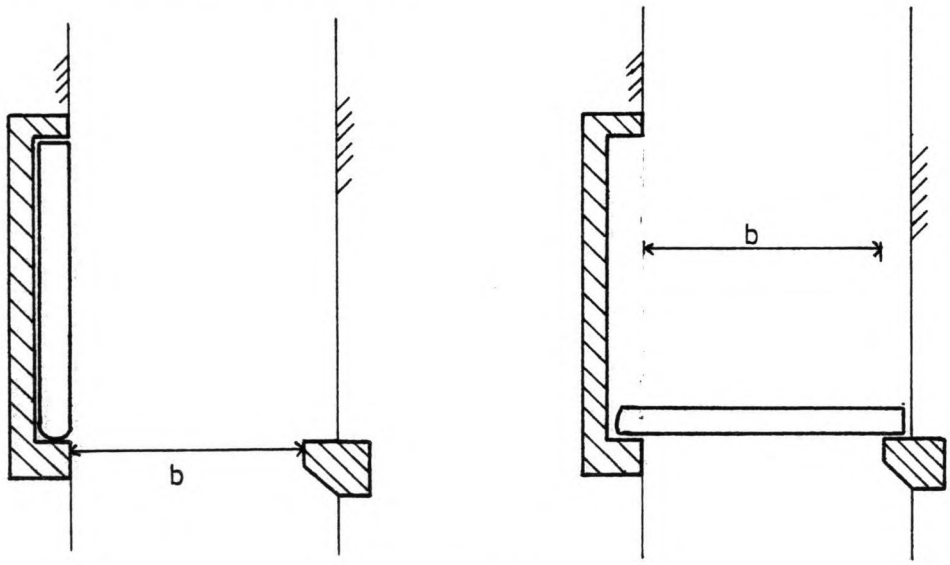


vooraanzicht (schematisch)

De schuiven worden bewogen door kabels die over de geleidebaan naar de machinekamers in de torens lopen. Als voordeel geldt dat in geval van debietregeling het onder de schuif doorlopende water in de richting van de radialen gaat lopen, dus loodrecht op de cirkelvormige drempel. Dat heeft een gespreide afvoer tot gevolg, wat gunstig is voor de bodembescherming. De doorvaarthoogte en -breedte is voor grote zeeschepen te beperkt (h en b_1), daarom is een schutsluis noodzaak.

V.1.4.12. Geïnstalleerde drijvende deur $C_4A_2B_1D_1$

De vast geïnstalleerde drijvende deur is een mogelijkheid om in één keer de vaargeul af te sluiten. In niet-gesloten toestand ligt de deur in een inkassing evenwijdig aan de waterloop. In geval van sluiting wordt door een rotatie van de deur over een hoek van 90° de sluitstand bereikt. Deze rotatie kan door een combinatie van stroom, sleepboten en windassen tot stand worden gebracht.



bovenaanzicht

In Duitsland is een studie gedaan naar de problemen die zich bij deze oplossing kunnen voordoen. Dit ten behoeve van een stormvloedskering ter bescherming o.m. van de stad Hamburg. Hieruit bleek dat de constructie- en bedrijfsproblemen oplosbaar waren. In de studie is men gegaan tot een openingsbreedte van 400 m en een verval van 5.00 m. De kosten hiervan zijn gigantisch.

Voordelen:

- bouwwerkzaamheden ter plaatse van de kering kunnen beperkt blijven,
- de opening zal niet snel geblokkeerd raken door aanvaring van een schip met deur (op korte termijn uit te halen en te herplaatsen),

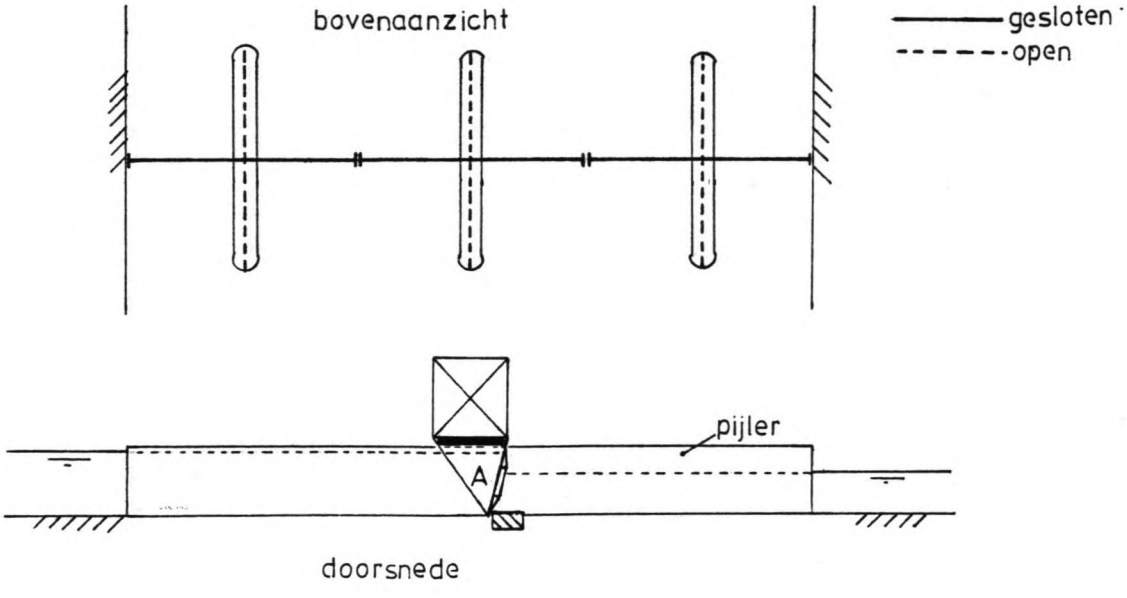
- estetisch mooie oplossing,
- onbeperkte doorvaarthoogte.

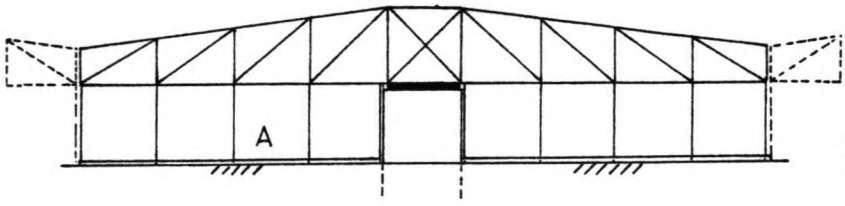
Nadelen:

- geen praktijk ervaring op dergelijke schaal,
- slechts éénzijdig kerend,
- onder stormachtige toestand is het werken met sleepboten zeer moeilijk,
- aan een zijde zeer lang landhoofd nodig.

