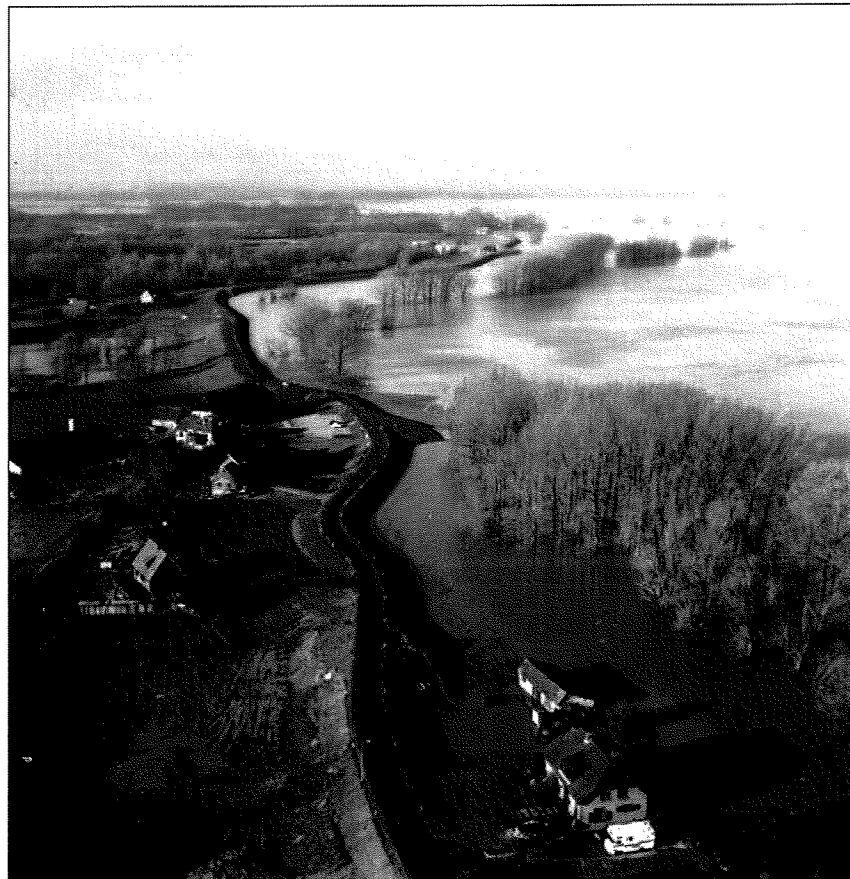


Onderzoek naar de afmetingen van een overlaat langs de Waal

Mei 2001

M. Vermeij

Afstudeerrapport




TU Delft

Technische Universiteit Delft

Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Subfaculteit Civiele Techniek

Onderzoek naar de afmetingen van een overlaat langs de Waal

Eindrapport

Mei 2001

Naam: M. Vermeij
Adres: Pieterstraat 27
2611 CT Delft
Telefoon: 015-2133791
E-mail: vermeym@hotmail.com

Afstudeercommissie:
Prof.drs.ir. J.K. Vrijling
Prof.dr.ir. J.A. Battjes
dr.ir. P.J. Visser
ir. H.G. Voortman

Foto omslag: Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Rijkswaterstaat, Delft

Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-generaal Rijkswaterstaat
Dienst Weg- en Waterbouwkunde

Technische Universiteit Delft
Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Sectie Waterbouwkunde

Voorwoord

Voor u ligt het eindrapport van mijn afstudeerproject 'Onderzoek naar de afmetingen van een overlaat langs de Waal'. Het onderzoek is uitgevoerd ter afronding van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft bij de Dienst- Weg en Waterbouwkunde te Delft. De afstudeercommissie bestaat uit Prof. drs. ir. J.K. Vrijling, Prof. dr. ir. J.A. Battjes, dr. ir. P.J. Visser en ir. H.G. Voortman. Graag wil ik allen bedanken voor de begeleiding.

Marieke Vermeij
Mei 2001

Samenvatting

Achtergrond

Van oudsher heeft Nederland te maken met rivieroverstromingen. Door de eeuwen heen werd er voortdurend strijd tegen het water gevoerd. Bedijkingen moesten de bedreiging van overstromingen beheersbaar maken met als gevolg dat sedimentatie en dus ophoging van het land nu plaats vindt in het winterbed van de rivieren. De rivieren komen hierdoor steeds hoger te liggen ten opzichte van het te beschermen land en de dijken moeten steeds verder worden opgehoogd. Bovendien zal de verwachte maximum afvoer van de rivieren de komende decennia toenemen als gevolg van klimaatsveranderingen (RIZA, WL-Delft en KNMI, 2000). De hogere dijken, hoger liggende rivieren en het dalende land leiden tot steeds grotere gevolgen voor de veiligheid, de economie en de maatschappij bij een dijkdoorbraak.

Naar aanleiding van de hoogwaters van 1993 en 1995 heeft de regering in 1996 de beleidslijn "Ruimte voor de Rivier" vastgesteld. Eén van de hieruit voortkomende acties is het onderzoeken of een hogere rivierafvoer veilig kan worden opgevangen met rivierverruimende maatregelen in plaats van met een nieuwe ronde van dijkversterking. Het project "Ruimte voor Rijntakken" onderzoekt maatregelen waarmee de stijging van de maatgevende afvoer bij Lobith van 15.000m³/s naar 16.000m³/s veilig kan worden afgevoerd. Een mogelijke maatregel is het aanleggen van een retentiepolder. Voor nog hogere afvoeren kunnen noodoverloopgebieden worden aangewezen die dienst moeten doen als binnendijks bergingsgebied. De Commissie Noodoverloopgebieden, ook wel Commissie Luteijn genoemd, werd april 2001 ingesteld om hiernaar onderzoek te doen. Medio mei 2002 zal de Commissie advies uitbrengen over de mogelijkheden en consequenties van noodoverloopgebieden.

Het principe van retentiepolders en noodoverloopgebieden is in technisch opzicht hetzelfde. Het zijn beide gebieden die bij extreme afvoeren tijdelijk worden gebruikt voor de opvang van rivierwater. Het verschil is dat retentiepolders onderdeel uitmaken van de maatregelen om de rivierwaterstand beneden de maatgevende waterstand te houden, noodoverloopgebieden worden pas ingezet als de waterstand boven de maatgevende waterstand dreigt uit te komen. Doel van beide maatregelen is rivierwater zijdelings af te voeren in daarvoor aangewezen gebieden om hoge waterstanden benedenstrooms te voorkomen. Hierdoor neemt de kans op overstroming verder benedenstrooms af en kan schade in bijvoorbeeld stedelijke gebieden worden voorkomen.

Onderzoeksvragen

Dit onderzoek concentreert zich op onderstaande drie aspecten met betrekking tot noodoverloopgebieden en retentiepolders. De nadruk ligt op het onderzoeken van mogelijke afmetingen van de overlaat, de verlaging in de waterkering waarover het rivierwater zijdelings wordt afgevoerd naar de retentiepolder of noodoverloopgebied.

- Hoe kunnen de benodigde afmetingen van een overlaat worden bepaald?
- Wat zijn de voor- en nadelen van de mogelijke alternatieven voor de afmetingen van de overlaat?
- Hoe groot is het effect van de overlaat, de waterstandsval, langs de rivieras?

Werkwijze

Om tot beantwoording van de onderzoeksvragen te komen is de volgende werkwijze gehanteerd.

Allereerst is er een model opgezet waarmee de benodigde afmetingen van een overlaat en het debiets- en waterstandsverloop direct boven- en benedenstrooms van de overlaat bepaald kunnen worden. Het model is gebaseerd op vereenvoudigende aannamen van de basisvergelijkingen voor berekeningen met hoogwatergolven. Tevens kan met het model een indruk worden verkregen van het benodigde oppervlak voor een retentiepolder of

noodoverloopgebied. Vervolgens zijn de gevoeligheden van de resultaten uit het model voor variaties in gebruikte grootheden onderzocht. Om het waterstands- en debietsverloop langs de rivieras te kunnen berekenen is een model van het systeem van de rivier, de overlaat en de polder in DUFLOW opgezet. DUFLOW is een numeriek software programma dat gebruik maakt van de volledige vergelijkingen voor berekeningen van hoogwatergolven. Dit model dient tevens als controle van de invloed van de vereenvoudigende aannamen in het eigen model op de resultaten. Tot slot zijn de beide modellen toegepast voor een praktijkvoorbeeld waarin is gezocht naar mogelijke locaties voor een retentiepolder of noodoverloopgebied en naar de mogelijke afmetingen voor een overlaat.

Conclusies

In dit onderzoek is een model ontwikkeld waarmee, gegeven een gewenste waterstandsdaling, de benodigde afmetingen van de overlaat kunnen worden bepaald.

Voor de afmetingen zijn verschillende alternatieven gevonden. De alternatieven bestaan uit combinatie van een drempelhoogte en een breedte; bij een hoge drempel hoort een brede kruin en bij een lagere drempel een smallere kruin.

Uit een gevoeligheidsanalyse voor de afmetingen van een overlaat is gebleken dat de benodigde breedte van een overlaat, voor een gegeven vaste drempelhoogte, erg gevoelig is voor variaties in de piekafvoer, de schematisatie van de rivier en de bodemruwheid.

Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt ook dat het effect van een overlaat, de waterstandsdaling, erg gevoelig voor variaties in de vorm van de afvoergolf, de drempelhoogte van de overlaat (bij een vaste breedte) en de oppervlakte en de gemiddelde bodemligging van de retentiepolder of het noodoverloopgebied. Dit geldt wanneer de bergingscapaciteit aan de kleine kant wordt gekozen. Voor een grotere bergingscapaciteit wordt het effect van de overlaat robuust voor de beschreven variaties.

De voordelen van een hoge brede drempel ten opzichte van een lage smalle zijn:

- De kans dat er, zonder noodzaak tot retentie, water over de overlaat wordt afgevoerd is kleiner. Hiermee is de kans op schade kleiner. Dit voordeel wordt groter naarmate het achterliggende gebied schadegevoeliger is.
- Het totale volume water dat over de overlaat wordt afgevoerd, voor eenzelfde afvoergolf, is kleiner hoewel voor beide alternatieven aan de eis van een maximaal toelaatbare waterstand benedenstrooms van de overlaat wordt voldaan.

Het nadeel van een hoge brede drempel ten opzichte van een lage smalle is dat een groter stuk van de dijk als overlaat dient worden uitgevoerd. Hoe breder de overlaat hoe lastiger het is een locatie te vinden waar ruimtelijke inpassing mogelijk is.

Met behulp van het ontwikkelde model kunnen de optimale afmetingen van de overlaat worden bepaald waarbij rekening gehouden kan worden met de beschikbare ruimte voor inpassing van de overlaat, en de economische en maatschappelijke belangen van de achterliggende polder.

Het toepassen van een overlaat blijkt, uit de modelresultaten voor het in dit onderzoek beschouwde geval, een waterstandsverlagend effect langs de hele rivieras benedenstrooms van de overlaat op te leveren. Uitgangspunt hierbij is dat de effecten van getijdebeweging en stormvloed worden verwaarloosd.

Uit de modelresultaten van dit onderzoek is gebleken dat het aanleggen van een retentiepolder of noodoverloopgebied grote economische en maatschappelijke gevolgen heeft, waar naar verwachting weinig draagvlak voor zal zijn. Aanbevolen wordt onderzoek te doen naar de mogelijkheden van een stuurbare overlaat, waarmee het moment waarop de

overlaat in werking treedt geregeld kan worden en naar het effect ervan op het benodigde oppervlak voor de opvang van het totale volume water dat over de overlaat wordt afgevoerd. Hiermee kunnen de economische en maatschappelijke gevolgen van een retentiepolder of noodoverloopgebied naar verwachting worden beperkt. Een andere mogelijkheid om de economische en maatschappelijke gevolgen te beperken is te zoeken naar minder schadegevoelige gebieden dan in het dichtbevolkte Nederland, stroomopwaarts in Duitsland.

Inhoudsopgave

Lijst van symbolen

1	Inleiding	
1.1	Achtergrond	1-1
1.2	Probleemanalyse	1-3
	1.2.1 Probleemschets	1-3
	1.2.2 Probleemstelling	1-3
	1.2.3 Onderzoeksvragen en doelstelling	1-3
1.3	Randvoorwaarden en uitgangspunten	1-4
1.4	Werkwijze	1-4
1.5	Leeswijzer	1-5
2	Geschiedenis van rivieroverstromingen	
2.1	Inleiding	2-1
2.2	Geschiedenis Nederlandse rivieren	2-1
2.3	Geschiedenis na de watersnoodramp van 1953	2-3
	2.3.1 Nieuwe norm voor dijkverzwarend	2-3
	2.3.2 De Commissie Becht	2-3
	2.3.3 Vertraging van de dijkverbeteringsplannen	2-4
	2.3.4 De Commissie Boertien	2-4
2.4	Ontwikkelingen na de hoogwaters van '93 en '95	2-5
	2.4.1 De Commissie Boertien 2	2-5
	2.4.2 Deltaplan Grote Rivieren	2-5
	2.4.3 De beleidslijn "Ruimte voor de Rivier"	2-5
	2.4.4 Rijn op termijn	2-6
2.5	Ruimte voor Rijntakken	2-6
2.6	Retentie	2-8
	2.6.1 De geschiedenis van overlaten	2-8
	2.6.2 Retentiepolders en noodoverloopgebieden	2-10
	2.6.3 Inlaatwerken	2-12
3	Model overlaat	
3.1	Inleiding	3-1
3.2	Basisvergelijkingen berekeningen hoogwatergolven	3-1
	3.2.1 Het volledige stelsel vergelijkingen van De Saint-Venant	3-2
	3.2.2 Vereenvoudigende aannamen	3-3
3.3	Systeembeschrijving	3-4
3.4	Schematisatie	3-4
	3.4.1 Rivier	3-4
	3.4.2 Overlaat	3-6
3.5	Modellering	3-8
	3.6.1 Opzet	3-8
	3.6.2 Deelmodel A: afmetingen overlaat	3-10
	3.6.3 Deelmodel B: waterstands- en debietsverloop	3-11
	3.6.4 Oplossen van de vergelijkingen	3-12
3.6	Toepassing model voor case-studies	3-13
	3.6.1 Case 1: Stationaire rivierafvoer, rechthoekig dwarsprofiel	3-13
	3.6.2 Case 2: Stationaire rivierafvoer, zomer- en winterbed	3-14
	3.6.3 Case 3: Parabolische afvoergolf, zomer- en winterbed	3-15
	3.6.4 Case 4: Maatgevende afvoergolf, zomer- en winterbed	3-18
	3.6.5 Toelichting resultaten	3-21
3.7	Conclusies	3-22

4	Model overlaat en retentiepolder of noodoverloopgebied	
4.1	Inleiding	4-1
4.2	Systeembeschrijving	4-1
4.3	Schematisatie	4-1
4.4	Modellering	4-2
	4.4.1 Opzet	4-2
	4.4.2 Deelmodel A: afmetingen overlaat	4-4
	4.4.3 Deelmodel B: waterstands- en debietsverloop	4-4
	4.4.4 Oplossen van de vergelijkingen	4-5
4.5	Validatie model	4-6
5	Gevoeligheidsanalyse	
5.1	Inleiding	5-1
5.2	Referentiegeval	5-1
5.3	Deelmodel A: afmetingen overlaat	5-2
	5.3.1 Piekafvoer	5-2
	5.3.2 Dwarsdoorsnede Waal	5-4
	5.3.3 Bodemruwheid Waal	5-5
5.4	Deelmodel B: waterstands- en debietsverloop	5-7
	5.4.1 Vorm van de afvoergolf	5-7
	5.4.2 Afmetingen overlaat	5-7
	5.4.3 Schematisatie retentiepolder of noodoverloopgebied	5-8
5.5	Conclusies	5-8
6	Model rivier, overlaat en retentiepolder of noodoverloopgebied	
6.1	Inleiding	6-1
6.2	Studiegebied en systeem	6-1
6.3	Schematisatie	6-2
6.4	Verhanglijnen	6-3
	6.4.1 Theorie	6-3
	6.4.2 Resultaten	6-4
6.5	Modellering in DUFLOW	6-6
	6.5.1 Opzet	6-6
	6.5.2 Gegevens	6-7
6.6	Resultaten	6-8
	6.6.1 Waterstands- en debietsverloop ter plaatse van de overlaat	6-8
	6.6.2 Waterstands- en debietsverloop langs de rivieras	6-10
6.7	Conclusies	
7	Mogelijkheden voor retentiepolders en noodoverloopgebieden in de praktijk	
7.1	Inleiding	7-1
7.2	Alternatieven voor retentiepolders en noodoverloopgebieden	7-1
7.3	Retentiepolders	7-2
7.4	Noodoverloopgebieden	7-4
	7.4.1 Piekafvoer 17.000m ³ /s	7-4
	7.4.2 Piekafvoer 18.000m ³ /s	7-5
7.5	Conclusies	7-7
8	Conclusies en aanbevelingen	
8.1	Conclusies	8-1
8.2	Aanbevelingen	8-3
8.3	Discussie	8-4

Literatuur
Verklarende woordenlijst

Bijlagen

Lijst van symbolen

A	oppervlakte retentiepolder of noodoverloopgebied (m ²)
A _s	stroomvoerend oppervlak van het dwarsprofiel (m ²)
a	drempelhoogte overlaat (NAP+m)
B	breedte rivier bij rechthoekig dwarsprofiel (m)
B _o	breedte overlaat (m)
B _w	breedte winterbed (m)
B _z	breedte zomerbed (m)
C	Chézy-coëfficiënt (m ^{1/2} /s)
c	voortplantingssnelheid van de afvoergolf (m/s)
C _d	afvoercoëfficiënt (-)
C _f	dimensieloze weerstandscoefficiënt (-)
C _{RS}	reductiefactor voor scheve toestroming (-)
Δ _d	duinhoogte (m)
Δ _r	ribbelhoogte (m)
D	aantal dagen dat de afvoer boven de gemiddelde afvoer ligt (dagen)
D ₉₀	korrel diameter die door 90% van de sedimentdeeltjes wordt onderschreden (m)
d	waterdiepte (m)
d _n	gemiddelde waterdiepte behorende bij de gemiddelde afvoer Q _n (m)
d ₁	waterdiepte bovenstrooms overlaat (m)
d ₂	waterdiepte benedenstrooms overlaat (m)
d _e	evenwichtswaterdiepte (m)
d _g	grensdiepte (m)
d _{pmax}	maximale waterdiepte in polder (m)
E	energieniveau (NAP+m)
Fr	froudegetal (-)
γ _d	vormfactor
g	zwaartekrachtversnelling (m/s ²)
h	waterstand (NAP+m)
h ₁	waterstand bovenstrooms overlaat (NAP+m)
h ₂	waterstand benedenstrooms overlaat (NAP+m)
h _{kruin}	kruinhoogte dijk (NAP+m)
h _{max}	maximaal toelaatbare waterstand (NAP+m)
h _p	waterstand in retentiepolder of noodoverloopgebied (NAP+m)
Δh	waterstandsverschil (m)
Δh _{bereikt}	bereikte waterstands daling (m)
Δh _{gewenst}	gewenste waterstands daling (m)
i _b	bodemhelling (-)
k	bodemruwheidshoogte (m)
λ _d	duinlengte (m)
λ _r	ribbellengte (m)
L	aanpassingslengte van de stroming (m)
P	natte omtrek stroomvoerend profiel (m)
p	diepte zomerbed (m)
Q	debiet (m ³ /s)
Q ₁	debiet bovenstrooms overlaat (m ³ /s)
Q ₂	debiet benedenstrooms overlaat (m ³ /s)
q	debiet per eenheid van breedte (m ² /s)
Q _{piek}	piekafvoer van een afvoergolf (m ³ /s)
Q _{max}	maximaal toelaatbaar debiet (m ³ /s)
Q _n	gemiddelde afvoer (m ³ /s)
Q _w	debiet door winterbed (m ³ /s)

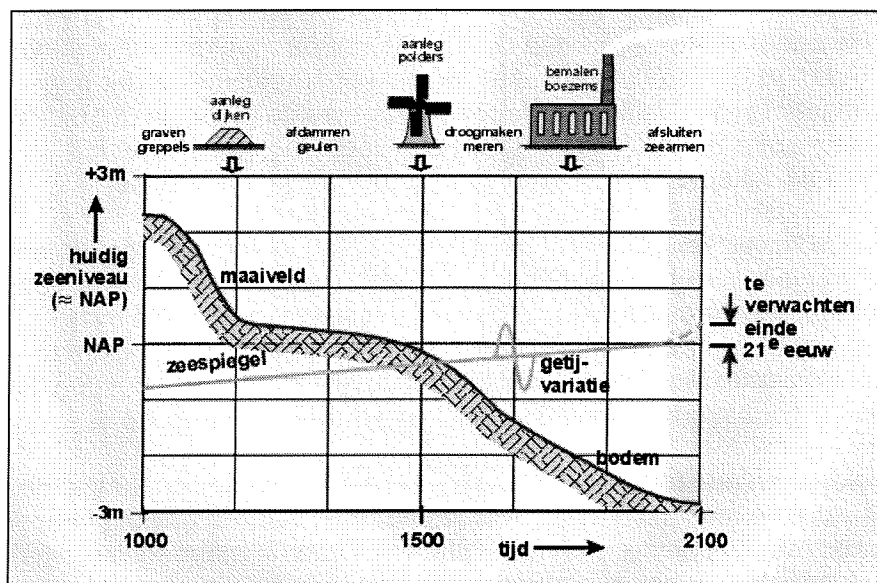
Q_z	debiet door zomerbed (m^3/s)
ΔQ	debiet dat over de overlaat wordt afgevoerd (m^3/s)
ΔQ_{max}	maximaal gewenst debiet over overlaat (m^3/s)
R	hydraulische straal (m)
T	periode van een hoogwatergolf (s)
t	tijd (s)
U	stroomsnelheid (m/s)
V	volume water dat over de overlaat afgevoerd wordt (m^3)
x	plaatscoördinaat langs de rivieras (m)
z_b	bodemligging rivier (NAP+m)
z_{bp}	gemiddelde bodemligging retentiepolder of noodoverloopgebied (NAP+m)

1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt kort de achtergrond van de bescherming van Nederland tegen overstromingen beschreven in een probleemschets in paragraaf 1.1.1. Hieruit zijn de probleemstelling (paragraaf 1.1.2) en de onderzoeksvragen (paragraaf 1.1.3) voor het onderzoek afgeleid. In paragraaf 1.2 volgt de doelstelling en in paragraaf 1.3 volgen de randvoorwaarden en uitgangspunten. In paragraaf 1.4 wordt de werkwijze van het onderzoek toegelicht. De opbouw van voorliggend rapport wordt in paragraaf 1.5 met een leeswijzer duidelijk gemaakt.

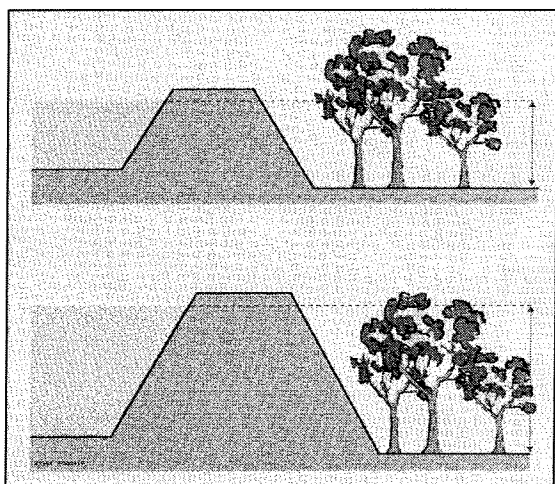
1.1 Achtergrond

Van oudsher heeft Nederland te maken met rivieroverstromingen. Door de eeuwen heen werd er voortdurend strijd tegen het water gevoerd. Bedijkingen moesten de bedreiging van overstromingen beheersbaar maken met als gevolg dat sedimentatie en dus ophoging van het land nu plaats vindt in het winterbed van de rivieren. De rivieren komen daardoor steeds hoger te liggen ten opzichte van het te beschermen land en de dijken moeten steeds verder worden opgehoogd. Bodemdaling en zeespiegelstijging versterken dit proces: steeds sterkere en hogere waterkeringen moeten een steeds lager gelegen gebied beschermen tegen overstromingen (figuur 1-1).



figuur 1-1 Zeespiegelstijging en bodemdaling (Discussienotitie Ruimte voor de Rivier, Rijkswaterstaat 2000)

Daarnaast zal de verwachte maximum afvoer van de rivieren komende decennia toenemen als gevolg van klimaatsveranderingen (RIZA, WL-Delft Hydraulics en KNMI, 2000). De steeds hogere dijken, hoger liggende rivieren en het dalende land leiden tot steeds grotere gevolgen bij een dijkdoorbraak (figuur 1-2).

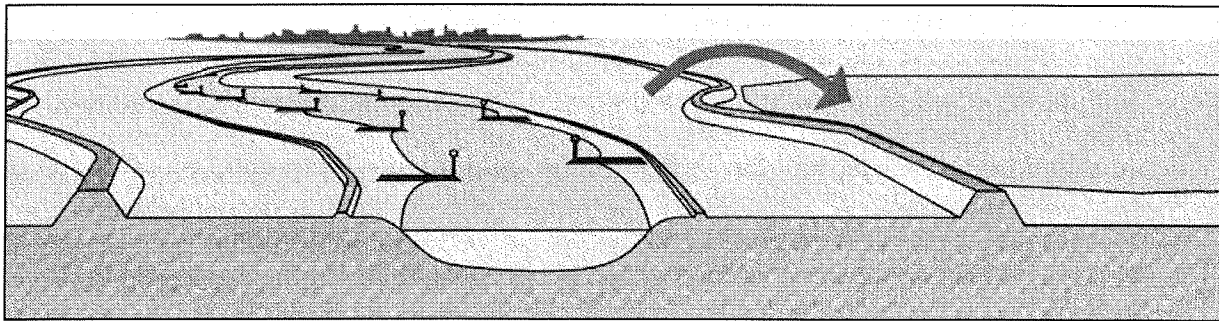


figuur 1-2 Hogere dijken leiden tot grotere gevolgen bij dijkdoorbraak (Rijkswaterstaat 1999)

Naar aanleiding van de hoogwaters van 1993 en 1995 heeft de regering in 1996 de beleidslijn "Ruimte voor de Rivier" vastgesteld. Eén van de hieruit voortkomende acties is het onderzoeken of een hogere rivierafvoer veilig kan worden opgevangen met rivierverruimende maatregelen in plaats van met een nieuwe ronde van dijkversterking. Voor de bovenrivieren wordt dit onderzoek uitgevoerd in het project "Ruimte voor de Rijntakken". Doelstelling van het project is maatregelen te onderzoeken waarmee de stijging van de maatgevende afvoer bij Lobith, van $15.000\text{m}^3/\text{s}$ naar $16.000\text{m}^3/\text{s}$ in 2001, kan worden opgevangen zonder een nieuwe dijkverhogingen. Uiteindelijk doel is dat de nieuwe maatgevende afvoer in 2015 veilig kan worden afgevoerd. Hierbij wordt bijvoorbeeld gedacht aan verlaging van de uiterwaarden, verlegging van de dijken, het verdiepen van het zomerbed en retentie.

De beleidslijn "Ruimte voor de Rivier" houdt bovendien rekening met de kans op nog hogere afvoeren dan $16.000\text{m}^3/\text{s}$. Hiervoor kunnen noodoverloopgebieden worden aangewezen die dienst moeten doen als binnendijs bergingsgebied. Om een advies uit te brengen over gecontroleerd overstromen is april 2001 de Commissie Noodoverloopgebieden ingesteld, ook wel Commissie Luteijn genoemd. Medio mei 2002 zal het advies uitgebracht worden. De mogelijkheden van retentie en noodoverloopgebieden zijn nog nauwelijks onderzocht.

Het principe van retentiepolders en noodoverloopgebieden is in technisch opzicht hetzelfde. Beide zijn gebieden die bij extreme afvoeren tijdelijk worden gebruikt voor de opvang van rivierwater. Het verschil is dat retentiepolders onderdeel uitmaken van de maatregelen om de rivierwaterstand beneden de maatgevende waterstand te houden, noodoverloopgebieden worden pas ingezet als de waterstand boven de maatgevende watertand dreigt uit te komen. Via een overlaat (een verlaging in de waterkering) wordt rivierwater zijdelings afgevoerd in daarvoor aangewezen gebieden om hoge waterstanden benedenstrooms van de overlaat te voorkomen (figuur 1-3). Hierdoor neemt de kans op overstroming verder benedenstrooms af en kan schade in bijvoorbeeld stedelijke gebieden worden voorkomen. Er vindt gecontroleerde overstroming van een gebied plaats om zo ongecontroleerde overstroming verder benedenstrooms te voorkomen.



figuur 1-3 Rivier met retentiebekken (Stand van zaken Ruimte voor Rijntakken, Rijkswaterstaat 1999)

1.2 Probleemanalyse

1.2.1 Probleemschets

Dit onderzoek concentreert zich op onderstaande drie aspecten met betrekking tot noodoverloopgebieden en retentiepolders langs de Waal. De nadruk ligt hierbij op de dimensionering van de overlaat.

- Het rivierwater wordt zijdelings afgevoerd, via een verlaging in de waterkering, naar de retentiepolder of het noodoverloopgebied. Om een debiet effectief af te kunnen voeren moet de verlaging in de waterkering een bepaalde grootte en breedte hebben. Het is onbekend hoe deze afmetingen kunnen worden bepaald.
- Bij het ontwerpen van de afmetingen van een overlaat komen een aantal aspecten kijken. De dijk moet over een grote breedte verlaagd worden. Hiervoor moet voldoende ruimte beschikbaar zijn. Plaatsen met bebouwing op of rond de dijk zijn minder geschikt. Belangrijk is dat er bij het ontwerp wordt gelet op de ruimtelijke inpassing van de constructie. De drempelhoogte van de overlaat bepaalt vanaf welke waterstand er water over de overlaat wordt afgevoerd en hoeveel er wordt afgevoerd. Onbekend is wat de consequenties van verschillende mogelijke afmetingen voor een overlaat op bovenstaande aspecten zijn.
- Het effect van een overlaat is een waterstandsval. Dit wil zeggen het verschil tussen de waterstanden die optreden zonder toepassing van de overlaat en met toepassing van de overlaat. Het is onbekend hoe groot de waterstandsval langs de rivier is.

1.2.2 Probleemstelling

Het is onbekend wat de afmetingen (drempelhoogte en breedte) van de overlaat dienen te zijn, wat de consequenties zijn van de verschillende afmetingen voor de te bereiken waterstandsval en hoe groot het effect van de overlaat langs de rivier is.

1.2.3 Onderzoeksvragen en doelstelling

De probleemstelling leidt tot de volgende drie onderzoeksvragen:

1. Hoe kunnen de benodigde afmetingen van een overlaat langs de Waal worden bepaald?
2. Wat zijn voor- en nadelen van de mogelijke alternatieven voor de afmetingen van een overlaat langs de Waal?
3. Hoe groot is het effect van de overlaat, de waterstandsval, langs de rivier?

Het doel van dit onderzoek is antwoord te geven op bovenstaande onderzoeksvragen en hiermee inzicht te krijgen in de mogelijkheden waarop een overlaat uitgevoerd kan worden en het effect, de waterstandsval, dat hiermee bereikt kan worden. Als afsluiting van dit onderzoek wordt in een praktijkvoorbeeld globaal gekeken wat geschikte gebieden kunnen zijn om als retentiepolder of als noodoverloopgebied dienst te doen, hoe groot het effect is op het waterstandsverloop door de rivier en wat de optimale afmetingen van de overlaat zijn.

1.3 Randvoorwaarden en uitgangspunten

Voor het onderzoek gelden de volgende uitgangspunten:

- De effecten van getijdebeweging en stormvloed op de bovenrivieren worden buiten beschouwing gelaten.
- De dijken langs de Waal worden sterk en hoog genoeg verondersteld om voor een debiet van $15.000\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith het deel door de Waal (64%) veilig af te kunnen voeren.
- De maximale piekafvoer waarmee rekening wordt gehouden is $18.000\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith. Bij een nog hogere piekafvoer treden er in Duitsland zoveel overstromingen op dat de afvoer in Nederland niet verder toeneemt.
- De afvoerverdeling van het water van de Bovenrijn over de Pannerdense Kop en de Waal verandert niet wanneer de afvoer toeneemt.
- Het toepassen van de maatregel retentie kan gebeuren door één gebied aan te wijzen of meerdere gebieden te tegelijkertijd in te zetten. Voorliggend onderzoek beperkt zich tot het toepassen van één gebied met één overlaat.

De randvoorwaarden voor het ontwerp van de overlaat:

- Het ontwerp van de overlaat moet ervoor zorgen dat het huidige veiligheidsniveau tegen overstromingen, voor het faalmechanisme “overlopen”, op de Waal gehandhaafd blijft wanneer de maatgevende afvoer toeneemt.
- Het effect van de overlaat moet over een zo groot mogelijk deel van de Waal merkbaar zijn. Dit wordt bereikt door de overlaat zover mogelijk bovenstrooms langs de Waal te leggen.
- De overlaat wordt uitgevoerd door middel van een vaste verlaging van de dijkkruin.

1.4 Werkwijze

In deze paragraaf wordt puntsgewijs de gevolgde werkwijze om de onderzoeksvragen te beantwoorden weergegeven.

Literatuurstudie

Uit een literatuurstudie zijn de probleemanalyse en de bijbehorende onderzoeksvragen afgeleid.

Model voor onbeperkte berging achter overlaat

Vervolgens wordt een model opgezet voor de rivier en de overlaat. Uitgangspunt is dat water dat over de overlaat wordt afgevoerd onbeperkt kan worden geborgen. Met het model kunnen de afmetingen van de overlaat bepaald worden en vervolgens het debiets- en waterstandsverloop direct boven- en benedenstrooms van de overlaat. Tevens kan een eerste indruk van de benodigde oppervlakte voor een retentiepolder of noodoverloopgebied verkregen worden.

Case-studies

Om de werking van de overlaat te bekijken en een idee te krijgen van de benodigde afmetingen van de overlaat en de benodigde oppervlakte van de retentiepolder of het noodoverloopgebied is het model voor onbeperkte berging achter de overlaat toegepast op vier case-studies. In de case-studies wordt een steeds nauwkeuriger modellering van de werkelijkheid gebruikt.

Model voor beperkte berging achter overlaat

Vervolgens wordt een model opgezet voor de rivier, de overlaat en de retentiepolder of het noodoverloopgebied waarbij water dat over de overlaat werd afgevoerd niet meer onbeperkt geborgen kan worden. Met het model kan de invloed van beperkte berging op het effect van de overlaat (waterstandsverloop boven- en benedenstrooms van de overlaat) onderzocht worden.

Gevoeligheidsanalyse

In een gevoeligheidsanalyse worden de gevoeligheden van resultaten (afmetingen overlaat en werking overlaat) uit het model voor beperkte berging onderzocht voor variaties in de gebruikte externe grootheden, systeemparemeters en coëfficiënten.

Model rivier DUFLOW

Vervolgens wordt met behulp van het software programma DUFLOW, een numeriek programma voor berekening van niet-stationaire stromen in waterlopen, een model van de hele rivier met een overlaat en retentiepolder opgesteld. Dit wordt gedaan om twee redenen:

1. De resultaten uit de ontwikkelde modellen voor beperkte en onbeperkte berging kunnen met de resultaten uit DUFLOW worden vergeleken.
2. Met het model in DUFLOW kan het debiets- en waterstandsverloop langs de rivieras worden onderzocht.

Praktijkvoorbeeld

In een praktijkvoorbeeld wordt globaal gekeken naar wat, uit rivierkundig oogpunt, geschikte gebieden kunnen zijn om als retentiepolder/noodoverloopgebied dienst te doen, hoe groot het effect is op de waterstandsaling en wat de optimale afmetingen van de overlaat zijn.

Conclusies en aanbevelingen

Tot slot volgen de conclusies en aanbevelingen van het onderzoek.

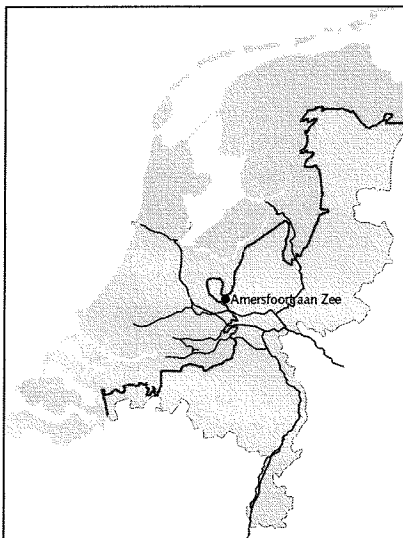
1.5 Leeswijzer

Hoofdstuk 1 geeft de inleiding in het onderzoek met de probleemschets, de onderzoeksvragen en de werkwijze. In hoofdstuk 2 wordt kort ingegaan op de geschiedenis van rivieroverstromingen en het huidige beleid gericht op de veiligheid tegen rivieroverstromingen. Hoofdstuk 3 beschrijft de opbouw voor een model van de overlaat waarmee de benodigde afmetingen van de overlaat en de werking ervan onderzocht kunnen worden. De werking van het model wordt toegelicht aan de hand van vier cases. In hoofdstuk 4 wordt een model opgezet voor de overlaat en een retentiepolder waarmee het effect van beperkte berging achter de overlaat op de werking ervan onderzocht kan worden. In hoofdstuk 5 worden in een gevoeligheidsanalyse de gevoeligheden van de resultaten (afmetingen overlaat en werking overlaat) uit het model met beperkte berging onderzocht voor variaties in de gebruikte externe grootheden, systeemparemeters en coëfficiënten. Hoofdstuk 6 bevat de opbouw van een model van de overlaat, de rivier en de retentiepolder in DUFLOW en een toepassing ervan. Hierin worden het waterstands- en debietsverloop langs de rivieras onderzocht en de resultaten uit de voorgaande modellen vergeleken met de resultaten uit het model in DUFLOW. In hoofdstuk 7 wordt naar een geschikte locatie voor een retentiepolder en een noodoverloopgebied gezocht en worden de optimale overlaatafmetingen bepaald voor drie gevallen van hoogwater afvoergolven met behulp van het model in DUFLOW. Tot slot volgen in hoofdstuk 8 de conclusies en aanbevelingen die uit dit onderzoek zijn voortgekomen.

2 Geschiedenis van rivieroverstromingen

2.1 Inleiding

25% van het landoppervlak van Nederland ligt beneden gemiddeld zeeniveau (figuur 2-1). Wanneer er geen dijken waren zou zelfs 65% van het totale gebied kunnen overstromen. Deze situatie is ontstaan door ontwikkelingen van de afgelopen 1000 jaar als gevolg van natuurlijke processen en menselijke activiteiten. In paragraaf 2.2 wordt kort de geschiedenis tot halverwege de 20^{ste} eeuw behandeld. In paragraaf 2.3 volgen de ontwikkelingen van de plannen voor het versterken van de rivierdijken na de watersnoodramp van 1953. In paragraaf 2.4 worden de recente ontwikkelingen op het gebied van overstromingen na de hoogwaters van '93 en '95 behandeld. De laatste paragraaf gaat over het project Ruimte voor Rijntakken waaraan op dit moment wordt gewerkt (Ruimte voor Rijntakken, Rijkswaterstaat en Waterloopkundig Laboratorium Delft, 2000). Hierin worden verschillende maatregelen behandeld die nodig zijn om het huidige beschermingsniveau tegen overstromen te handhaven.



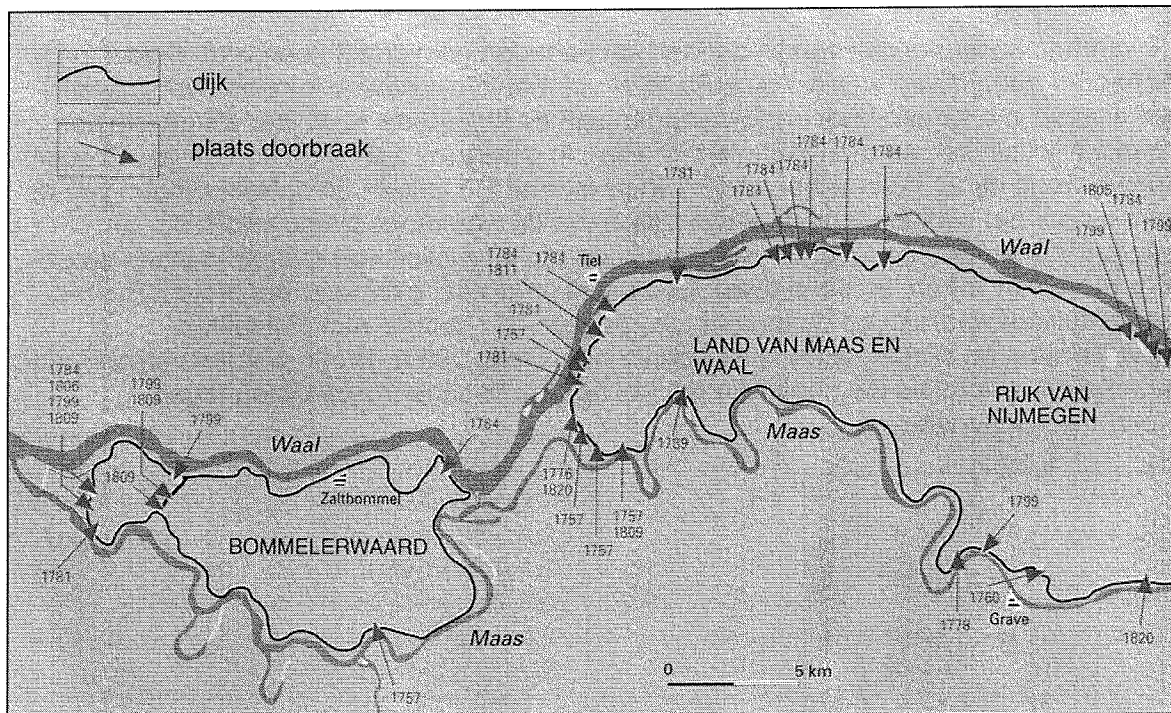
figuur 2-1 Nederland zonder beschermende maatregelen

2.2 Geschiedenis Nederlandse rivieren

Nederland is ontstaan uit het natuurlijke landschap van het deltagebied gevormd door de Rijn, Maas en Schelde. Vanaf de 9^{de} eeuw begon de mens het landschap te beïnvloeden. Door het graven van sloten en kanalen werden de veengronden ontgonnen, wat leidde tot het onomkeerbare proces van maaiveld daling. Zonder menselijke ingrepen zou Nederland een "verdrinkende delta" zijn geworden. De aanvoer van sediment door de rivieren en de zee was onvoldoende om de maaiveld daling te compenseren. Om het land tegen overstromen te beschermen werd in de 11^{de} eeuw begonnen met de aanleg van dijken. Voor 1200 werd het buiten de oevers treden van een rivier niet als een overstroming gezien.

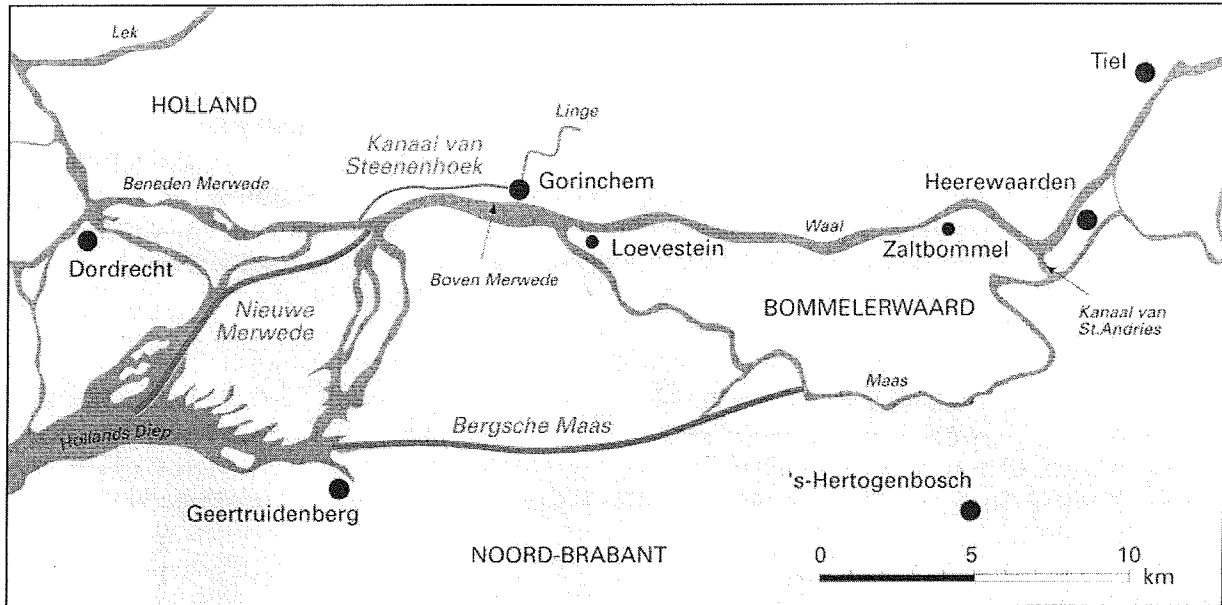
Na 1200 is het dijksysteem steeds verder uitgebreid en verbeterd en vonden de eerste echte rivieroverstromingen als gevolg van dijkdoorbraken plaats. In de 14^{de} eeuw werden de dijkkringen gesloten. Om de ontwatering te verbeteren werden lange afvoerkanalen (weteringen) naar de rivieren gegraven. Rond deze tijd werd ook de watermolen voor het eerst toegepast. In de 17^{de} en 18^{de} eeuw moest er weer voortdurend strijd tegen wateroverlast worden gevoerd. Boerderijen werden op lage terpen gebouwd en vertrekken van een boerderij werden verhoogd aangebracht zodat men bij hoogwater toch droog zat. Na elke overstroming werden de dijken vermoedelijk wat opgehoogd. De dijken werden

ontworpen op de hoogst voorgekomen hoogwaterstand. Overstromingen kwamen zo minder vaak voor maar als ze plaatsvonden waren het wel gelijk rampen. (Stormvloed en rivieroverstromingen in Nederland, delen 1,2 en 3, M.K.E.Gottschalk.)



figuur 2-2 Dijkdoorbraken in de 18^{de} eeuw

Pas vanaf de 16^{de} eeuw zijn nauwkeurige beschrijvingen bekend van een overstromingsramp waarbij een hele reeks met elkaar samenhangende dijkdoorbraken plaatsvond en het hele rivierengebied onder water werd gezet (figuur 2-2). Deze ramp heeft zich in de volgende eeuwen regelmatig herhaald; rond 1800 werd het rivierengebied bijna elke 10 jaar door een overstroming getroffen. De loop van de rivieren leidde ook tot problemen. De Waal en de Maas liepen ten noorden van 's-Hertogenbosch vlak bij elkaar. Op het tussenliggende stuk land was geen bedijking. Bij hoogwater in de Waal overstroomde het land en stroomde het water via de Maas verder. Hierop waren de dijken niet berekend, wat leidde tot dijkdoorbraken en overstromingen. Pas in de 19^{de} eeuw werd dit probleem aangepakt, onder andere door het aanleggen van een aantal nieuwe riviermondingen, waaronder de Bergse Maas. In 1904 werd de scheiding van de Waal en de Maas voltooid (figuur 2-3).



figuur 2-3 Scheiding Waal en Maas, Bergsche Maas

Vanaf 1850 zijn er op systematische wijze grote verbeteringswerken in de Nederlandse rivieren uitgevoerd. Het doel ervan was de rivieren geschikt te maken voor hogere afvoeren en de mogelijkheden voor de scheepvaart te verbeteren. Zo werden delen van de Rijntakken genormaliseerd en scherpe bochten afgesneden, kribben aangelegd in de Nederrijn en Lek en de werkzaamheden voor de realisatie van de Nieuwe Merwede uitgevoerd (G.P. van de Ven, *Verbetering van de Rijntakken tussen 1850 en 1920*). In bijlage 2-A wordt een overzicht gegeven van ingrepen in de Rijntakken benedenstrooms van Bonn tussen het jaar 0 en 2000 (Ruimte voor Rijntakken, Wat het onderzoek ons heeft geleerd, Waterloopkundig Laboratorium, 2000).

2.3 Geschiedenis na de watersnoodramp van 1953

2.3.1 Inleiding

De watersnoodramp van 1953 heeft ertoe geleid dat er uitgebreid onderzoek werd gedaan naar de veiligheid tegen overstromen, niet alleen vanuit zee maar ook vanuit de rivieren. Het onderzoek wees uit dat het gevaar voor optreden van rivierdijkbreuken niet denkbeeldig was. Voor de dijkverzwaring werd een nieuwe norm ingevoerd. Tot dan toe waren de dijken versterkt om het laatste hoogwater te kunnen keren. Dit gebeurde bijvoorbeeld in 1926 toen de Rijn $12.500\text{m}^3/\text{s}$ afvoerde en de dijken op meerder plaatsen bezweken. In 1956 werd in een overleg tussen Gedeputeerde Staten van Gelderland - de provincie waarin de meeste rivierdijken liggen - en de minister van Verkeer en Waterstaat besloten dat de banddijken zodanig versterkt dienden te worden dat ze voldoende veiligheid zouden bieden wanneer de Rijn bij Lobith een afvoer van $18.000\text{m}^3/\text{s}$ bereikte. De kans op overschrijding van deze afvoer was volgens berekeningen $1/3000$ per jaar. De waterstand die bij deze norm hoort werd vanaf deze tijd aangeduid als "Maatgevend Hoog Waterstand" (MHW). In de jaren '60 en '70 kwamen de werkzaamheden op gang; 70 km dijk werd geheel volgens de nieuwe normen versterkt en 30 km gedeeltelijk. Ondertussen werd duidelijk dat de nieuwe norm leidde tot heel hoge, zware dijken die niet goed in het landschap pasten. Dit leidde tot protesten van onder andere landschapsbeschermers.

2.3.2 De Commissie Becht

Naar aanleiding van de kritiek stelde de minister van Verkeer en Waterstaat in 1975 de Commissie Rivierdijken in, ook wel de Commissie Becht genoemd. In 1977 bracht de commissie een rapport uit voor de rivierdijken langs de Rijntakken. De conclusie van het rapport was dat een dijkversterking, zodanig dat de kans op overstromen $1/1250$ per jaar zou

bedragen, voldoende veiligheid tegen overstromen zou bieden. De bijbehorende maatgevende afvoer bedroeg $16.500\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith.

Verder vond de commissie dat bij het ontwerpen en uitvoeren van de dijkverzwaringen rekening gehouden moest worden met de in het riviereengebied aanwezige landschappelijke, natuur- en cultuurhistorische waarden. Hierbij werd gedacht aan het slaan van damwanden bij waardevolle dijkvakken waarmee kwel werd voorkomen en de dijken niet verbreed hoefden te worden. Vervolgens wilde de commissie een zorgvuldige procedure rond de dijkverzwaring. De plannen voor dijkverbetering kwamen tot stand via twee besluitvormingslijnen: de lijn van de ruimtelijke ordening en de lijn van de dijkverbeteringsplannen. Om dit te coördineren adviseerde de commissie om per provincie een coördinatiecommissie in te stellen waarin alle belanghebbenden vertegenwoordigd waren en die de ingediende dijkverbeteringsplannen moest toetsen. Ook de bevolking moest inspraak krijgen in de plannen. In 1978 nam de regering de aanbevelingen over en werden de Maasdijken (vanaf Cuijk) in de plannen betrokken. In 1998 moesten de versterkingen klaar zijn.

2.3.3 Vertraging van de dijkverbeteringsplannen

Uit een voortgangsreportage van 1983 bleek dat de tot dan toe geplande dijkverbeteringen lang niet allemaal waren uitgevoerd. Voor de meeste bedreigde dijkvakken was het plan nog niet eens in voorbereiding. Een oorzaak hiervan was dat het Rijk te weinig geld beschikbaar had voor de rivierdijken vanwege de uitvoering van de kostbare Deltawerken waaronder de Oosterscheldedam. Het door het Ministerie te besteden bedrag voor de rivierdijken was hierdoor relatief gering. In 1987 waren het de kosten van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg die de plannen voor het versterken van de rivierdijken gedeeltelijk tegenhielden. De plannen waarvoor nog wel geld beschikbaar was stuitte op onenigheden tussen de waterschapsbesturen en degenen die opkwamen voor landschappelijke, natuur- en cultuurhistorische waarden.

Eind jaren '80 voerde Rijkswaterstaat nieuwe berekeningen uit over de maatgevende afvoer. Rijkswaterstaat meende dat de maatgevende afvoer van de Rijn voor een overstromingskans van 1/1250 per jaar hoger moest zijn dan de tot dan toe aangenomen $16.500\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith. De waterschappen maakten zich nu extra zorgen over de veiligheid van hun district en de natuur- en milieuorganisaties vreesden voor de aanleg van hoge kaarsrechte dijken.

2.3.4 De Commissie Boertien

In 1992 stelde de minister de Commissie Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterkingen in, later bekend als de Commissie Boertien. De commissie adviseerde voor de dijkversterkingen vast te houden aan de overschrijdingskans van de maatgevende afvoer van 1/1250 per jaar. Door optimistisch om te gaan met de hoge afvoeren van de Rijn en zijn zijrivieren concludeerde de commissie dat bij deze overschrijdingskans niet een afvoer van $16.500\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith hoorde maar slechts $15.000\text{m}^3/\text{s}$. De dijken langs de Rijntakken hoefden dus niet zo hoog en breed te worden als eerst was voorzien. De maatgevende afvoer voor de Maas bleef gehandhaafd op $3650\text{m}^3/\text{s}$ bij Borgharen. Vervolgens pleitte de commissie voor uitgekende ontwerpen zoals de Commissie Becht die had voorgesteld. Ze raadde elke provincie aan een rivierdijkenplan op te stellen waarin moest worden aangegeven waaraan een goed dijkverbeteringsplan moet voldoen. Verder werd voorgesteld per te verbeteren dijkvak een breed samengestelde adviesgroep in te stellen waarin van het begin af aan overlegd werd tussen de waterstaatsbesturen en natuur- en milieu organisaties. Als toetsing van de kwaliteit van de plannen voor dijkversterking werd de MER-procedure verplicht gesteld, wat inhield dat de gevolgen van de plannen voor het milieu in kaart moesten worden gebracht. Begin 1993 nam de minister de aanbevelingen van de Commissie Boertien over.

In 1994 kwam de provincie Gelderland met het rivierdijkenplan waarin aanbevelingen voor uitgekende ontwerpen stonden. Er werd een breed samengestelde adviesgroep gevormd die de planvorming begeleidde en stuurde. Deskundigen kregen de opdracht een nieuw, aangepast ontwerpplan te maken en alternatieven uit te werken voor oplossingen van knelpunten. Uiteindelijk ontstond er een uitgekend ontwerp voor het gehele dijkvak. Afhankelijk van de ligging van de meest waardevolle gebieden werd de dijk binnendijks of buitendijks versterkt. Wanneer er aan beide kanten waardevolle elementen lagen werden er damwanden toegepast. Het totale plan was begin 1995 klaar. De werkzaamheden moesten in 1996 af zijn.

2.4 Ontwikkelingen na de hoogwaters van '93 en '95

2.4.1 De Commissie Boertien 2

Na het hoogwater van 1993 in Limburg werd door de regering de Commissie Watersnood Maas ingesteld om maatregelen te bedenken tegen overstromingen in de toekomst. De commissie kreeg al snel de naam Boertien 2. In december 1994 bracht Boertien 2 advies uit. Ze stelde dat de hoge rivierafvoeren een natuurlijk verschijnsel waren en dat daarmee bij menselijke activiteiten rekening gehouden moest worden. De commissie pleitte voor meer ruimte voor de rivier door een bouwverbod in het winterbed in te stellen en het verbreden en verdiepen van de rivier. De aanleg van kades in combinaties met het verbreden en verdiepen van de rivier zou moeten leiden tot een kans op overstromen van de Maas van 1/250 per jaar. Deze voorstellen moesten binnen twintig jaar worden gerealiseerd. Bij een hogere maatgevende afvoer zou het water echter heel snel stijgen en was het niet uit te sluiten dat er mensen zouden verdrinken.

2.4.2 Deltaplan Grote Rivieren

Kort na het advies van Boertien 2 kwam het hoogwater van 1995. De regering besloot tot het Deltaplan Grote Rivieren. Doel ervan was het versneld aanleggen van kades langs de Maas en het versterken van 150 km rivierdijk. De dijken met een kans op overstromen van 1/100 per jaar moesten binnen twee jaar verbeterd zijn. Om dit te kunnen realiseren werd de verplichte milieueffectrapportage buiten werking gesteld en werden de besluitvormings- en vergunningsprocedures versneld (noodwet). Voor de honderden kilometers te versterken dijk die niet onder het Deltaplan Grote Rivieren vallen gelden weer de normale procedures zoals door Boertien aanbevolen. Deze verbeteringen dienden voor 2001 klaar te zijn.

2.4.3 De beleidslijn "Ruimte voor de rivier"

In de tweede helft van de 90-er jaren heeft het beleid voor de veiligheid tegen overstromingen langs de rivieren een omslag gemaakt. De steeds hogere dijken, hoger in het land stromende rivieren en een steeds verder dalend polderland zijn niet bevorderlijk voor het gevoel van veiligheid en het behoud van de landschaps-, natuur- en cultuurwaarden. Hoe hoger de dijk is, hoe ernstiger de gevolgen van een doorbraak (figuur 1-2). Voor blijvende bescherming tegen overstromingen zijn nieuwe maatregelen nodig. De Rijn krijgt naar verwachting de komende jaren steeds hogere piekafvoeren te verwerken, de zeespiegel stijgt en de uiterwaarden zullen, zonder verdere ingrepen, langzaam verder opslibben. Naast klimaatveranderingen vormen menselijke ingrepen een belangrijke factor: de sponswerking van het stroomgebied (de berging van water in de bodem) hangt af van het landgebruik, en de inrichting van bovenstroomse rivieren is bepalend voor de snelheid waarmee het water tot afstroming komt.

Naar aanleiding van de hoogwaters in 1993 en 1995 heeft het parlement de beleidslijn "Ruimte voor de Rivier" vastgesteld. Deze beleidslijn onderzoekt of een hogere waterafvoer veilig opgevangen kan worden zonder een nieuwe ronde van dijkversterkingen maar door het creëren van ruimte voor de rivier. Tegelijk met het onderzoek ten behoeve van de veilige opvang van een hogere waterafvoer werd in Oost-Nederland onderzoek uitgevoerd naar de

mogelijkheden in dit gebied hogere maatgevende afvoeren van de Rijn veilig te kunnen verwerken, zonder een nieuwe ronde dijkversterkingen te moeten uitvoeren. De resultaten van deze studies, Integrale Verkenning Rijntakken en Ruimte voor Rijntakken (Stand van zaken Ruimte voor Rijntakken, Rijkswaterstaat Directie Oost-Nederland, 1999), geven aan dat ingrepen in het winterbed zoals het verwijderen van obstakels (steenfabrieken, veerstoepen), het verlagen van kribben en het verlagen van de uiterwaarden erg effectief kunnen zijn. In 1997 is eenzelfde verkenning uitgevoerd voor de benedenrivieren, de Integrale Verkenning Benedenrivieren. Deze oplossingsrichting is ook op internationaal niveau overeengekomen (Internationale Rijn Commissie).

2.4.4 Rijn op termijn

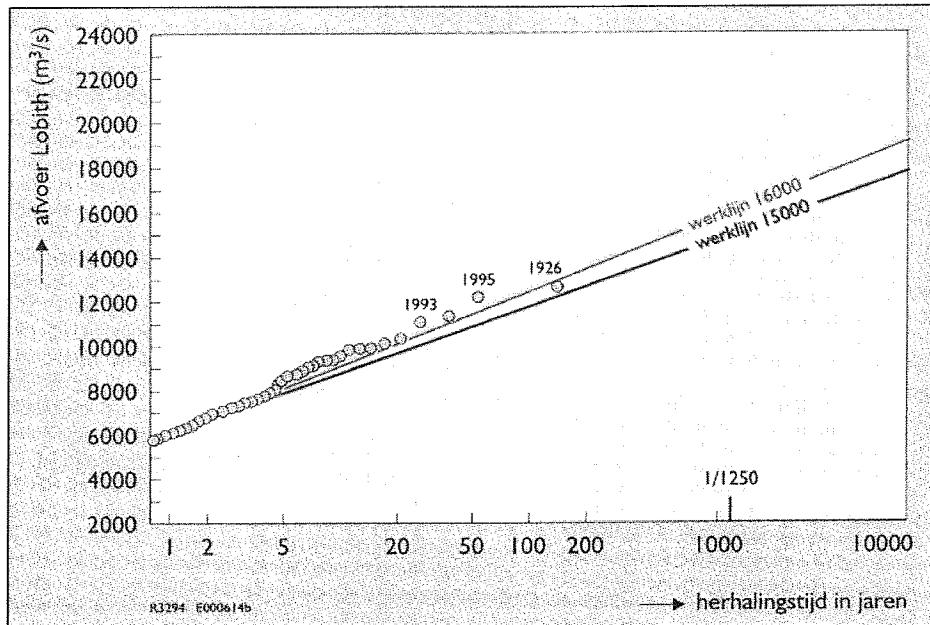
In de studie "De Rijn op Termijn", uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium Delft (WL-Delft), wordt gekeken naar het beheer en de inrichting van het Nederlandse deel van het stroomgebied van de Rijn in de loop van deze eeuw. Hierbij wordt gekeken naar de aspecten *veiligheid, leefbaarheid en bereikbaarheid*:

- Verhogen van de *veiligheid*: verminderen van de risico's verbonden aan hoge afvoeren en een hogere zeespiegel.
- Verbeteren van de *leefbaarheid*: verhogen van de ruimtelijke en landschappelijke kwaliteit door natuurontwikkeling en het verbeteren van de gebruiksmogelijkheden van het rivierengebied.
- Verbeteren van de *bereikbaarheid*: bevorderen van transport over water van goederen en personen.

Klimaatveranderingen en de gevolgen daarvan zijn niet nauwkeurig te voorspellen. Dit geldt ook voor maatschappelijke ontwikkelingen op de lange termijn. Voor de studie zijn dan ook aannames gedaan over de morfologische en hydrologische veranderingen en over de sociaal-economische ontwikkelingen tot het eind van de 21^{ste} eeuw. In "De Rijn op Termijn" is een visie ontwikkeld op de inrichting en het beheer van het rivierengebied aan het eind van deze eeuw waarbij rekening wordt gehouden met onzekerheden in bovengenoemde aspecten. Duurzaamheid van de oplossing wordt hierin bereikt door flexibiliteit van de inrichting van het rivierengebied met voldoende ruimte voor alle functies. Daarnaast heeft "De Rijn op Termijn" aangetoond dat verbeteringen nodig zijn in de bestaande kennis om de toekomstige ontwikkeling van het rivierengebied te kunnen voorspellen. In de oplossing wordt aanbevolen waterbeheer en ruimtelijke ordening te integreren en het strakke onderscheid tussen binnen- en buitendijks gebied op te heffen. Dit sluit aan op de beleidslijn "Ruimte voor de Rivier".

2.5 Ruimte voor Rijntakken

Na de dijkversterkingen in het kader van het Deltaplan Grote Rivieren zullen maatregelen nodig zijn om het huidige beschermingsniveau te handhaven. In het project "Ruimte voor Rijntakken" wordt aan de hand van de beleidslijn "Ruimte voor de rivier" gezocht naar rivierverruimende maatregelen voor het bovenrivierengebied en worden de effecten van deze maatregelen op diverse aspecten getoetst. Deze maatregelen moeten een nieuwe ronde van dijkversterkingen in het bovenrivierengebied voorkomen wanneer de ontwerpafvoer bij Lobith wordt verhoogd van de huidige $15.000\text{m}^3/\text{s}$ naar $16.000\text{m}^3/\text{s}$ in 2001. In figuur 2-4, de werklijn bij Lobith, is te zien dat op basis van de gemeten afvoeren de ontwerpafvoer met een overschrijdingskans van 1/1250 per jaar al $16.000\text{m}^3/\text{s}$ bedroeg. Boertien adviseerde echter in 1992 een ontwerpafvoer van $15.000\text{m}^3/\text{s}$. De grotere ontwerpafvoer leidt tot een stijging van de maatgevende waterstand met 20 tot 30cm. Daarnaast wordt een advies gegeven over de inrichting van de uiterwaarden bij afvoeren hoger dan $16.000\text{m}^3/\text{s}$. De maatgevende afvoer na 2015 wordt geschat op $18.000\text{m}^3/\text{s}$. Uiteindelijk zal moeten worden bepaald welke maatregelen werkelijk nodig zijn voor de opvang van de hogere maatgevende afvoer.

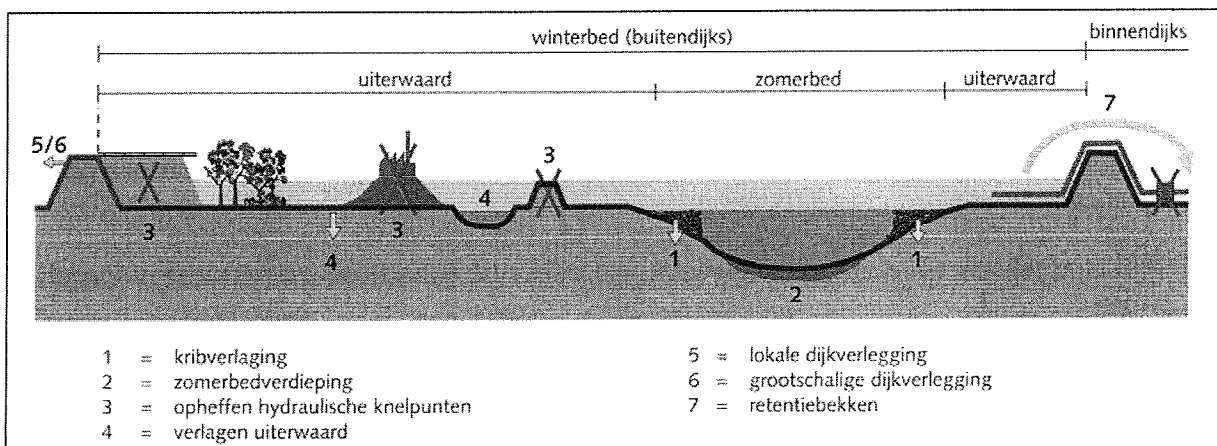


figuur 2-4 Werklijn bij Lobith voor en na de hoogwaters van 1993 en 1995.

Voor de opvang van de nieuw verwachte maatgevende afvoer van $16.000\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith zijn in het kader van "Ruimte voor Rijntakken" pakketten van maatregelen onderzocht. Er wordt van uit gegaan dat met de rivierverruimende maatregelen een waterstandsstijging van ongeveer 30cm kan worden voorkomen. De maatregelen zijn te verdelen in een aantal typen:

- Kleinschalige maatregelen; maatregelen met een lokaal karakter die zijn voortgekomen uit inventarisaties van hydraulische knelpunten.
- Uiterwaardplannen; inrichtingsplannen op uiterwaarniveau.
- Grootschalige maatregelen zoals retentie en grootschalige dijkverlegging.

Naast een inventarisatie van maatregelen is de mogelijkheid van kostenoptimalisatie van de maatregelen bekeken. Behalve het effect van de rivierverruimende maatregelen op de waterstand worden ook de invloeden ervan op landbouw, natuur, landschap en cultuurhistorie, wonen en werken, recreatie, scheepvaart, grondwater binnendijs, grondverwerking en kosten bekeken. Op deze manier komen de mogelijkheden en consequenties van maatregelen in beeld. Hieronder volgt een overzicht van mogelijke maatregelen met een waterstandsverlagende werking.



figuur 2-5 Maatregelen met een waterstandsverlagend effect

1 Kribverlaging:

Deze maatregel kan in principe op alle riviertrajecten worden toegepast en heeft een gunstige verhouding tussen de kosten en het waterstandsverlagende effect. De effecten zijn bovenstrooms het grootst.

2 Zomerbedverdieping:

De verdieping wordt door baggerwerk gerealiseerd. Deze maatregel wordt slechts voor benedenstroomse riviertrajecten overwogen. In de bovenstroomse delen van de Rijntakken vindt door maatregelen in het verleden (normalisatie, bochtafsnijdingen) al erosie van het rivierbed plaats en verdere verdieping van het laagwaterbed is hier ongewenst.

3 Opheffen van hydraulische knelpunten:

Hierbij wordt gedacht aan het verwijderen van zomerkadens, hoogwatervrije terreinen en landhoofden.

4 Verlagen uiterwaard:

Door de uiterwaarden te verlagen wordt bovenstrooms een aanzienlijke waterstandsaling bereikt.

5+6 Lokale en/of grootschalige dijkverlegging:

Dijkverlegging over zeer grote lengten lijkt voor de opvang van een waterafvoer van $16.000\text{m}^3/\text{s}$ een goede mogelijkheid. Een nadeel is het grote ruimtebeslag dat dijkverlegging met zich meebrengt.

7 Retentiebekkens:

Retentiebekkens zijn binnendijkse gebieden die bij hoogwater kunnen worden benut voor waterberging. Retentie is geen maatregel die het doorstroomprofiel bij hoogwater vergroot maar zorgt voor extra berging en geeft benedenstrooms lagere waterstanden.

8 Groene rivieren (niet in figuur 2-5):

Een strook (laaggelegen)land dat alleen bij heel hoog water mee doet aan de rivierafvoer.

De bovengenoemde rivierverruimende maatregelen zijn vooral van toepassing op het bovenrivierengebied. In de overgangsgebieden, de benedenstroomse trajecten van het Rijntakkengebied, wordt de waterstand niet alleen bepaald door de rivierafvoer maar ook door de zeespiegelrijzing of het IJsselmeerpeil en opwaaiing. Hierdoor is de waterstand moeilijker omlaag te brengen met behulp van rivierverruimende maatregelen. Opmerkelijk is dat vrijwel alle genoemde maatregelen zijn gericht op vergroting van de afvoercapaciteit van de rivier. De mogelijkheden voor retentie/berging van water zijn nog nauwelijks onderzocht.

2.6 Retentie en noodoverloop**2.6.1 De geschiedenis van overlaten**

Al tijdens de middeleeuwen werden de eerste overlaatsystemen toegepast. In die periode werd begonnen met het bedijken van rivieren waar voldoende veiligheid tegen overstromen geboden moest worden en werden binnendijkse overloopgebieden aangelegd op plaatsen waar bescherming tegen een overstroming niet nodig was. Het principe van deze overlaten komt overeen met het principe van de plannen voor retentiepolders van nu. In de loop van de tijd zijn er langs alle grote Nederlandse rivieren overlaten aangelegd. Dit waren uitsluitend niet-regelbare overlaten. Aan het eind van de 19^{de} eeuw zijn deze overlaten bijna allemaal gesloten. Hiervoor waren twee redenen:

- Het landgebruik werd steeds intensiever waardoor de schade bij overstromen te groot werd.
- Het versterken van de dijken leverde technisch gezien steeds minder problemen op.

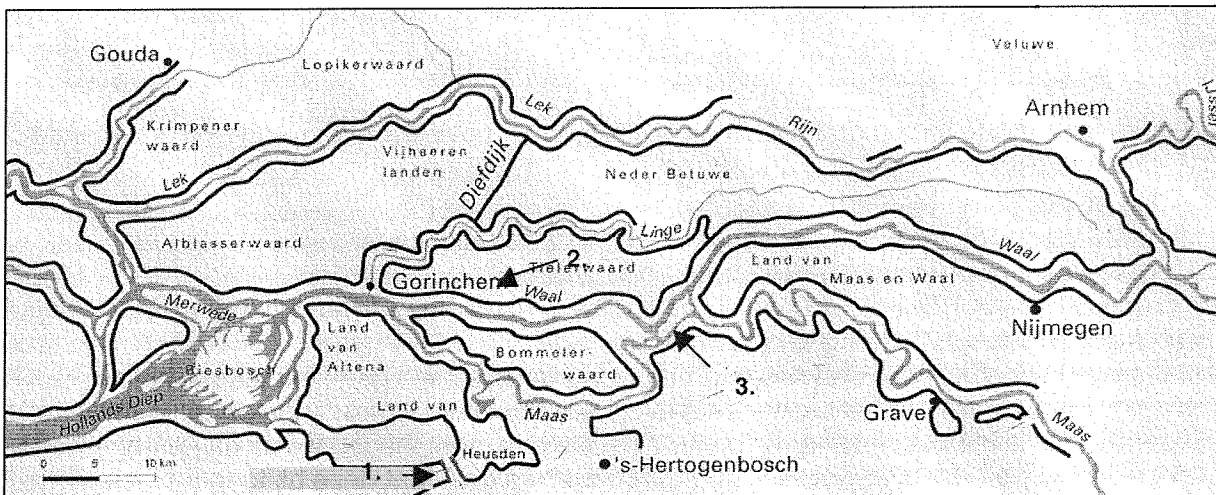
Sinds 1750 zijn er al plannen gemaakt om in geval van nood de dijken bewust door te steken om het water weg te laten stromen naar het zuidwesten, weg van Holland. Deze zijdelingse afleidingen kunnen al gezien worden als overlaten. Maar tegen deze plannen kwam veel verzet omdat geen enkele provincie overstroomd wilde raken ten gunste van een andere. In

1809 werd het 'Comité Central du Waterstaat' ingesteld die de plannen voor de toepassing van overlaten uitwerkte. De commissie stelde een afleiding van de Boven-Rijn naar de IJssel voor via een overlatenstelsel, een aantal zijdelingse afleidingen bij de IJssel zelf en een grootschalig plan bij de Linge: de Lingewerken met de Dalemse overlaten. Onder andere door de plannen voor grootschalige rivierverbeteringen in 1850 zijn uiteindelijk slechts een beperkt aantal overlaten en afleidingen gerealiseerd. In Nederland zijn er in totaal 40 overlaten geweest.

Niet van alle overlaten is bekend hoe zij functioneerden. De grote systemen zoals de Baardwijkse overlaat werden afhankelijk van de hoogste waterstand vrijwel elk jaar ingezet. Andere systemen hebben echter nooit gewerkt of in ieder geval niet op de manier waarop ze oorspronkelijk bedoeld waren. Zo is bijvoorbeeld de Bingerdense overlaat bij de IJssel aangelegd als uitlaat voor water dat het gebied binnenstroomde via de Liemerse overlaat. De Bingerdense overlaat was echter zoveel hoger dan de Liemerse overlaat dat ze nooit in combinatie hebben gewerkt. (G.P. van de Ven, Verbetering van de Rijntakken tussen 1850 en 1920.)

Overlaten Rijn en Waal (figuur 2-6)

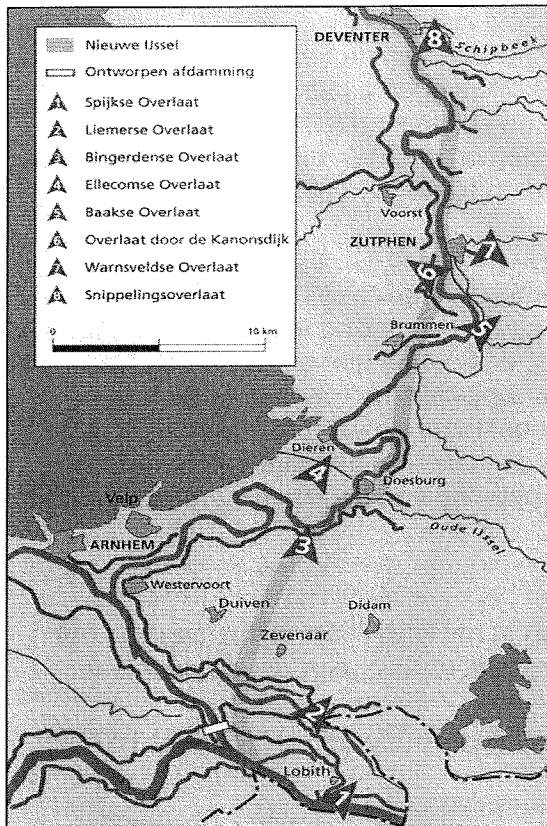
- Pannerdense overlaat (groene rivier): aangelegd in het kader van verruiming van het Pannerdense Kanaal na sluiting van Spijkse overlaat; functioneert om de paar jaar.
- Baardwijkse overlaat (nr. 1).
- Heerewaardense overlaten: van Waal naar Maas; functioneerde van 1870 tot 1892 (nr. 3).
- Dalemse overlaten/Lingewerken: functioneren sinds 1807 tot nu (nr. 2).



figuur 2-6 De overlaten langs de Rijn en Waal (G.P. van de Ven, 1993)

Overlaten IJssel (figuur 2-7)

- Spijkse of Lobithse Overlaat naar Rijnstrangengebied: aangelegd in 1745; geleidelijk verhoogd tot totale sluiting in 1959 (nr. 1).
- Liemerse overlaat: bedoeld voor extreme afvoer via Spijkse overlaat; uitgevoerd in 1809 maar nooit afgemaakt; gesloten in 1852 (nr. 2).
- Bingerdense overlaat (nr. 3).
- Ellecomse overlaat (nr. 4).
- Baakse overlaat (nr. 5).
- Overlaat door de Kanonsdijk (nr. 6).
- Warnveldse overlaat (nr. 7).
- Snijplingse overlaat (nr. 8).



figuur 2-7 De overlaats langs de IJssel (A.M.A.J. Driessen, G.P. van de Ven, H.J. Wasser, 2000)

2.6.2 Retentiepolders

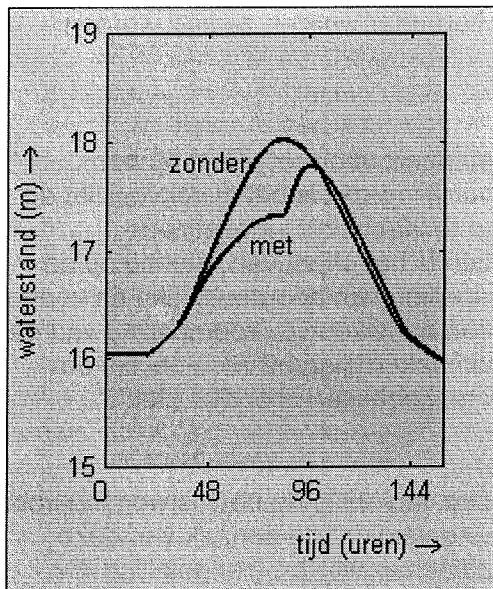
In deze paragraaf worden onderstaande aspecten met betrekking tot retentie kort behandeld:

- Het verschil tussen berging en retentie
- Het principe van retentie
- Het verschil tussen noodoverloopgebieden en retentiepolders
- Risico's en onzekerheden met betrekking tot retentie

Het verschil tussen berging en retentie

Binnen een schematisatie van het rivierbed wordt onderscheid gemaakt tussen het stroomvoerende deel en het bergende deel. Dit onderscheid varieert nog per afvoerniveau. Bijvoorbeeld havens of plassen die onder normale omstandigheden water bergen en tijdens hoogwater stroomvoerend worden. Voor uiterwaarden geldt dat deze bij toenemende afvoer in eerste instantie water bergen en pas bij nog hogere afvoer stroomvoerend worden. Onder maatgevende omstandigheden draagt de afvoercapaciteit van de uiterwaarden voor een zeker deel bij aan de totale afvoercapaciteit van de Nederlandse Rijntakken. Van nature is er dus altijd al een zekere bergingscapaciteit aanwezig in het riviersysteem. Dit resulteert in een natuurlijke afvlakking van de afvoergolf. De uiterwaarden vormen een natuurlijke buffer om hoge rivierafvoeren te kunnen opvangen.

Retentiebekkens zijn binnendijsks gelegen gebieden die bij extreme waterafvoeren tijdelijk kunnen worden gebruikt voor de opvang van rivierwater (figuur 1-3). Dit gebeurt dan op het moment dat de top van de afvoer voorbijkomt. Hierdoor dalen de hoogwaterstanden benedenstrooms van het bekken ten opzichte van de waterstanden die zouden optreden zonder gebruik van een retentiebekken. In figuur 2-8 is een voorbeeld van de werking van retentie gegeven (Retentie langs Rijn, RWS-RIZA, 1999).



figuur 2-8 Waterstand in de rivier met en zonder toepassing van retentie (WL-Delft, 1999)

Het principe van retentie

Rivierwater stroomt de retentiepolder in via een overlaat. Een overlaat is een verlaging in een waterkering die bij hoge waterstanden zijdelings rivierwater afvoert om zo nog hogere waterstanden te voorkomen. Bij een groene rivier is er sprake van een inlaat en verder benedenstrooms een uitlaat. De uitlaat ligt dan op een plek waar de rivier breder is en zonder bezwaar alle water kan afvoeren. Het water stroomt dus in het geïnundeerde gebied mee. Als er maar één overlaat aanwezig is waardoor het water naar binnen stroomt en na de hoogwaterpiek weer wegstroomt is er sprake van een retentiebekken. De hoofdfunctie van zo'n systeem is dan tijdelijke berging. Het effect van retentie op de hoogwaterstanden hangt vooral af van:

- de locatie van het gebied: naarmate het retentiegebied meer benedenstrooms ligt, profiteert een kleiner gebied van de reductie van de topafvoer. Voor de Waal betekent dit dat een overlaat zo dicht mogelijk bij Lobith een waterstandsverlagend effect langs een zo groot mogelijk deel van de rivier oplevert.
- de oppervlakte en de gemiddelde hoogteligging van het retentiegebied; deze bepalen de capaciteit van het retentiebekken.
- de maximaal optredende afvoer en de vorm van de afvoergolf; naarmate de golf hoger en langduriger is, zal een groter retentievolume nodig zijn.
- het ontwerp van de inlaat en het moment waarop de retentiepolder in werking wordt gesteld.