V.1.4.13. Draaikering $C_5A_5'B_1D_2$

Een enigzins orthodoxe oplossing is de draaikering. Door de kering over een hoek van 90° om zijn verticale as te laten draaien kan de waterloop worden afgesloten. Door nu ook een reeks kleppen A om een horizontale as te laten draaien is de sluiting compleet. In geopende stand bevindt de kering zich evenwijdig aan de as van de waterloop. De overspanning die hiermee gehaald kan worden is beperkt bij het bouwen van een enkel element. Voor grotere overspanning meerdere elementen nodig.





vooraanzicht
(gesloten)

Opvallend aan deze constuctie zijn de pijlers. De lengte hiervan bedraagt evenveel als de spanwijdte van het keerelement. Orde grootte 125 à 150 meter. Zij zullen de navigatie zeer bemoeilijken, vooral bij zwaar weer. Uit nautisch oogpunt lijkt deze oplossing onaanvaardbaar.

De kleppen A,zoals deze in de tekeningen zijn aangegeven, kunnen niet onder verval worden getrokken. Gewacht zal moeten worden tot de waterstand voor de kering lager is dan de waterstand achter de kering. In wezen is de kering nu éénzijdig kerend. Een andere mogelijkheid is A als schuif uit te voeren, in geopende stand hangen de schuiven voor het vakwerk.

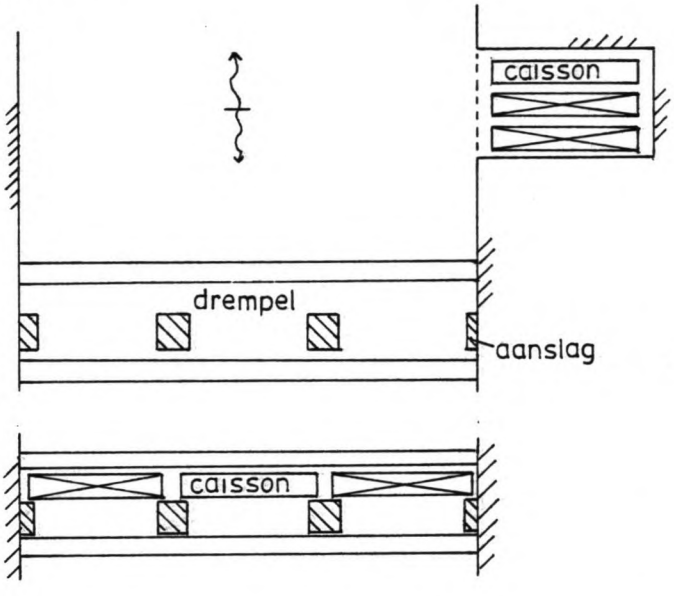
Als voordeel van de oplossing kan worden genoemd de onbeperkte doorvaarthoogte.

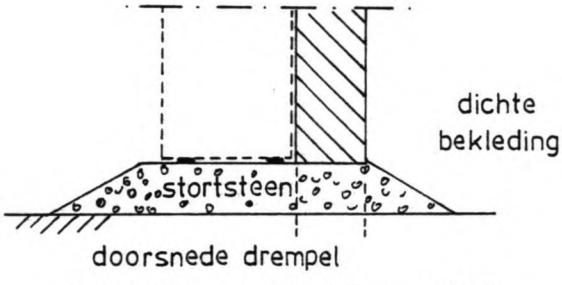
<u>Nadelen</u>:

- complexe constructie,
- doorvaartbreedte beperkt,
- de aansluiting tussen de kleppen A (eventueel te ontlopen door één grote plaat te gebruiken),
- de aansluiting tussen twee draaielementen,
- dominerende constructie in de omgeving,
- lange pijlers nodig.

V.1.4.14. Meerdere caissons translatie in x- en z-richting

Onder normale omstandigheden liggen de caissons in een aparte haven gemeerd. Slechts wanneer de kans op een stormvloed (waarbij een van te voren vastgesteld peil dreigt te worden overschreden) aanwezig is, zullen de caissons drijvend naar de plaats van bestemming worden versleept en aldaar worden afgezonken om zodoende als stormvloedskering dienst te doen. In het hierna volgende is van bovenstaand schema uitgegaan.





stortsteen is hier niet de beste oplossing.

Het lijkt echter onmogelijk om op een dergelijke manier een voldoend betrouwbare kering te maken, want:

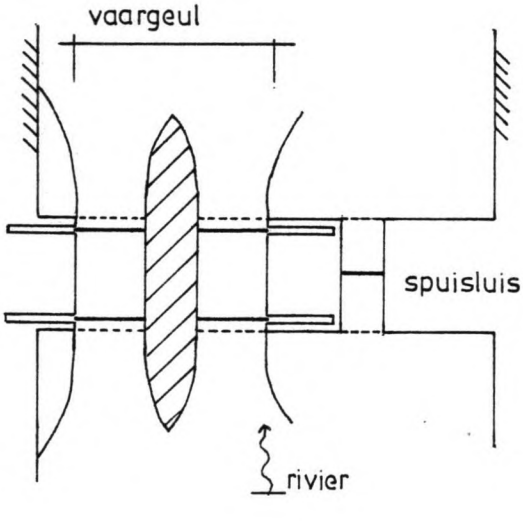
- de waterdichting tussen caisson en drempel is niet volledig dicht te maken. Hierdoor ontstaat er een lekweg onder de caisson, wat kan leiden tot instabiliteit van de caisson.
- de krachtsoverdracht is niet duidelijk; wat brengt nu de belasting over, de aanslag, het caisson zelf door wrijving of een combinatie ?
- de sluitprocedure kost te veel tijd. Bovendien is het verslepen van caissons onder stormomstandigheden een hachelijke zaak. Het eerder plaatsen zal het oponthoud voor de scheepvaart nog meer vergroten, wat onaanvaard-

baar is. Omdat het tijdstip van besluiten tot sluiting nu nog meer naar voren wordt geschoven, zal dit zeker leiden tot vaker sluiten dan in werkelijkheid nodig is.

- de standzekerheid van de caissons is dubieus omdat als ballast water wordt gebruikt (kan snel worden verpompt, in tegenstelling tot ander ballastmateriaal, zoals grind of zand). Vraag is nu of de caissons voldoende gewicht hebben.

V.1.4.15. Dam plus schutsluizen en spuisluis

In dit geval wordt het gehele dwarsprofiel beschouwd. De waterloop wordt afgesloten door middel van een dam met daarin opgenomen twee schutsluizen ten behoeve van de scheepvaart en een spuisluis voor de afvoer van het debiet van de rivier.



De schutsluizen worden met roldeuren uitgerust, in de spuisluis komen hefdeuren. Wat de precieze invloed hiervan is op het geulenpatroon boven- en benedenstrooms van de kering enerzijds en het sedimenttransport anderzijds, kan alleen door modelonderzoek worden nagegaan.

De consequentie van de oplossing is dat alle schepen moeten worden geschut. Dit vraagt speciale voorzieningen zoals wachtplaatsen, scheepvaartverkeersregeling, radar, etc.

Het schutten leidt tot een zekere vertraging voor de scheepvaart. Over de grootte hiervan valt niets te zeggen.

Vertraging = Wachttijd + Schuttijd

Het totale aanbod schepen zal ongeveer 18000 per jaar bedragen, waarvan ruim de helft binnenvaart. Verwacht wordt dat dit aandeel na de voltooiing van de modernisering van het kanaal door Zuid-Beveland licht zal toenemen.

Theoretisch is het mogelijk de schutprocedure op bepaalde tijden van de dag te laten vervallen en wel wanneer de waterstand voor en achter de dam ongeveer gelijk is. De stroomsnelheid in de schutpanden is dan ongeveer nul.

<u>Voordelen</u>:

- de doorvaarthoogte is onbeperkt,
- ter plaatse van de sluizen een "dubbele kering".

<u>Nadelen</u>:

- zeer ingrijpende verandering op de riviermorfologie (onderzoek nodig),
- uitvoeringstechnisch ingewikkeld (handhaving scheepvaart tijdens de bouw),
- bij groot aanbod schepen lange wachttijden,
- nadelen die in het algemeen gelden voor roldeuren.

V.2. Toetsing alternatieven

V.2.1. Afweging

Om de alternatieven te kunnen toetsen en zodoende tot een afweging te komen, wordt het programma van eisen (pve) in een viertal groepen verdeeld, te weten:

Groep I : bevat de eisen, die als het meest belangrijk worden beschouwd; deze krijgen de zwaarste gewichtsfaktor.

Groep II : minder belangrijke eisen t.o.v. groep I maar toch noodzakelijk.

Groep III: bevat de eisen, die niet noodzakelijk zijn, maar meer als een aanvulling worden beschouwd.

Groep IV : de eisen die zich meer buiten de kering doen gelden of die moeilijk in te schatten zijn (b.v. kosten).

De afweging vindt als volgt plaats; aan de eisen der groepen wordt een gewichtsfaktor toebedeeld, elke eis heeft dus een waarde. Groep IV is in 1^{e} instantie buiten de beschouwing gelaten. Wanneer een alternatief aan een eis voldoet, krijgt deze de bij de eis behorende waarde. Als alle eisen zijn doorlopen, wordt het totaal van de toegevoegde waarden bepaald. Dit is dan tevens de waardering voor het alternatief.

Na dit voor elk der alternatieven te hebben gedaan, worden de waarden vergeleken. De hoogste waardering is een aanduiding voor het alternatief dat het best voldoet aan alle eisen. Het nalopen der eisen vindt plaats gegeven de eerste drie randvoorwaarden (zie IV.2. , randvoorwaarden 4) en 5) ontbreken omdat deze niet gequantificeerd zijn).

Bij de indeling van de eisen in groepen ontbreekt eis 2), betreffende de faalkans, omdat het tot dusver aan informatie hierover te kort schiet. In een deelstudie zal op een faalkansberekening nader worden ingegaan.

V.2.2. Indeling en eerste waardering

Groep I :	- scheepvaart	doorvaartbreedte " hoogte " diepte aantal doorvaartopeningen	(1)
60/12	- technisch haalbaar		(3)
	- uitvoerbaar	(weinig hinder scheepvaart)	(4)
	- insnoering < 10%		(10)
	- korte sluittijd		(12)
Groep II :	- tweezijdig kerend		(23)
	- estetica		(7)
54/6	- korte bouwtijd		(5)
	- eenvoudig beheerssysteem		(6)
	- uitvoering met bestaand materiaal		(17)
	- bewegende delen boven water		(19)
	- weinig gevoelig sedimentafzetting		(20)
	- debietregeling		(22)
	- passeertijd kering kort		(24)
Groep III:	- combinatie infrastructuur		(8)
6/3	- kering bij milieuramp		(18)
Groep IV :	- golfoverslag geen bezwaar		(9)
	- waterdichtheid geen noodzaak		(11)
0/0	- lage kosten		(13)
	- economisch materiaalgebruik		(14)
	- waarschuwingssysteem		(15)
	- bescherming tegen drijvende voorwerpen		(16)
	- onder- en achterloopsheid		(21)
	- geen verzwaring van het huidige wachtplaatsenpatroon		(25)

De vermelde nummering is dezelfde als in het pve, ook bij de diverse afwegingen is deze gehandhaafd.

x/x : waardering totaal en per eis.

V.2.3. **Wegingen**

V.2.3.1. **Eerste weging**

	GROEP I 60/12						GROEP II 54/6										GROEP III 6/3				??	??
eisen / alter.	(1)	(3)	(4)	(10)	(12)	subt	(5)	(6)	(7)	(17)	(19)	(20)	(22)	(23)	(24)	subt	(8)	(18)	subt	Totaal		Tt
1	12	?	12	12	?	36	?	6	6	?	x	x	6	6	6	30	x	3	3	69	???	105
2	x	?	12	12	12	36	x	6	x	?	6	6	6	6	x	30	x	3	3	69	??	87
3	12	12	12	x	12	48	?	x	x	6	6	6	6	6	x	30	x	3	3	81	?	87
4	12	?	12	12	12	48	6	6	6	x	x	6	6	6	6	42	?	3	3	93	??	111
5	12	x	12	12	x	36	6	x	x	?	6	6	x	6	6	30	x	3	3	69	?	75
6	12	?	6	12	12	42	x	6	6	?	x	x	6	?	6	24	3	3	6	72	???	96
7	12	?	12	12	12	48	6	6	6	6	x	x	?	?	6	30	?	3	3	81	???	105
8	12	x	12	12	12	48	6	6	6	6	x	x	?	?	6	30	x	3	3	81	??	93
9	12	?	12	12	12	48	6	6	6	x	x	6	?	?	6	30	x	3	3	81	???	105
10	12	?	12	12	12	48	?	6	6	6	x	x	?	6	6	30	3	3	6	84	???	108
11	?	?	12	x	12	24	?	x	x	6	6	6	6	?	x	24	x	3	3	51	????	87
12	12	?	12	12	?	36	6	?	6	?	x	6	6	x	6	30	x	3	3	69	??	105
13	12	12	12	12	12	60	?	6	x	?	6	6	x	?	x	18	x	3	3	81	???	99
14	12	12	12	?	x	36	6	x	6	6	6	?	x	?	6	30	x	3	3	69	???	93
15	12	12	6	x	12	42	x	x	3	6	x	?	6	6	x	21	3	3	6	69	?	75

RESULTAAT 1e weging

(1) waardering per eis: groep I : 12 pnt.
groep II: 6 "
groepIII: 3 "

?: niet zeker of aan eis kan worden voldaan in groep I.
?: idem voor de groepen II en III.