Het verschil tussen noodoverloopgebieden en retentiepolders

Naast structurele maatregelen met betrekking tot de veiligheid wordt ook gedacht aan maatregelen tegen de gevolgen van nog extremere hoogwaters dan waarin de veiligheidsnormen voorzien. In het rivierengebied gaat het hierbij om het aanwijzen van gebieden -noodoverloopgebieden- die in geval van extreme (boven maatgevende) omstandigheden gecontroleerd onder water kunnen worden gezet om te voorkomen dat benedenstrooms grotere schade ontstaat. Het principe van noodoverloopgebieden is hetzelfde als van retentiepolders. Het verschil is dat noodoverloopgebieden alleen in geval van extreme (boven maatgevende) omstandigheden worden ingezet en retentiebekkens als structurele maatregel voor waterstandsverlaging tijdens hoogwater worden gebruikt.

Risico's en onzekerheden met betrekking tot retentie

Aan het gebruik van retentiebekkens zijn een aantal risico's verbonden die de effectiviteit beïnvloeden en aspecten waarmee rekening moet worden gehouden bij aanwijzen van

retentiegebieden en het ontwerpen van het inlaatwerk. Hieronder worden ze kort worden samengevat.

- Onzekerheidsaspecten in de rivierafvoer.
Het tijdstip van inzetten van een retentiebekken is belangrijk voor het effect op het waterstandsverloop. Wanneer het bekken te vroeg wordt ingezet is het al vol voordat de piekafvoer de overlaat passeert. Wanneer het bekken te laat wordt ingezet is de piekafvoer de overlaat al gepasseerd. In beide gevallen is het effect van retentie op de waterstand beperkt. Voor retentie is een goede voorspelling van hoogte, tijdstip en vorm van de afvoergolf nodig. Het probleem hierbij is dat een nauwkeurige voorspelling van de afvoer pas één tot twee dagen vooruit kan worden gemaakt (Bijlage 2-B). Veel tijd om een beslissing te nemen over het inzetten van een retentiebekken is er dus niet.
- Maatschappelijke acceptatie
Door de hoogwaters van '93 en '95 en de wateroverlast van '98 is de bewustwording voor hoogwaters in Nederland toegenomen. Dit heeft ertoe geleid dat de aanpak van deze problemen kan rekenen op een grote politieke en maatschappelijke belangstelling. Dit blijkt uit ondermeer de snelle voortgang van de uitvoering van het Deltaplan Grote rivieren. Rekening moet echter worden gehouden met het feit dat, hoe langer het geleden is dat er wateroverlast is geweest, des te minder de betrokkenen zich er van bewust zijn dat er weer wateroverlast kan plaatsvinden. Bij de afweging over het al dan niet reserveren van ruimte voor retentiegebieden zal moeten worden nagegaan of er juridische aanpassingen nodig zijn (C.O.G. van Haselen en W. van de Langeheem, 1999).
- Technisch ontwerp en sturing van inlaatwerken
Bij het ontwerp van een inlaatwerk zijn de hoogte, breedte en de vorm zeer bepalend voor de werking ervan. Deze drie beïnvloeden de te bereiken afvlakking van de afvoergolf en daardoor een efficiënt gebruik van het retentiegebied. Hoe breder de overlaat hoe meer water aan de rivier wordt onttrokken. Hoe hoger de drempel waarover water het retentiegebied instroomt hoe later en minder water het gebied instroomt.

2.6.3 Inlaatwerken

Voor het inlaatwerk zijn een aantal alternatieven mogelijk die in deze paragraaf kort toegelicht worden.

Vaste overlaat:

Bij een vaste hoogte van de overlaat (drempelhoogte) zal altijd bij een zelfde waterstand voor de overlaat, water aan de rivier worden onttrokken. Dit kan ertoe leiden dat het retentiegebied al vol zit voordat de top van de afvoergolf de overlaat is gepasseerd. Benedenstrooms wordt dan nog steeds de waterstand bereikt die zonder overlaat ook bereikt zou worden.

Flexibele overlaat:

Omdat geen afvoergolf gelijk is, is een bestuurbare of flexibele overlaat een goed alternatief voor de vaste overlaat. De hoogte van de overlaat kan dan ingesteld worden op de hoogte, duur en vorm van de afvoergolf. Met behulp van voorspellingsmodellen kunnen de verwachte afvoer en waterstand, als functie van tijd, bij Lobith berekend worden met een nauwkeurigheid van 10 cm voor een dag vooruit en 15 cm voor twee dagen vooruit. Afhankelijk van de voorspelling kan de overlaat, eventueel met een Beslissing Ondersteunend Systeem, bestuurd worden.

Onderspuier:

Als laatste alternatief wordt een onderspuier genoemd. Dit is een afgesloten gat in de dijk dat bij hoogwater geopend kan worden. Hier wordt in het voorliggend onderzoek niet naar gekeken.

3 Model overlaat

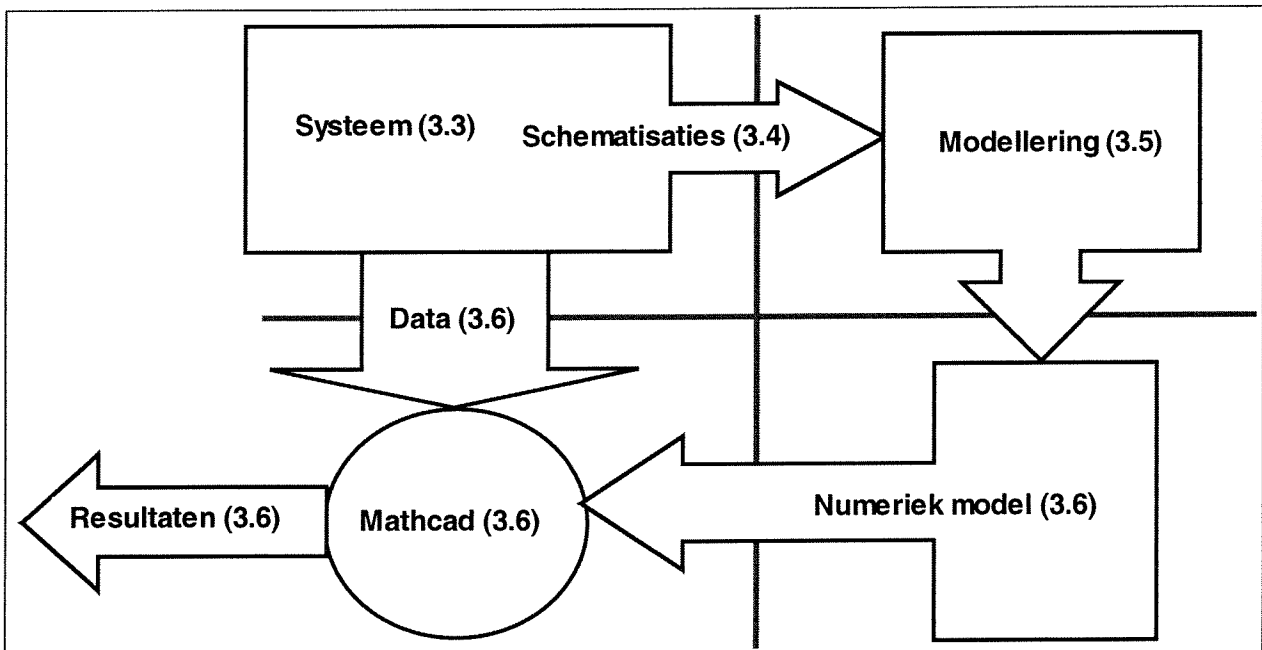
3.1 Inleiding

Het doel van dit hoofdstuk is inzicht te krijgen in de effecten die met een overlaat bereikt kunnen worden, de benodigde geometrie van de overlaat en de benodigde oppervlakte aan retentiepolder om het debiet over de overlaat op te vangen. Er wordt in eerste instantie van uit gegaan dat water dat over de overlaat wordt afgevoerd onbeperkt geborgen kan worden.

In dit hoofdstuk wordt een model opgezet waarmee:

- De benodigde drempelhoogte en breedte van een overlaat kunnen worden bepaald wanneer de maximaal toelaatbare waterstand benedenstrooms van de overlaat bekend is.
- Het waterstands- en debietsverloop direct benedenstrooms van de overlaat kunnen worden bepaald wanneer de afmetingen van de overlaat en het debiet bovenstrooms van de overlaat gegeven zijn.
- Een indruk kan worden gegeven van de benodigde oppervlakte aan retentiepolder wanneer berging niet onbeperkt kan plaatsvinden.

Vervolgens wordt het model gedemonstreerd aan de hand van vier cases. In case 1 is de invoer in het model eenvoudig gehouden. Bij de cases 2, 3 en 4 wordt de invoer steeds wat meer aan de werkelijkheid aangepast. In figuur 3-1 is een overzicht van de totstandkoming van het model gegeven (Stelling, 1997). Tussen haakjes staat het nummer van de paragraaf waarin het onderdeel wordt behandeld. In paragraaf 3.2 wordt ingegaan op de theorie van hoogwatergolven waarvan in dit hoofdstuk gebruik wordt gemaakt. Paragraaf 3.3 geeft een systeembeschrijving. In paragraaf 3.4 volgt de schematisatie van het systeem en in paragraaf 3.5 de modellering. Paragraaf 3.6 omvat de vier cases. Tot slot volgen in paragraaf 3.7 de conclusies van dit hoofdstuk.



figuur 3-1 Modelopbouw met paragraafnummer (zie Stelling, 1997)

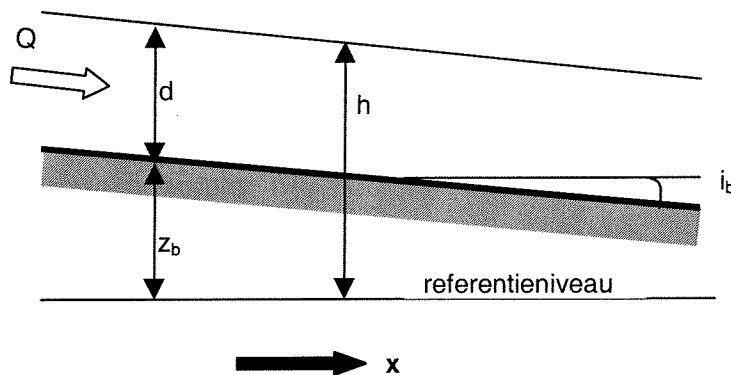
3.2 Basisvergelijkingen berekeningen hoogwatergolven

In deze paragraaf wordt kort ingegaan op de vergelijkingen voor de berekeningen van hoogwatergolven waarvan in dit onderzoek gebruik wordt gemaakt. Uitgangspunt hiervoor

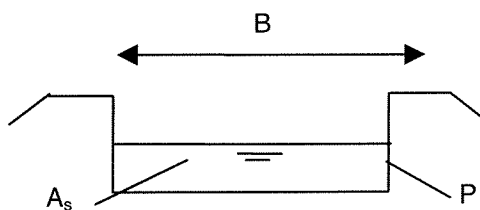
zijn de vergelijkingen van De Saint Venant; de bewegingsvergelijking en de continuïteitsvergelijking. Vervolgens worden deze vergelijkingen vereenvoudigd door een aantal aannames te doen.

3.2.1 Het volledige stelsel vergelijkingen van De Saint Venant

De basis voor analyses en berekeningen van hoogwatergolven wordt gevormd door de vergelijkingen van De Saint-Venant (1871) (éédimensionale lange-golfvergelijkingen).



figuur 3-2 Definitieschets waterbeweging lengteprofiel rivier



figuur 3-3 Definitieschets waterbeweging dwarsprofiel rivier

- h = waterstand ten opzichte van referentieniveau (NAP +m)
- d = waterdiepte ten opzichte van rivierbodem (m)
- Q = debiet (m^3/s)
- i_b = bodemhelling (-)
- z_b = bodemniveau (NAP +m)
- t = tijd (s)
- x = coördinaat langs rivieras (m)
- c_f = dimensieloze weerstandscoefficiënt (-)
- B = breedte rivier (m)
- $R = A_s / P$, hydraulische straal (m)
- A_s = stroomvoerend oppervlak van het dwarsprofiel (m^2)
- P = natte omtrek stroomvoerend profiel (m)

De vergelijkingen van De Saint-Venant zijn:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{Continuïteitsvergelijking}) \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A_s} \right) + g A_s \frac{\partial h}{\partial x} + c_f \frac{Q^2}{A_s R} = 0 \quad (\text{Bewegingsvergelijking}) \quad (3.2)$$

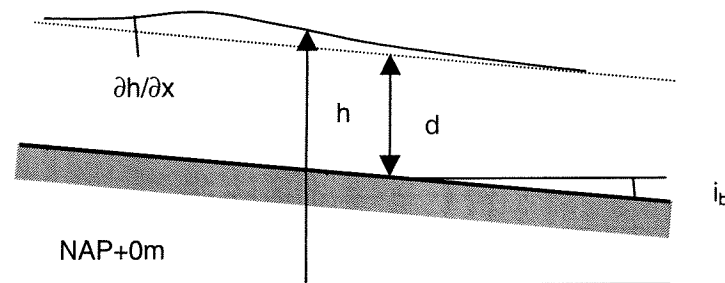
3.2.2 Vereenvoudigende aannamen

- Verwaarlozing traagheidstermen
Om inzicht te krijgen in de grootte-orde van de verschillende termen in de vergelijkingen is door De Vriend (1999) een schaling uitgevoerd. Het doel hiervan was voor de situatie van een hoogwaterafvoergolf te bepalen welke termen in de continuïteitsvergelijking en de bewegingsvergelijking belangrijk zijn en welke termen eventueel verwaarloosd kunnen worden. Elke variabele, afhankelijk of onafhankelijk, is geschreven als het product van een constante schaalfactor en een dimensieloze variabele zodat de schaalfactor de relevante grootte-orde weergeeft en de dimensieloze variabele van de orde 1 is. De waarden van de factoren leiden tot de conclusie dat de weerstandsterm veel groter is dan de traagheidstermen en van dezelfde grootte orde als de verhangterm. De traagheidstermen in de bewegingsvergelijking (3.2) worden daarom verwaarloosd. De bewegingsvergelijking vereenvoudigt daarmee tot:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + c_f \frac{Q^2}{gA_s^2 R} = 0$$

De schaling volgens De Vriend (1999) is voor een hoogwatergolf op de Waal uitgevoerd in bijlage 3-A.

- Verwaarlozen invloed hoogwatergolf op momentane verhang van de waterspiegel



figuur 3-4 Verhang in de hoogwatergolf

Wanneer de invloed van de hoogwatergolf op het verhang van de waterspiegel klein is ten opzichte van de bodemhelling ($|\partial d/\partial x| \ll i_b$) kan het verhang van de waterspiegel i_w worden vervangen door de bodemhelling i_b . Er is dan sprake van een quasi-uniforme stroming. Wanneer het debiet wordt uitgeschreven volgt:

$$Q = A_s \sqrt{g R i_b / c_f} \quad (3.3)$$

De waterdiepte waarbij deze situatie zich voordoet is de evenwichtsdiepte. Wanneer het dwarsprofiel, c_f , i_b en het debiet Q bekend zijn kan de evenwichtsdiepte berekend worden.

- Verwaarlozing variatie c_f met d
Voor het stroomvoerend oppervlak A_s kan worden geschreven $A_s = B d$. Wanneer voor het stroomvoerend oppervlak geldt dat de breedte B groot is ten opzichte van de waterdiepte d geldt voor de hydraulische straal R :

$$R = \frac{dB}{B + 2d} \quad \text{met } B \gg d \quad \rightarrow R \approx d$$

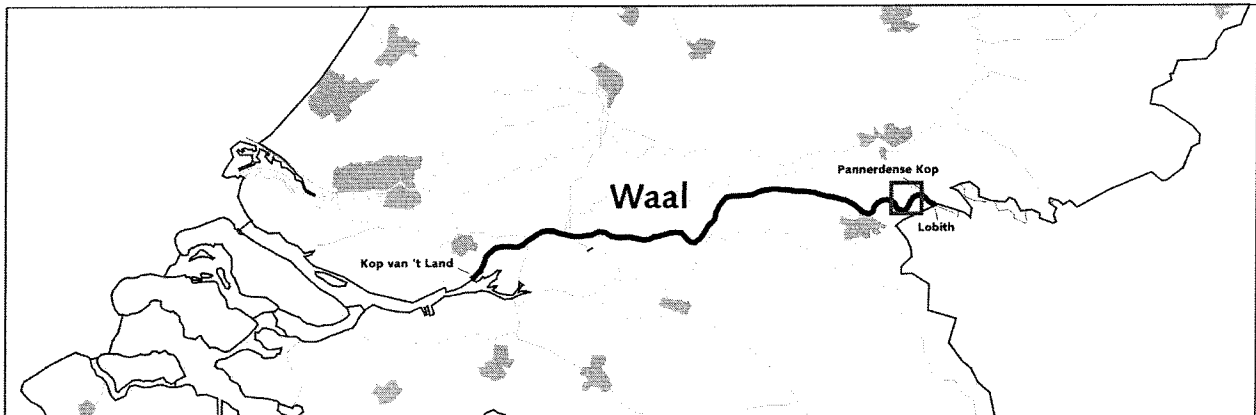
A_s en R worden gesubstitueerd in vergelijking (3.3). Voor Q volgt:

$$Q = Bd \sqrt{g d i_b / c_f} = B d^{3/2} \sqrt{g i_b / c_f} \quad (3.4)$$

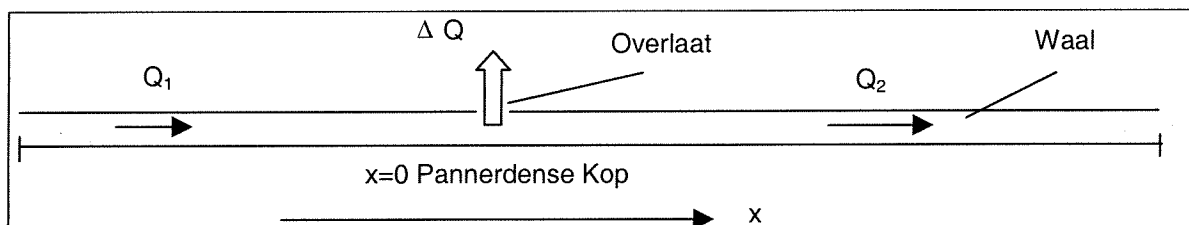
Met c_f =constant varieert Q met $d^{3/2}$.

3.3 Systeembeschrijving

Het studiegebied in dit hoofdstuk wordt beperkt tot de overlaat en een stuk van de Waal direct boven- en benedenstrooms van de overlaat. De overlaat wordt in de dijk gesitueerd direct benedenstrooms van het splitsingspunt Pannerdense Kop (figuur 3-5). Hiermee kan een debiet ΔQ aan het bovenstroomse debiet Q_1 worden onttrokken. Het nieuwe debiet benedenstrooms van de overlaat is Q_2 . Het systeem is in figuur 3-6 gegeven.



figuur 3-5 Studiegebied, aangegeven in de rode rechthoek



figuur 3-6 Systeem van rivier en overlaat

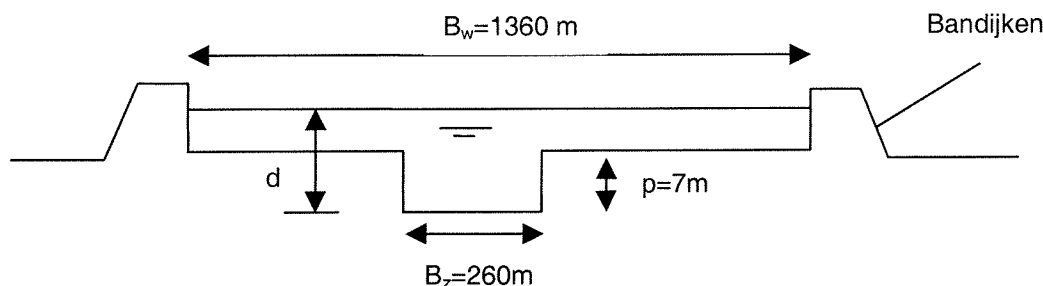
3.4 Schematisatie

Het systeem uit paragraaf 3.3 is op te delen in twee deelsystemen, de rivier en de overlaat, die ieder apart worden geschematiseerd. In deze paragraaf volgen de uitgangspunten waarop de schematisaties zijn gebaseerd en de schematisaties van de rivier (paragraaf 3.4.1) en van de overlaat (paragraaf 3.4.2).

3.4.1 Rivier

– Dwarsprofiel:

Voor het dwarsprofiel van de Waal wordt uitgegaan van één representatief dwarsprofiel voor de hele rivier waarbij onderscheid gemaakt wordt tussen het zomer- en winterbed. Het winterbed wordt stroomvoerend verondersteld. In figuur 3-7 is het dwarsprofiel gegeven (Waterloopkundig Laboratorium, 1993).



figuur 3-7 Dwarsprofiel Waal met zomer- en winterbed

B_z = breedte zomerbed (m)

B_w = breedte winterbed (m)

p = diepte zomerbed (m)

d = waterdiepte vanaf bodemniveau zomerbed (m)

– Bodemligging:

De bodemligging wordt constant in de tijd verondersteld. Variaties als gevolg van sedimenttransport worden buiten beschouwing gelaten. De gehanteerde bodemligging ter plekke van de overlaat ($z_b(0)$) is verkregen door middeling van de bodemligging zoals beschreven in de studie *Uitgangspunten Rivierdijkversterking* (Waterloopkundig Laboratorium & EAC Rand, 1983) en de *Integrale Verkenning van de Rijntakken* (Waterloopkundig Laboratorium & Geodan, 1994), zie De Jager (1998). Er geldt: $z_b(0) = \text{NAP} + 2.75\text{m}$. Voor het bodemverhang i_b van de Waal wordt een constante waarde van $1 \cdot 10^{-4}$ genomen.

– Bodemruwheid:

Voor de dimensieloze wrijvingscoëfficiënt c_f geldt:

$$c_f \approx 0.015 \left(\frac{k}{R} \right)^{1/3} \quad (3.5)$$

waarin:

k = bodemruwheidshoogte (m)

R = hydraulische straal (m)

Hier wordt voor k de waarde 0.1 m genomen (Waterloopkundig Laboratorium, 1993). Wanneer de waterdiepte gelijk aan de diepte van het zomerbed (p) wordt gesteld geldt voor de hydraulische straal R :

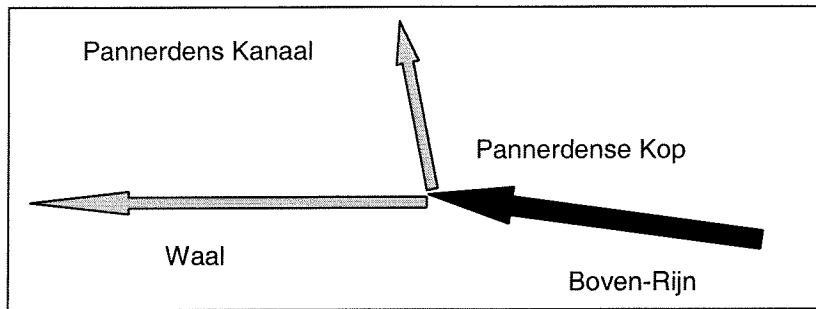
$$R = \frac{pB_z}{B_z + 2p} = \frac{7\text{m} * 260\text{m}}{260\text{m} + 2 * 7\text{m}} = 6.64\text{m}$$

De dimensieloze wrijvingscoëfficiënt c_f wordt gevonden door substitutie van k en R in (3.5) en is onafhankelijk van de waterdiepte en de bodemruwheidshoogte gesteld. De waarde van c_f wordt:

$$c_f \approx 0.015 \left(\frac{0.1}{6.64} \right)^{1/3} = 0.004$$

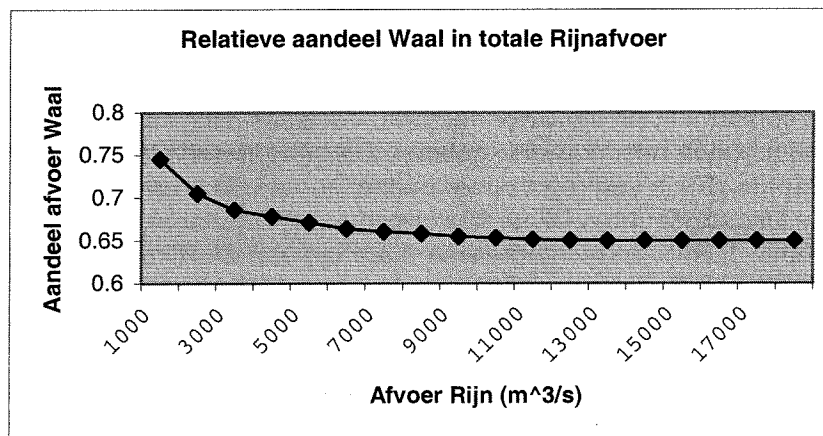
– Afvoerverdeling splitsingspunt Pannerdense Kop:

Bij Pannerdense Kop splitst de Boven-Rijn in de Waal en het Pannerdens Kanaal (figuur 3-8).



figuur 3-8 Splitsingspunt Pannerdense Kop

De afvoerverdeling van Rijnwater over de Waal en het Pannerdens Kanaal is weergegeven in figuur 3-9 (zie Waterloopkundig Laboratorium & Grontmij, 1994).

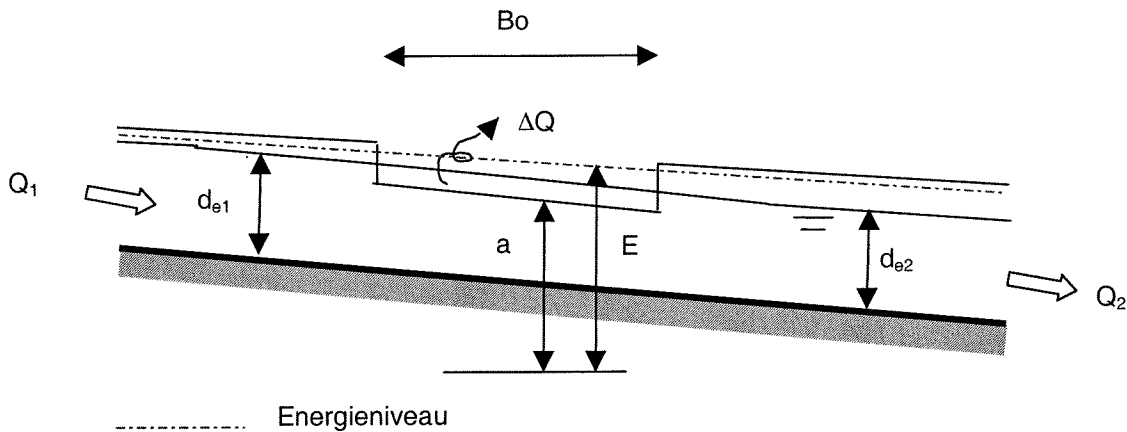


figuur 3-9 Afvoerverdeling Rijnwater over Waal en Pannerdens Kanaal (Waterloopkundig Laboratorium & Grontmij, 1994)

Voor de afvoeren waarmee in het model gaat worden gerekend (groter dan 10.000m³/s op de Boven-Rijn bij Lobith) wordt aangenomen dat 64% over de Waal wordt afgevoerd en 36% over het Pannerdens Kanaal. Gegeven een debiet op de Boven-Rijn volgt hieruit het debiet op de Waal.

3.4.2 Overlaat

- Locatie overlaat:
De overlaat wordt direct benedenstrooms van Pannerdense Kop op x=0km aangelegd (figuur 3-6).
- Afvoer over overlaat:
Er wordt van uitgegaan dat berging achter de overlaat onbeperkt kan plaatsvinden en de stroming over de overlaat als volkomen kan worden beschouwd.
- Waterstandsverloop langs overlaat:



figuur 3-10 Waterstandsverloop en energieniveau langs overlaat

Q_1 = debiet bovenstrooms van de overlaat (m^3/s)

Q_2 = debiet benedenstrooms van de overlaat (m^3/s)

ΔQ = debiet over de overlaat (m^3/s)

d_{e1} = evenwichtswaterdiepte bovenstrooms van de overlaat (m)

d_{e2} = evenwichtswaterdiepte benedenstrooms van de overlaat (m)

E = energieniveau (NAP+m)

Om het debiet over de overlaat ΔQ te berekenen moet het waterstandsverloop langs de overlaat bekend zijn. De energiehoogte boven de bodem langs de overlaat kan constant worden verondersteld (figuur 3-10), zie De Marchi (1934) en Dominguez (1935). Stroming in Nederlandse natuurlijke waterlopen is meestal subkritisch. De waarde van het Froudegetal (Fr) is meestal kleiner dan 1. Voor de Nederlandse rivieren geldt voor een gemiddelde afvoer bijvoorbeeld $U \approx 1.6 m/s$ (stroomsnelheid) en $d \approx 5 m$ (waterdiepte). Hieruit volgt:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gd}} = \frac{1.6 m/s}{\sqrt{9.81 m/s^2 * 5 m}} = 0.23$$

De stroming door de Waal is subkritisch. Over het riviertraject langs de overlaat neemt de stroomsnelheid af. Dit betekent dat, bij een constante energiehoogte boven de bodem, de waterdiepte over dit traject toeneemt (Bijlage 3-A). Aan de hand van een voorbeeld wordt het waterstandsverloop langs de overlaat bekeken waarbij rekening wordt gehouden met een bodemhelling (i_b).

Gegeven zijn:

$Q_1 = 16.000 m^3/s$

$\Delta Q = 1.000 m^3/s$

$U \approx 1.6 m/s$

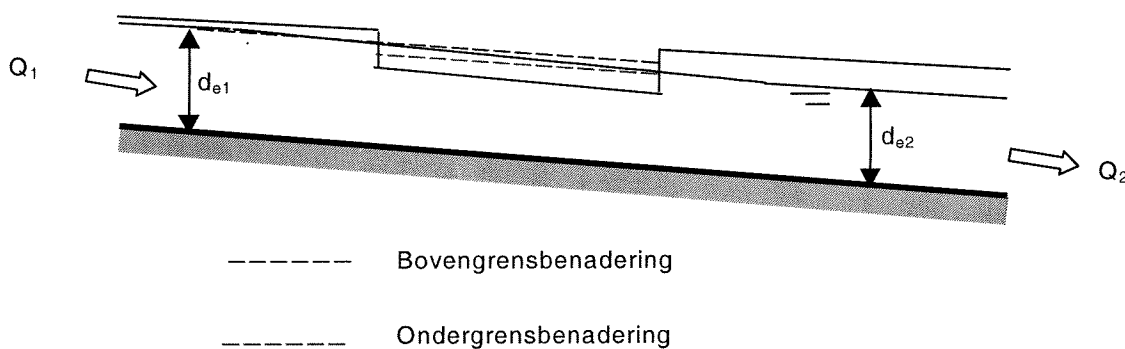
$i_b = 10^{-4}$

$Bo = 1000 m$

Als gevolg van het debiet over de overlaat daalt de stroomsnelheid over het riviertraject naast de overlaat met ongeveer 6% en de snelheidshoogte met ongeveer 13% ofwel ongeveer 0.02m. De waterdiepte over het traject neemt toe met ongeveer 0.02m. De waterstandsstijging over het traject als gevolg van de bodemhelling volgt uit $i_b * Bo$ en bedraagt 0.10m. Hieruit volgt dat over het riviertraject langs de overlaat de waterdiepte toeneemt. In figuur 3-10 is het waterstandsverloop langs de overlaat geschetst. Voor de waterdiepte langs de overlaat worden twee benaderingen onderscheiden:

1. Bovengrensbenadering voor afvoer over overlaat:
Voor de waterdiepte langs de overlaat wordt de evenwichtswaterdiepte bovenstrooms van de overlaat (d_{e1}) aangenomen. De werkelijke waterdiepte langs de overlaat is kleiner. Het debiet over de overlaat wordt bepaald door de waterdiepte voor de overlaat. Een grotere waterdiepte geeft een groter debiet over de overlaat. Bij de bovengrensbenadering voor de afvoer over de overlaat is het werkelijke debiet over de overlaat dus kleiner dan uit de berekening zal volgen. De bovengrensbenadering is dus ongunstig wanneer je er zeker van wilt zijn dat een bepaald debiet ook werkelijk over de overlaat zal worden afgevoerd.
2. Ondergrensbenadering voor afvoer over overlaat:
Voor de waterdiepte langs de overlaat wordt de evenwichtswaterdiepte benedenstrooms van de overlaat (d_{e2}) aangenomen. De werkelijke waterdiepte ter plaatse van de overlaat is groter. Bij de ondergrensbenadering voor de afvoer over de overlaat is het werkelijke debiet over de overlaat groter dan uit de berekening zal volgen. De ondergrensbenadering is gunstiger ten opzichte van de bovengrensbenadering wanneer je er zeker van wilt zijn dat een bepaald debiet ook werkelijk over de overlaat zal worden afgevoerd.

Om bij het ontwerp van de overlaat aan de veilige kant te zitten wordt de ondergrensbenadering voor de afvoer over de overlaat toegepast.

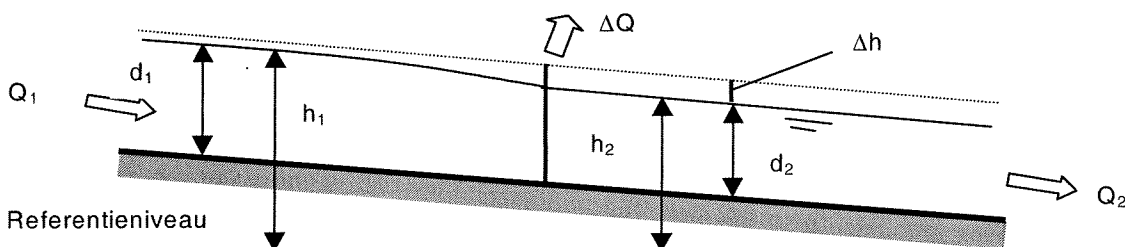


figuur 3-11 Boven- en ondergrensbenadering voor de afvoer over de overlaat

3.5 Modelling

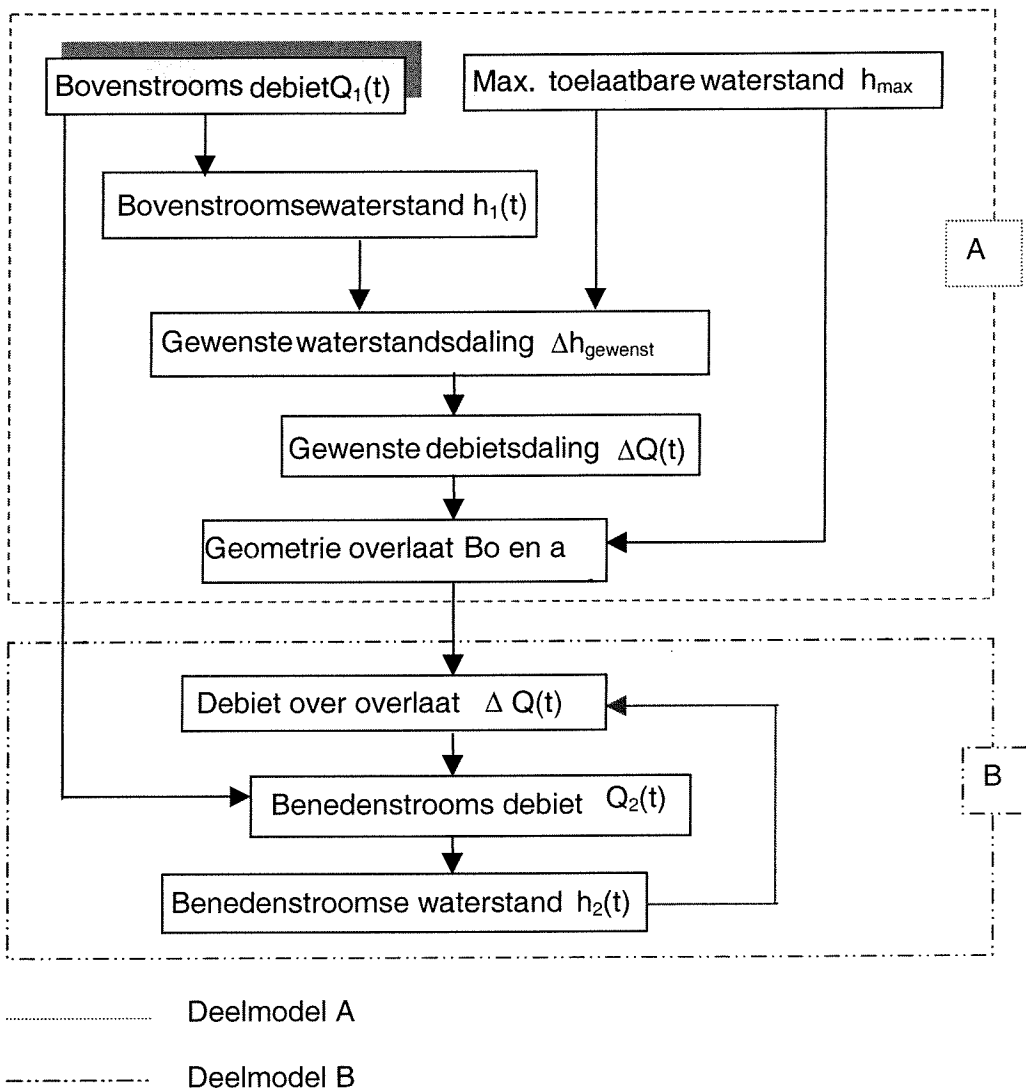
In deze paragraaf volgt de modellering. In paragraaf 3.5.1 wordt ingegaan op de opzet die is gebruikt. In de paragrafen 3.5.2 en 3.5.3 worden de vergelijkingen voor het model beschreven die vervolgens in paragraaf 3.5.4 worden opgelost.

3.5.1 Opzet



figuur 3-12 Definitieschets systeem

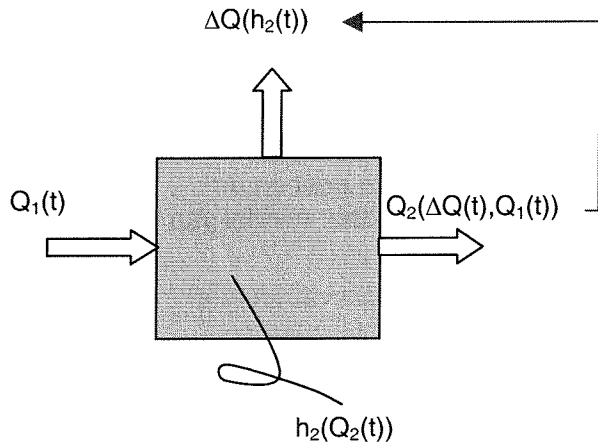
In dit hoofdstuk wordt een model opgezet waarmee een ontwerpgrafiek wordt afgeleid voor de drempelhoogte a (NAP +m) en breedte van de overlaat B_o (m) (deelmodel A). Vervolgens wordt een model opgezet waarmee het debiet over de overlaat (ΔQ), het debiet benedenstrooms van de overlaat (Q_2), en de waterstand benedenstrooms van de overlaat (h_2), kunnen worden berekend (deelmodel B). In figuur 3-12 is een definitieschets van het systeem gegeven. In figuur 3-13 is de samenhang tussen de grootheden en de modellen weergegeven in een relatiediagram. De externe grootheden zijn geel en de toestandsgrootheden wit. De samenhang wordt weergegeven door middel van pijlen. Een pijl van A naar B betekent dat B beïnvloed wordt door (o.a.) A.



figuur 3-13 Relatieschema tussen de grootheden en de modellen

Wanneer $Q_1(t)$ en de maximaal toelaatbare waterstand h_{\max} bekend zijn (externe grootheden) kunnen met de relaties tussen de grootheden direct het maximaal gewenste debiet over de overlaat (ΔQ_{\max}), de ontwerpgrafiek voor de benodigde geometrie van de overlaat B_o en a en het debiet over de overlaat ($\Delta Q(t)$) worden gevonden. Hieruit volgen het debiet $Q_2(t)$ en de waterstand $h_2(t)$ benedenstrooms van de overlaat. Het beschouwde balansgebied met daarin de grootheden en de terugkoppeling is in figuur 3-14 gegeven. In het balansgebied vindt geen berging plaats. Voor de volumebalans geldt:

$$Q_2(t) = Q_1(t) - \Delta Q(t) \quad (3.6)$$



figuur 3-14 Balansgebied met grootheden en terugkoppeling

3.5.2 Deelmodel A

Het resultaat van deelmodel A zijn de afmetingen van de overlaat waarbij een debiet wordt afgevoerd zodanig dat een gewenste waterstandsval bereikt wordt. De invoer in het model zijn het debietsverloop bovenstrooms van de overlaat $Q_1(t)$ en de maximaal toelaatbare waterstand benedenstrooms (h_{max}). Hier volgen de modellering van achtereenvolgens de gewenste waterstandsval en de afmetingen van de overlaat.

Berekening gewenste waterstandsval

De gewenste waterstandsval volgt uit het verschil tussen de waterstand benedenstrooms van de overlaat zonder toepassing van retentie en de maximaal toelaatbare waterstand benedenstrooms van de overlaat die bekend wordt verondersteld. De waterstanden worden berekend uit de evenichtswaterstanden behorende bij de debieten boven en benedenstrooms. De evenichtswaterstand wordt berekend met behulp van vergelijking (3.4). Het debiet (Q) door de Waal bestaat uit een deel door het zomerbed (Q_z) en een deel door het winterbed (Q_w) (zie figuur 3-7). Het winterbed is stroomvoerend verondersteld.

$$Q_z = B_z d^{3/2} \sqrt{g i_b / c_f}$$

$$Q_w = (B_w - B_z)(d - p)^{3/2} \sqrt{g i_b / c_f}$$

Voor het totale debiet (Q) geldt:

$$Q = Q_z + Q_w$$

$$Q = B_z \sqrt{g i_b / c_f} \left(d^{3/2} + \left(\frac{B_w}{B_z} - 1 \right) (d - p)^{3/2} \right) \quad \text{als } d > p$$

De diepte d kan worden gevonden met:

$$d = \left(\frac{c_f}{i_b} \frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad \text{met } q = Q / B_z \quad \text{als } d \leq p \quad (3.7)$$

$$d^{3/2} + \alpha (d - p)^{3/2} = \frac{Q}{B_z} \sqrt{\frac{c_f}{g i_b}} = d e_z^{3/2} \quad \text{als } d > p \quad (3.8)$$

waarin:

$$\alpha = \frac{B_w}{B_z} - 1$$

$$de_z = \left(\frac{c_f q^2}{i_b g} \right)^{1/3} \quad \text{met } q = Q/B_z$$

De bijbehorende waterstand wordt gevonden door bij de waterdiepte de bodemligging ter plaatse van de overlaat ($z_b(0)$) op te tellen. De waterstand bovenstrooms van de overlaat volgt uit bovenstaande vergelijkingen door voor Q het debiet bovenstrooms van de overlaat in te vullen en de gewenste waterstandsval door van de bovenstroomse waterstand de maximaal gewenste waterstand af te trekken.

Ontwerpgrafiek overlaat

Er wordt van uitgegaan dat berging achter de overlaat onbeperkt kan plaatsvinden en de stroming over de overlaat als volkomen kan worden beschouwd. Voor het debiet over de overlaat wordt uitgegaan van de formule voor volkomen afvoer zoals die ook geldt voor een overlaat loodrecht op de stroomrichting:

$$\Delta Q = (2/3)C_d C_{RS} B_o (h-a) \sqrt{(2/3)g(h-a)} = C_d C_{RS} k (h-a)^{3/2} \quad (3.9)$$

met

$$k = \frac{2}{3} B_o \sqrt{\frac{2}{3} g}$$

waarin:

- B_o = breedte overlaat (m)
- a = drempelhoogte overlaat (NAP +m)
- h = waterstand voor de overlaat (NAP +m)
- C_d = afvoercoëfficiënt (-)
- C_{RS} = reductiefactor voor scheve toestroming (-)

De invloed van de naderingsnelheid van de stroming, turbulentie, de ruwheid en de vorm van de kruin (C_d) en de scheve toestroming richting overlaat (C_{RS}) worden niet meegenomen, dus stellen we $C_d=1$ en $C_{RS}=1$. Om een indruk te geven van de grootte van de afvoercoëfficiënt en de reductiefactor voor scheve toestroming zijn in bijlage 3-B de resultaten beschreven van een onderzoek uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium (1959). Hierbij werd gebruik gemaakt van een schaalmodel van een dijk.

De ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat wordt nu afgeleid uit de vergelijking voor volkomen afvoer (3.9). ΔQ_{\max} , Q_2 en hiermee h_2 zijn bekend. De drempelhoogte a volgt door a te elimineren en voor B_o een aangenomen waarde in te vullen (3.10). Een andere mogelijkheid zou zijn om B_o te elimineren, voor a een aangenomen waarde in te vullen en vervolgens B_o te berekenen. Dit geeft hetzelfde resultaat.

$$a = h_2 - \left(\frac{\Delta Q}{k} \right)^{2/3} \quad (3.10)$$

3.5.3 Deelmodel B

Het resultaat van deelmodel B is de afvoer over de overlaat $\Delta Q(t)$. Hieruit volgen $Q_2(t)$ en $h_2(t)$. Wanneer het totale volume water dat over de overlaat wordt afgevoerd bekend is en een aanname voor de maximale waterdiepte in de polder ($d_{p\max}$) wordt gedaan kan een eerste indruk van het benodigde oppervlak voor retentie worden verkregen. De invoer in het model zijn a , B_o , $Q_1(t)$ en de $d_{p\max}$. Hier volgen de modellering van achtereenvolgens de afvoer over de overlaat en het totale volume dat over de overlaat wordt afgevoerd.

Afvoer over overlaat

Voor de afvoer over de overlaat wordt de formule voor volkomen afvoer gebruikt (3.9) uit paragraaf 3.4.2.

Benodigde oppervlakte

Om een indruk te geven van de oppervlakte van de polder die nodig is om het volume dat over de overlaat wordt afgevoerd (V) te bergen wordt eerst het totale volume dat gedurende de hoogwatergolf wordt afgevoerd berekend met vergelijking (3.11).

$$V = \int_{t_1}^{t_2} \Delta Q(t) dt \quad (3.11)$$

waarin:

- t_1 = tijdstip waarop waterstand voor de overlaat boven de drempel komt
 t_2 = tijdstip waarop waterstand voor de overlaat onder de drempel komt

Wanneer de maximale waterdiepte in de polder (d_{pmax}) bekend is volgt hieruit de benodigde oppervlakte aan polder met vergelijking (3.12).

$$A = \frac{V}{d_{pmax}} \quad (3.12)$$

3.5.4 Oplossen vergelijkingen deelmodellen A en B

Uit de modellering uit paragrafen 3.5.2 en 3.5.3 (deelmodel A en deelmodel B) is een stelsel vergelijkingen naar voren gekomen. De vergelijkingen die het stelsel vormen worden hier herhaald:

1. Relatie Q_1 , Q_2 met ΔQ

Voor de volumebalans van de overlaat geldt:

$$Q_2 = Q_1 - \Delta Q \quad (3.13)$$

2. Relatie h_2 met Q_2

Er wordt van uit gegaan dat het debiet gedurende de hoogwater afvoergolf altijd zo groot is dat er water door het winterbed stroomt, $d > p$; hiermee:

$$d_2^{3/2} + \alpha(d_2 - p)^{3/2} = \frac{Q_2}{B_z} \sqrt{\frac{c_f}{g i_b}} = d e_z^{3/2} \quad (3.14)$$

3. Relatie ΔQ met h_2

Voor het debiet over de overlaat geldt de formule voor volkomen afvoer (3.5).

$$\Delta Q = (2/3) B_o (h_2 - a)^{3/2} \sqrt{(2/3)g} = k(h_2 - a)$$

met $h_2 = d_2 + z_b(0)$ volgt :

$$\Delta Q = (2/3) B_o (d_2 + z_b(0) - a)^{3/2} \sqrt{(2/3)g} = k(d_2 - z_b(0) - a) \quad (3.15)$$

Voor het stelsel algebraïsche vergelijkingen ((3.13), (3.14) en (3.15)) geldt:

$$Q_2 = Q_1 - \Delta Q$$

$$h_2 = f_2(Q_2)$$

$$\Delta Q = f_3(h_2)$$

Met eliminatie van (3.13) in (3.14) en (3.15) in (3.14) volgt:

$$h_2 = f_1(Q_1 - \Delta Q) = f_1(Q_1 - f_3(h_2)) \Rightarrow h_2$$

Hiermee is h_2 bekend. Door substitutie van h_2 in (3.14) kan ΔQ worden gevonden. Uit substitutie van ΔQ in (3.12) kan Q_2 worden gevonden.

3.6 Toepassing model voor case studies

Het in dit hoofdstuk ontwikkelde model wordt in deze paragraaf toegepast voor vier case-studies waarbij de invoer in het model de werkelijkheid steeds beter benadert (paragraaf 3.6.1 tot en met 3.6.4). Er wordt gekozen voor een piekafvoer bij Lobith van $16.000\text{m}^3/\text{s}$, de nieuwe maatgevende afvoer. Uitgangspunt is dat een afvoer van $15.000\text{m}^3/\text{s}$ nog net veilig kan worden afgevoerd.

De voor- en nadelen van verschillende alternatieven voor de afmetingen van een overlaat worden samengevat in paragraaf 3.6.5.

3.6.1 Case 1: Stationaire rivierafvoer, rechthoekig dwarsprofiel

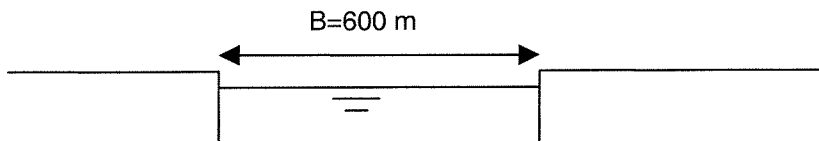
Invoergegevens

Om een eerste indruk te krijgen van de resultaten van het ontwikkelde model wordt in deze paragraaf het debiet bovenstrooms van de overlaat stationair verondersteld. Voor de afvoer op de Waal worden de debieten genomen die hier voorkomen wanneer de piekafvoer op de Boven-Rijn bij Lobith respectievelijk $15.000\text{m}^3/\text{s}$ en $16.000\text{m}^3/\text{s}$ bedraagt. Voor de verdeling van de afvoer op het splitsingspunt van de Bovenrijn in de Waal en het Pannerdens Kanaal wordt uitgegaan van 36% door het Pannerdens Kanaal en 64% door de Waal (tabel 3-1).

Q Rijn piek (m^3/s)	Q Waal piek (m^3/s)
15.000	9.600
16.000	10.240

tabel 3-1 Piekafvoeren Rijn en Waal

Tevens wordt $p=0$ verondersteld. Het dwarsprofiel van de Waal is hiermee rechthoekig, er is geen onderscheid tussen zomer- en winterbed. De breedte van het rechthoekige dwarsprofiel wordt afgeleid uit het dwarsprofiel met zomer- en winterbed. Een waterdiepte van 10m in het geval van het dwarsprofiel met zomer- en winterbed komt overeen met een waterdiepte van 10m voor een rechthoekig dwarsprofiel wanneer de breedte hiervan 600m is. Voor de breedte van het dwarsprofiel wordt $B=600\text{m}$ aangenomen.



figuur 3-15 Rechthoekig dwarsprofiel Waal

Gewenste debiets- en waterstandsaling

In tabel 3-2 zijn de maatgevende afvoeren en waterstanden en de berekende gewenste debiets- en waterstandsaling gegeven.

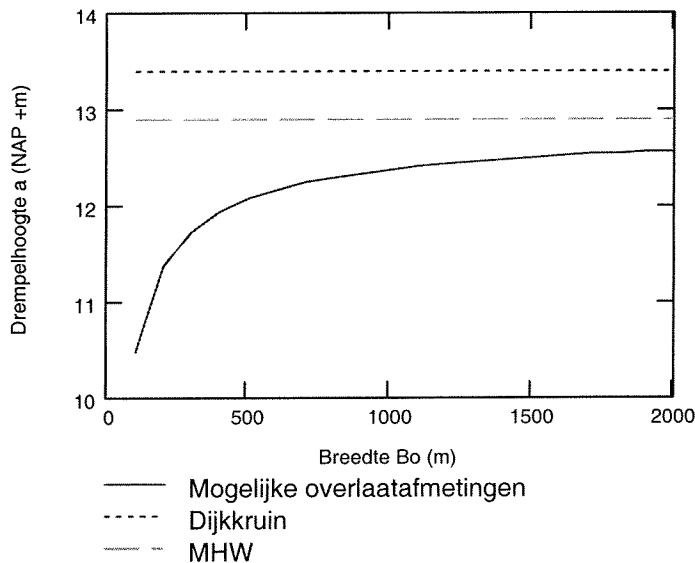
	Q Rijn (m^3/s)	Q Waal (m^3/s)	Waterstand Pannerdense Kop (NAP +m)
Maatgevende afvoer 2000	15.000	9.600	12.89
Maatgevende afvoer 2015	16.000	10.240	13.34
Gewenste debietsdaling ΔQ	-	640	-
Gewenste waterstandsaling Δh	-	-	0.45

tabel 3-2 Afvoeren en waterstanden voor case 1

Ontwerpgrafiek overlaat

De randvoorwaarde die aan het ontwerp van de overlaat is gesteld, is dat de overlaat de toename van de maatgevende afvoer voor de Waal ($640\text{m}^3/\text{s}$) moet kunnen afvoeren. figuur

3-16 geeft de ontwerpgrafiek die met behulp van deelmodel A is gevonden. Alle combinaties van drempelhoogtes en breedtes die op of onder de getrokken lijn liggen zijn mogelijk om een debiet van $640\text{m}^3/\text{s}$ over de overlaat af te voeren. Hiermee wordt een eerste indruk van de benodigde overlaatafmetingen verkregen. Uit de figuur blijkt dat wanneer de drempel van de overlaat hoger ligt er een bredere overlaat nodig dan bij een lagere drempel om hetzelfde debiet van $\Delta Q=640\text{m}^3/\text{s}$ over de overlaat af te voeren.



figuur 3-16 Ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat wanneer $\Delta Q=640\text{m}^3/\text{s}$ moet worden afgevoerd.

3.6.2 Case 2: Stationaire rivierafvoer, zomer- en winterbed

Invoergegevens

Het debiet bovenstrooms van de overlaat wordt nog steeds stationair verondersteld: $Q_1(t)=10.240\text{m}^3/\text{s}$. Het rechthoekige dwarsprofiel wordt vervangen door het dwarsprofiel met zomer- en winterbed uit paragraaf 3.3.

Gewenste debiets- en waterstandsaling

In tabel 3-3 zijn de maatgevende afvoeren en waterstanden en de berekende gewenste debiets- en waterstandsaling gegeven.

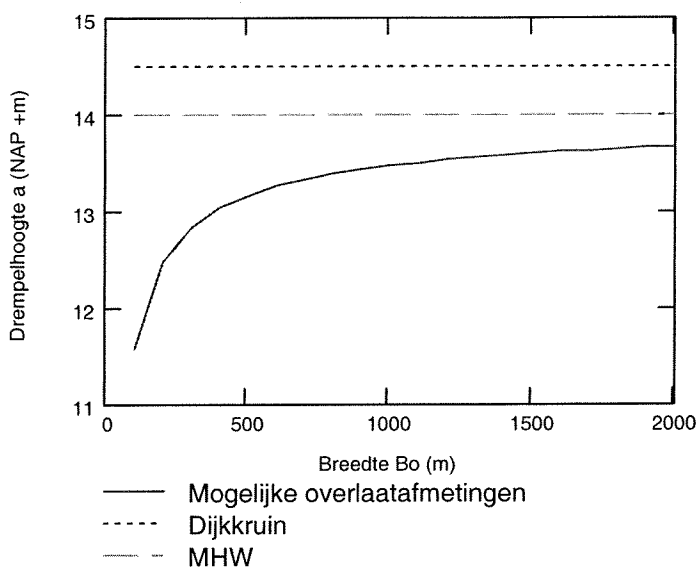
	Q Rijn (m^3/s)	Q Waal (m^3/s)	Waterstand Pannerdense Kop (NAP +m)
Maatgevende afvoer 2000	15.000	9.600	13.99
Maatgevende afvoer 2015	16.000	10.240	14.24
Gewenste debietsdaling ΔQ	-	640	-
Gewenste waterstandsaling Δh	-	-	0.25

tabel 3-3 Afvoer en waterstanden voor case 2

Ontwerpgrafiek overlaat

In figuur 3-16 volgt de ontwerpgrafiek voor de overlaat waarmee een debiet $\Delta Q=640\text{m}^3/\text{s}$, voor de situatie van case 2, kan worden afgevoerd. Alle combinaties van drempelhoogtes en breedtes die op of onder de getrokken lijn liggen zijn mogelijk om een debiet van $640\text{m}^3/\text{s}$ over de overlaat af te voeren. Als gevolg van het dwarsprofiel met zomer- en winterbed in plaats van het rechthoekig dwarsprofiel is de benodigde waterstandsaling kleiner en zijn de benodigde afmetingen van de overlaat kleiner. De oorzaak van de kleinere benodigde

waterstandsdaling is de grotere stroomvoerende breedte van het dwarsprofiel met zomer- en winterbed.



figuur 3-17 Ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat wanneer $\Delta Q=640\text{m}^3/\text{s}$ moet worden afgevoerd

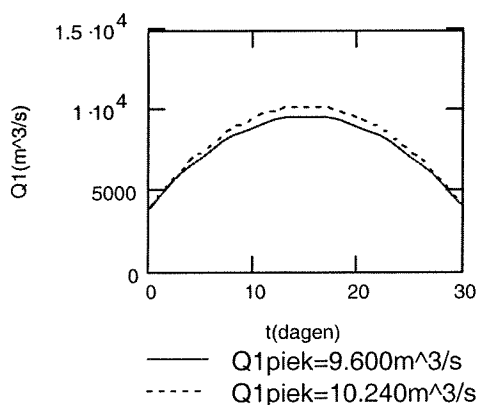
3.6.3 Case 3: Parabolische afvoergolf, zomer- en winterbed

Invoergevens

Om het werkelijke afvoerverloop te benaderen wordt de stationaire uniforme afvoer vervangen door een parabolische afvoergolf. De afvoer wordt op elk moment over de hele rivier stationair verondersteld. Het debiet op de Waal in de tijd $Q_1(t)$ wordt met de vergelijking (3.16) weergegeven.

$$Q_1(t) = \frac{-4(Q_{\text{piek}} - Q_n)}{D^2} t^2 + \frac{4(Q_{\text{piek}} - Q_n)}{D} t + Q_n \quad (3.16)$$

Hierin is Q_{piek} de piekafvoer en D het aantal dagen dat de afvoer boven de gemiddelde afvoer Q_n ligt. In figuur 3-18 is een voorbeeld voor de afvoergolf gegeven voor $Q_{\text{piek}}=10.240\text{m}^3/\text{s}$ en voor $Q_{\text{piek}}=9.600\text{m}^3/\text{s}$ met $D=30$ dagen. De afvoer op de Waal vlak voor en na de afvoergolf bedraagt $Q_n=4000\text{m}^3/\text{s}$. De waterbeweging wordt op elk tijdstip beschreven als een quasi-stationaire toestand waarbij de waterdiepte van het debiet afhangt volgens vergelijking (3.8).



figuur 3-18 Debiet op de Waal $Q_1(t)$ voor verschillende piekafvoeren Q_{piek}

Gewenste debiets- en waterstandsdeling

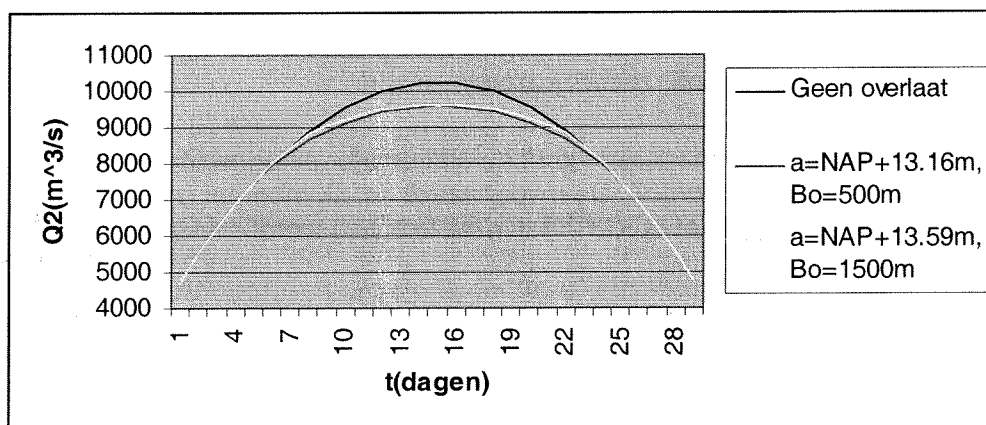
Voor de gegevens van maximale afvoeren en waterstanden en gewenste waterstands- en debietsdaling gelden de waarden uit tabel 3-3 uit case 2.

Ontwerpgrafiek overlaat

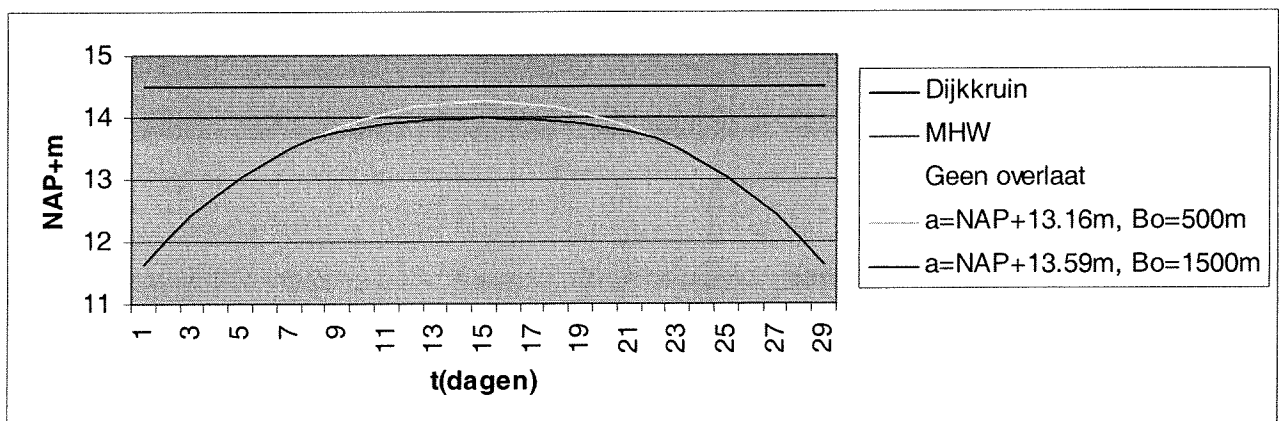
Omdat de gewenste waterstands- en debietsdaling hetzelfde zijn als in case 2 gelden voor case 2 en 3 dezelfde ontwerpgrafiek (figuur 3-17).

Waterstands- en afvoerverloop boven- en benedenstrooms overlaat

Het debiet over de overlaat ($\Delta Q(t)$) en debiets- en waterstandsverloop benedenstrooms van de overlaat ($Q_2(t)$ en $h_2(t)$) zijn niet meer constant maar afhankelijk van de tijd. Bij case 1 en 2 was het debiet stationair en werd bij elk punt uit de ontwerpgrafiek constant precies $640\text{m}^3/\text{s}$ over de overlaat afgevoerd. Nu wordt er alleen op het moment van de piekafvoer $640\text{m}^3/\text{s}$ over de overlaat afgevoerd. Voor en na de piekafvoer is $\Delta Q(t)$ afhankelijk van de waterstand voor de overlaat en de afmetingen van de overlaat. Voor twee combinaties van drempelhoogtes en breedtes die op de lijn in de ontwerpgrafiek liggen zijn voor de situatie met en zonder overlaat het afvoer- en het waterstandsverloop direct benedenstrooms van de overlaat in figuur 3-19 en figuur 3-20 weergegeven. Uit de figuren volgt dat beide combinaties van drempelhoogte en breedte er toe leiden dat de gewenste waterstandsdeling optreedt.



figuur 3-19 Afvoerverloop voor verschillende combinaties van drempelhoogte en breedte



figuur 3-20 Waterstandsverloop voor verschillende combinaties van drempelhoogte en breedte

Retentievolume en oppervlakte

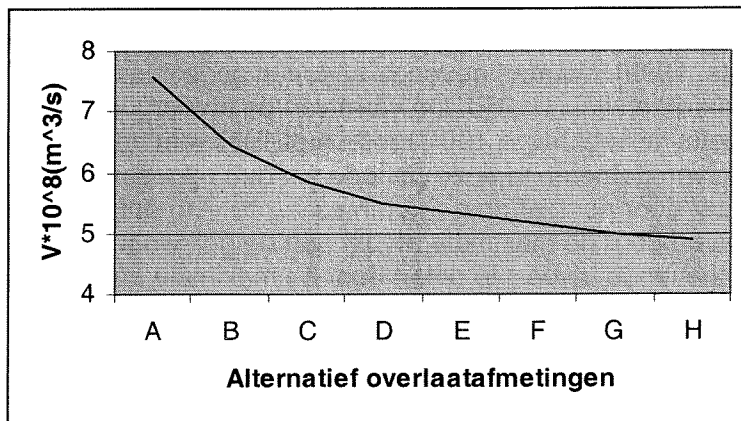
– Retentievolume

In deze paragraaf wordt een eerste indruk gegeven van het benodigde oppervlak aan retentiepolder dat nodig is om het volume dat over de overlaat wordt afgevoerd (V) te bergen

wanneer de maximale waterstand in de polder gegeven is. Voor acht alternatieven van drempelhoogtes en breedtes (alternatief A tot en met H) uit de ontwerpgrafiek wordt de werking van de overlaat bekeken. In de laatste kolom van tabel 3-4 is het totale volume dat over de overlaat wordt afgevoerd gegeven. In figuur 3-21 is dit volume uitgezet voor de verschillende alternatieven.

Alternatief	Breedte B_0 (m)	Drempelhoogte a (NAP +m)	Volume V ($m^3 \cdot 10^8$)
A	250	12.68	7.56
B	500	13.16	6.44
C	750	13.36	5.85
D	1000	13.47	5.50
E	1250	13.54	5.31
F	1500	13.59	5.15
G	1750	13.63	4.99
H	2000	13.66	4.89

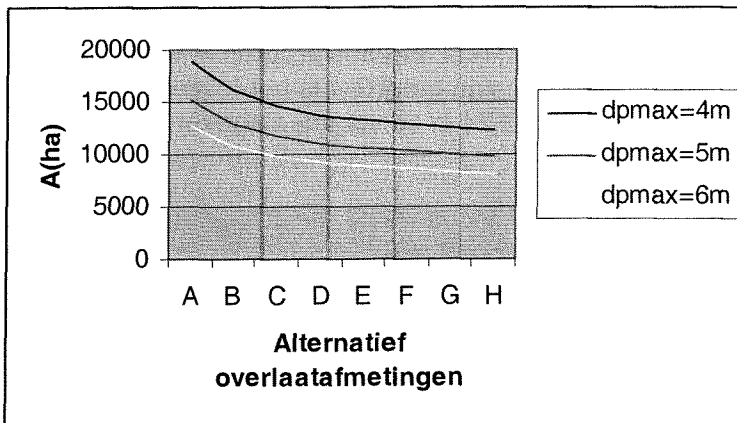
tabel 3-4 Alternatieven voor afmetingen overlaat en het totale volume dat over de overlaat wordt afgevoerd



figuur 3-21 Relatie tussen de alternatieven voor de overlaatafmetingen en het volume dat over de overlaat wordt afgevoerd

– Retentieoppervlakte

Uit het totale volume dat over de overlaat wordt afgevoerd kan een eerste indruk van de grootte van het benodigde oppervlak aan retentiegebied worden berekend. Hiervoor moet de maximaal mogelijke waterdiepte in de retentiepolder d_{pmax} bekend zijn. In figuur 3-22 is het benodigde oppervlak voor drie maximale waterdieptes in de polder en de alternatieven voor de afmetingen van de overlaat weergegeven.

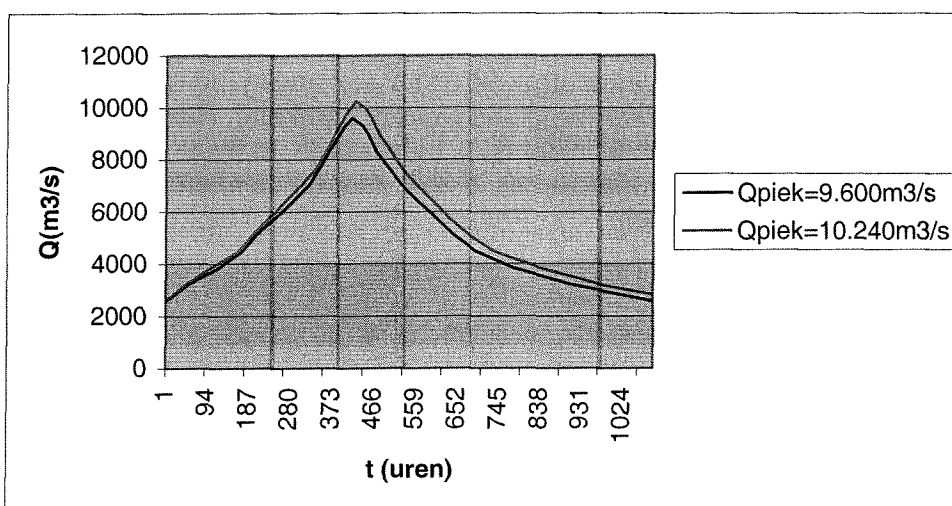


figuur 3-22 Relatie tussen de alternatieven voor de overlaatafmetingen en het benodigde retentieoppervlak voor verschillende maximale waterdieptes in de polder

3.6.4 Case 4: Maatgevende afvoergolf, zomer- en winterbed

Invoergegevens

Om het werkelijke afvoerverloop beter te benaderen wordt de parabolische afvoergolf vervangen door de maatgevende afvoergolf. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van een methodiek waarmee de vorm van de maatgevende afvoergolf voor de Rijn bij Lobith kan worden bepaald (zie Klopstra en Duits, 1999). De maatgevende afvoer is gedefinieerd als de afvoer met een jaarlijkse kans op voorkomen van $1/1250$. De vorm van de afvoergolf is vastgesteld op basis van de afvoerreeks bij Lobith van 1901 tot en met 1997 met behulp van een statistische analyse. De afvoergolven gemeten in deze periode worden opgeschaald naar een gekozen maatgevende afvoer door per golf de gemeten afvoer te vermenigvuldigen met de factor. Deze factor wordt bepaald door de maximale afvoer van de golf waarvoor de vorm vastgesteld moet worden (maatgevende afvoer) te delen door de maximale afvoer van de gemeten golf. Vervolgens wordt uit deze afvoergolven de maatgevende afvoergolf behorende bij de gekozen maatgevende afvoer berekend (Bijlage 3-D). Voor de maatgevende afvoer wordt achtereenvolgens een debiet van $15.000\text{m}^3/\text{s}$ en $16.000\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith genomen. In figuur 3-23 zijn voor de Waal de twee maatgevende afvoergolven weergegeven.



figuur 3-23 Maatgevende afvoergolven

Gewenste debiets- en waterstands daling

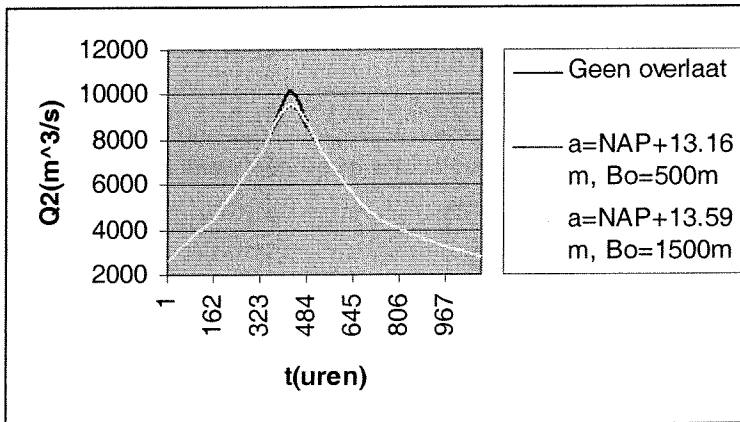
Voor de gegevens van maximale afvoeren en waterstanden en gewenste waterstands- en debietsdaling gelden de waarden uit tabel 3-3 die ook golden voor case 2 en 3.

Ontwerpgrafiek overlaat

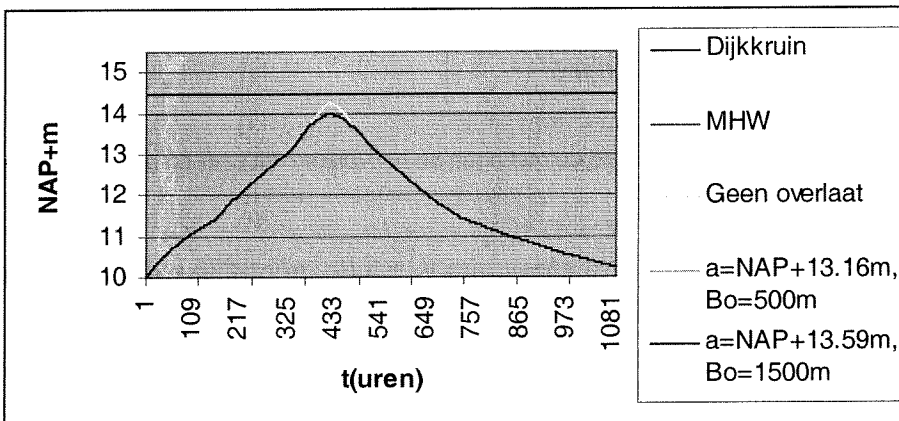
Omdat de gewenste waterstands- en debietsdaling hetzelfde is als in case 2 en 3 geldt voor case 4 dezelfde ontwerpgrafiek (figuur 3-17).

Waterstands- en afvoerverloop boven- en benedenstrooms overlaat

Het afvoerverloop en waterstandsverloop voor drie combinaties van drempelhoogte en breedte van de overlaat zijn in respectievelijk figuur 3-24 en figuur 3-25 weergegeven.



figuur 3-24 Afvoerverloop voor verschillende combinaties van drempelhoogte en breedte



figuur 3-25 Waterstandsverloop voor verschillende combinaties van drempelhoogte en breedte

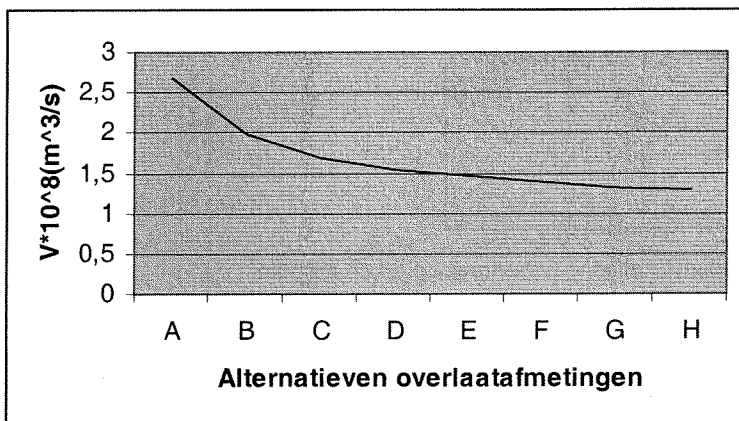
Retentievolume en oppervlakte

– Retentievolume

In tabel 3-5 is voor acht alternatieven van combinaties van drempelhoogtes en breedtes uit de ontwerpgrafiek het totale volume dat over de overlaat wordt afgevoerd weergegeven. In figuur 3-26 de acht alternatieven (A tot en met H) uitgezet tegen het volume (V).

Alternatief	Breedte Bo (m)	Drempelhoogte a (NAP +m)	Volume V (m ³ *10 ⁸)
A	250	12.68	2.688
B	500	13.16	1.987
C	750	13.36	1.697
D	1000	13.47	1.544
E	1250	13.54	1.451
F	1500	13.59	1.385
G	1750	13.63	1.326
H	2000	13.66	1.286

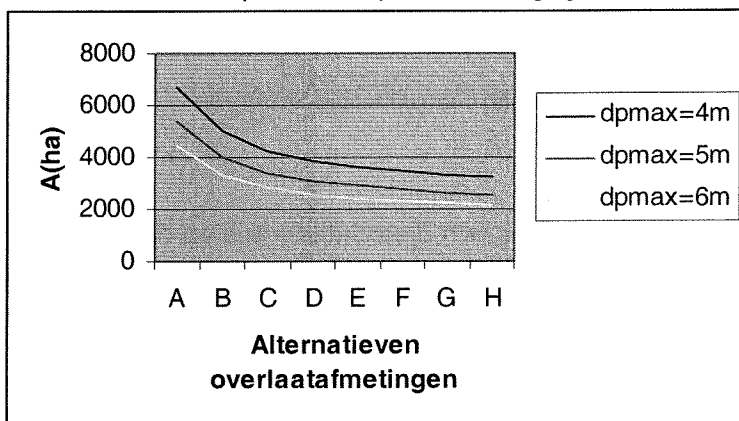
tabel 3-5 Alternatieven voor afmetingen overlaat en het totale volume dat over de overlaat wordt afgevoerd



figuur 3-26 Relatie tussen de alternatieven voor de overlaatafmetingen en het volume dat over de overlaat wordt afgevoerd

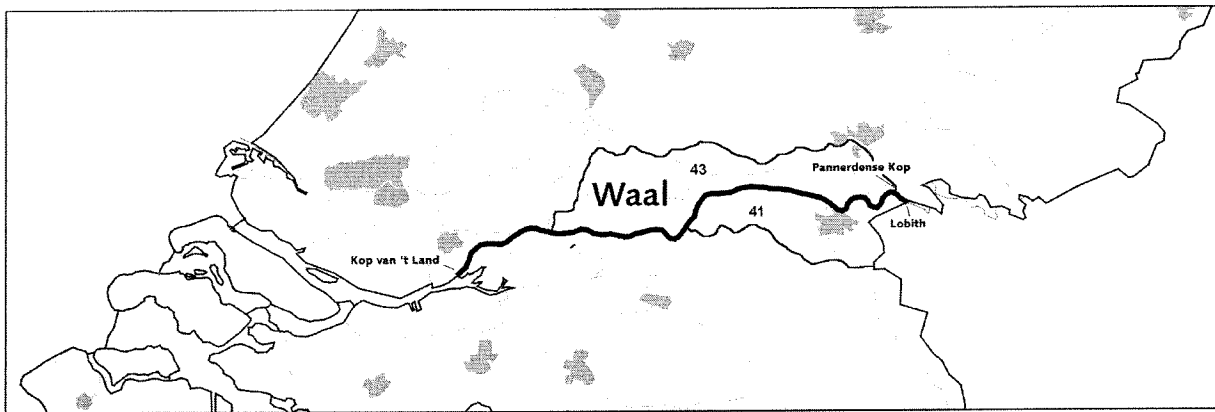
– Retentieoppervlakte

Uit het totale volume dat over de overlaat wordt afgevoerd wordt de grootte van het benodigd oppervlak aan retentiepolder berekend. In figuur 3-27 is het benodigd oppervlak voor drie maximale waterdieptes in de polder weergegeven.



figuur 3-27 Relatie tussen de alternatieven voor de overlaatafmetingen en het benodigde retentieoppervlak voor verschillende maximale waterdieptes in de polder

Om een indruk te krijgen van de grootte van het benodigde retentiegebied zijn in figuur 3-28 de liggingen van de dijkkringgebieden langs de Waal weergegeven met in tabel 3-6 de bijbehorende oppervlaktes.



figuur 3-28 Dijkringgebieden langs de Waal

Dijkkring	Nummer	Oppervlak (ha)
Betuwe/Tieler- en Culemborgerwaard	43	62.300
Land van Maas en Waal	41	26.000

tabel 3-6 Oppervlakken van dijkeringen langs de Waal

Uit figuur 3-27 volgt bijvoorbeeld dat voor een overlaat met afmetingen voor alternatief D en een maximale waterdiepte in de polder van 5m er ongeveer 3000ha nodig is om het volume dat over de overlaat wordt afgevoerd te kunnen bergen. Dit komt ongeveer overeen met 1/20 deel van dijkringgebied 43 of 1/9 deel van dijkringgebied 41.