A: waardering met vraagtekens
B: aangenomen dat aan de eisen met vraagtekens toch kan worden voldaan

De beste drie na de eerste weging:

		ALTERNATIEF	NR.	aantal punten
A:	1)	schulpstuw	(4)	93
	2)	segmentstuw	(10)	84
	3)	hefdeur met schutsluis	(3)	81
		scharnierstuw	(7)	"
		draaikering	(13)	"
		stuw cylindertanks/rubbervlies	(9)	"
		klepstuw	(8)	"
B:	1)	schulpstuw	(4)	111
	2)	segmentstuw	(10)	108
	3)	keersluis met roldeuren	(1)	105
		scharnierstuw	(7)	"
		geïnstalleerde drijvende deur	(12)	"
		stuw cylindertanks/rubbervlies	(9)	"

Het maximaal aantal punten bedraagt 120.

V.2.3.2. Gevoeligheid

Nagegaan wordt wat de invloed is van een andere puntenwaardering (in (2) wordt de waardering van de eisen dichterbij elkaar genomen, in (3) juist verder uiteen). Bovendien wordt bekeken wat het effect is van de omwisselling van de eisen

(12); korte sluittijd uit I en (23); tweezijdig kerend uit groep II en het toevoegen van de eisen (13); lage kosten en (14); economisch materiaalgebruik in groep II. Zie hiervoor afweging (4).

Weging (2) xx

groep I : 10 pnt.
groep II: 7 "
groepIII: 3 "

A:	1)	schulpstuw	(4)	92	pnt.
	2)	segmentstuw	(10)	81	
	3)	keersluis, hefdeur en schutsluis	(3)	78	
		scharnierstuw	(7)	"	
		stuw cylindertanks/rubbervlies	(9)	"	
		klepstuw	(8)	"	
B:	1)	schulpstuw	(4)	105	pnt.
	2)	segmentstuw	(10)	"	
	3)	keersluis met roldeuren	(1)	102	
		scharnierstuw	(7)	"	
		geïnstalleerde drijvende deur	(12)	"	

Het maximaal aantal punten bedraagt 119

Weging (3) xx

groep I : 15 pnt.
groep II: 5 "
groepIII: 1 "

A:	1)	schulpstuw	(4)	96	pnt.
	2)	draaikering	(13)	91	
	3)	segmentstuw	(10)	87	
B:	1)	schulpstuw	(4)	116	pnt
	2)	segmentstuw	(10)	112	
	3)	keersluis met roldeuren	(1)	111	
		scharnierstuw	(7)	"	
		stuw cylindertanks/rubbervlies	(9)	"	
		geïnstalleerde drijvende deur	(12)	"	

Het maximaal aantal punten bedraagt 122.

xx : zie bijlagen 5.1 tm 5.3

Na de omwisselling van de eisen (12) en (23) en de toevoeging van de eisen (13) en (14), volgt

Weging (4) xx

			groep I :	12 pnt.
			groep II:	6 "
			groepIII:	3 "
A:	1)	schulpstuw	(4)	105 pnt.
	2)	segmentstuw	(10)	90
	3)	keersluis, hefdeur en schutsluis	(3)	81
		scharnierstuw		"
		klepstuw		"
B:	1)	schulpstuw	(4)	120 pnt.
	2)	scharnierstuw	(7)	117
		stuw cylindertanks/rubbervlies	(9)	"
	3)	segmentstuw	(8)	114

Het maximaal aantal punten bedraagt 132.

De hier uitgevoerde wegingsmethode suggereert een zekere mate van objectiviteit, niet geheel terecht. De indeling van eisen in groepen, de puntentoekenning, het al dan niet mogelijk achten van eisen zijn een subjectieve zaak waarover de opsteller beslist.

Getracht is door verandering van waarde-toekenning en wisselen van eisen, een enigzins meer onderlegde keuze te maken. Bepaalde belangrijke eisen, b.v. de kosten (d.w.z. totale kosten = ontwerp- + bouw- + beheerskosten), kunnen helaas niet meer expliciet worden meegenomen.

Op grond van de uitgevoerde afweging is duidelijk dat een aantal alternatieven er uitschieten:

- schulpstuw (4)
- de segmentstuw (10)
- de scharnierstuw (7)

Als kanttekening kan worden gemaakt dat het in België uitgewerkte alternatief (keersluis met hefdeuren, geen

schutsluis) slecht uit de weging komt. Dit is mede te wijten aan de hier gestelde eisen betreffende de doorvaarthoogte (onbeperkt) en de doorvaartbreedte (100 meter).

V.3. Voorlopige keuze

Er zijn drie alternatieven die redelijk tot goed voldoen:

(4) Schulpstuw:
kent onder alle omstandigheden de hoogste waardering. De technisch haalbaarheid blijft een groot vraagteken, met name het vlies is een probleem. Er is hier sprake van een enorme schaalvergroting.

(10) Segmentstuw:
breedte tot 61 m is zeker mogelijk. Een overspanning tot 100 m levert enorme krachten op de draaipunten, de technische haalbaarheid van dergelijke scharnieren vormt het grootste probleem.

(7) Scharnierstuw:
het onderwaterscharnier en de aansluiting tussen de verschillende afsluitelementen lijken de grootste problemen. Het indifferent evenwicht wat zou ontstaan bij het opdrijven van de stuw schijnt een oplosbaar probleem te zijn.

Na overleg met de afstudeerbegeleiders is besloten om in het hoofdontwerp de schulpstuw en de segmentstuw naast elkaar verder uit te werken. Dit gebeurt totdat een aanleiding wordt gevonden om tot een definitieve keuze uit beide alternatieven te komen. De gekozen oplossing wordt dan uitgewerkt.

Literatuurlijst

- Enige elementen ten behoeve van de studie naar de uitvoerbaarheid van een stormvloedkering op de Beneden-Schelde te Antwerpen. Publikatie; Ministerie van Openbare Werken: Bestuur der Waterwegen, Antwerpse Zeediensten. Augustus 1978.

- SIGMA-plan: voor de beveiliging van het Zeescheldebekken tegen stormvloeden op de Noordzee; Ministerie van Openbare Werken: Bestuur der Waterwegen, 1979.

- Diverse nota's en deelrapporten van de SVKS (stormvloedkering Schelde), een tijdelijke vereniging. Periode 1980-1982.

- Thames-Barrier: New Civil Engineer supplement. 4 november 1982.

- C. Verspuy en M. de Vries: Lange Golven, deel II. Handleiding college b73A, december 1978.

- M. de Vries: Inleiding Vloeistofmechanica. Concepthandleiding b72, maart 1979.

- Vakgroep Waterbouwkunde, afdeling Civiele Techniek THD: Waterbouwkundige Constructies b.o.I. Collegediktaat t.b.v. college f9A, februari 1982.

- J.H.A. Wybenga: Ontwerp voor een stormvloedkering in de Oosterschelde, juni 1975.