3.6.5 Toelichting resultaten

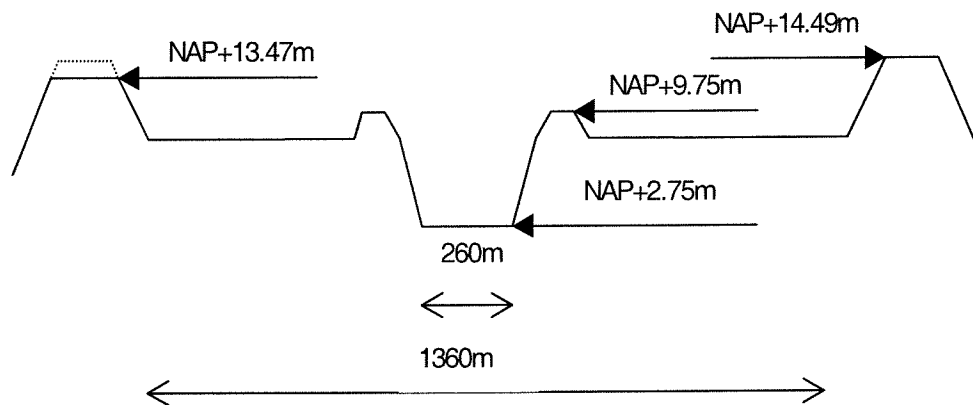
Omdat case-studie 4 de werkelijkheid het meest benadert, worden in deze paragraaf de voor- en nadelen van de verschillende alternatieven voor de afmetingen van een overlaat die volgen uit case-studie 4 beschreven. Vervolgens wordt de dwarsdoorsnede over de rivier met overlaat, voor een gekozen alternatief van afmetingen, weergegeven om een indruk te krijgen van de grootte van de overlaat ten opzichte van de rivier.

De voordelen van een overlaat met hoge drempelliging en brede kruin ten opzichte van een overlaat met een lagere drempelliging en smallere kruin zijn de volgende:

- Bij de alternatieven met een hogere drempel wordt er later water over de overlaat afgevoerd dan bij een lagere drempel. Hiermee wordt de frequentie van onnodig inunderen van het gebied achter de overlaat kleiner. Dit voordeel wordt groter naarmate het achterliggende gebied schadegevoeliger is.
- Het volume water dat over de overlaat wordt afgevoerd is bij de alternatieven met een hogere drempelliging kleiner dan bij de alternatieven met een lagere drempelliging. Een kleiner volume leidt tot een kleinere inundatiediepte en tot kleinere schade. Het totale volume dat over de overlaat wordt afgevoerd is voor een drempelbreedte van 250m bijna 1.5 keer zo groot als voor een drempelbreedte van 2000m (figuur 3-26).
- Uit figuur 3-27 volgt dat bij de alternatieven met een hogere drempelliging het oppervlak voor retentie kleiner is. Het verschil in benodigd oppervlak tussen een breedte van 250m en een breedte van 2000m, wanneer bijvoorbeeld $d_{\text{pmax}}=5\text{m}$, bedraagt ongeveer 2500ha. Voor het geval er weinig ruimte voor een retentiegebied aanwezig is, is een hogere drempelliging dus veel gunstiger.

Het nadeel van een overlaat met hoge drempelliging en brede kruin ten opzichte van een overlaat met een lage drempelliging en smalle kruin is dat een groter stuk van de dijk als overlaat worden uitgevoerd. Hoe breder de overlaat hoe lastiger het is een geschikte locatie ervoor te vinden.

In figuur 3-29 is een dwarsdoorsnede van de Waal ter plaatse van de overlaat gegeven. Voor de afmetingen van de overlaat is alternatief D gekozen: $a = \text{NAP} + 13.47\text{m}$, $B_o = 1000\text{m}$.



figuur 3-29 Dwarsdoorsnede Waal ter plaatse van een overlaat (direct benedenstrooms de Pannerdense Kop) met afmetingen volgens alternatief D.

3.7 Conclusies

Het doel van dit hoofdstuk was inzicht te krijgen in de effecten die met een overlaat bereikt kunnen worden, de benodigde geometrie van de overlaat en de benodigde oppervlakte aan retentiepolder om het debiet over de overlaat op te vangen. Om dit te bereiken is een model opgesteld, bestaande uit twee deelmodellen A en B, waarmee de benodigde overlaatafmetingen kunnen worden berekend (deelmodel A). Wanneer de afmetingen van de overlaat bekend zijn kan het waterstandsverloop benedenstrooms van de overlaat berekend worden (deelmodel B). Vervolgens is het model toegepast voor vier case-studies. Hierin is gekeken naar de benodigde afmetingen van de overlaat en retentiepolder wanneer de maatgevende afvoer toeneemt met $1.000\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith voor de Waal ($+640\text{m}^3/\text{s}$) kan worden opgevangen met een overlaat in plaats van dijkverhogingen. Uit de case-studies zijn de volgende conclusies naar voren gekomen:

- Geometrie overlaat:
Maatgevend voor de afmetingen van de overlaat is het grootste debiet ($640\text{m}^3/\text{s}$) dat moet worden afgevoerd. Om dit debiet af te kunnen voeren is een overlaat nodig met de afmetingen die op of onder de lijn in de ontwerpgrafiek liggen (figuur 3-17). De voor- en nadelen van de mogelijke overlaatafmetingen die uit de ontwerpgrafiek volgen zijn in paragraaf 3.7.5 beschreven.
- Retentie oppervlakte:
De benodigde oppervlakte voor retentie is het kleinst wanneer de drempel van de overlaat zo hoog mogelijk wordt gelegd en dus zo breed mogelijk wordt gemaakt. Wanneer de waterdiepte in de polder bijvoorbeeld maximaal 5m kan bedragen en een overlaat met een drempelhoogte van $13.47\text{m} + \text{NAP}$ en breedte van 1000m wordt toegepast is het benodigde retentieoppervlak 3050ha.

Het in dit hoofdstuk ontwikkelde model wordt gebruikt als basis voor het model in hoofdstuk 4 waarbij de retentiepolder deel van het systeem uit gaat maken.

4 Model overlaat en polder

4.1 Inleiding

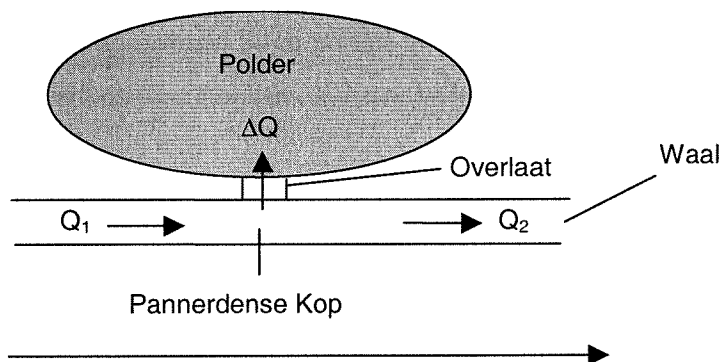
In hoofdstuk 3 is er van uit gegaan dat het water dat over de overlaat werd afgevoerd onbepaald geborgen kon worden. Wanneer een overlaat langs de Waal wordt toegepast om tijdens een hoogwaterafvoergolf water te bergen is het economisch en maatschappelijk wenselijk het gebied dat onder water komt te staan te beperken. Bovendien worden de gebieden langs de Waal omgeven door dijkeringen die er al voor zorgen dat het oppervlak voor berging beperkt is. Binnen de dijkringgebieden lopen wegen die vaak hoger liggen dan het maaiveld van de polder en die er zo voor zorgen dat het water in een soort kom omsloten door dijken en wegen geborgen wordt. In dit hoofdstuk wordt een model opgezet waarmee:

- Het debiets- en waterstandsverloop direct benedenstrooms van de overlaat kunnen worden bepaald wanneer de afmetingen van de overlaat, het debiet bovenstrooms van de overlaat en de oppervlakte en gemiddelde bodemligging van de polder bekend zijn.
- Het waterstandsverloop in de polder kan worden berekend.

Hierbij wordt gebruik gemaakt van het model dat in hoofdstuk 3 is opgebouwd. Dit model wordt uitgebreid door een polder achter de overlaat in het systeem op te nemen. In paragraaf 4.2 volgt de systeembeschrijving, in paragraaf 4.3 de schematisatie en in paragraaf 4.4 de modellering. Om de werking van het model te testen wordt in paragraaf 4.5 tot slot een validatie uitgevoerd.

4.2 Systeembeschrijving

Het studiegebied wordt de Waal vanaf de Pannerdense Kop, de overlaat met daarachter een polder en een klein stukje van de Waal benedenstrooms van de overlaat. Er wordt alleen gekeken naar de effecten van een overlaat op de waterstand direct benedenstrooms van de overlaat. Hoe een hoogwater afvoergolf verder benedenstrooms vervormt en wat voor effect dit heeft op de waterstandsvaling wordt in hoofdstuk 6 onderzocht. Het systeem van de polder, de overlaat en de rivier wordt geschematiseerd volgens figuur 4-1.



figuur 4-1 Systeem van rivier, overlaat en polder

4.3 Schematisatie

Het systeem uit paragraaf 4.2 is op te delen in drie deelsystemen, de rivier, de overlaat en de polder. Deze worden apart geschematiseerd. In deze paragraaf volgen de uitgangspunten waarop de schematisaties zijn gebaseerd voor achtereenvolgens de rivier, de overlaat en de polder.

Rivier

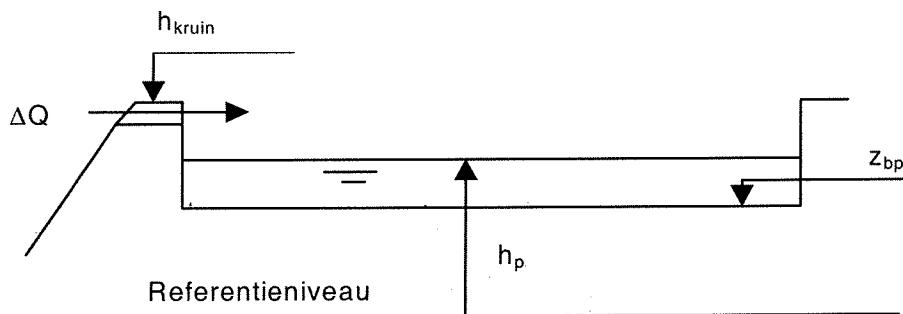
Voor de schematisatie van de rivier gelden dezelfde uitgangspunten als in hoofdstuk 3 (paragraaf 3.5.1) voor het dwarsprofiel, de bodemligging, de bodemruwheid en de afvoerverdeling op het splitsingspunt Pannerdense Kop.

Overlaat

Voor de locatie van de overlaat en de waterstand voor de overlaat gelden dezelfde uitgangspunten als in hoofdstuk 3 (paragraaf 3.5.1).

Polder

De polder wordt als een bak met horizontale bodem en verticale wanden geschematiseerd (figuur 4-2). De lengte van de polder is veel kleiner dan de lengte van de afvoergolf waardoor het faseverschil over de polderlengte gering is. De waterspiegel in het bekken ten opzichte van het referentieniveau (h_p) kan daarom als horizontaal beschouwd worden en in het bekken vindt alleen berging plaats. De stroming in de polder wordt hiermee verwaarloosd. De bodem wordt ook horizontaal geschematiseerd. Voor de bodemligging wordt de gemiddelde bodemligging van het retentiegebied genomen (z_{bp}). Overal in de polder kan dus even veel water worden geborgen. In figuur 4-2 is de schematisatie van de polder weergegeven.



figuur 4-2 Schematisatie polder

De maximale waterstand in de polder wordt bereikt op het moment dat de waterstand in de Waal $h_2(t)$ gelijk is aan de waterstand in de polder $h_p(t)$. Vanaf dat moment zal in werkelijkheid water terugstromen vanuit de polder naar de rivier totdat de polderwaterstand onder drempelniveau komt. Hier wordt aangenomen dat vanaf het moment waarop geldt: $h_2(t)=h_p(t)$ er geen debiet over de overlaat meer stroomt.

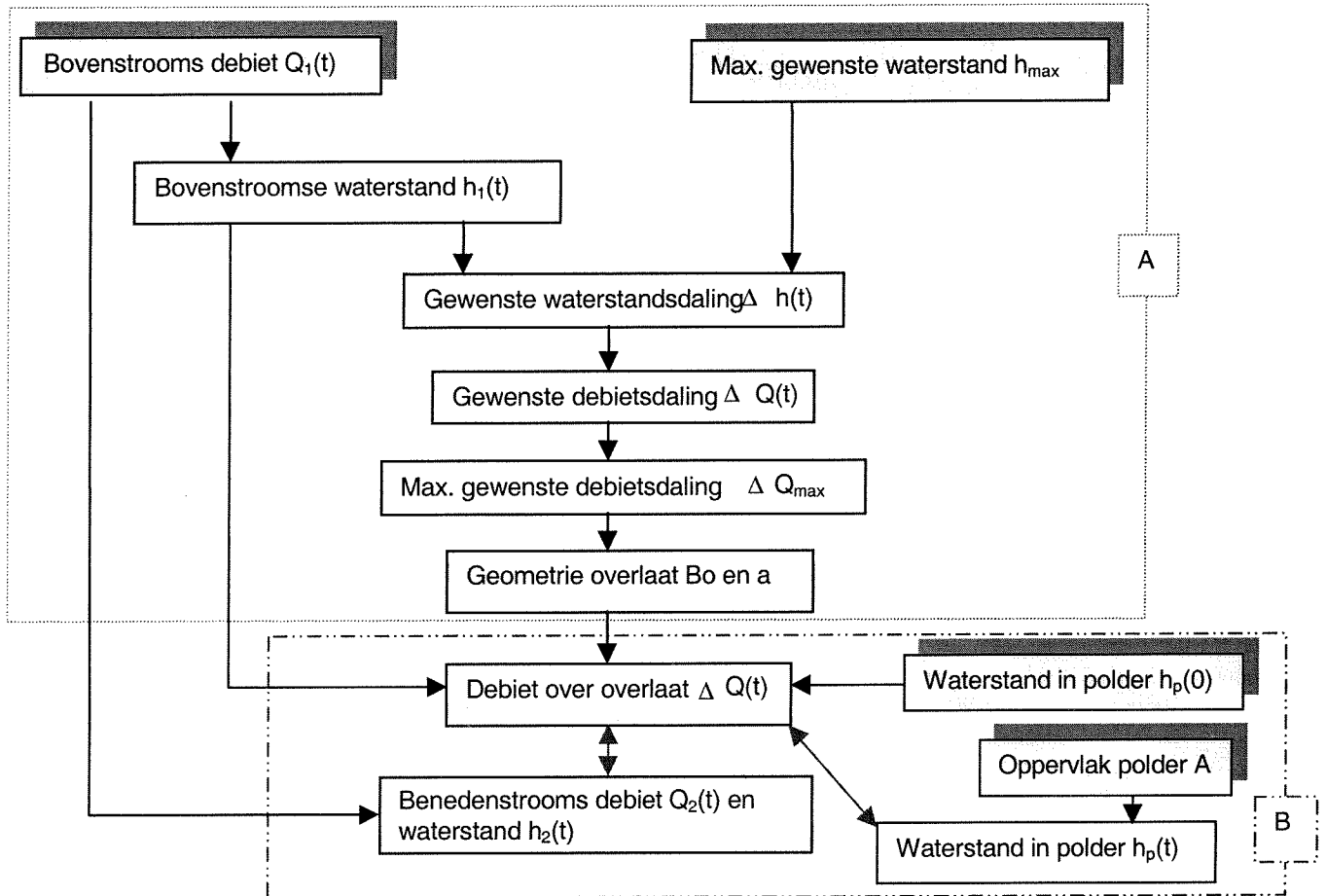
4.4 Modelling

4.4.1 Opzet

Het model uit hoofdstuk 3 wordt gebruikt als uitgangspunt voor het model dat in dit hoofdstuk wordt opgesteld. Het verschil is dat de afvoer over de overlaat niet meer onbepaald kan worden en als volkomen mag worden beschouwd maar op een gegeven moment onvolkomen wordt. Het waterstands- en debietsverloop boven- en benedenstrooms van de overlaat en het waterstandsverloop in de polder worden berekend met behulp van een kombergingsbenadering. In het relatiediagram in figuur 4-3 zijn de externe grootheden (geel) en de toestandsgrootheden (wit) die van belang zijn weergegeven. De samenhang is weergegeven door middel van pijlen. Een pijl van A naar B betekent dat B beïnvloed wordt door onder andere A. Een pijl van A naar B en terug betekent dat A beïnvloed wordt door B en B door A. Dit is het geval wanneer de afvoer over de overlaat onvolkomen wordt. De waterstand in de polder $h_p(t)$ wordt beïnvloed door het debiet over de overlaat. Het debiet over de overlaat is afhankelijk van de waterstand in de polder. In tabel 4-1 zijn alle constanten en variabelen die bij de modelformulering gebruikt worden weergegeven.

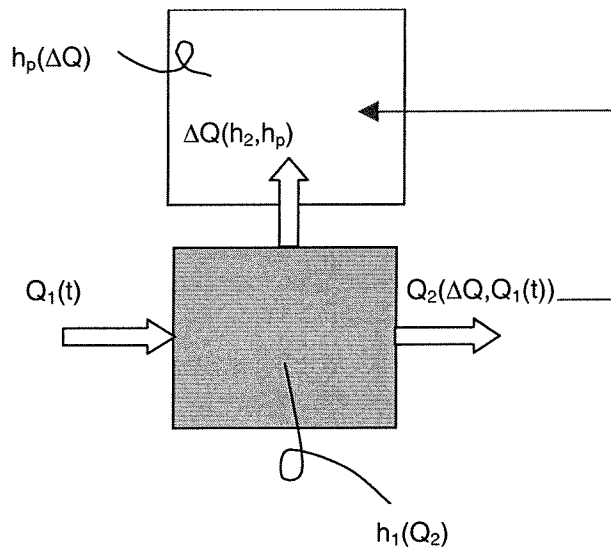
Onafhankelijke variabelen:	$Q_1(t), t$
Afhankelijke variabelen:	$\Delta Q(t), Q_2(t), h_2(t), h_p(t)$
Constanten	$A, B_0, a, h_p(0), z_{bd}, i_b, c_{f,i}, B_w, B_z, p, g$

tabel 4-1 Constanten en variabelen



figuur 4-3 Relatiediagrammodellering rivier, overlaat en polder

Er worden twee balansgebieden onderscheiden (figuur 4-4). In het eerste (grijs) vindt geen berging plaats en in het tweede (geel), de polder, wordt de hele toevoer van water geborgen. Er vindt geen uitstroming plaats.



figuur 4-4 Balansgebieden voor overlaat en retentiepolder met grootheden en terugkoppeling voor onvolkomen afvoer (rode pijl)

4.4.2 Deelmodel A

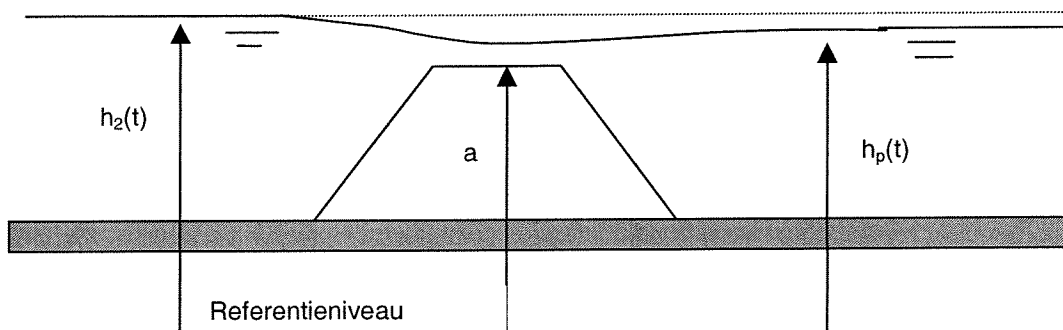
De modelformulering voor deelmodel A is dezelfde als voor deelmodel A uit hoofdstuk 3 (zie paragraaf 3.6.2). Uit deelmodel A kunnen de gewenste waterstands- en debietsdaling worden berekend. Hieruit volgt de ontwerpgrafiek voor de overlaat.

4.4.3 Deelmodel B

In deze paragraaf worden de afvoer over de overlaat $\Delta Q(t)$ en de waterstand in de polder $h_p(t)$ uit deelmodel B gemodelleerd.

Afvoer over overlaat

Berging van water achter de overlaat kan niet onbeperkt plaatsvinden. Afhankelijk van de waterstand in de polder $h_p(t)$ en de waterstand voor de overlaat $h_2(t)$ geldt voor het debiet over de overlaat de formule voor volkomen of onvolkomen afvoer. Wanneer de afvoer over de overlaat onafhankelijk is van de waterstand in de polder geldt de formule voor volkomen afvoer. Wanneer de afvoer over de overlaat afhankelijk is van de waterstand in de polder geldt de formule voor onvolkomen afvoer.



figuur 4-5 Definitieschets volkomen en onvolkomen afvoer

$$\Delta Q(t) = 2/3Bo(h_2(t) - a)\sqrt{2/3g(h_2(t) - a)} \quad \text{volkomen afvoer} \quad (4.1)$$

$$\Delta Q(t) = Bo(h_p(t) - a)\sqrt{2g(h_2(t) - h_p(t))} \quad \text{onvolkomen afvoer} \quad (4.2)$$

Er wordt geen rekening gehouden met een afvoercoëfficiënt en scheve toestroming (zie bijlage 3-B). De overgang van volkomen naar onvolkomen afvoer (figuur 4-6) vindt plaats op het moment dat:

$$(h_p(t) - a) > 2/3(h_2(t) - a)$$

De voorwaarden voor de afvoer over de overlaat worden hiermee:

Wanneer geldt:

$$h_p(t) > 2/3h_2(t) + 1/3a \text{ en } h_2(t) > a \text{ is er sprake van onvolkomen afvoer.}$$

Wanneer geldt:

$$h_p(t) \leq 2/3h_2(t) + 1/3a \text{ en } h_2(t) > a \text{ is er sprake van volkomen afvoer.}$$

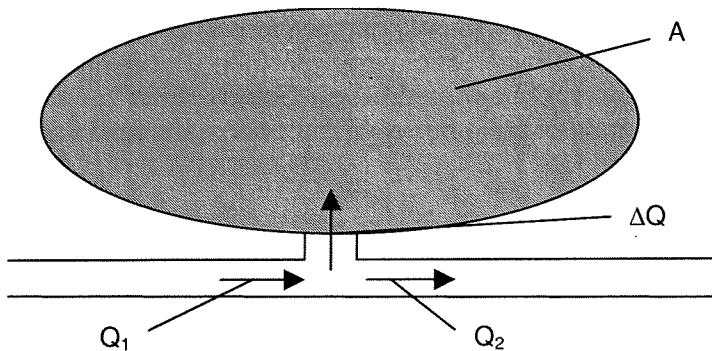
Wanneer geldt:

$$h_p(t) \geq h_2(t) \text{ of } h_2(t) \leq a \text{ vindt er geen afvoer over de overlaat meer plaats.}$$

Waterstand in de polder

De waterstand in de polder volgt uit de volumebalans voor de polder. Al het water dat over de overlaat wordt afgevoerd wordt in de polder geborgen. In figuur 4-7 is een definitieschets gegeven. Hierin is A het oppervlak van de polder. Voor de volumebalans van de polder geldt vergelijking (4.3). Na integratie van (4.3) volgt, wanneer de beginvoorwaarde voor de waterstand in de polder bekend is, de waterstand in de polder $h_p(t)$

$$\Delta Q = A \frac{\partial h_p}{\partial t} \quad (4.3)$$



figuur 4-7 Definitieschets systeem

4.4.4 Oplossen vergelijkingen

Uit de modellering in paragraaf 4.4.2 komt een stelsel vergelijkingen naar voren met een terugkoppeling erin. De vergelijkingen die het stelsel vormen worden hier herhaald.

1. Relatie tussen $Q_1(t)$, $Q_2(t)$ en $\Delta Q(t)$

Voor de volumebalans van de overlaat geldt:

$$Q_2(t) = Q_1(t) - \Delta Q(t) \quad (4.2)$$

2. Relatie tussen $h_2(t)$ en $Q_2(t)$

Er wordt van uit gegaan dat het debiet gedurende de hoogwater afvoergolf altijd zo groot is dat er water door het winterbed stroomt, $d > p$; hiermee:

$$d_2^{3/2} + \alpha(d_2 - p)^{3/2} = \frac{Q_2}{B_z} \sqrt{\frac{c_f}{g i_b}} = d e_z^{3/2} \quad (4.4)$$

$$\alpha = \frac{B_w}{B_z} - 1$$

3. Relatie tussen $\Delta Q(t)$, $h_2(t)$ en $h_p(t)$

Voor de relatie tussen $\Delta Q(t)$, $h_2(t)$ en $h_p(t)$ geldt, afhankelijk van de stromingstoestand over de overlaat:

$$\Delta Q(t) = 2/3 B_o (h_2(t) - a) \sqrt{2/3 g (h_2(t) - a)} \quad \text{bij volkomen afvoer} \quad (4.5)$$

$$\Delta Q(t) = B_o (h_p(t) - a) \sqrt{2 g (h_2(t) - h_p(t))} \quad \text{bij onvolkomen afvoer} \quad (4.6)$$

4. Relatie tussen $h_p(t)$ en $\Delta Q(t)$

Voor de relatie tussen $h_p(t)$ en $\Delta Q(t)$ geldt de volumebalans voor de retentiepolder:

$$\Delta Q(t) = A \frac{\partial h_p(t)}{\partial t} \quad (4.7)$$

Het stelsel van vier vergelijkingen wordt vervolgens voor de situatie van volkomen afvoer en onvolkomen afvoer apart opgelost.

Volkomen afvoer

Het stelsel vergelijkingen voor het geval van volkomen afvoer is hetzelfde als het stelsel vergelijkingen uit paragraaf 3.5.4, voor de situaties dat alle afvoer over de overlaat onbeperkt geborgen kan worden. Voor de oplossing van het stelsel vergelijkingen wordt verwezen naar paragraaf 3.5.4.

Onvolkomen afvoer

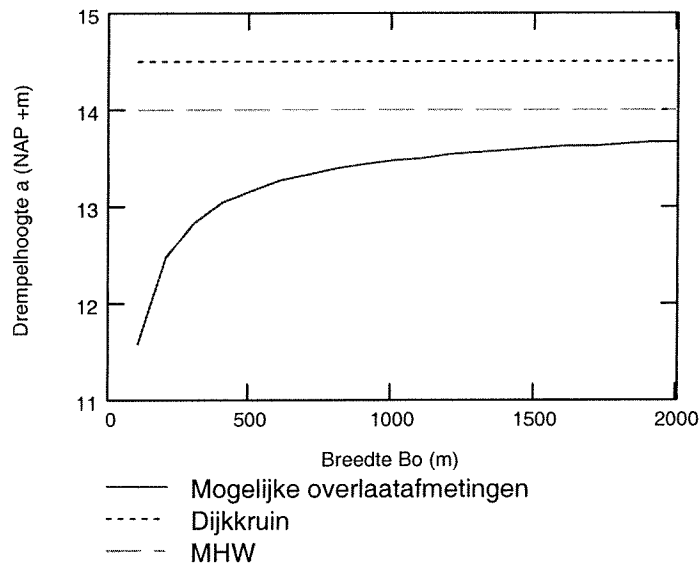
Het stelsel van vier vergelijkingen met vier onbekenden toestandsgrootheden, Q_2 , h_2 , ΔQ en h_p , wordt met behulp van Mathcad opgelost. Wanneer de beginvoorwaarde $h_p(0)$ bekend is kan vergelijking (4.7) numeriek worden opgelost met de methode van "Runge-Kutta".

Wanneer h_p bekend is volgen de waarden van de overige onbekenden door substitutie van de bekende waarden in het stelsel vergelijkingen.

4.5 Validatie model

In deze paragraaf wordt een kwalitatieve controle van het model uitgevoerd. De modelresultaten worden getoetst aan de verwachting voor hoe het systeem zich gedraagt. Hiertoe wordt voor vier voorbeelden waarvan ongeveer bekend is hoe het systeem zich gedraagt bekeken of de modelresultaten met deze verwachtingen overeenkomen. Wanneer dit het geval is, is het model gevalideerd. Het debiet bovenstrooms van de overlaat wordt stationair verondersteld: $Q_1(t) = 10.240 \text{ m}^3/\text{s}$. De hierbij behorende evenwichtswaterstand is $h_1(t) = \text{NAP} + 14.24 \text{ m}$. De maximaal toelaatbare waterstand benedenstrooms is de waterstand behorende bij een debiet van $9.600 \text{ m}^3/\text{s}$ en bedraagt $h_2(t) = \text{NAP} + 13.99 \text{ m}$ (MHW). De gewenste waterstandsvaling wordt hiermee: $\Delta h_{\text{gewenst}} = 0.25 \text{ m}$. De ontwerpgrafiek is in figuur 4-8 gegeven. Voor de invoer in het model gelden verder voor alle vier de testen de volgende waarden:

i_b	= 0.0001
C_f	= 0.004
B_w	= 1360m
B_z	= 260m
p	= 7m
g	= 9.81 m/s^2
$h_p(0)$	= NAP+10.2m



figuur 4-8 Ontwerpgrafiek overlaatafmetingen

De testen worden uitgevoerd voor verschillende waarden van A , a en B_o voor een tijdsduur (t) van 100uur met tijdstappen van 1uur. Hieronder volgt de beschrijving van de invoer, de verwachte uitvoer en de werkelijke uitvoer.

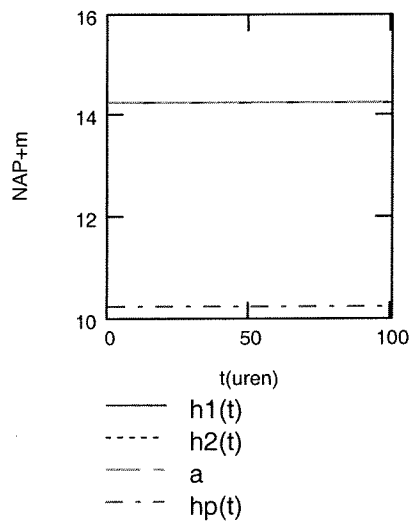
Test 1

Wanneer de drempelhoogte gelijk aan de waterstand voor de overlaat wordt gesteld en voor de afmetingen van de overlaat een punt op de lijn in de ontwerpgrafiek wordt genomen is de verwachting dat er geen water over de overlaat wordt afgevoerd. Het waterstandsverloop boven- en benedenstrooms van de overlaat is gelijk en de waterstand in de polder neemt niet toe. $h_p(t) = \text{NAP} + 10.2\text{m}$. In figuur 4-9 is te zien dat de verwachting uitkomt. De benedenstroomse waterstand is gelijk aan de bovenstroomse waterstand en voor de waterstand in de polder geldt: $h_p(t) = \text{NAP} + 10.2\text{m}$.

$$a = \text{NAP} + 14.24\text{m}$$

$$B_o = 1000\text{m}$$

$$A = 2500\text{ha}$$



figuur 4-9 Drempelhoogte gelijk aan de waterstand voor de overlaat

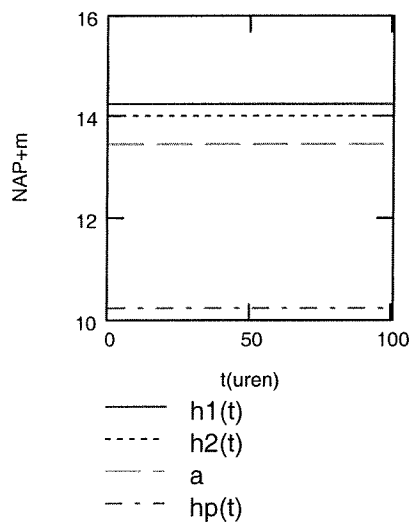
Test 2

Wanneer het oppervlak van de retentiepolder heel groot wordt verondersteld en voor de afmetingen van de overlaat een punt op de lijn in de ontwerpgrafiek wordt genomen is de verwachting dat de gewenste waterstandsaling wordt bereikt omdat de polder heel veel water kan bergen. In figuur 4-10 is te zien dat de verwachting uitkomt. De waterstand benedenstrooms is gelijk aan MHW en de stijging van de waterstand in de polder is verwaarloosbaar.

$$A = 2500 \cdot 10^{10} \text{ ha}$$

$$a = \text{NAP} + 13.47 \text{ m}$$

$$B_o = 1000 \text{ m}$$



figuur 4-10 Heel grote retentiepolder met afmetingen uit de ontwerpgrafiek

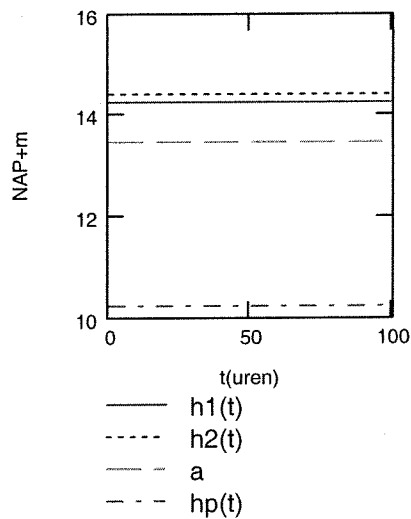
Test 3

Wanneer het oppervlak van de retentiepolder heel groot wordt verondersteld en de afmetingen van de overlaat boven de lijn in de ontwerpgrafiek worden gekozen wordt verwacht dat de overlaat het gewenste debiet niet kan afvoeren omdat de afmetingen van de overlaat te klein zijn en dus de gewenste waterstandsdeling niet wordt bereikt. In figuur 4-11 is te zien dat de verwachting uitkomt. De gewenste waterstandsdeling $\Delta h_{\text{gewenst}}=0.25\text{m}$ wordt niet bereikt. Voor de bereikte waterstandsdeling geldt: $\Delta h_{\text{bereikt}}=0.17\text{m}$.

$$A = 2500 \cdot 10^{10} \text{ ha}$$

$$a = \text{NAP} + 13.47 \text{ m}$$

$$B_o = 500 \text{ m}$$

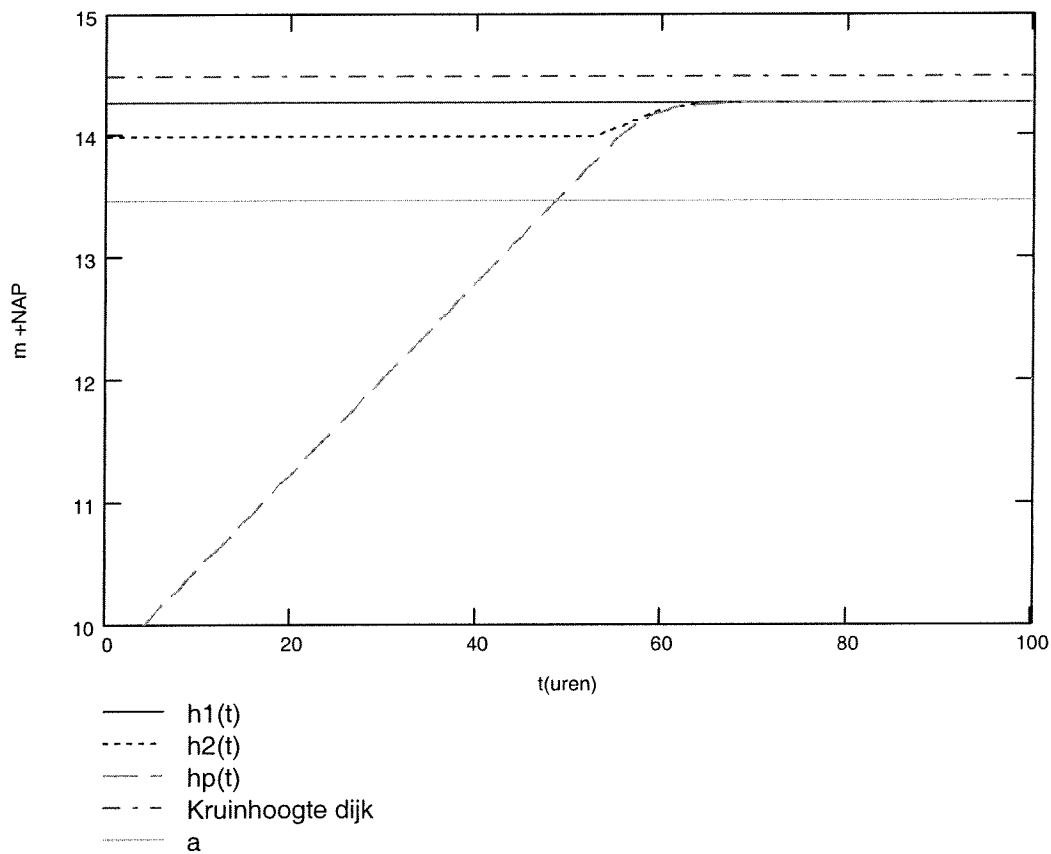


figuur 4-11 Heel grote retentiepolder met te kleine afmetingen voor de overlaat

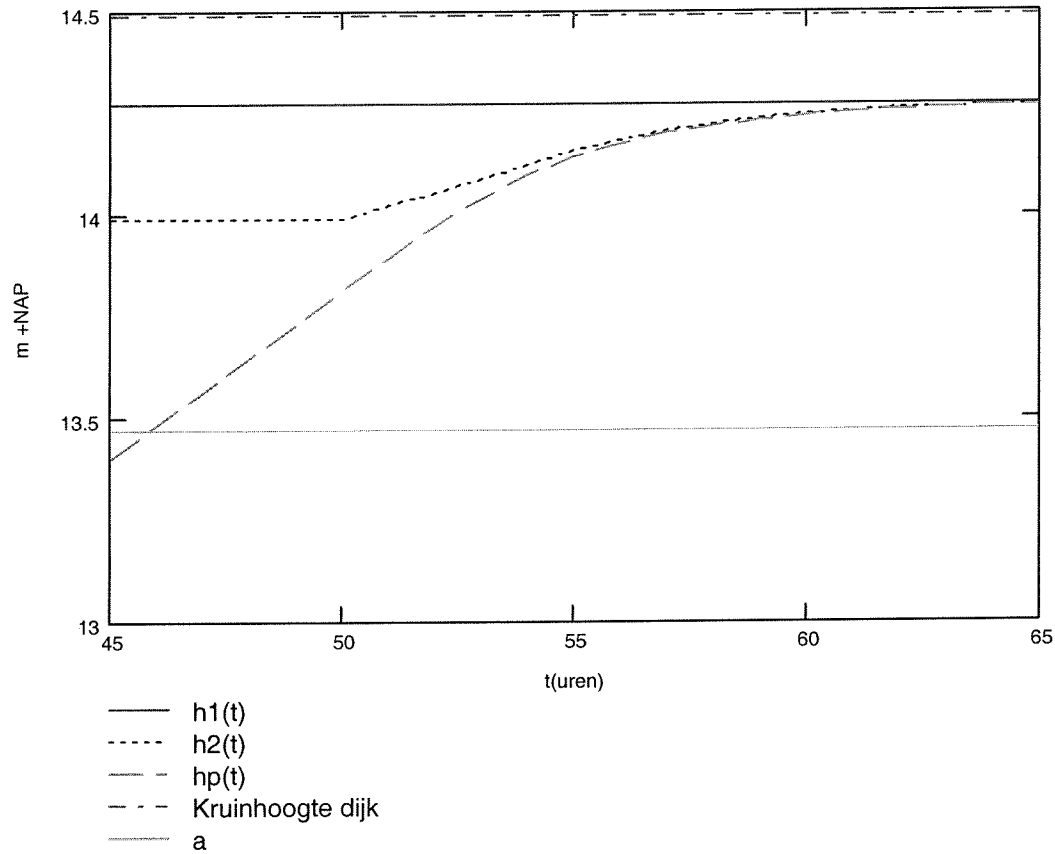
Test 4

Wanneer het oppervlak van de retentiepolder klein wordt gekozen en voor de afmetingen van de overlaat een punt op de lijn in de ontwerpgrafiek wordt genomen wordt verwacht dat de polder snel vol zit en de benedenstroomse waterstand na verloop van tijd gelijk wordt aan de bovenstroomse waterstand. In figuur 4-12 is te zien dat de afvoer over de overlaat na verloop van tijd kleiner wordt. Het punt waarop dit gebeurt is de overgang van volkomen afvoer over de overlaat naar onvolkomen afvoer. Wanneer de benedenstroomse waterstand gelijk is aan de waterstand in de polder vindt er geen afvoer over de overlaat meer plaats en wordt de benedenstroomse waterstand gelijk aan de bovenstroomse. In figuur 4-13 is een detail van het moment waarop de afvoer over de overlaat overgaat van volkomen afvoer naar onvolkomen afvoer gegeven.

A = 2500ha
a = NAP+13.47m
Bo = 1000m



figuur 4-12 Te kleine retentiepolder



figuur 4-13 Detail te kleine retentiepolder

Voor alle vier de testen komen de verwachte resultaten overeen met de met behulp van het model opgezet in dit hoofdstuk gevonden resultaten. Het model gedraagt zich zoals van tevoren is verwacht en is hiermee gevalideerd.

5 Gevoeligheidsanalyse

5.1 Inleiding

In deze paragraaf worden de gevoeligheden van de resultaten van het in hoofdstuk 4 ontwikkelde model onderzocht voor variaties in de gebruikte externe grootheden, systeemparemeters en coëfficiënten. Om de gevoeligheidsanalyse uit te voeren worden de twee deelmodellen A en B waaruit het model is opgebouwd apart onderzocht. Voor deelmodel A wordt de gevoeligheid van de benodigde afmetingen van de overlaat voor variaties in de gebruikte externe grootheden, systeemparemeters en coëfficiënten bekeken. Voor deelmodel B wordt de gevoeligheid van het effect van de overlaat, de bereikte waterstandsaling ($\Delta h_{\text{bereikt}}$), voor variaties in de gebruikte externe grootheden, systeemparemeters en coëfficiënten onderzocht.

Voor de gevoeligheidsanalyse wordt de volgende methode gehanteerd:

- Er wordt een referentiegeval gekozen voor de in te voeren externe grootheden en coëfficiënten. Hiervoor worden de resultaten bepaald en vastgelegd.
- Vervolgens worden de te onderzoeken externe grootheden, systeemparemeters en coëfficiënten één voor één gevarieerd en de resultaten vergeleken met het gekozen referentiegeval.

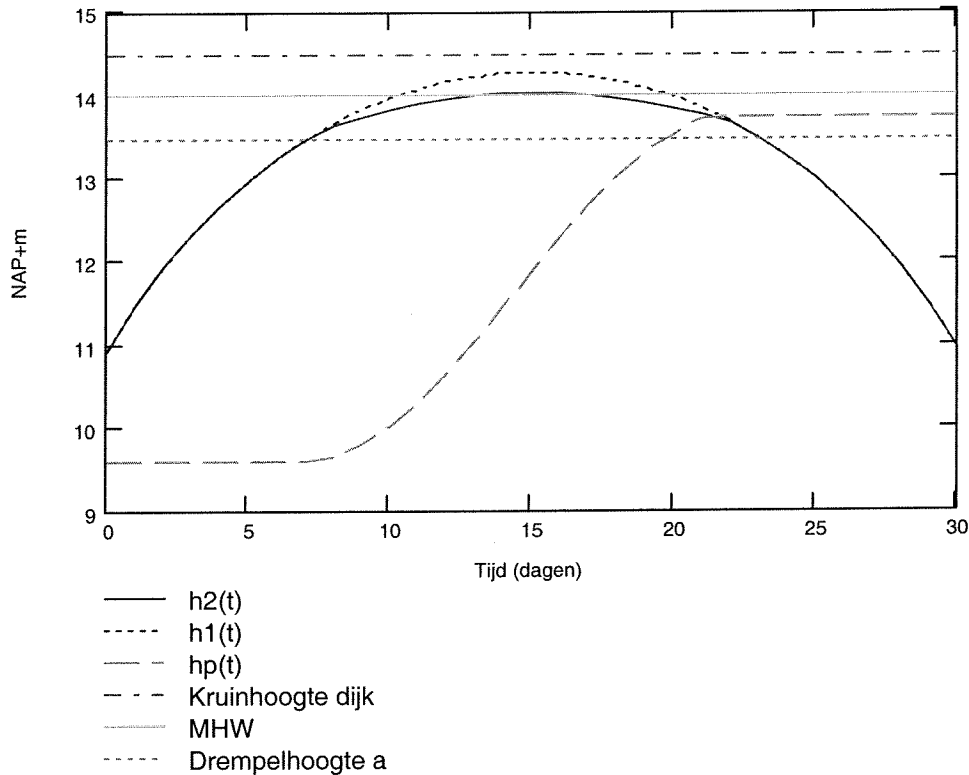
In paragraaf 5.2 wordt het referentiegeval beschreven. In paragraaf 5.3 wordt de gevoeligheidsanalyse voor deelmodel A uitgevoerd voor achtereenvolgens de piekafvoer (paragraaf 5.3.1), de dwarsdoorsnede van de Waal (paragraaf 5.3.2) en de bodemruwheid van de Waal (paragraaf 5.3.3). In paragraaf 5.4 volgt een gevoeligheidsanalyse voor deelmodel B voor achtereenvolgens de vorm van de afvoergolf (paragraaf 5.4.1), de afmetingen van de overlaat (paragraaf 5.4.2) en de schematisatie van de retentiepolder (paragraaf 5.4.3). Tot slot volgen in paragraaf 5.5 de conclusies van de uitgevoerde gevoeligheidsanalyse.

5.2 Referentiegeval

Voor het referentiegeval wordt uitgegaan van de volgende gegevens:

Voor de afvoergolf wordt een parabolische afvoergolf met een piekafvoer Q_{piek} van $10.240 \text{ m}^3/\text{s}$ genomen. De duur van de afvoergolf (D) bedraagt 720uur. De gemiddelde afvoer (Q_n) bedraagt $4000 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor de schematisatie van de Waal wordt uitgegaan van de schematisatie met zomer- en winterbed zoals in case 2 (paragraaf 3.7). De uit het model volgende ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat voor het referentiegeval is dezelfde als in paragraaf 3.7.2.

Het oppervlak van de retentiepolder (A) bedraagt 12.000 ha en voor de gemiddelde bodemligging geldt: $z_{\text{bp}} = \text{NAP} + 10.2 \text{ m}$. Voor de afmetingen van de overlaat wordt een punt gekozen op de lijn uit de ontwerpgrafiek: $a = \text{NAP} + 13.47 \text{ m}$ en $B_0 = 1000 \text{ m}$. Het waterstandsverloop bovenstrooms ($h_1(t)$) en benedenstrooms ($h_2(t)$) van de overlaat en het waterstandsverloop in de retentiepolder ($h_p(t)$) voor het referentiegeval zijn in figuur 5-1 gegeven. De gewenste waterstandsaling ($\Delta h_{\text{gewenst}}$) van 0.25 m wordt bereikt. De waterstand benedenstrooms van de overlaat wordt niet hoger dan MHW.



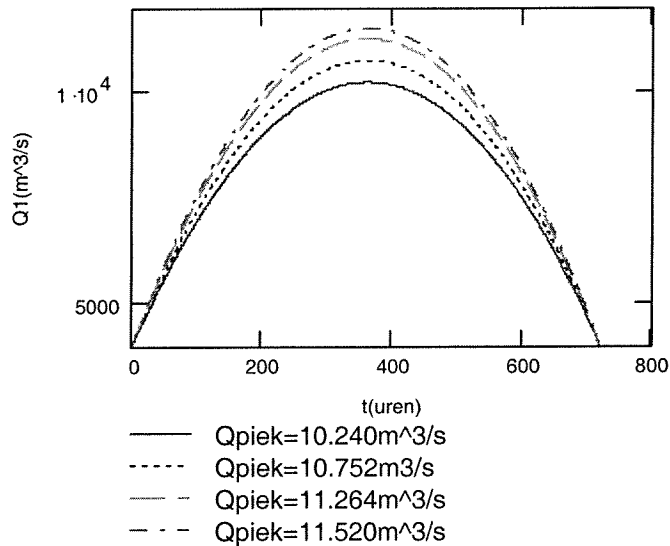
figuur 5-1 Waterstandsverloop boven- en benedenstrooms van overlaat ($h_1(t)$ en $h_2(t)$) en in de retentiepolder ($h_p(t)$)

5.3 Deelmodel A

5.3.1 Piekafvoer

Op de langere termijn (na 2015) wordt een nog hogere maatgevende afvoer dan $16.000\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith verwacht omdat door de klimaatsveranderingen de neerslaghoeveelheden en daardoor de extreme afvoeren van de Rijn zullen stijgen. Naast de verwachting dat de maatgevende afvoer op langere termijn hoger wordt bestaat er onzekerheid over de grootte van de "nieuwe" maatgevende afvoer van $16.000\text{m}^3/\text{s}$. De "oude" maatgevende afvoer van $15.000\text{m}^3/\text{s}$ bij Lobith was gebaseerd op een extrapolatie van meetgegevens van de periode 1901-1991. Na verlenging van deze periode tot 1996 kwam de maatgevende afvoer op $16.000\text{m}^3/\text{s}$. Oorzaak van deze stijging zijn de hoogwaters van 1993 en 1995 die in de nieuwe maatgevende afvoer zijn meegenomen. Enkele hoogwaters of extreem droge periodes kunnen de maatgevende afvoer dus behoorlijk beïnvloeden. Dit komt omdat als maatgevende afvoer de afvoer geldt die gemiddeld eens in de 1250 jaar optreedt en er pas 100 jaar gemeten is. De grafiek waarop de maatgevende afvoer is gebaseerd naar ver buiten de gemeten reeks geëxtrapoleerd. Om een indruk te krijgen van de gevoeligheid van de afmetingen van de overlaat resulterend uit deelmodel A voor een variatie in de verwachte maatgevende afvoer wordt in deze paragraaf een gevoeligheidsanalyse hiervoor uitgevoerd. Het referentiegeval staat in paragraaf 5.2 beschreven. De afvoergolven met verschillende piekafvoeren waarvoor de gevoeligheidsanalyse is uitgevoerd zijn in figuur 5-2 gegeven. De resultaten voor de gevoeligheid van de drempelhoogte staan in tabel 5-1 en voor de gevoeligheid van de breedte in tabel 5-2. Wanneer de invoerparameter Q_{piek} afwijkt met X% van de referentiewaarde dan is in kolom "Resultaat" aangegeven met welk percentage de uitkomst (a of B_o) verandert ten opzicht van de referentiewaarde. De ontwerpgrafiek voor verschillende waarden van Q_{piek} is in figuur 5-3 gegeven. Uit de resultaten blijkt dat de

drempelhoogte van de overlaat redelijk robuust is voor variaties in de piekafvoer en dat de breedte van de overlaat heel gevoelig is voor variaties in de piekafvoer.



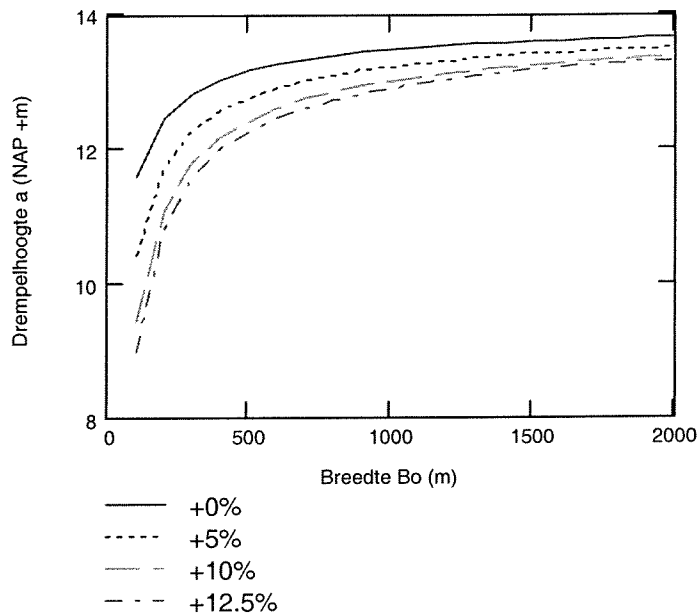
figuur 5-2 Afvoerverloop voor verschillende waarden van Q_{piek} op de Waal

Parameter	Variatie	Waarde (m^3/s)	$a(\text{NAP}+m)$	Resultaat
Q_{piek}	0%	16.000	13.47	0%
	+5%	16.800	13.22	-2%
	+10%	17.600	13.01	-3%
	+12.5%	18.000	12.91	-4%

tabel 5-1 Gevoeligheid drempelliging overlaat voor de piekafvoer (Lobith) met een breedte $B_o=1000\text{m}$

Parameter	Variatie	Waarde (m^3/s)	$B_o(\text{m})$	Resultaat
Q_{piek}	0%	16.000	1000	0%
	+5%	16.800	1800	+80%
	+10%	17.600	2605	+160%
	+12.5%	18.000	3000	+200%

tabel 5-2 Gevoeligheid breedte overlaat voor de piekafvoer (Lobith) met een drempelliging $a=\text{NAP}+13.47\text{m}$



figuur 5-3 Ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaats voor verschillende waarden van Q_{piek}

5.3.2 Dwarsdoorsnede Waal

In deze paragraaf wordt de gevoeligheid van de benodigde afmetingen van de overlaats voor variaties in de schematisatie van het dwarsprofiel van de Waal onderzocht. Hiertoe worden de breedte van het zomerbed (B_z), de breedte van het winterbed (B_w), de diepte van het zomerbed (p) en de bodemhelling (i_b) gevarieerd door ze te verhogen met 10% en te verlagen met 10%. Een grotere variatie is niet nodig omdat de onzekerheid in de schematisatie niet erg groot is. In tabel 5-3 is te zien hoe de drempelhoogte kwantitatief en procentueel verschilt van de referentiewaardes. De drempelhoogte blijkt redelijk robuust te zijn voor variaties in de schematisatie van de Waal. In tabel 5-4 is te zien hoe de breedte kwantitatief en procentueel verschilt van de referentiewaarde. De breedte van de overlaats blijkt erg gevoelig voor variaties in de schematisatie van de Waal. In bijlage 5-A zijn de bijbehorende ontwerpgrafieken voor de verschillende variaties gegeven.

Parameter	Variatie	Waarde	a(NAP+m)	Resultaat
B_z (m)	0%	260	13.47	0%
	+10%	286	13.31	-1%
	-10%	234	13.63	+1%
B_w (m)	0%	1360	13.47	0%
	+10%	1496	13.23	-2%
	-10%	1224	13.74	+2%
p (m)	0%	7	13.47	0%
	+10%	7.7	13.97	+4%
	-10%	6.3	12.96	-4%
i_b (-)	0%	0.0001	13.47	0%
	+10%	0.00011	13.27	-1%
	-10%	0.00009	13.69	+2%

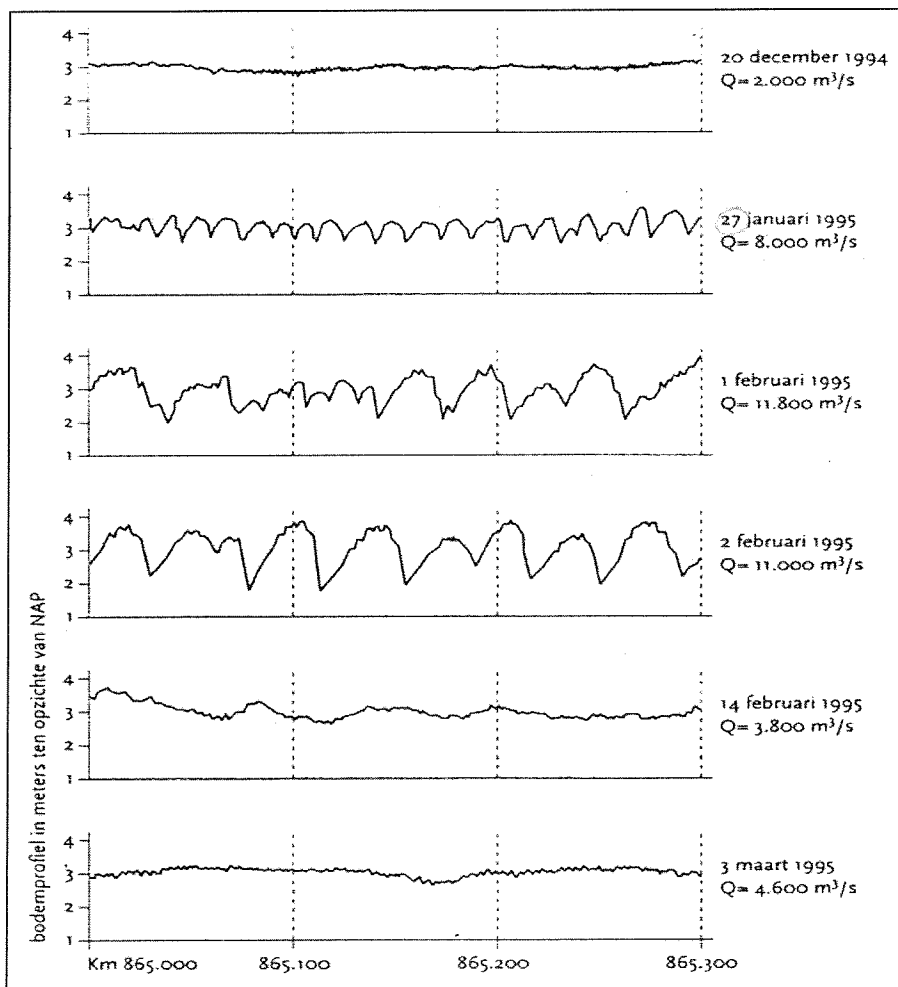
tabel 5-3 Gevoeligheid drempelhoogte overlaats voor schematisatie van de dwarsdoorsnede van de Waal met een breedte $B_o=1000\text{m}$

Parameter	Variatie	Waarde	Bo(m)	Resultaat
B _z (m)	0%	260	1000	0%
	+10%	286	1419	+42%
	-10%	234	758	-24%
B _w (m)	0%	1360	1000	0%
	+10%	1496	3625	+263%
	-10%	1224	460	-54%
p(m)	0%	7	1000	0%
	+10%	7.7	347	-65%
	-10%	6.3	94910	+850%
i _b (-)	0%	0.0001	1000	0%
	+10%	0.00011	2104	+110%
	-10%	0.00009	578	-42%

tabel 5-4 Gevoeligheid breedte overlaat voor schematisatie van de dwarsdoorsnede van de Waal met een drempellinging a=NAP+13.47m

5.3.3 Bodemruwheid Waal

Gedurende een hoogwatergolf treden er veranderingen in de bodem op. De ribbels en duinen worden hoger en breder. In figuur 5-4 is dit verschijnsel te zien voor een hoogwatergolf met een piekafvoer van 11.800m³/s bij Lobith (Rijkswaterstaat 1995).



figuur 5-4 Bodemveranderingen tijdens een hoogwatergolf van 1995 (Rijkswaterstaat 1995)

Voor de dimensieloze wrijvingscoëfficiënt c_f zoals gedefinieerd in (5.1) is in paragraaf 3.3 uitgegaan van de waarde 4×10^{-3} . c_f is dus onafhankelijk van de waterdiepte en de bodemruwheidshoogte (k) gesteld.

$$c_f \approx 0.015 \left(\frac{k}{R} \right)^{1/3} \quad (5.1)$$

De waarde van k kan worden bepaald met een door Van Rijn (1993) (zie Visser, 2000) ontwikkelde formule:

$$k = 3D_{90} + 20\gamma_r \Delta_r \left(\frac{\Delta_r}{\lambda_r} \right) + 1.1\gamma_d \Delta_d (1 - e^{-25\Delta_d/\lambda_d}) \quad (5.2)$$

waarin:

D_{90} = de korrel diameter die door 90% van de sedimentdeeltjes wordt onderschreden

Δ_r = ribbelhoogte (m)

λ_r = ribbellengte (m)

γ_d = vormfactor

Δ_d = duinhoogte (m)

λ_d = duinlengte (m)

γ_r = 1 (bed met alleen ribbels)

γ_r = 0.7 (bed met ribbels en duinen)

Hoe groot de duinen en ribbels in de Waal gedurende een afvoergolf met een piek van $16.000 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Lobith zijn is niet bekend. Uit figuur 5-4 volgt wel dat de ribbels en duinen gedurende een afvoergolf hoger worden. Uit formule (5.2) volgt dat hiermee ook de bodemruwheidshoogte groter wordt. Een grotere bodemruwheidshoogte leidt tot een grotere dimensieloze wrijvingscoëfficiënt c_f . In deze paragraaf wordt de gevoeligheid van de benodigde afmetingen voor de overlaat, berekend met deelmodel A, voor variaties van de coëfficiënt c_f onderzocht. Hiervoor wordt het referentiegeval uit paragraaf 5.2 genomen. In tabel 5-5 is te zien hoe de drempelhoogte van de overlaat kwantitatief en procentueel verschilt van de referentiewaarde voor verschillende variaties in c_f . In tabel 5-6 is te zien hoe de breedte van de overlaat kwantitatief en procentueel verschilt van de referentiewaarde voor verschillende variaties in c_f . De drempelhoogte van de overlaat blijkt robuust voor variaties in de schematisatie van de Waal en de breedte blijkt erg gevoelig voor de variaties in de schematisatie. In bijlage 5-B is de ontwerpgrafiek voor de verschillende variaties gegeven.

Parameter	Variatie	Waarde	a(NAP+m)	Resultaat
$c_f(-)$	0%	0.004	13.47	0%
	+10%	0.0044	13.67	+1%
	-10%	0.0036	13.25	-2%

tabel 5-5 Gevoeligheid drempelhoogte overlaat voor waarde dimensieloze wrijvingscoëfficiënt c_f met $Bo=1000\text{m}$.

Parameter	Variatie	Waarde	$Bo(\text{m})$	Resultaat
$c_f(-)$	0%	0.004	1000	0%
	+10%	0.0044	604	-40%
	-10%	0.0036	2332	+133%

tabel 5-6 Gevoeligheid breedte overlaat voor waarde dimensieloze wrijvingscoëfficiënt c_f met $a=\text{NAP}+13.47\text{m}$.

5.4 Deelmodel B

5.4.1 Vorm van de afvoergolf

In deze paragraaf wordt de gevoeligheid van de bereikte waterstandsddaling ($\Delta h_{\text{bereikt}}$) voor variaties in vorm van de afvoergolf onderzocht. De vorm van de parabolische afvoergolf wordt gevarieerd door voor de duur D verschillende waarden te nemen, D=30, D=33 en D=36 dagen. De piekafvoer blijft $10.240\text{m}^3/\text{s}$. De gemiddelde afvoer blijft $4000\text{m}^3/\text{s}$. Er wordt alleen naar een grotere duur gekeken omdat bij een kleinere duur de gewenste waterstandsddaling zeker bereikt wordt. Het af te voeren volume over de overlaat is dan kleiner en de waterstand benedenstrooms van de overlaat wordt niet groter dan de MHW. In tabel 5-7 is te zien hoe de bereikte waterstandsddaling kwantitatief en procentueel verschilt van de referentiewaarde voor twee variaties in de vorm van de afvoergolf. De bereikte waterstandsddaling blijkt redelijk gevoelig voor variaties in de vorm van de afvoergolf. In bijlage 5-C zijn de grafieken voor het waterstandsverloop boven- en benedenstrooms van de overlaat voor de verschillende variaties gegeven.

Parameter	Variatie	Waarde	$\Delta h_{\text{bereikt}}$ (m)	Resultaat
D(dagen)	0%	30	0.25	0%
	+10%	33	0.21	-16%
	+20%	36	0.13	-48%

tabel 5-7 Gevoeligheid bereikte waterstandsddaling voor de vorm van de afvoergolf

In de praktijk komen er ook afgeplatte, scherpe en tweetoppige afvoergolven voor. Dit heeft te maken met het ontstaan van de afvoergolf. Als alle toppen de hoofdstroom precies bereiken op het moment dat de golf in de hoofdstroom passeert ontstaat een steile golf. Als ze voor of achter lopen wordt de golf platter of tweetoppig. Omdat in de praktijk de variaties in de vorm van de afvoergolf anders zijn dan de gebruikte variaties in deze paragraaf wordt in bijlage 5-D een extra gevoeligheidsanalyse voor de vorm van de afvoergolf uitgevoerd. Hierbij wordt voor de vorm van de afvoergolf gebruik gemaakt van twintig opgeschaalde afvoergolven die zijn opgetreden tussen 1919 en 1995 (zie Klopstra en Duits, 1999). In bijlage 3-D is de achtergrond van het opschalen van een afvoergolf uitgelegd. De afvoergolf waaraan wordt gerefereerd is de maatgevende afvoergolf. Uit deze gevoeligheidsanalyse blijkt dat de bereikte waterstandsddaling erg gevoelig is voor de vorm van de afvoergolf. Van de twintig onderzochte golven wordt voor slechts elf afvoergolven de gewenste waterstandsddaling bereikt.

5.4.2 Afmetingen overlaat

In deze paragraaf wordt de gevoeligheid van de bereikte waterstandsddaling ($\Delta h_{\text{bereikt}}$) voor de afmetingen van de overlaat, de drempelhoogte (a) en de breedte (Bo), onderzocht. In tabel 5-8 is te zien hoe de gewenste waterstandsddaling kwantitatief en procentueel verschilt van de referentiewaarde. De waterstandsddaling blijkt erg gevoelig voor een verlaging van de drempelhoogte van de overlaat. Uit de resultaten voor de variaties in de breedte volgt dat de bereikte waterstandsddaling redelijk robuust is voor de breedte van de overlaat. In bijlage 6-E volgen de grafieken met de resultaten.

Parameter	Variatie	Waarde	$\Delta h_{\text{bereikt}}$ (m)	Resultaat
a(NAP+m)	0%	13.47	0.25	0%
	+5%	14.14	0.02	-92%
	-5%	12.80	0.23	-16%
Bo(m)	0%	1000	0.25	0%
	+10%	1100	0.25	0%
	-10%	900	0.24	-4%

tabel 5-8 Gevoeligheid bereikte waterstandsdaling voor afmetingen van de overlaat

5.4.3 Schematisatie retentiepolder

De retentiepolder is geschematiseerd als een bak met horizontale bodem met een oppervlakte A en een gemiddelde bodemligging z_{bp} . In deze paragraaf wordt de gevoeligheid van de bereikte waterstandsdaling voor variaties in de oppervlakte van de polder en de gemiddelde bodemligging onderzocht. In tabel 5-9 is te zien hoe de gewenste waterstandsdaling kwantitatief (absoluut) en procentueel (relatief) verschilt van de referentiewaarde. De waterstandsdaling blijkt redelijk gevoelig te zijn voor een kleiner oppervlak van de retentiepolder en een hogere gemiddelde bodemligging. Dit blijkt ook uit de resultaten voor het waterstandsverloop in de grafieken in bijlage 5-F. Bij een grotere polder en een kleinere gemiddelde bodemligging wordt de gewenste waterstandsdaling bereikt. Er kan dan ook meer water worden geborgen.

Parameter	Variatie	Waarde	$\Delta h_{\text{bereikt}}$ (m)	Resultaten
z_{bp} (NAP+m)	0%	10.21	0.25	0%
	+5%	10.72	0.23	-7%
	+10%	11.23	0.13	-48%
A(ha)	0%	12.000	0.25	0%
	-5%	11.400	0.24	-4%
	-10%	10.800	0.13	-54%

tabel 5-9 Gevoeligheid bereikte waterstandsdaling voor de schematisatie van de retentiepolder

5.5 Conclusies

De gevoeligheid van de resultaten uit het model voor variaties in de externe grootheden, de systeemp parameters en de coëfficiënten zijn voor de deelmodellen A en B apart bekeken. Samengevat kan gezegd worden dat voor de afmetingen van de overlaat het volgende geldt: De breedte van de overlaat is erg gevoelig voor de piekafvoer, de schematisatie van het dwarsprofiel van de Waal en de bodemruwheid van de Waal. De drempelliging blijkt veel minder gevoelig voor de piekafvoer. Voor de bereikte waterstandsdaling geldt dat deze erg gevoelig is voor de vorm van de afvoergolf, redelijk gevoelig voor de drempelhoogte van de overlaat, robuust voor de breedte van de overlaat, en gevoelig voor de bodemligging van de retentiepolder en de oppervlakte van de retentiepolder.

6 Model rivier, overlaat en polder

6.1 Inleiding

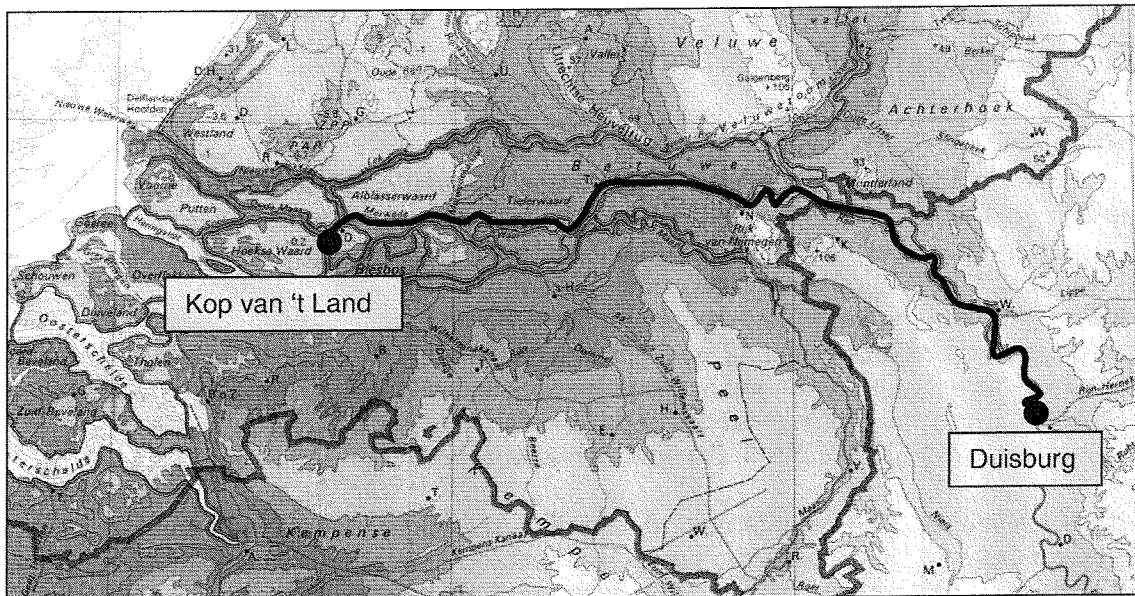
In de voorgaande hoofdstukken is het effect van een overlaat op de waterstand direct benedenstrooms ervan onderzocht. Hierbij is gebruik gemaakt van vereenvoudigende aannamen voor de vergelijkingen van De Saint-Venant (paragraaf 3.2). De traagheidstermen zijn verwaarloosd, er is sprake van een quasi-statische benadering. De invloed van de hoogwatergolf op het momentane verhang van de waterspiegel is verwaarloosd, er is sprake van een quasi-eenparige benadering. In dit hoofdstuk worden de rivier, de overlaat en de polder en het waterstands- en debietsverloop gemodelleerd in het software programma DUFLOW, een numeriek programma dat gebruik maakt van het volledige stelsel vergelijkingen van De Saint-Venant. De doelen hiervan zijn:

- Het vergelijken van de resultaten uit de modellen met vereenvoudigende aannamen in de vergelijkingen van De Saint-Venant met de resultaten gevonden met DUFLOW.
- Het onderzoeken van het waterstandsverloop langs de rivieras bij toepassing van een overlaat. Hiermee kan het effect van de overlaat, de waterstandsdeling, onderzocht worden.

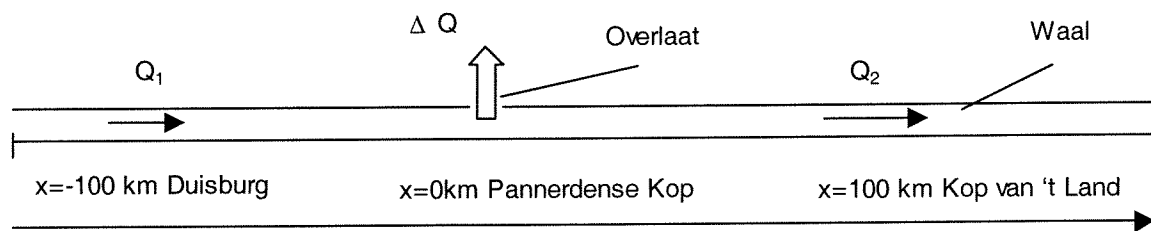
In paragraaf 6.2 worden het studiegebied afgebakend en het systeem beschreven. Om een eerste indruk van het verloop van de waterstand langs de rivieras te krijgen wordt in paragraaf 6.3 een berekening met de verhanglijnvergelijking uitgevoerd. De afvoer wordt hiervoor stationair verondersteld. De theorie staat in paragraaf 6.3.1 beschreven. De resultaten volgen in paragraaf 6.3.2. In paragraaf 6.4 wordt de modellering van het systeem in DUFLOW beschreven. In paragraaf 6.5 volgen de resultaten uit DUFLOW. Om de resultaten te kunnen vergelijken met de resultaten uit de modellen uit voorgaande hoofdstukken wordt een controleberekening met beide modellen uitgevoerd in paragraaf 6.5.1. Vervolgens wordt het waterstandsverloop langs de rivieras onderzocht in paragraaf 6.5.2. Tot slot volgen in paragraaf 6.6 de conclusies van dit hoofdstuk.

6.2 Studiegebied en systeem

Het studiegebied uit voorgaande hoofdstukken wordt uitgebreid. Bovenstrooms van de Pannerdense Kop wordt de rivier tot aan Duisburg in Duitsland geschematiseerd. Als benedenstroomse grens geldt Kop van 't Land (figuur 6.1). De totale lengte van het studiegebied bedraagt 200km. De overlaat en polder worden op dezelfde locatie als in de vorige hoofdstukken gesitueerd, direct benedenstrooms het splitsingspunt Pannerdense Kop. In figuur 6-2 is het systeem gegeven.



figuur 6-1 Studiegebied



figuur 6-2 Systeem

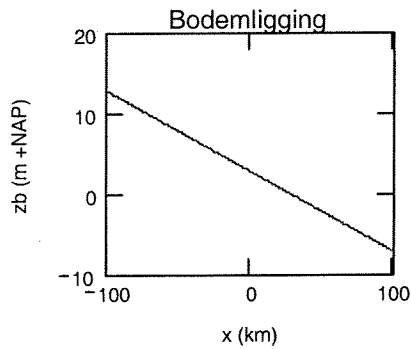
6.3 Schematisatie

Het systeem beschreven in de vorige paragraaf is op te delen in drie deelsystemen, de rivier, de overlaat en de polder. Voor de schematisatie van de overlaat en de retentiepolder gelden de uitgangspunten zoals beschreven in paragraaf 4.3. In deze paragraaf worden de uitgangspunten voor de schematisatie van de rivier beschreven. Voor het dwarsprofiel wordt uitgegaan van de schematisatie uit hoofdstuk 3 (figuur 3-7). Voor de dimensieloze wrijvingscoëfficiënt c_f geldt $c_f = 0.004$ (paragraaf 3.4.1). In dit hoofdstuk wordt ervan uitgegaan dat er geen splitsingspunt bij de Pannerdense Kop is. Over het hele traject van Duisburg tot Kop van 't Land wordt, behalve via de overlaat, geen debiet aan de rivier onttrokken.

De bodemligging wordt constant in de tijd verondersteld. Variaties als gevolg van sedimenttransport worden buiten beschouwing gelaten. De gehanteerde bodemligging $z_b(x)$ (NAP +m) is verkregen door middeling van de bodemligging zoals beschreven in de studie Uitgangspunten Rivierdijkversterking (Waterloopkundig Laboratorium, 1983) en de Integrale Verkenning van de Rijntakken (Waterloopkundig Laboratorium & Geodan, 1994), zie De Jager (1998). Voor het bodemverhang i_b wordt een constante waarde van $1 \cdot 10^{-4}$ genomen. De waarden van de bodemligging zijn weergegeven in (tabel 6-1) en uitgezet in (figuur 6-3).

Plaats	Kilometerraai	x-coördinaat (km)	Bodemniveau $z_b(x)$ (NAP+m)
Duisburg	769	-100km	NAP+12.75m
Pannerdense Kop	869	0km	NAP+2.75m
Kop van 't Land	969	100km	NAP-7.25m

tabel 6-1 Gegevens bodemligging systeem



figuur 6-3 Gemiddelde bodemligging systeem

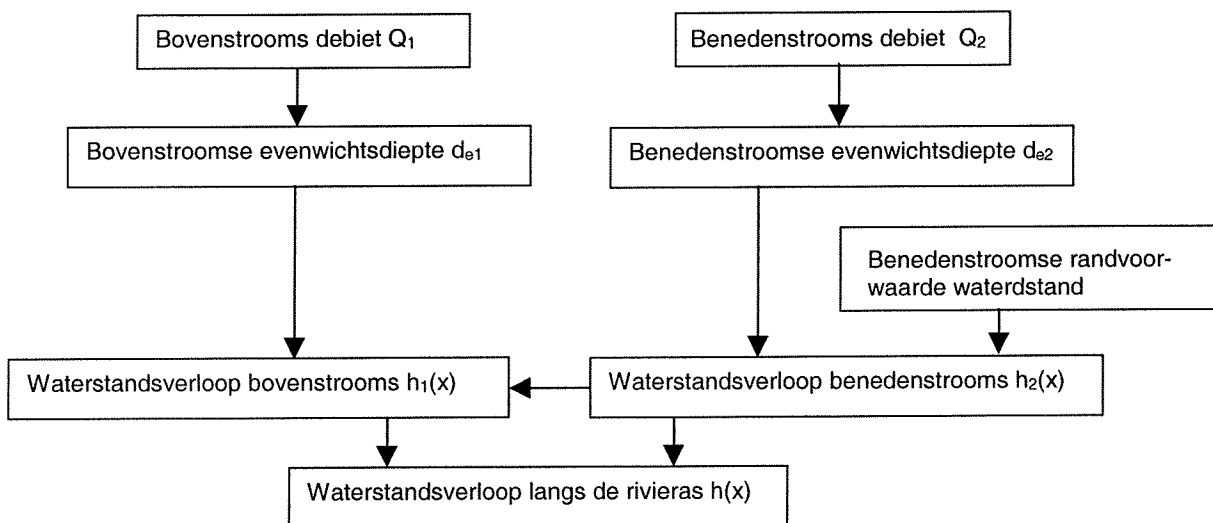
6.4 Verhanglijvergelijking

In deze paragraaf wordt een eerste indruk gegeven van het waterstandsverloop langs de rivieras met behulp van de theorie voor de berekening van verhanglijnen. In paragraaf 6.4.1 wordt de theorie voor de berekening van verhanglijnen beschreven en in paragraaf 6.4.2 wordt met behulp van de theorie het waterstandsverloop langs de rivieras bepaald voor stationaire rivierafvoer.

6.4.1 Theorie

In figuur 6-4 zijn in een schema de verbanden tussen de grootheden die van belang zijn weergegeven waarin:

- Q_1 = debiet bovenstrooms van de overlaat (m^3/s)
- d_{e1} = evenwichtsdiepte bovenstrooms van de overlaat (m)
- $h_1(x)$ = waterstandsverloop bovenstrooms van de overlaat (NAP+m)
- Q_2 = debiet benedenstrooms van de overlaat (m^3/s)
- d_{e2} = evenwichtsdiepte benedenstrooms van de overlaat (m)
- $h_2(x)$ = waterstandsverloop benedenstrooms van de overlaat (NAP+m)



figuur 6-4 Verbanden tussen grootheden bij berekening verhanglijnen

De basis voor de berekening van het waterspiegelverloop (de verhanglijn) in het geval van rechte lijnige, stationaire stroming is de vergelijking van Bélanger (1828). Eerst wordt de aanpassingslengte L van de stroming berekend. Hiermee kan vervolgens de waterdiepte $d(x)$ voor elke x langs de rivier-as worden bepaald.

$$\frac{\partial d}{\partial x} = i_b \frac{d^3 - d_e^3}{d^3 - d_g^3} \quad (\text{Bélanger}) \quad (6.1)$$

waarin:

$$d_e^3 = \frac{c_f q^2}{i_b g}$$

$$d_g^3 = \frac{q^2}{g}$$

Hierin is d_g de grensdiepte, de diepte waarbij de stroom kritisch is. Er geldt dan $Fr^2=1$. De oplossing van de differentiaalvergelijking (6.1) wordt vervolgens benaderd voor relatief kleine afwijkingen van de evenwichtsdiepte zoals hier wordt verondersteld. Er geldt:

$$\frac{\partial d}{\partial x} = \frac{(d - d_e)}{L} \quad (6.2)$$

waarin L , de aanpassingslengte van de stroming, is gedefinieerd als:

$$L = \frac{d_e^3 - d_g^3}{i_b d_e^2} = \frac{1 - \frac{i_b}{c_f}}{i_b} d_e \quad (6.3)$$

Voor kleine waarden van het Froude getal kan (6.3) benaderd worden met:

$$L = \frac{d_e}{i_b}$$

Wanneer de benedenstroomse randvoorwaarde bekend is volgt de oplossing van vergelijking (6.2) waarmee de waterdiepte langs de rivieras berekend kan worden:

$$d(x) = d_e + (d(0) - d_e) e^{-\frac{3(x-x_0)}{L}}$$

Over een lengte L is de afwijking van de waterdiepte ten opzichte van de evenwichtsdiepte met een factor e^{-3} gereduceerd.