-

BIJLAGEN

bijlage 1: Zeescheldebekken + overzicht dijkhoogten.

grafiek 1: Bovendebiet Schelle.

tabel 1: Bovendebieten Schelle, overzicht 1949/1980.

bijlage 2: Overschrijdingslijnen Hoogwaters.

" 3: Overzicht lage dijkhoogten.

tabel 2: Jaarlijkse tijgegevens Antwerpen.

" 3: Frequentietabel Hoogwaters Antwerpen.

bijlage 4: Aanvullende tabel sluitingsstrategiën.

bijlage 5: Afweging, de uitwerking van de in paragraaf V.2.3. gebruikte waarden.

5.1: Nummering van de alternatieven.

5.2: Tabel behorende bij de waarderingen (2)/(3).

5.3: " " " " waardering (4).

BESTRIJDEN VAN OVERSTROMINGEN IN HET ZEESCHELDEBEKKEN

SAMENVATTEND OVERZICHT DER DIJKHOOGTEN

(SITUATIE SEPTEMBER 1976)

0 — 5 — 10km

LEGENDE

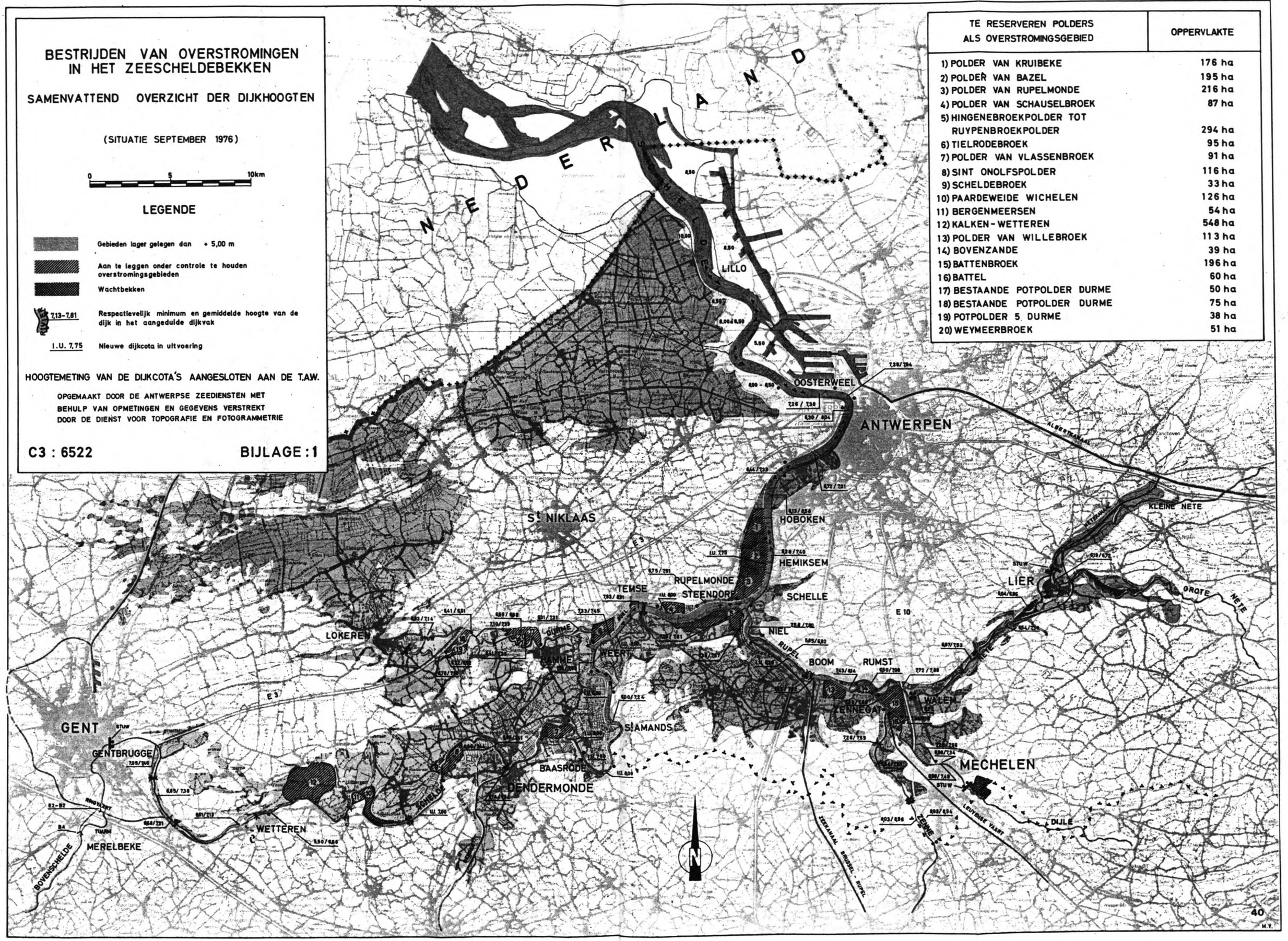
- Gebieden lager gelegen dan + 5,00 m
- Aan te leggen onder controle te houden overstromingsgebieden
- Wachtbekken
- RIVIER 7,13-7,81 — Respectievelijk minimum en gemiddelde hoogte van de dijk in het aangeduide dijkvak
- I.U. 7,75 — Nieuwe dijkcota in uitvoering

HOOGTEMETING VAN DE DIJKCOTA'S AANGESLOTEN AAN DE T.A.W.

OPGEMAAKT DOOR DE ANTWERPSE ZEEDIENSTEN MET BEHULP VAN OPMETINGEN EN GEGEVENS VERSTREKT DOOR DE DIENST VOOR TOPOGRAFIE EN FOTOGRAMMETRIE

C3 : 6522 — BIJLAGE : 1

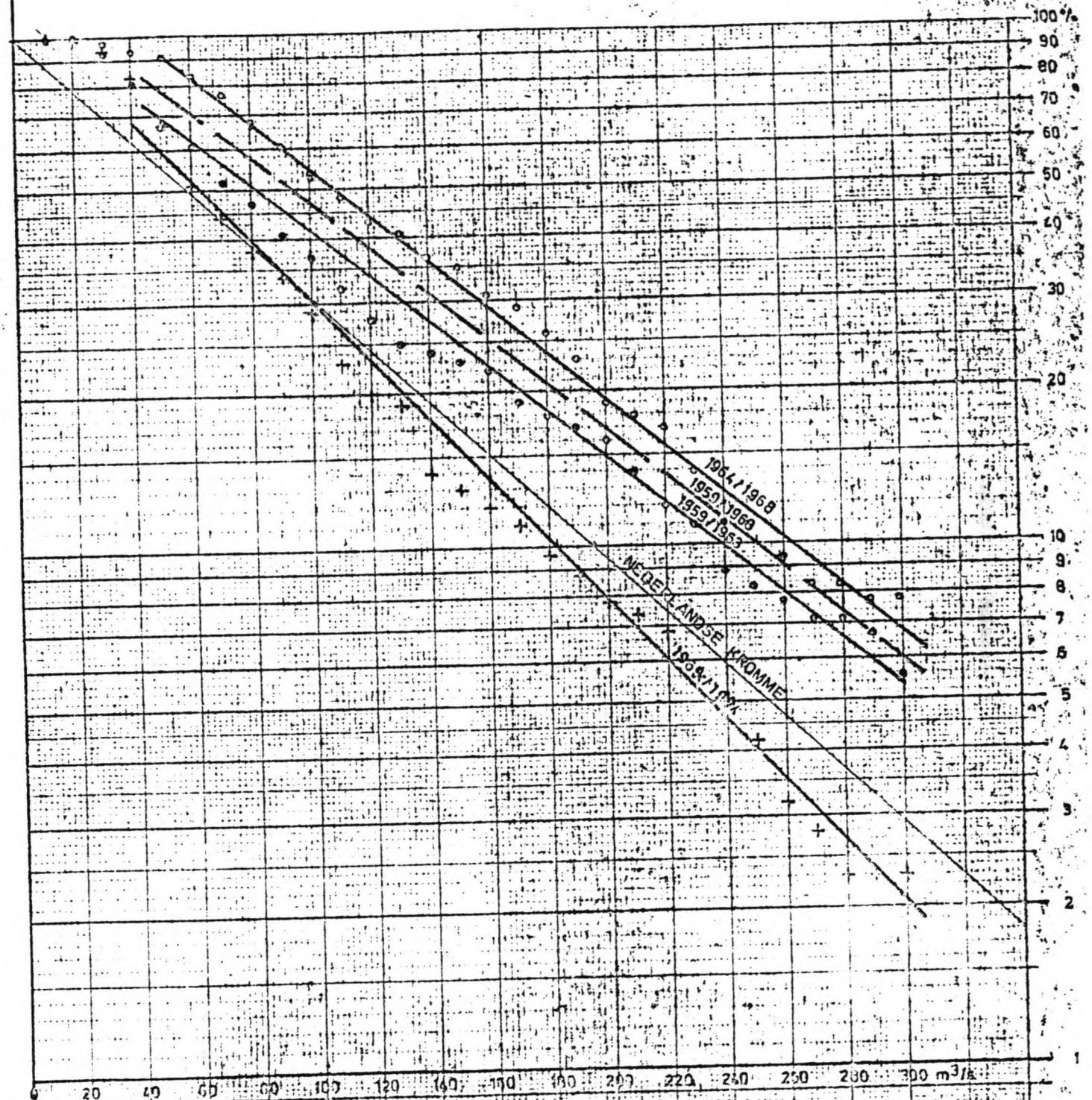
TE RESERVEREN POLDERS ALS OVERSTROMINGSGEBIED	OPPERVLAKTE
1) POLDER VAN KRUIBEKE	176 ha
2) POLDER VAN BAZEL	195 ha
3) POLDER VAN RUPELMONDE	216 ha
4) POLDER VAN SCHAUSELBROEK	87 ha
5) HINGENEBROEKPOLDER TOT RUYPENBROEKPOLDER	294 ha
6) TIELRODEBROEK	95 ha
7) POLDER VAN VLASSENBROEK	91 ha
8) SINT ONOLFSPOLDER	116 ha
9) SCHELDEBROEK	33 ha
10) PAARDEWEIDE WICHELEN	126 ha
11) BERGENMEERSEN	54 ha
12) KALKEN - WETTEREN	548 ha
13) POLDER VAN WILLEBROEK	113 ha
14) BOVENZANDE	39 ha
15) BATTENBROEK	196 ha
16) BATTEL	60 ha
17) BESTAANDE POTPOLDER DURME	50 ha
18) BESTAANDE POTPOLDER DURME	75 ha
19) POTPOLDER 5 DURME	38 ha
20) WEYMEERBROEK	51 ha



ANTWERPSE ZEEDIENSTEN

OVERSCHRIJDINGSKANS VAN HET BOVENDEBIET VAN DE SCHELDE TE SCHELLE

GRAFIEK 1



DEZE BOVENDEBIETEN BETREFFEN DE TIENDAAGSE GEMIDDELDE BOVENDEBIETEN VAN DE SCHELDE TE SCHELLE

ANTWERPSE ZEEDIENSTEN

BOVENDEBIET SCHELDE TE SCHELLE

OVERZICHTSTABEL 1949 / 1980

TABEL 1

jaar	kwartaalgemiddelden m^3/s				jaar-gemiddelden
	I	II	III	IV	
1949	74	35	16	44	43
1950	103	46	31	132	78
1951	192	101	66	106	116
1952	295	68	44	177	146
1953	180	65	44	36	81
1954	91	39	47	83	66
1955	160	46	26	44	69
1956	123	43	40	119	81
1957	209	52	54	84	100
1958	191	62	49	125	107
1959	101	59	28	46	78
1960	87	40	56	235	104
1961	244	113	41	198	149
1962	233	110	53	94	123
1963	115	79	49	97	85
1964	92	65	33	139	82
1965	221	135	120	228	176
1966	271	145	104	307	207
1967	250	99	56	115	130
1968	218	68	88	111	121
1969	156	77	73	96	101
1970	217	138	50	76	120
1971	106	71	37	49	66
1972	72	67	46	62	62
1973	73	56	26	70	56
1974	114	38	53	298	126
1975	192	120	46	85	110
1976	92	41	31	52	55
1977	95	89	54	105	86
1978	114	103	49	65	83
1979	103	97	43	108	102
1980	138	102	113	104	121
1949/1980	160	77	52	115	101