Uit de waterdiepte $d(x)$ kan vervolgens de waterstand ten opzichte van NAP ($h(x)$) berekend worden door bij de bodemligging $z_b(x)$ de waterdiepte $d(x)$ op te tellen. Voor de bodemligging $z_b(x)$ geldt:

$$z_b(x) = -i_b x + z_b(0)$$

waarin $z_b(0)$ de bodemligging ten opzichte van NAP en i_b het bodemverhang. Voor het waterstandsverloop $h(x)$ volgt:

$$h(x) = d(x) + z_b(x)$$

6.4.2 Resultaten

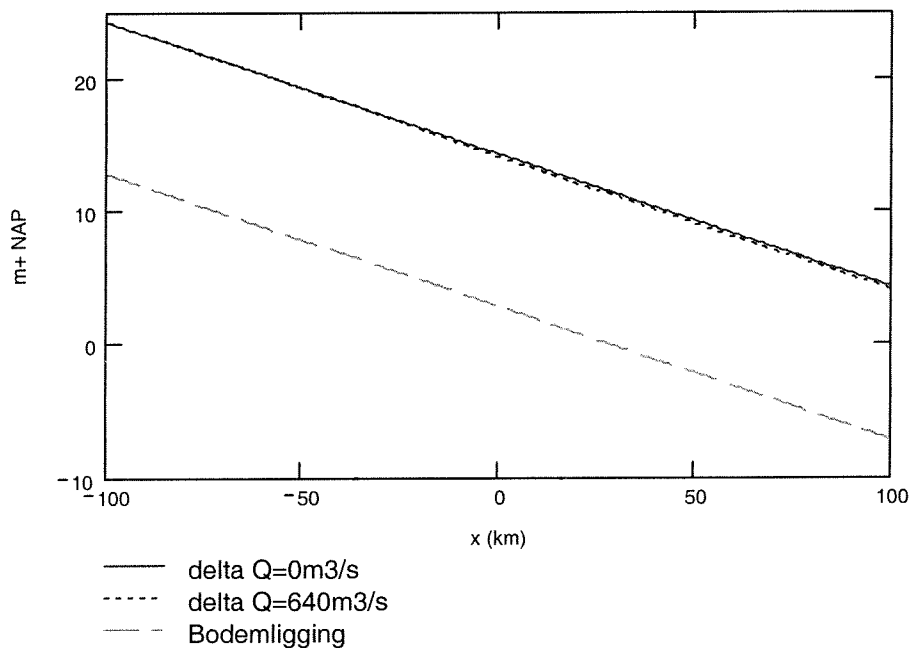
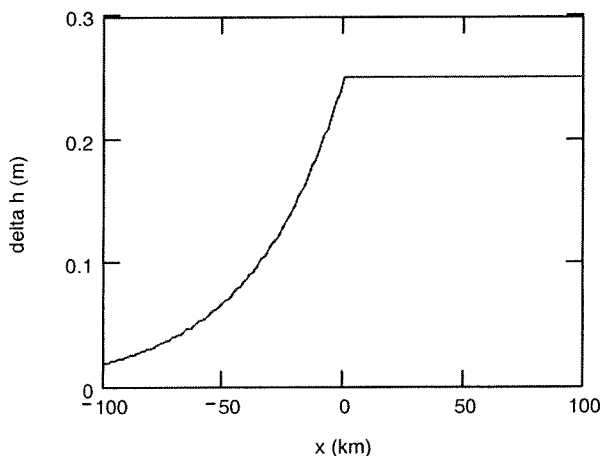
In deze paragraaf wordt met behulp van de verhanglijnvergelijking het waterstandsverloop langs de rivieras bepaald wanneer een overlaat wordt toegepast. Hierbij wordt uitgegaan van een stationaire rivierafvoer. Voor de gegevens over de afvoeren en waterstanden en de gewenste waterstands- en debietsdaling wordt gebruik gemaakt van de gegevens uit paragraaf 3.6.2.

	Q Rijn (m ³ /s)	Q Waal (m ³ /s)	Waterstand Pannerdense Kop (NAP +m)
Maatgevende afvoer 2000	15.000	9.600	13.99
Maatgevende afvoer 2015	16.000	10.240	14.24
Gewenste debietsdaling ΔQ	-	640	-
Gewenste waterstands­daling Δh	-	-	0.25

figuur 6-5 Gegevens afvoeren en waterstanden

Waterstandsverloop langs rivieras

In figuur 6-6 is het waterstandsverloop langs de rivieras voor $Q_1=10.240\text{m}^3/\text{s}$ met $\Delta Q=0\text{m}^3/\text{s}$ en met $\Delta Q=640\text{m}^3/\text{s}$ weergegeven. De waterstands­daling langs de rivieras als gevolg van een constant debiet over de overlaat van $640\text{m}^3/\text{s}$ volgt in figuur 6-7.

figuur 6-6 Waterstandsverloop voor $Q_1=10.240\text{m}^3/\text{s}$ met $\Delta Q=0\text{m}^3/\text{s}$ en $\Delta Q=640\text{m}^3/\text{s}$ figuur 6-7 Waterstands­daling langs de rivieras wanneer $Q_1=10.240\text{m}^3/\text{s}$ en $\Delta Q=640\text{m}^3/\text{s}$

Uit figuur 6-6 en figuur 6-7 volgt dat het effect van de overlaat voor de in dit onderzoek gebruikte schematisatie van de Waal meer dan 100km bovenstrooms van de overlaat

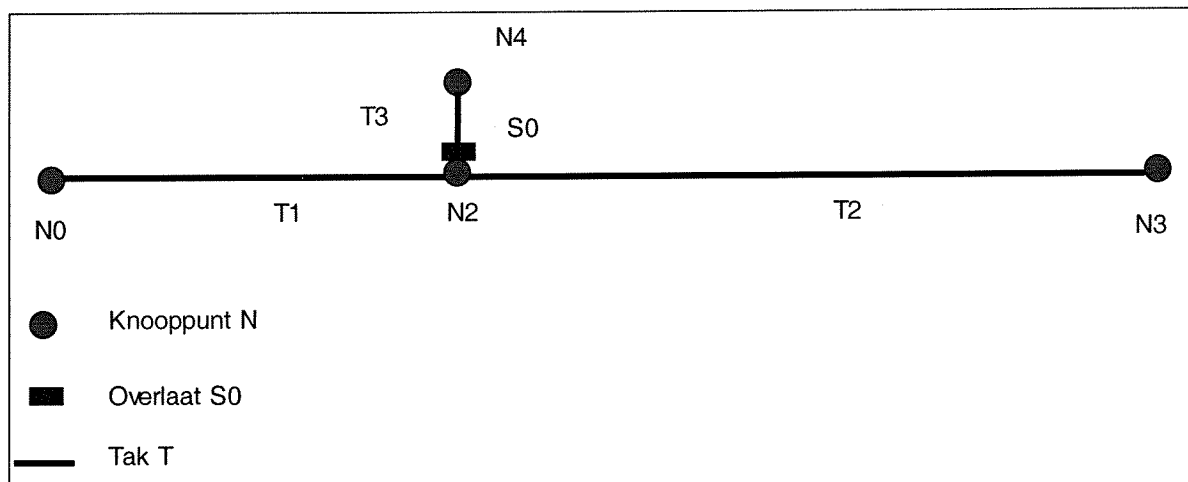
merkbaar is. De waterstandsdaling 100km bovenstrooms bedraagt nog 2.5cm. De waterstandsdaling neemt vlak voor de overlaat veel sneller toe dan verder stroomopwaarts. Omdat als benedenstroomse randvoorwaarde voor de waterstand de evenrichtswaterstand is genomen is het effect van de overlaat benedenstrooms ervan overal even groot: $\Delta h = 0.25\text{m}$. In deze paragraaf is van een stationaire afvoer uitgegaan. In de volgende paragraaf wordt het effect van de overlaat, de waterstandsdaling langs de rivieras, voor een afvoergolf onderzocht.

6.5 Modelling in DUFLOW

6.5.1 Opzet

Het systeem van de rivier, de overlaat en de polder wordt in DUFLOW geschematiseerd door middel van een hoofdtak (rivier), een zijtak (polder) en vier knopen. De knopen liggen aan de uiteinden van de hoofdtak en zijtak en op de splitsing van de hoofdtak en zijtak. Het systeem met de nummering van de takken en knopen is in figuur 6.2 gegeven.

Aan de benedenstroomse rand van het systeem, knoop N3, wordt een randvoorwaarde voor de waterstand opgelegd. Om de invloed van deze randvoorwaarde op het waterstandsverloop in het systeem buiten beschouwing te laten wordt knoop N3 200km benedenstrooms van de rand van het beschouwde systeem gelegd. De totale lengte van de takken T1 en T2 wordt hiermee 400km. Voor de resultaten van het debiets- en waterstandsverloop wordt alleen naar het verloop 100km bovenstrooms van N2 en 100km benedenstrooms van N2 gekeken.



figuur 6-8 Systeem in DUFLOW

De schematisatie van het dwarsprofiel voor T1 en T2 en de bodemligging zijn in de vorige paragraaf beschreven. Voor de schematisatie worden een aantal gegevens uit paragraaf 3.5 overgenomen. Voor de bodemligging in de knopen N0, N2 en N3 geldt:

$$\begin{aligned} \text{N0: } z_b(-100) &= \text{NAP} + 12.75\text{m} \\ \text{N2: } z_b(0) &= \text{NAP} + 2.75\text{m} \\ \text{N3: } z_b(100) &= \text{NAP} - 7.25\text{m} \end{aligned}$$

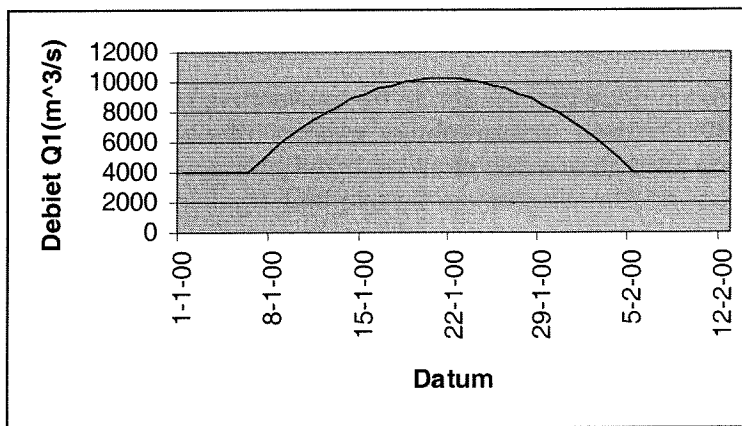
De overlaat is in DUFLOW als een stuw gedefinieerd (S0) met een bepaalde drempelhoogte a en een breedte B_0 . De polder is als een heel brede rivier (T3) met rechthoekig dwarsprofiel direct achter de overlaat geschematiseerd. De invoergegevens in het model zijn de drempelhoogte en de breedte van de overlaat en de breedte van de tak T3. Met de laatste kan het oppervlak van de polder gevarieerd worden.

6.5.2 Gegevens

Om een berekening in DUFLOW te kunnen maken zijn, behalve de hierboven beschreven invoergegevens, gegevens nodig voor de rand- en beginvoorwaarden, de ruwheidscoëfficiënt en de gegevens voor de simulatie in DUFLOW (simulatieperiode, tijdstap, plaatsstap).

Randvoorwaarden

Op elke rand van het model, de knopen N0, N3 en N4, wordt een randvoorwaarde opgelegd. Voor de knopen N0 en N4 wordt een randvoorwaarde voor het debiet opgelegd. In figuur 6-9 is de afvoergolf die als randvoorwaarde voor N0 wordt gebruikt gegeven. Het afvoerverloop voor de Waal is parabolisch en de piekafvoer bedraagt $10.240\text{m}^3/\text{s}$, de nieuwe maatgevende afvoer. Door middel van een retentiepolder moet de piekafvoer naar $9.600\text{m}^3/\text{s}$ worden gebracht. Omdat er beperkt water in de polder kan worden geborgen wordt voor N4 een constant debiet van $0\text{m}^3/\text{s}$ opgelegd. Voor N3 wordt een randvoorwaarde voor de waterstand opgelegd. Hiervoor wordt de evenwichtswaterstand behorende bij een debiet van $Q_1=4.000\text{m}^3/\text{s}$ genomen, het debiet op $t=0$.



figuur 6-9 Randvoorwaarde voor het debiet in N0.

Beginvoorwaarden

In tabel 6-2 zijn de beginvoorwaarden in de knopen gegeven. De laatste twee rijen beschrijven de beginvoorwaarden voor de waterstand direct voor de overlaat ($S0_v$) en direct erna ($S0_n$) (in de richting loodrecht op de stroom). Voor de beginvoorwaarden voor de waterstanden zijn de evenwichtswaterstanden bij $Q_1=4.000\text{m}^3/\text{s}$ genomen.

Punt	Debiet (m^3/s)	Waterstand (NAP+m)
N0	4.000	21.75
N2	4.000	11.75
N3	4.000	-18.25
N4	0	10.20
$S0_v$	0	11.75
$S0_n$	0	10.20

tabel 6-2 Beginvoorwaarden voor debiet en waterstand op de knopen

Bodemruwheid

In DUFLOW wordt voor de weerstand gewerkt met de coëfficiënt van Chézy (C). In de voorgaande hoofdstukken is hiervoor de weerstandsfactor c_f gebruikt. Er geldt:

$$C = \sqrt{\frac{g}{c_f}}$$

Met $c_f=0.004$, zoals in voorgaande hoofdstukken is aangenomen volgt hieruit $C=49.5\text{m}^{1/2}/\text{s}$.

Simulatiegegevens

De simulatie loopt van 01-01-2000 tot 12-02-2000 (figuur 6-9). De tijdstap waarmee wordt gerekend (Δt) bedraagt 20 minuten. Elke 6 uur wordt de berekende waarde opgeslagen. De plaatsstap (Δx) bedraagt 100m.

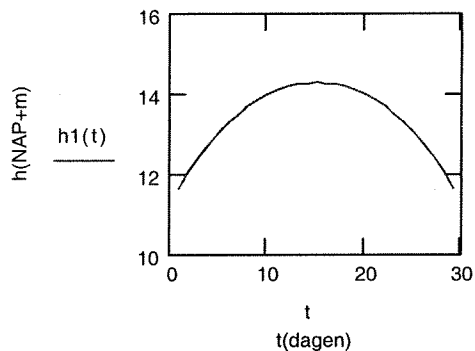
6.6 Resultaten

6.6.1 Waterstands- en debietverloop ter plaatse van de overlaat

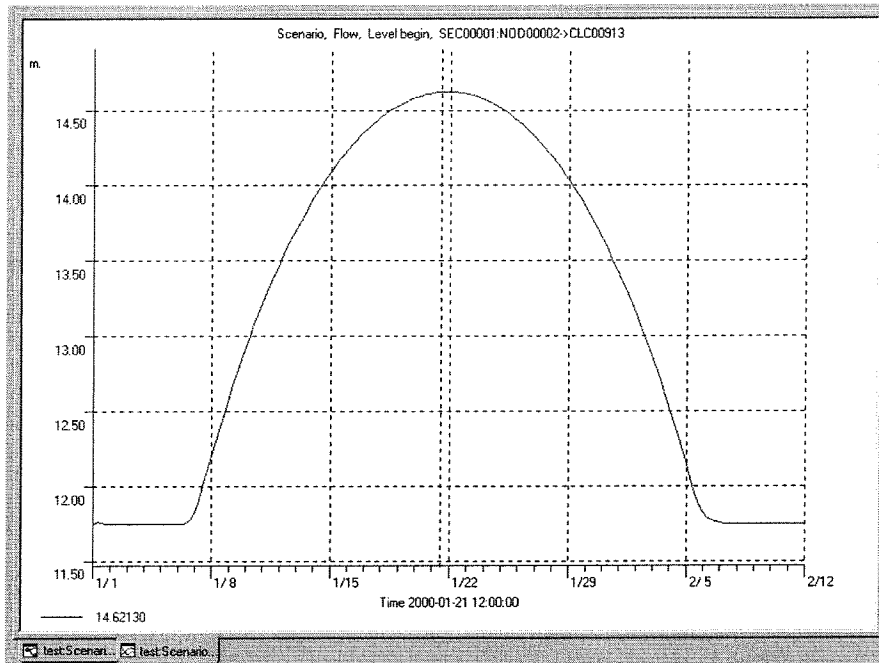
Eerst wordt het waterstandsverloop in DUFLOW zonder toepassing van een overlaat onderzocht en vergeleken met het waterstandsverloop berekend met de eigen modellen uit de hoofdstukken 3 en 4. De resultaten voor beide gevallen zijn in de figuren 6-10 en 6-11 gegeven. De waterstanden berekend met DUFLOW blijken ongeveer 0.4m hoger dan de waterstanden berekend met het eigen model. Voor $t=15$ dagen geldt:

$$\begin{aligned} h_1(15) &= \text{NAP} + 14.26\text{m} && \text{(eigen model)} \\ h_1(15) &= \text{NAP} + 14.63\text{m} && \text{(DUFLOW model)} \end{aligned}$$

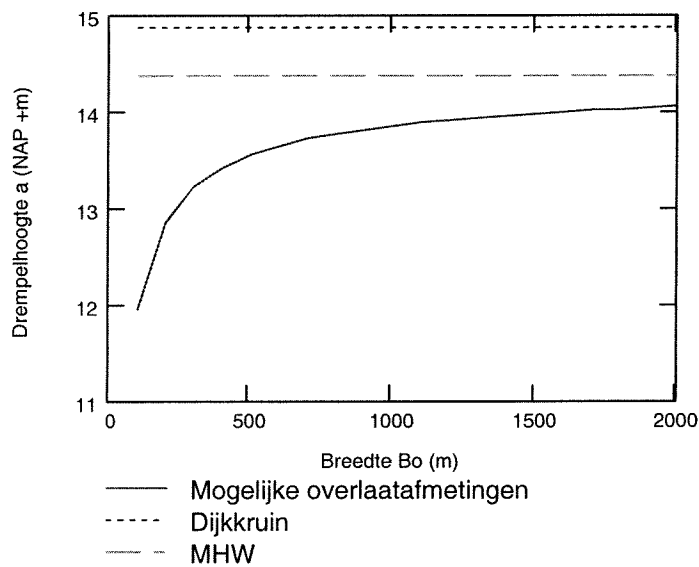
Een mogelijke verklaring hiervoor is dat in het eigen model de hydraulische straal R wordt benaderd door de waterdiepte en DUFLOW een andere manier voor de berekening ervan gebruikt. Met behulp van het maximale toelaatbare debiet en de bijbehorende waterstand uit DUFLOW wordt de ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat afgeleid (figuur 6-12).



figuur 6-10 Waterstandsverloop direct benedenstrooms de Pannerdense Kop met eigen model

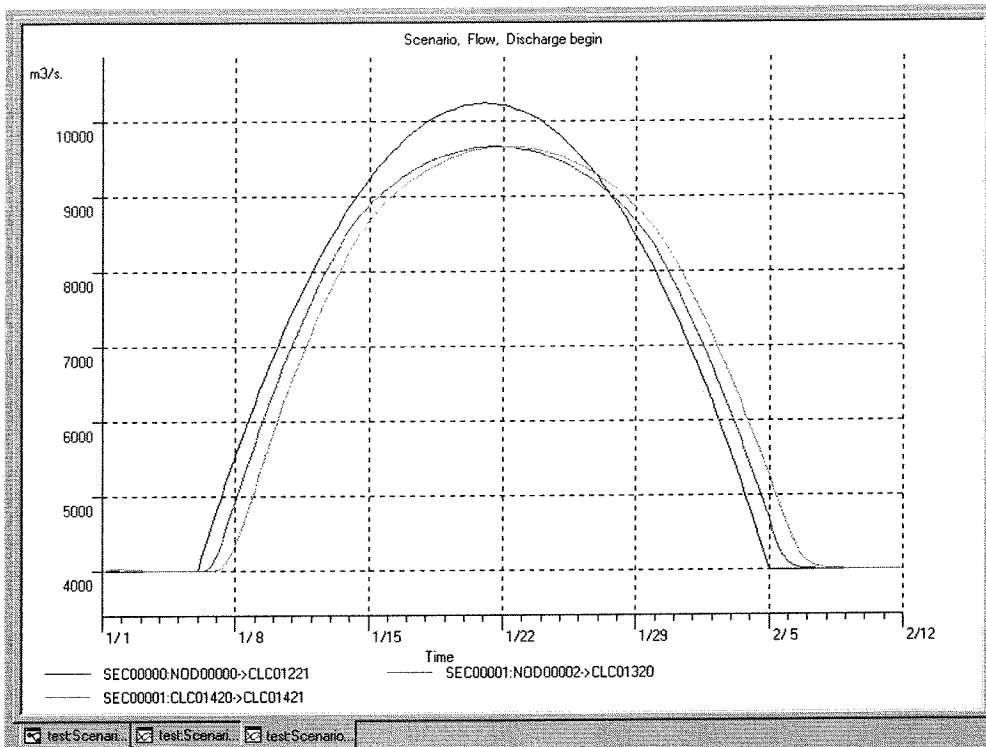


figuur 6-11 Waterstandsverloop direct benedenstrooms de Pannerdense Kop met DUFLOW model

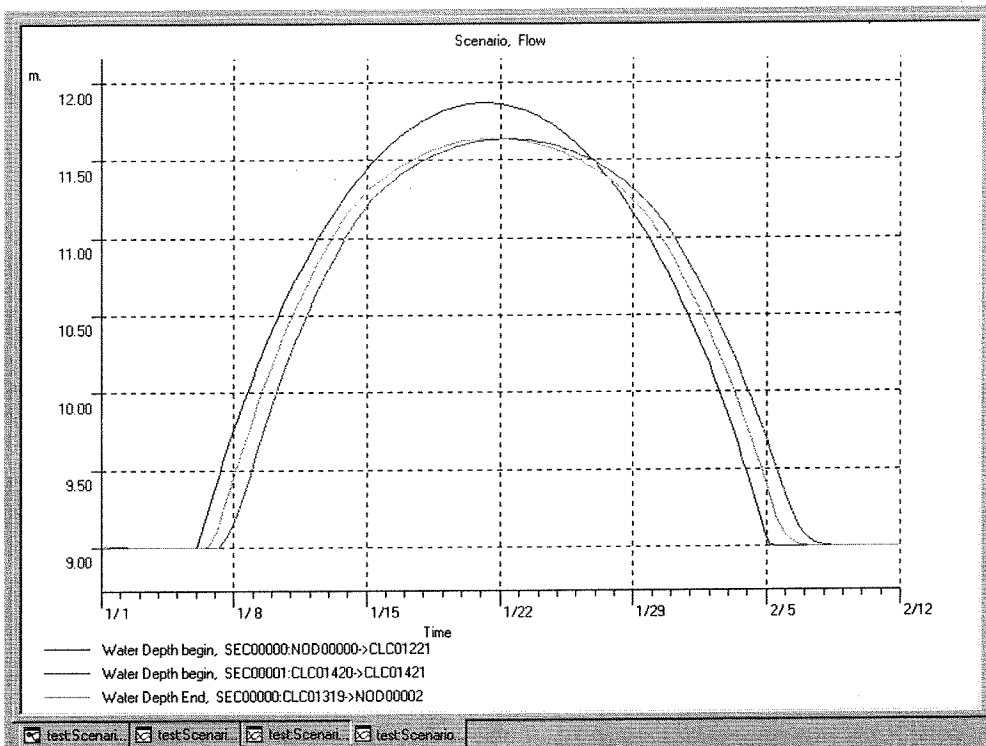


figuur 6-12 Ontwerpgrafiek afmetingen overlaat voor retentiepolder

Vervolgens worden de invoergegevens voor de afmetingen van de overlaat en de polder gedefinieerd. Voor de afmetingen van de overlaat gelden $a = \text{NAP} + 13.85\text{m}$ en $B_o = 1000\text{m}$. Voor de oppervlakte van de retentiepolder geldt $A = 12.000\text{ha}$ en voor de gemiddelde bodemligging $z_{bp} = \text{NAP} + 10.20\text{m}$. In de figuren 6-12 en 6-13 zijn het debietsverloop en het waterstandsverloop op $x = -100\text{km}$, $x = 0\text{km}$ en $x = 100\text{km}$ gegeven. Uit de figuren blijkt dat de golf bijna niet vervormt over het beschouwde gebied. De waterstandsvaling is, langs de hele rivieras van het beschouwde gebied, benedenstrooms van de overlaat bijna even groot.



figuur 6-13 Debietsverloop op $x=-100\text{km}$ (blauw), $x=0\text{km}$ (rood) en $x=100\text{km}$ (groen)



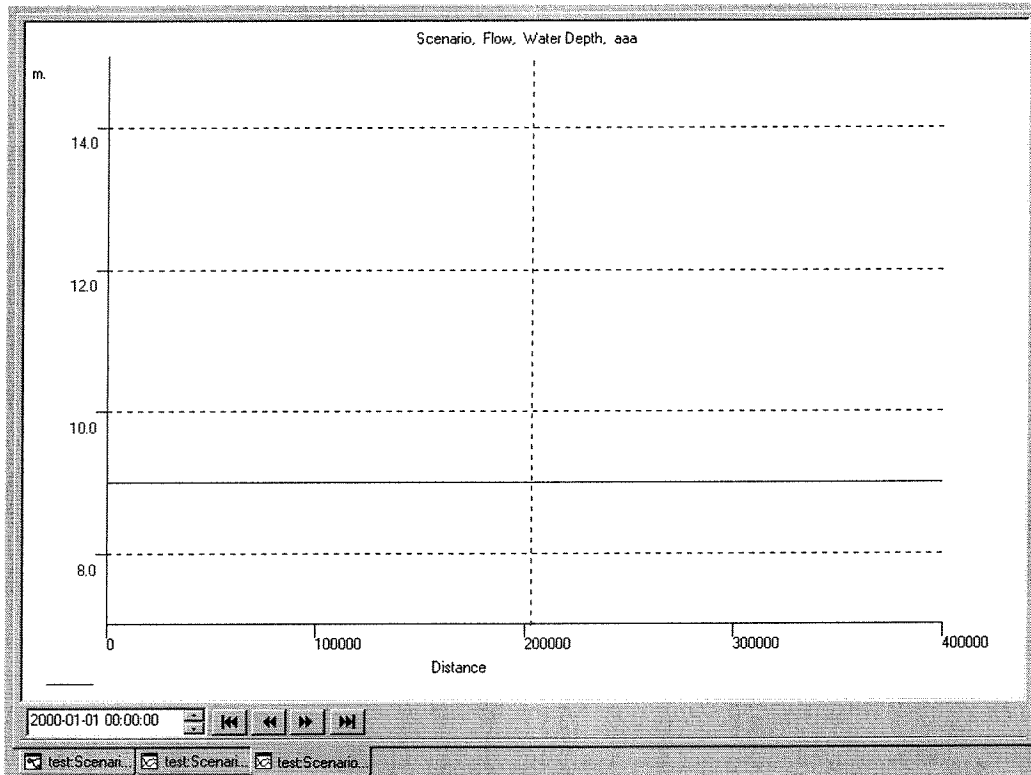
figuur 6-14 Waterstandsverloop op $x=-100\text{km}$ (blauw), $x=0\text{km}$ (rood) en $x=100\text{km}$ (groen)

6.6.2 Debiet- en waterdiepteverloop langs de rivieras

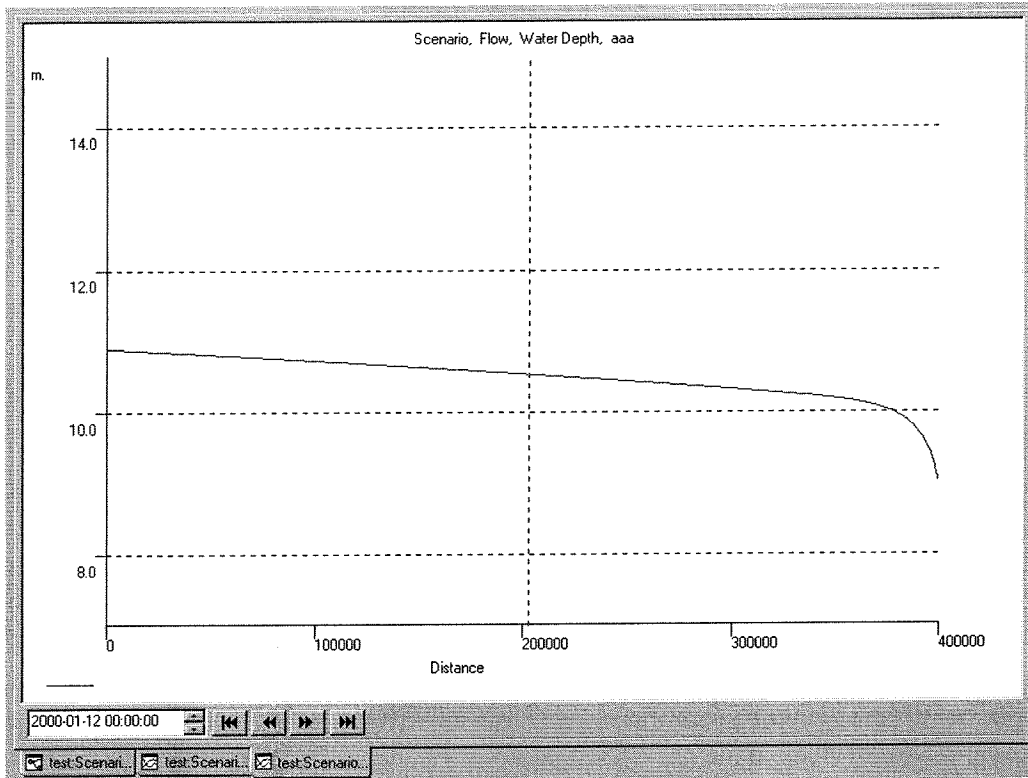
In de onderstaande figuren worden de waterdiepte en het debiet langs de rivieras in de tijd weergegeven. Hiermee wordt de invloed van de overlaat op de waterdiepte langs de rivieras duidelijk gemaakt. In de figuren is de waterdiepte of het debiet langs de hele rivieras gegeven voor een bepaald tijdstip.

Waterdiepte verloop

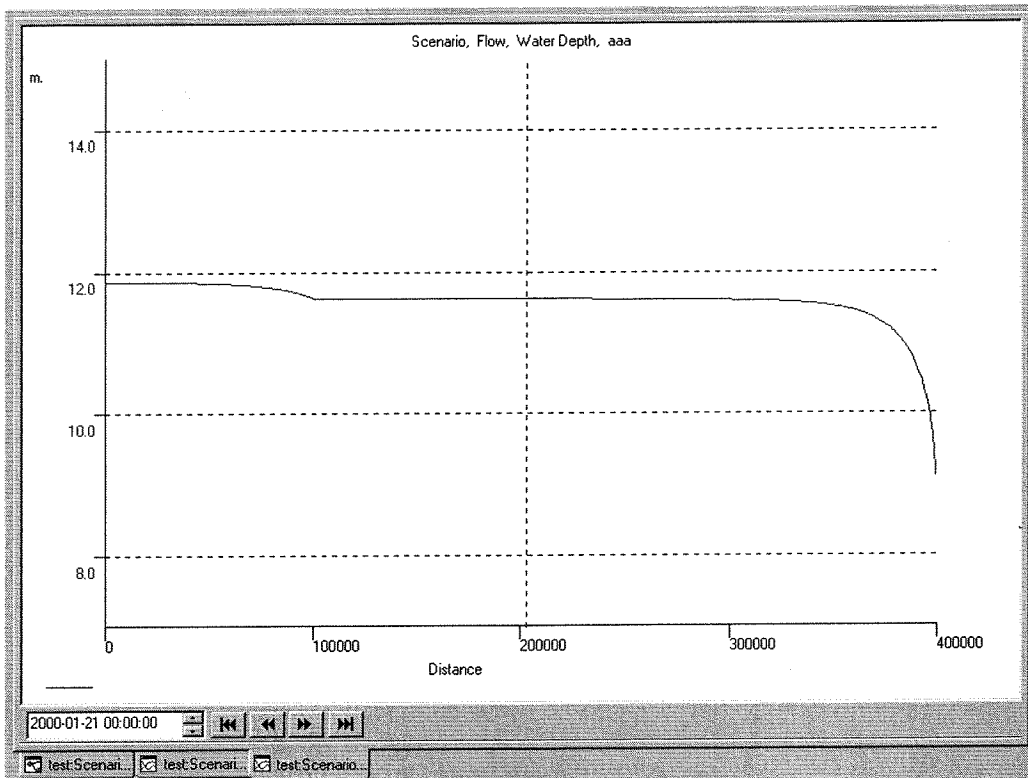
Langs de horizontale as is niet de x-as, zoals in dit onderzoek gebruikt, te zien maar de afstand vanaf $x=-100\text{km}$ (Duisburg). Het studiegebied voor dit onderzoek eindigt bij 200km (Kop van 't Land). De overlaat ligt op 100km benedenstrooms van Duisburg, direct benedenstrooms de Pannerdense Kop. De afstanden zijn in meters gegeven. Langs de verticale as is de waterdiepte in meters uitgezet.



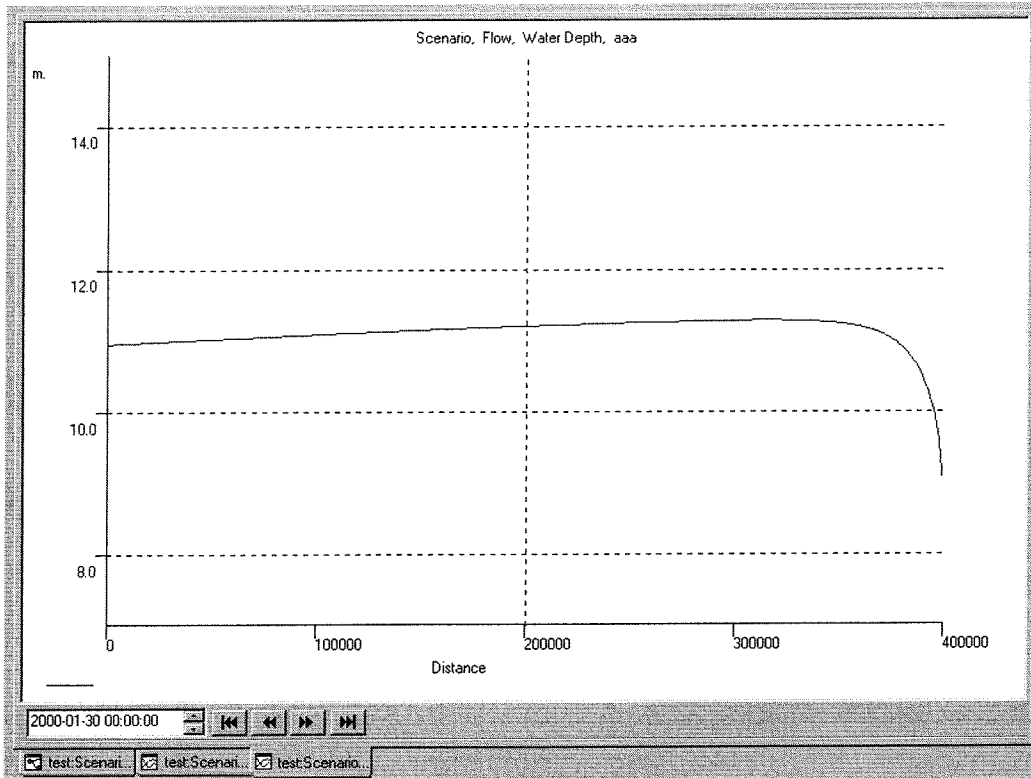
figuur 6-15 Waterdiepte lang rivieras op 2000-01-01 om 00:00:00 uur



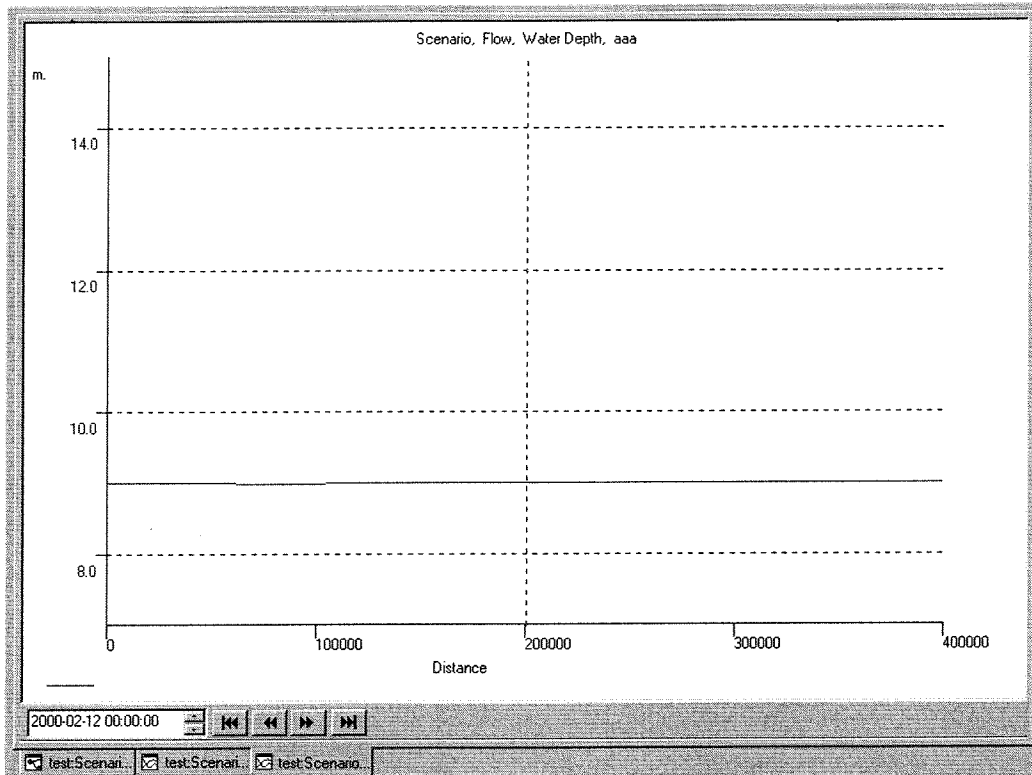
figuur 6-16 Waterdiepte lang rivieras op 2000-01-12 om 00:00:00 uur



figuur 6-17 Waterdiepte lang rivieras op 2000-01-21 om 00:00:00 uur



figuur 6-18 Waterdiepte lang rivieras op 2000-01-30 om 00:00:00 uur

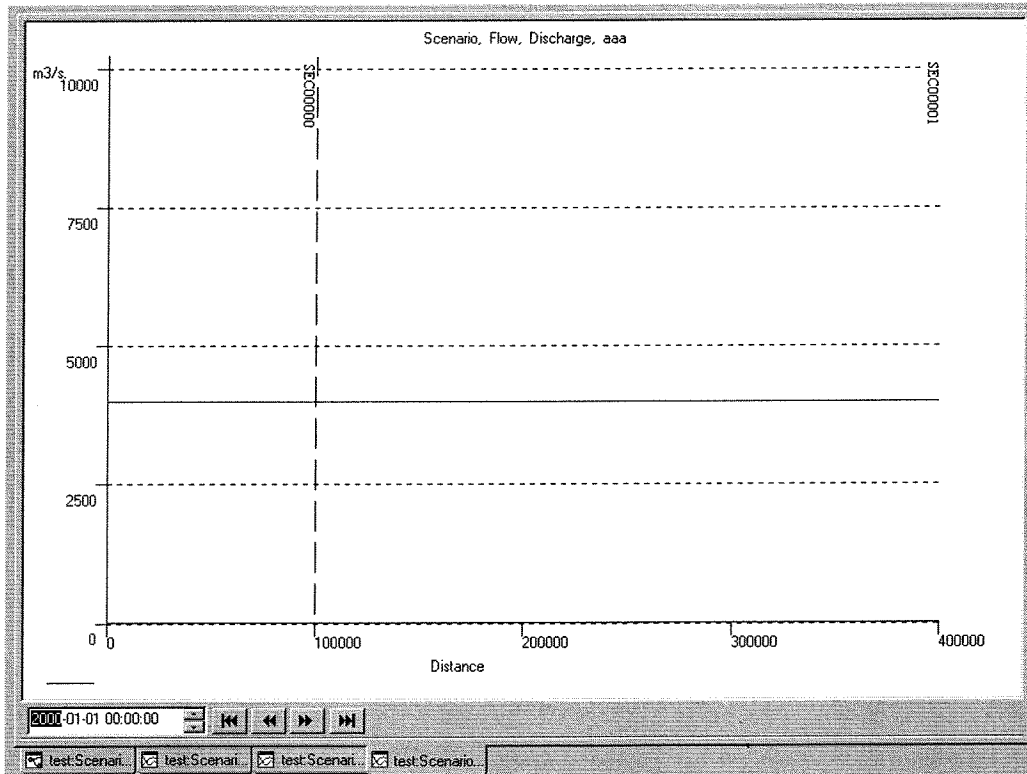


figuur 6-19 Waterdiepte lang rivieras op 2000-02-12 om 00:00:00 uur

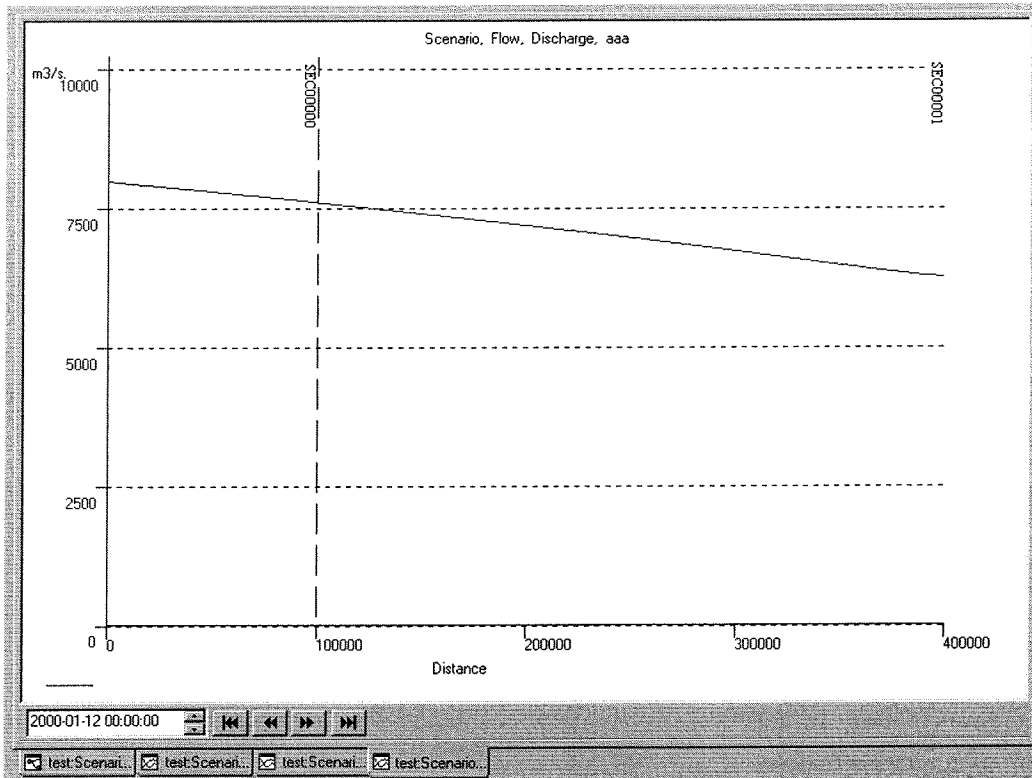
Debietsverloop

In de onderstaande figuren is het debiet langs de hele rivieras gegeven voor een bepaald tijdstip.