minima maxima

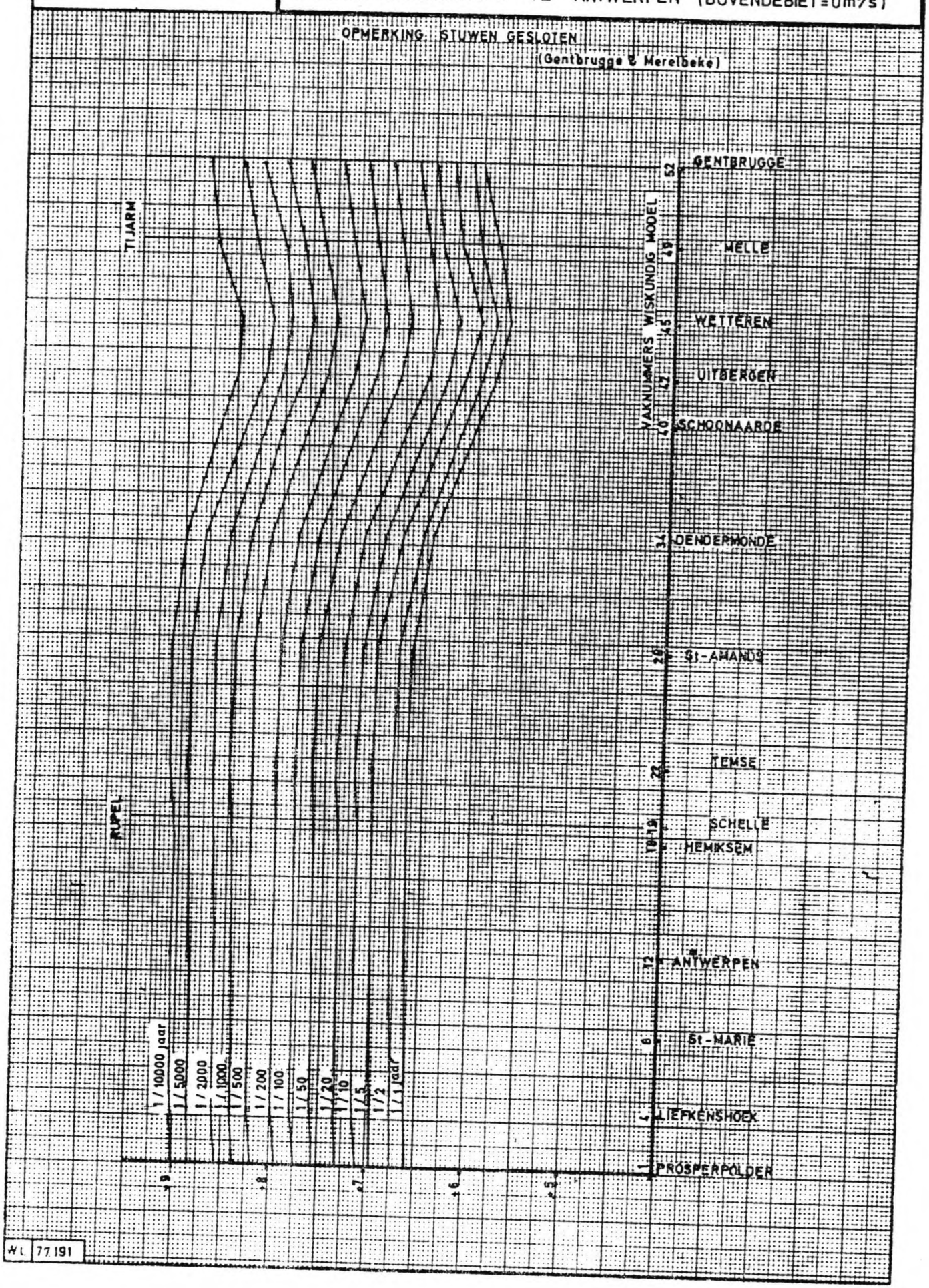
LABORATORIUM

MOD. 331 WISKUNDIG MODEL SCHELDE

Bijlage 2

SCHALEN:
HORIZONTAAL: 1km ÷ 2mm
VERTIKAAL: 1m ÷ 2cm

MEETKUNDIGE PLAATS DER HOOGWATERS VOOR VERSCHILLENDE OVERSCHRIJDINGSKANSEN TE ANTWERPEN (BOVENDEBIET=0m³/s)



Bijlage drie

Overzicht van de lage dijkhoogten (zie ook bijlage 1).

Aangehouden richting Gent-Antwerpen

plaats		dijkhoogte (minimum en gemiddelde in NKD +m)
3 km afwaarts stuw Gent	:	6.85 / 7.38
Weteren	:	5.50 / 6.86
Dendermonde	:	6.14 / 7.34
St. Amands	:	6.00 / 7.24
Weert	:	7.33 / 7.45
2 km opwaarts Steendorp	:	6.75 / 7.51
Hemiksen	:	6.38 / 7.40
Ten noorden van Hoboken	:	6.44 / 7.33
Antwerpen	:	6.30 / 8.04

Zijtakken

I Rupel / Nete

2 km opwaarts Niel	:	5.85 / 6.92
Rumst	:	6.50 / 7.06
Lier	:	6.04 / 6.86
stuw Lier	:	6.19 / 6.72

II Zenne / Dijle

3 km opwaarts Zennegat	:	6.94 / 7.53
stuw Mechelen	:	6.98 / 7.49

III Durme

uitstromingspunt Zeeschelde	:	6.31 / 7.31
enkele km's afwaarts stuw Lokeren	:	6.32 / 6.52

JAARLIJKSE TIJGEGEVENS ANTWERPEN

NKD : nulpunt krijgsdepot ≙ 2.40 ± NAP

tweede algemene waterpassing

TAW = 0.08 + NKD

	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1971/1980
JAAR											
H.W.	5.08	5.11	5.18	5.25	5.23	5.17	5.28	5.29			
L.W.	0.20	0.14	0.18	0.16	0.10	0.04	0.05	0.0[illegible]			
TIJVERSCHIL	4.88	4.97	5.00	5.09	5.13	5.13	5.23	5.[illegible]7			
ZOMERMAANDEN VAN MEI T/M OKTOBER											
H.W.	5.07	5.14	5.18	5.25	5.19	5.17	5.27	5.[illegible]			
L.W.	0.18	0.17	0.11	0.15	0.07	0.02	-0.01	0.0[illegible]			
TIJVERSCHIL	4.89	4.97	5.07	5.10	5.12	5.15	5.28	5.[illegible]			
WINTERMAANDEN VAN NOVEMBER T/M APRIL											
H.W.	5.10	5.07	5.18	5.26	5.26	5.18	5.28	5.27			
L.W.	0.22	0.11	0.25	0.17	0.13	0.05	0.11	[illegible]			
TIJVERSCHIL	4.88	4.96	4.93	5.09	5.13	5.13	5.17	5.25			
SPRINGTIJEN											
H.W	5.45	5.47	5.57	5.61	5.59	5.62	5.72	5.7[illegible]			
L.W.	0.04	-0.06	0.01	-0.12	-0.10	-0.19	-0.15	-0.17			
TIJVERSCHIL	5.41	5.53	5.56	5.73	5.69	5.81	5.87	5.9[illegible]			
DOODTIJEN											
H.W.	4.51	4.51	4.78	4.77	4.77	4.65	4.77	4.80			
L.W.	0.41	0.34	0.47	0.44	0.45	0.29	0.36	0.27			
TIJVERSCHIL	4.10	4.17	4.31	4.33	4.32	4.36	4.41	4.53			
UITERSTE STANDEN											
H.H.W.	6.65	6.62	7.18	6.28	6.54	7.[illegible]	7.32	6.62			
L.H.W.	3.72	3.43	3.85	4.06	4.09	3.53	3.88	3.89			
H.L.W	1.95	1.95	2.46	2.34	1.80	2.20	1.77	1.26			
L.L.W.	-0.62	-0.94	-0.77	-0.81	-0.71	-0.88	-0.65	-0.91			

TABEL 2

TABEL 3

FREQUENTIETABEL DER HOOGWATERS TE ANTWERPEN

AANTAL HW STANDEN LAGER DAN DE AANGEGEVEN HOOGTE

Waterstand NKO	1976	1977	1978
7.50 m			
7.40	707	706	705
7.30	706	705	705
7.20	706	705	705
7.10	706	705	705
7.00	706	705	705
6.90	706	705	705
6.80	704	704	705
6.70	704	703	705
6.60	703	702	704
6.50	703	699	703
6.40	702	699	702
6.30	699	695	701
6.20	698	689	694
6.10	695	685	686
6.00	688	683	679
5.90	680	662	662
5.80	662	643	631
5.70	634	611	579
5.60	592	557	521
5.50	556	491	456
5.40	487	427	394
5.30	416	362	331
5.20	348	284	288
5.10	292	224	219
5.00	235	169	166
4.90	191	130	123
4.80	138	88	81
4.70	99	65	54
4.60	73	45	34
4.50	40	26	25
4.40	26	20	13
4.30	14	14	6
4.20	4	9	2
4.10	2	3	1
4.00	1	2	1
3.90	1	1	1
3.80	1	0	0
3.70	1		
3.60	1		
3.50	0		
Jaargem.	5.18	5.28	5.30
Max.	7.39	7.32	6.62
Min.	3.53	3.88	3.89
Aantal H.W.	707	706	705

Aanvullende tabel in geval geen wachtbekkens worden aangelegd

par.	manier	b.w.s.(NKD)	toel. bu. w.s.(NKD)	w.s.(NKD) na sluiten	s.p.(NKD)	verval(m)	str. sn. (m/s)
III.2.4.	OS I	9.70+	6.50+	4.56+	3.81+	5.54	5
	DSV II	9.70+	de stijging na sluiting kleiner: 2.81 m, open. 10%				10
	OV IIIa	9.24+	6.50+	4.36+	3.61+	4.88	1.6
	b	9.20+	"	4.23+	3.33+	4.97	3.5
	c	9.15+	"	3.88+	2.73+	5.27	4.6
III.2.5.	OS I	9.70+	7.35+	5.41+	4.66+	4.29	5
	DSV II	9.70+	de stijging kleiner: 3.66 m, opening 12%				9
	OV IIIa	9.24+	7.35+	5.21+	4.46+	4.03	1.6
	b	9.20+	"	5.08+	4.18+	4.12	3.5
	c	9.15+	"	4.73+	3.58+	4.42	4.6

b.w.s.: binnenwaterstand bu: buiten s.p.: sluitpeil str.sn.: stroomsnelheid

In wezen is de dijkhoogte bij St. Amands bepalend voor het bekken (6.00+ NKD), de in groep 2 (III.2.1 en .2) aangehouden toelaatbare waterstand van 5.80+ moet in wezen 5.50+.

OV: overlaat DSV: doorstroming tgv verval OS: onderstroming

Nummering van de alternatieven komt overeen met de paragraafnummers:

V.1.4. (1).
V.1.4. (2).
V.1.4. (3). etc.

nr.	alternatief
(1)	keersluis met roldeuren
(2)	keersluis met hefdeuren
(3)	" " " en schutsluis
(4)	schulpstuw
(5)	schotbalkenstuw
(6)	sectorstuw
(7)	scharnierstuw
(8)	klepstuw
(9)	stuw cylindertanks/rubbervlies
(10)	segmentstuw
(11)	vizierstuw en schutsluis
(12)	geïnstalleerde drijvende deur
(13)	draaikering
(14)	meerdere caissons
(15)	dam plus schutsluizen en spuisluis

Tabel behorende bij weging (2), waardering(10,7,3) en weging (3), waarder ing(15,5,1)

	groep I						groep II										groep III					
nr.	1	3	4	10	12	subt.	5	6	7	17	19	20	22	23	24	subt.	8	18	subt.	totaal	?	Eindtot.
1		?			?	30/45	?			?	x	x				35/25	x		3/1	68/71	??/??	102/111
2	x	?				30/45	x		x	?					x	35/25	x		3/1	68/71	?/?	85/91
3				x		40/60	?	x	x						x	35/25	x		3/1	78/86	?	85/91
4		?				40/60				x	x					35/49	?		3/1	92/96	?/?	116/105
5		x			x	30/45		x	x	?			x			35/25	x		3/1	68/71	?	75/76
6		?	5/8			35/53	x			?	x	x		?		28/20			6/2	69/75	?/??	100/93
7		?				40/60					x	x	?	?		35/25	x		3/1	78/86	?/??	102/111
8		x				40/60					x	x	?	?		35/25	x		3/1	78/86	??	92/96
9		?				40/60				x	x		?	?		35/25	x		3/1	78/86	?/??	92/111
10		?				40/60	?				x	x	?			35/25			6/2	81/87	?/??	105/112
11	?	?		x		20/30	?	x	x					?	x	28/20	x		3/1	51/51	??/??	85/91
12		?			?	30/45		?		?	x			x		35/25	x		3/1	68/71	??/??	102/111
13						50/75	?		x	?			x	?	x	21/15	x		3/1	74/91	???	95/106
14				?	x	30/45		x				?	x	?		35/25	x		3/1	68/71	?/??	92/96
15			5/8	x		35/53	x	x	4/3		x	?			x	25/18			6/2	66/73	?	73/78

De uiteindelijke waardering staat voor weging (2) boven de streep, voor weging (3) onder de streep:

(2)/(3)

Weging (2), A: 1); (4)
2); (10)
3); (3),(7),(9),(16)

B; 1)2);(4),(10),(3)
3); (1),(7),(12)

Weging (3), A: 1); (4)
2); (13)
3); (10)

B; 1); (4)
2); (10)
3); (1),(7),(9),(12)

Tabel behorende bij weging (4);

de eisen (12) uit I en (23) uit II zijn omgewisseld,
eisen (13) en (14) zijn bij groep II gevoegd.

max. aantal pnt: 132

alt. nr.	groep I	groep II	(13)	(14)	groep III	totaal	?	?	Eindtot.
1	48	24	x	x	3	75	?	???	105
2	36	30	x	x	3	69	?	?	87
3	48	30	x	x	3	81		?	87
4	48	42	6	6	3	105	?	?	120
5	48	24	x	?	3	75		??	87
6	30	30	x	x	6	66	??	?	96
7	36	36	?	6	3	81	??	??	117
8	36	36	?	6	3	81	?	??	105
9	36	36	?	6	3	81	??	??	117
10	48	30	x	6	6	90	?	??	114
11	12	30	x	x	3	45	???	?	87
12	36	30	x	3	3	72	?	???	102
13	48	24	x	x	3	75	?	??	99
14	36	30	x	?	3	69	??	??	105
15	42	21	x	x	6	69		?	75

A: 1); (4)
2); (10)
3); (3),(7),(8)

B: 1); (4)
2); (7),(9)
3); (10)

801702