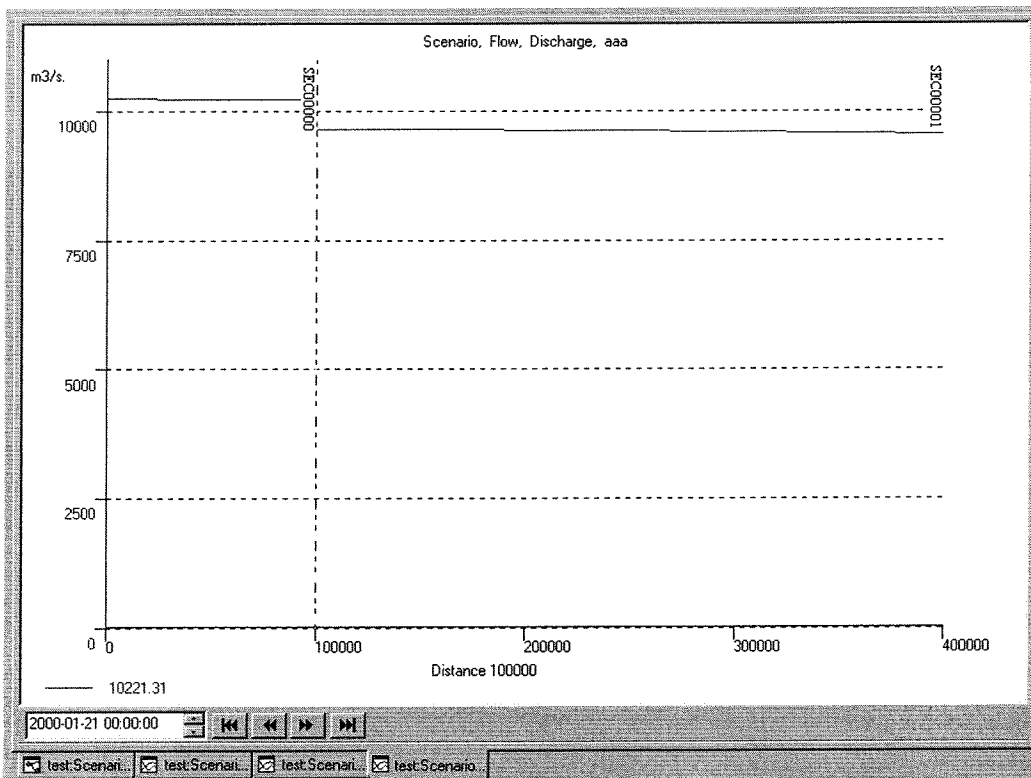
Langs de horizontale as is weer de afstand vanaf Duisburg in meters gegeven. Het studiegebied eindigt bij 200.000m (Kop van 't Land). Langs de verticale as is het debiet in m^3/s uitgezet.



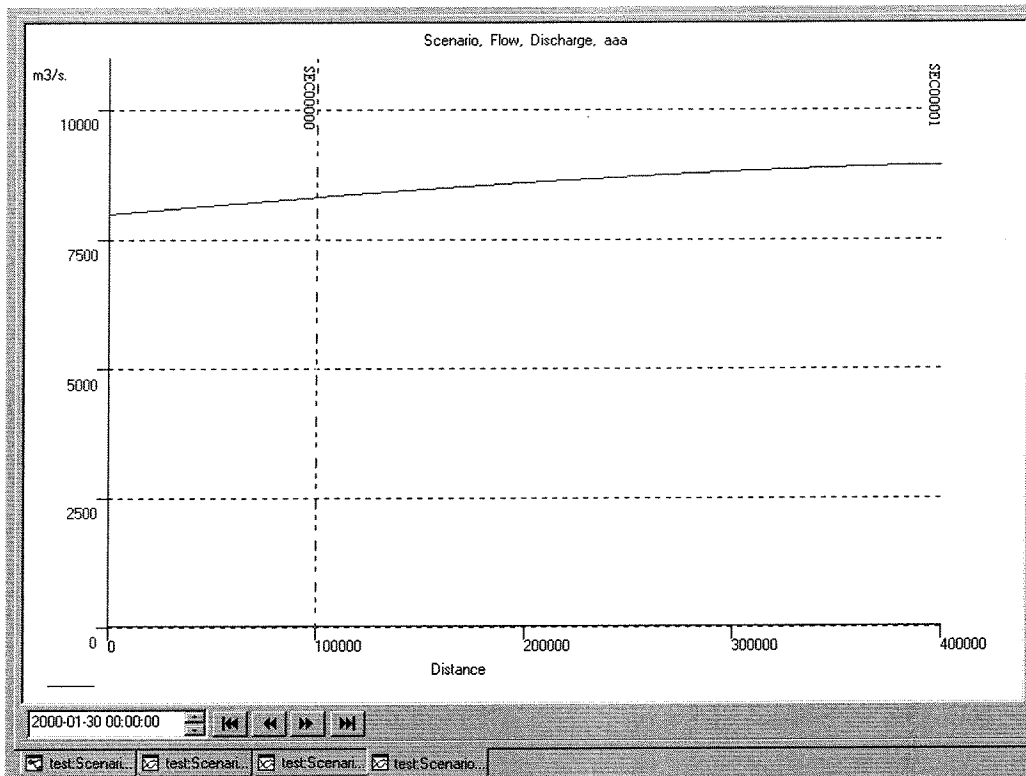
figuur 6-20 Debiet lang rivieras op 2000-01-01 om 00:00:00 uur



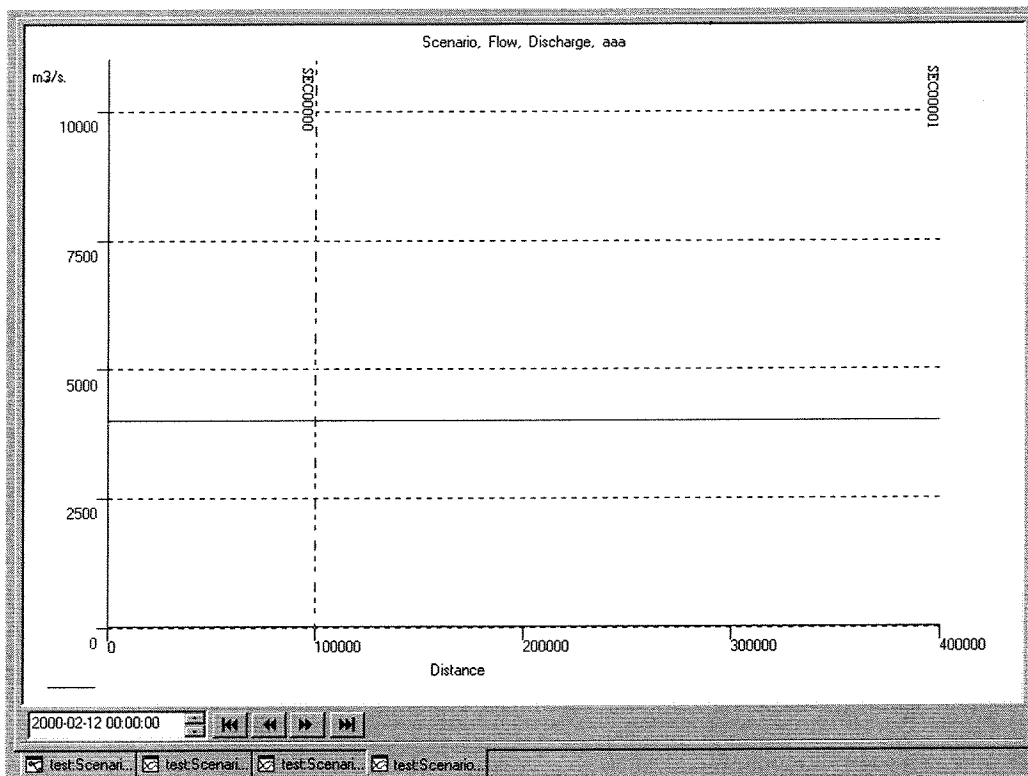
figuur 6-21 Debiet lang rivieras op 2000-01-12 om 00:00:00 uur



figuur 6-22 Debiet lang rivieras op 2000-01-21 om 00:00:00 uur



figuur 6-23 Debiet lang rivieras op 2000-01-30 om 00:00:00 uur



figuur 6-24 Debiet lang rivieras op 2000-02-12 om 00:00:00 uur

Uit bovenstaande figuren blijkt dat de waterdieptedaling als gevolg van toepassing van de overlaat voor het beschouwde geval doorwerkt tot aan de benedenstroomse rand van het systeem, Kop van 't Land.

6.7 Conclusies

Het doel van dit hoofdstuk was het vergelijken van de resultaten uit de modellen met vereenvoudigende aannamen in de vergelijkingen van De Saint-Venant met resultaten gevonden met DUFLOW. Het tweede doel was het waterstands- en debietsverloop langs de rivieras te onderzoeken. De waterstanden berekend met de eigen modellen bleken ongeveer 0.4m lager te liggen dan de waterstanden berekend met DUFLOW. Een mogelijke verklaring hiervoor is dat in het eigen model en het DUFLOW model een andere benadering van de hydraulische straal wordt gebruikt. Voor een rechthoekig dwarsprofiel komen de berekende waterstanden met het eigen model en het DUFLOW model wel overeen. Vervolgens is het waterdiepteverloop en debietsverloop langs de rivieras onderzocht. De invloed van de overlaat op de waterdiepte en het debiet bleek, voor het onderzochte geval, tot de benedenstroomse rand van het systeem (Kop van 't Land) bijna hetzelfde als vlak benedenstrooms van de overlaat.

7 Mogelijkheden voor retentiepolders en noodoverloopgebieden in de praktijk

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de voorgaande hoofdstukken toegepast op een praktijksituatie. Er wordt gekeken wat geschikte gebieden langs de Waal zijn om als retentiepolder of noodoverloopgebied aan te wijzen, wat de optimale overlaatafmetingen zijn en hoe groot het effect voor de waterstandsval is. Dit wordt gedaan voor drie verschillende gevallen voor de piekafvoer Q_{piek} . In paragraaf 2.6.2 is het verschil tussen een retentiepolder en een noodoverloopgebied beschreven. In het kort komt het erop neer dat een retentiepolder onderdeel uit maakt van de maatregelen om de nieuwe maatgevende afvoer ($Q=16.000\text{m}^3/\text{s}$) veilig te kunnen afvoeren. Noodoverloopgebieden worden ingezet wanneer er een nog hogere piekafvoer dan de maatgevende afvoer wordt voorspeld. Uitgangspunt bij het toepassen van een noodoverloopgebied is dat de nieuwe maatgevende afvoer $Q=16.000\text{m}^3/\text{s}$ veilig afgevoerd kan worden. In dit hoofdstuk wordt eerst gekeken naar de mogelijkheden voor een overlaat en retentiepolder wanneer de toename van de maatgevende afvoer van $15.000\text{m}^3/\text{s}$ naar $16.000\text{m}^3/\text{s}$ voor de Waal geheel wordt opgevangen met de maatregel retentie. Vervolgens wordt voor de verdere toekomst onderzocht wat de mogelijkheden van voor een overlaat en een noodoverloopgebied zijn wanneer de maatgevende afvoer nog verder toeneemt. Uitgangspunt hierbij is dat de nieuwe maatgevende afvoer van $16.000\text{m}^3/\text{s}$ veilig kan worden afgevoerd. De drie gevallen die worden onderzocht zijn:

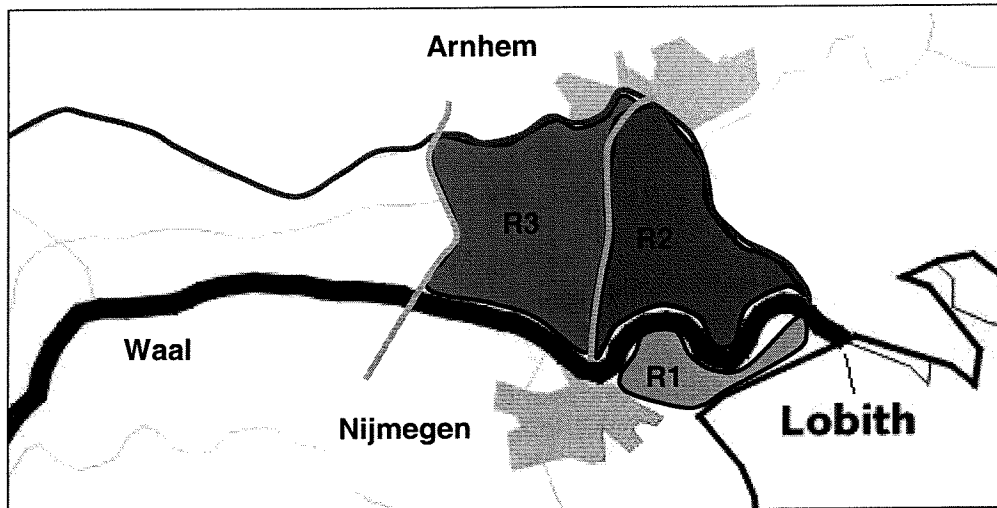
- $Q_{\text{piek}}=16.000\text{m}^3/\text{s}$ (retentiepolder)
Gewenst effect overlaat: waterstandsverlaging benedenstrooms van de overlaat van evenwichtswaterstand bij $16.000\text{m}^3/\text{s}$ naar evenwichtswaterstand bij $15.000\text{m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$ (noodoverloopgebied)
Gewenst effect overlaat: waterstandsverlaging benedenstrooms van de overlaat van evenwichtswaterstand bij $17.000\text{m}^3/\text{s}$ naar evenwichtswaterstand bij $16.000\text{m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{piek}}=18.000\text{m}^3/\text{s}$ (noodoverloopgebied)
Gewenst effect overlaat: waterstandsverlaging benedenstrooms van de overlaat van evenwichtswaterstand bij $18.000\text{m}^3/\text{s}$ naar evenwichtswaterstand bij $16.000\text{m}^3/\text{s}$

In paragraaf 7.2 worden drie alternatieven voor de retentiepolder of het noodoverloopgebied beschreven. In paragraaf 7.3 worden de mogelijkheden voor een retentiepolder onderzocht en in paragraaf 7.4 de mogelijkheden voor noodoverloopgebieden. De conclusies van het hoofdstuk volgen in paragraaf 7.5.

7.2 Alternatieven voor retentiepolders en noodoverloopgebieden

In figuur 7-1 worden drie alternatieven (R1, R2 en R3) voor de mogelijke gebieden voor een retentiepolder of een noodoverloopgebied gegeven. De alternatieven R2 en R3 zijn zo gekozen dat de gebieden al omsloten worden door (spoor)wegen en delen van de dijk van dijkkringgebied 43. De reden dat de (spoor)wegen worden gebruikt om het gebied af te bakenen is dat ze, na ophoging, direct dienst kunnen doen als waterkering. Alternatief R1 is het dijkkringgebied waarin de Ooijpolder ligt. Een vierde alternatief is de combinatie van alternatief R2+R3. Het inzetten van alleen R3 wordt niet onderzocht omdat de overlaat direct benedenstrooms van het splitsingspunt bij de Pannerdense Kop ligt. In tabel 7-1 zijn de gegevens van de alternatieven gegeven. De volgorde van de alternatieven van de kleinste maatschappelijk en economische schade bij inzet als retentiepolder of noodoverloopgebied naar de grootste is R1, R2, en R2+R3. Uitgangspunt hierbij is dat er een direct verband is

verondersteld tussen het aantal inwoners/oppervlakte en de maatschappelijke en economische schade.



figuur 7-1 Alternatieven voor een retentiepolder of noodoverloopgebied

Polder	Oppervlakte A(ha)	Aantal inwoners	Gemiddelde bodemligging z_{bp} (NAP+m)
R1	4332	12.583	11.00
R2	6188	90.966	10.00
R2+R3	13734	147.441	9.00

tabel 7-1 Gegevens alternatieven (HIS module "Schade en Slachtoffer")

7.3 Retentiepolders

Het doel van een retentiepolder is het opvangen van de stijging van de maatgevende afvoer voor de Waal (van $15.000\text{m}^3/\text{s}$ naar $16.000\text{m}^3/\text{s}$) zodat het veiligheidsniveau tegen overstromen gehandhaafd blijft. In deze paragraaf wordt met behulp van het in hoofdstuk 4 ontwikkelde model, voor een gekozen alternatief voor de retentiepolder, onderzocht wat geschikte afmetingen voor een overlaat zijn om het gewenste effect te bereiken. Bij de keuze van geschikte afmetingen van de overlaat wordt gelet op de voor- en nadelen van de verschillende mogelijkheden die in hoofdstuk 3.7.5 zijn samengevat. Vervolgens wordt met het in hoofdstuk 6 ontwikkelde DUFLOW-model het effect van de overlaat op het waterstandsverloop onderzocht.

Gegevens

Afvoergolf

Om het werkelijke afvoerverloop goed te benaderen wordt voor de afvoergolf de maatgevende afvoergolf gekozen. In paragraaf 3.4.2 is nader op de totstandkoming hiervan ingegaan.

Alternatief retentiepolder

Omdat voor gebied R1 de kleinste schade bij inzet ervan als retentiepolder optreedt wordt onderzocht of R1 groot genoeg is om de gewenste waterstandsvaling te bereiken.

Gewenste debiets- en waterstandsvaling

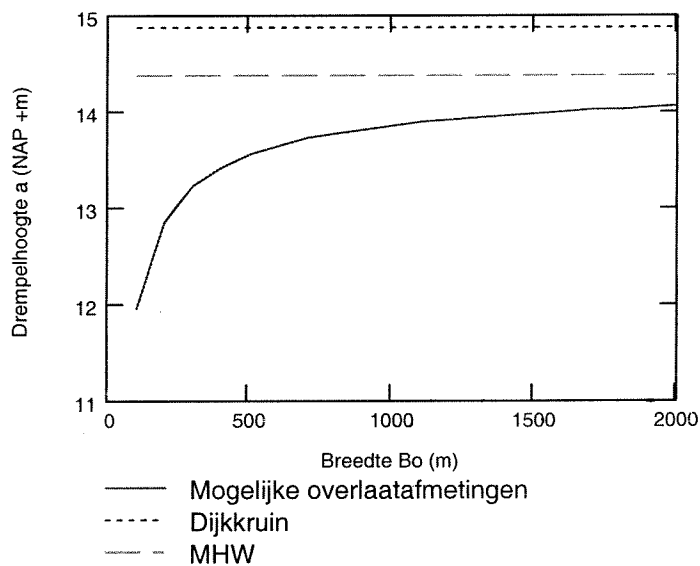
De waterstanden en debieten zijn bepaald met het model in DUFLOW en zijn in tabel 7-2 gegeven.

	Q Rijn (m ³ /s)	Q Waal (m ³ /s)	Waterstand Pannerdse Kop (NAP +m)
Maatgevende afvoer 2000	15.000	9.600	14.37
Maatgevende afvoer 2015	16.000	10.240	14.63
Gewenste debietsdaling ΔQ	-	640	-
Gewenste waterstands­daling Δh	-	-	0.26

tabel 7-2 Afvoer en waterstanden voor retentiepolder

Afmetingen overlaat

De ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat wordt bepaald met behulp van de gegevens uit tabel 7-2 en is in figuur 7-2 gegeven.



figuur 7-2 Ontwerpgrafiek afmetingen overlaat voor retentiepolder

Omdat een overlaat met een hoge, brede drempel voordelen heeft ten opzichte van een lagere, smallere drempel (paragraaf 3.6.5) wordt gekozen voor een overlaat met $B_o=1000\text{m}$ en $a=\text{NAP}+13.85\text{m}$.

Resultaten

De resultaten zijn in tabel 7-3 gegeven. In bijlage 7-A worden de grafieken voor het waterstands- en debietverloop gegeven waaruit de resultaten zijn afgeleid. Hieruit blijkt dat de gewenste waterstands­daling voor het berekende alternatief bereikt wordt. Gebied R1 is een geschikt gebied om als retentiepolder dienst te doen. De maximale waterdiepte in de polder $d_{p\text{max}}$ wordt 3.46m.

	Gewenst daling $\Delta h_{\text{gewenst}}$	Bereikte daling $\Delta h_{\text{bereikt}}$
$\Delta Q(\text{m}^3/\text{s})$	640	640
$\Delta h(\text{m})$	0.26	0.26

tabel 7-3 Resultaten effect retentiepolder R1

7.4 Noodoverloopgebieden

In deze paragraaf wordt onderzocht welk alternatief voor een gebied uit figuur 7-1 groot genoeg is om dienst te doen als noodoverloopgebied en wat de afmetingen voor de overlaat kunnen zijn zodat de gewenste waterstandsdeling bereikt wordt. In paragraaf 7.4.1 gebeurt dit voor een maatgevende afvoergolf met $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$ en in paragraaf 7.4.2 voor een maatgevende afvoergolf met $Q_{\text{piek}}=18.000\text{m}^3/\text{s}$.

7.4.1 $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$

Gegevens

Afvoergolf

Voor de afvoergolf wordt gebruik gemaakt van de maatgevende afvoergolf met $Q_{\text{piek}}=16.000\text{m}^3/\text{s}$ opgeschaald naar een maatgevende afvoergolf met $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$ (zie bijlage 3-D voor de methode van opschaling).

Alternatief noodoverloopgebied

Voor het gebied wordt eerst onderzocht of de gewenste waterstands- en debietsdaling wordt bereikt wanneer R1 als noodoverloopgebied dient. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat voor het veilig afvoeren van de maatgevende afvoer van $16.000\text{m}^3/\text{s}$ geen gebruik wordt gemaakt van R1 als retentiepolder.

Gewenste debiets- en waterstandsdeling

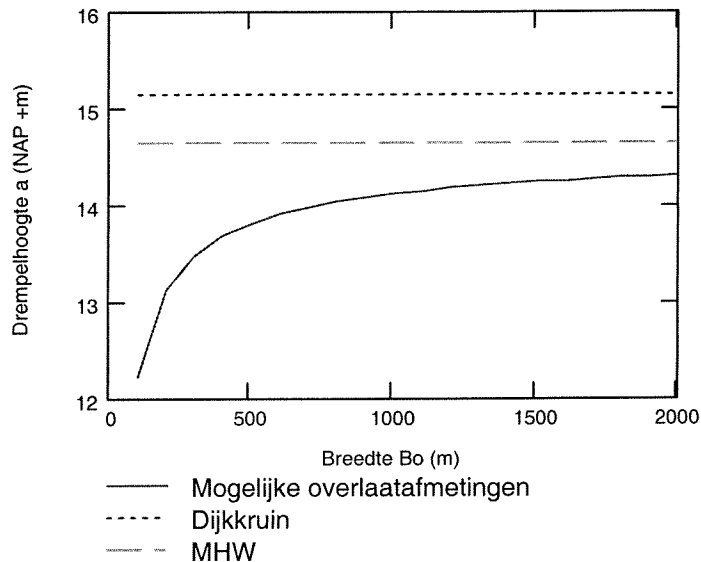
De waterstanden en debieten zijn bepaald met het model in DUFLOW en gegeven in tabel 7-4.

	Q Rijn (m^3/s)	Q Waal (m^3/s)	Waterstand Pannerdense Kop (NAP +m)
Nieuwe Maatgevende afvoer	16.000	10.240	14.63
Piekafvoer	17.000	10.880	14.86
Gewenste debietsdaling ΔQ	-	640	-
Gewenste waterstandsdeling Δh	-	-	0.23

tabel 7-4 Afvoer en waterstanden noodoverloopgebied voor $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$

Afmetingen overlaat

De ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat wordt bepaald met behulp van de gegevens uit tabel 7-2 en is in figuur 7-2 gegeven.



figuur 7-3 Ontwerpgrafiek afmetingen overlaat voor noodoverloopgebied voor $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$

Omdat een hoge drempelliging voorkomt dat de frequentie waarmee er onnodig water over de overlaat wordt afgevoerd groot is en omdat het oppervlak voor retentie bij een hogere drempelliging kleiner kan zijn om het gewenste effect te bereiken wordt voor gekozen voor $Bo=1000\text{m}$ en $a=\text{NAP}+14.11\text{m}$.

Resultaten

De resultaten zijn in tabel 7-3 gegeven. In bijlage 7-B worden de grafieken voor het waterstands- en debietverloop gegeven waaruit de bereikte waterstands- en debietsdaling zijn afgeleid. Hieruit blijkt dat de gewenste waterstands- en debietsdaling voor het berekende alternatief bereikt wordt. Gebied R1 is een geschikt gebied om als retentiepolder dienst te doen. De maximale waterdiepte in de polder d_{pmax} wordt 3.46m.

	Gewenst daling $\Delta h_{\text{gewenst}}$	Bereikte daling $\Delta h_{\text{bereikt}}$
$\Delta Q(\text{m}^3/\text{s})$	640	640
$\Delta h(\text{m})$	0.23	0.23

tabel 7-5 Resultaten effect noodoverloopgebied R1 voor $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$

7.4.2 $Q_{\text{piek}}=18.000\text{m}^3/\text{s}$

Gegevens

Afvoergolf

Voor de afvoergolf wordt de maatgevende afvoergolf met $Q_{\text{piek}}=16.000\text{m}^3/\text{s}$ opgeschaald naar een maatgevende afvoergolf met $Q_{\text{piek}}=18.000\text{m}^3/\text{s}$ (zie bijlage 3-D voor de methode van opschaling).

Alternatief retentiepolder

Omdat de piekafvoer $2.000\text{m}^3/\text{s}$ groter is dan de maatgevende afvoer en in de vorige gevallen dit verschil $1.000\text{m}^3/\text{s}$ bedroeg wordt verwacht dat R1 te klein is om de gewenste waterstands- en debietsdaling te bereiken. Wanneer R1 te klein is wordt R2 geprobeerd. Als ook R2 niet voldoet wordt de combinatie van R2+R3 geprobeerd.

Gewenste debiets- en waterstands- en waterstands- en debietsdaling

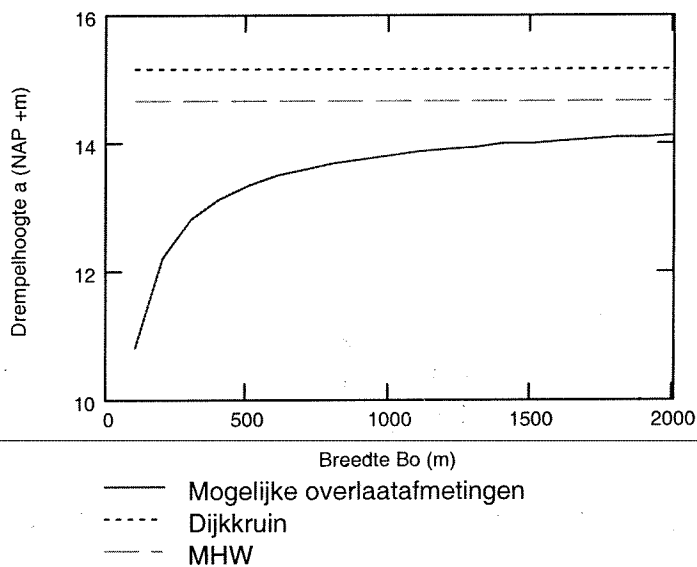
De waterstanden en debieten zijn bepaald met het model in DUFLOW en zijn in tabel 7-6 gegeven.

	Q Rijn (m ³ /s)	Q Waal (m ³ /s)	Waterstand Pannerdense Kop (NAP +m)
Maatgevende afvoer 2000	16.000	10.240	14.63
Maatgevende afvoer 2015	18.000	11.520	15.10
Gewenste debietsdaling ΔQ	-	1.280	-
Gewenste waterstands daling Δh	-	-	0.47

tabel 7-6 Afvoer en waterstanden noodoverloopgebied voor $Q_{\text{piek}}=18.000\text{m}^3/\text{s}$.

Afmetingen overlaat

De ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat wordt bepaald met behulp van de gegevens uit tabel 7-2 en is in figuur 7-2 gegeven.



figuur 7-4 Ontwerpgrafiek afmetingen overlaat voor retentiepolder

Omdat een hoge drempelliging voorkomt dat de frequentie waarmee er onnodig water over de overlaat wordt afgevoerd groot is en omdat het oppervlak voor retentie bij een hogere drempelliging kleiner kan zijn om het gewenste effect te bereiken wordt voor gekozen voor $Bo=1000\text{m}$ en $a=\text{NAP}+13.80\text{m}$. Een bredere overlaat is lastig in te passen in het dijklichaam.

Resultaten

De resultaten zijn in tabel 7-5 gegeven. In bijlage 7-C worden de grafieken voor het waterstands- en debietverloop gegeven waaruit de bereikte waterstands- en debietsdaling zijn afgeleid. Hieruit blijkt dat de gewenste waterstands daling niet bereikt wordt wanneer R1 of R2 als noodoverloopgebied dienst doet. Wanneer R2 en R3 worden ingezet, wordt het gewenste effect wel bereikt (de geel gearceerde cellen in tabel 7-5). De waterdiepte d_{pmax} in het gebied R2+R3 wordt 3.09m.

		Gewenst daling	Bereikte daling
R1	$\Delta Q(m^3/s)$	1280	400
	$\Delta h(m)$	0.47	0.15
R2	$\Delta Q(m^3/s)$	1280	1100
	$\Delta h(m)$	0.47	0.40
R2+R3	$\Delta Q(m^3/s)$	1280	1280
	$\Delta h(m)$	0.47	0.47

figuur 7-5 Resultaten effect verschillende noodoverloopgebieden voor $Q_{\text{piek}}=18.000m^3/s$

7.5 Conclusies

In dit hoofdstuk zijn de in het onderzoek ontwikkelde modellen toegepast voor drie gevallen van piekafvoeren en maximaal toelaatbare afvoer zoals beschreven in de inleiding van dit hoofdstuk. Voor elk geval is een ontwerpgrafiek voor de afmetingen van de overlaat gemaakt. Vervolgens zijn er afmetingen voor de overlaat gekozen. Bij de keuze is gelet op de voor- en nadelen van verschillende combinaties van drempelhoogte en breedte zoals beschreven in hoofdstuk 3. Vervolgens is het effect van de overlaat op het waterstandsverloop onderzocht met behulp van het model in DUFLOW. Voor de retentiepolder of noodoverloopgebied is steeds begonnen met het berekenen van het effect van de overlaat wanneer R1 werd toegepast. Wanneer het gewenste effect niet werd bereikt is het effect van het toepassen van R2 berekend. Wanneer het gewenste effect nog niet werd bereikt is de combinatie van R2 en R3 als retentiepolder of noodoverloopgebied toegepast. Hieruit is naar voren gekomen dat voor een retentiepolder alternatief R1, qua bergingscapaciteit, geschikt is. Voor een noodoverloopgebied, wanneer $Q_{\text{piek}}=17.000m^3/s$ is R1 een geschikt alternatief. Voor een noodoverloopgebied, wanneer $Q_{\text{piek}}=18.000m^3/s$ is de combinatie van R2+R3 een geschikt alternatief.

Literatuur

- Battjes, J.A.; *Stroming in waterlopen*, Collegedictaat CT wa3310; Delft: Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie vloeistofmechanica, 1999.
- Battjes, J.A.; *Vloeistofmechanica*, Collegedictaat CT me210; Delft: Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie vloeistofmechanica, 1997.
- Battjes, J.A.; Booij, N.; Hooimeijer, M.A.; *Modelvorming*, Collegedictaat CTow1090; Delft: Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie vloeistofmechanica, 2000.
- Bosch, A.; Ham, W., van der; *Twee eeuwen Rijkswaterstaat 1798-1998*; Europese bibliotheek, Zaltbommel; 1998.
- Commissie waterbeheer 21^e eeuw; *Waterbeleid voor de 21^e eeuw, Geef water de ruimte die het verdient*; 's-Gravenhage: WB21, 2000.
- Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directie Oost-Nederland; *Stand van zaken Ruimte voor Rijntakken*, april 1999.
- Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, RIZA; *Afvoerverdeling Rijntakken*, rapport 99.062, 1999.
- Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directie Oost-Nederland; *Ruimte voor Rijntakken, wat het onderzoek ons heeft geleerd*, 2000.
- Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, RIZA, *Natuur van de rivier*, deelrapport 1: Rivierkundige aspecten, 1994
- Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, *Ruimte voor de Rivier*, discussienotitie, 2000
- Haselen, C.O.G., van; Langemheen, W, van de; *Retentie langs de Rijn, Aspecten binnendijkse berging ter vermindering van hoogwaterstanden*, werkdocument 99.205X, december 1999.
- Jager, F.G.J., de; *Beschermen tegen overstromen, een onderzoek naar een veiligheidsbenadering op basis van risico's*; Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde; 1998.
- Jansen, P.Ph., *Principles of River Engineering*, the non-tidal alluvial river, Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij, 1994
- Klopstra, D.; *Applicatie Standaard Afvoergolven Maas en Rijn*, HKV [LIJN IN WATER](#) in opdracht van Rijkswaterstaat/RIZA, 1999
- Klopstra, D., Duits, M.; *Methodiek voor vaststelling van de vorm van de maatgevende afvoergolf van de Rijn bij Lobith*, HKV [LIJN IN WATER](#) in opdracht van WL | Delft Hydraulics en Rijkswaterstaat/RIZA, 1999.
- Miller, D.S.; *Discharge characteristics*, International Association For Hydraulic Research; Rotterdam: Balkema, A.A., 1994.
-

Montes, S; *Hydraulics of Open Channel Flow*, American Society of Civil Engineers, 1998

Ven, G.P. van de ; Driessen, A.M.A.J.; Wasser, H.J.; *Gij beken eeuwigvloeiend, water in de streek van de Rijn en IJssel*; Utrecht: Matrijs, 2000

Ven, G.P. van de; *Leefbaar laagland: geschiedenis van de waterbeheersing en landaanwinning in Nederland*; Utrecht: Matrijs, 1993

Ven, G.P. van de; *Niets is bestendig, de geschiedenis van rivieroverstromingen in Nederland*; Utrecht: Matrijs, 1995

Stelling, G.S.; Booij, N.; *Computational modelling in open channel hydraulics*, Collegedictaat CT wa4340, Delft: Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie vloeistofmechanica, 1997.

Stowa, Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer; *DUFLOW for windows V3.3 User's Guide*; Zwijndrecht 2000.

Visser, P.J.; *Bodemontwikkeling Rijnsysteem, een verkenning van omvang, oorzaken, gevolgen en mogelijke maatregelen*; Delft: Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, 2000.

Vriend, H.J. de; *Rivierwaterbouwkunde*, Collegedictaat CT wa3340; Delft: Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie rivierwaterbouwkunde, 1999.

Software

Mathcad versie 8

DufLOW for Windows versie 3.3

Applicatie Standaard Afvoergolven Rijn en Maas

Verklarende woordenlijst

Dijkring	een gebied dat is beveiligd tegen overstroming door een stelsel van (primaire) waterkeringen en eventueel hoge gronden.
DUFLOW	numeriek programma voor de berekening van niet-stationaire stromen in waterlopen.
Drempelhoogte	hoogteligging van de kruin van de overlaat ten opzicht van het referentieniveau (NAP).
Grensdiepte	de waterdiepte die optreedt wanneer er sprake is van kritische stroming, wanneer geldt $Fr=1$.
Hoge gronden	gronden die ruim voldoende hoog en breed zijn om buitenwater tegen te houden.
Inunderen	overstromen van een gebied.
KNMI	Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut.
MHW	Maatgevend Hoog Water, waterstand behorende bij de maatgevende afvoer die met een zekere overschrijdingskans nog "volledig veilig" gekeerd moet kunnen worden (ontwerppeil).
Maatgevende afvoer	ontwerpafvoer waarbij de dijken nog voldoende veiligheid bieden tegen overstromen.
NAP	het referentievlak voor de hoogteligging van objecten, Normaal Amsterdams Peil.
Noodoverloopgebied	binnendijs gelegen gebied dat bij extreme afvoeren tijdelijk kan worden gebruikt voor de opvang van rivierwater. Een noodoverloopgebied wordt alleen ingezet in geval van extreme (bovenmaatgevende) omstandigheden, wanneer de piekafvoer boven de maatgevende afvoer uit dreigt te komen.
Onvolkomen afvoer	de afvoer over de overlaat is afhankelijk van de waterstand achter de overlaat.
Overlaat	een verlaging in de waterkering waarover zijdelings rivierwater wordt afgevoerd in daarvoor aangewezen gebieden om hoge waterstanden benedenstrooms van de overlaat te voorkomen.
Piekafvoer	maximale afvoer die optreedt tijdens een hoogwatergolf.
Quasi-eenparig	de stroming is als eenparig te beschouwen als de diepte-gradiënt te verwaarlozen is ten opzichte van de bodemhelling.
Quasi-stationair	de stroming kan op elk moment worden beschouwd als volledig ingespeeld op de instantaan geldende randvoorwaarden, ook al variëren die in de tijd.

RIZA	Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling, rijkswaterstaat.
Sedimentatie	afzetting van sediment, bijvoorbeeld op de rivierbodem.
Retentiepolder	binnendijs gelegen gebied dat bij extreme afvoeren tijdelijk kan worden gebruikt voor de opvang van rivierwater. Een retentiepolder maakt deel uit van de structurele maatregelen tegen overstromingen. Een retentiepolder wordt ingezet wanneer de verwachte piekafvoer nog onder de maatgevende afvoer ligt.
Uiterwaard	deel van de rivierbedding tussen zomerbed en bandijk (winterbed).
Verhang	helling, bijvoorbeeld van de bodem of de waterspiegel.
Volkomen afvoer	de afvoer over de overlaat is onafhankelijk van de waterstand achter de overlaat.
Waakhoogte	het verschil tussen de kruinhoogte van een dijk en het ontwerppeil.
Winterbed	dwarsprofiel van de rivier tussen het zomerbed en de waterkering.
Zomerbed	dwarsprofiel van de rivier waar bij normale en lagere waterstanden de rivierafvoer plaatsvindt.

Bijlagen

2-A	Overzicht van ingrepen in de Rijntakken	1
2-B	Nauwkeurigheid afvoervoorspellingen	3
3-A	Schaling	5
3-B	Waterstandsverloop langs overlaat	7
3-C	Afvoercoëfficiënt en reductiefactor voor scheve toestroming	9
3-D	Maatgevende afvoergolven	11
5-A	Gevoeligheid ontwerpgrafiek overlaat voor dwarsdoorsnede Waal	13
5-B	Gevoeligheid ontwerpgrafiek overlaat voor bodemruwheid Waal	15
5-C	Gevoeligheid effect overlaat voor vorm afvoergolf (parabolisch)	16
5-D	Gevoeligheid effect overlaat voor vorm afvoergolf (maatgevende afvoergolf)	17
5-E	Gevoeligheid effect overlaat voor afmetingen overlaat	24
5-F	Gevoeligheid effect overlaat voor schematisatie polder	26
7-A	Resultaten praktijkgeval retentiepolder	28
7-B	Resultaten praktijkgeval noodoverloopgebied met $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$	29
7-C	Resultaten praktijkgeval noodoverloopgebied met $Q_{\text{piek}}=18.000\text{m}^3/\text{s}$	31

Bijlage 2-A Overzicht van ingrepen in de Rijntakken

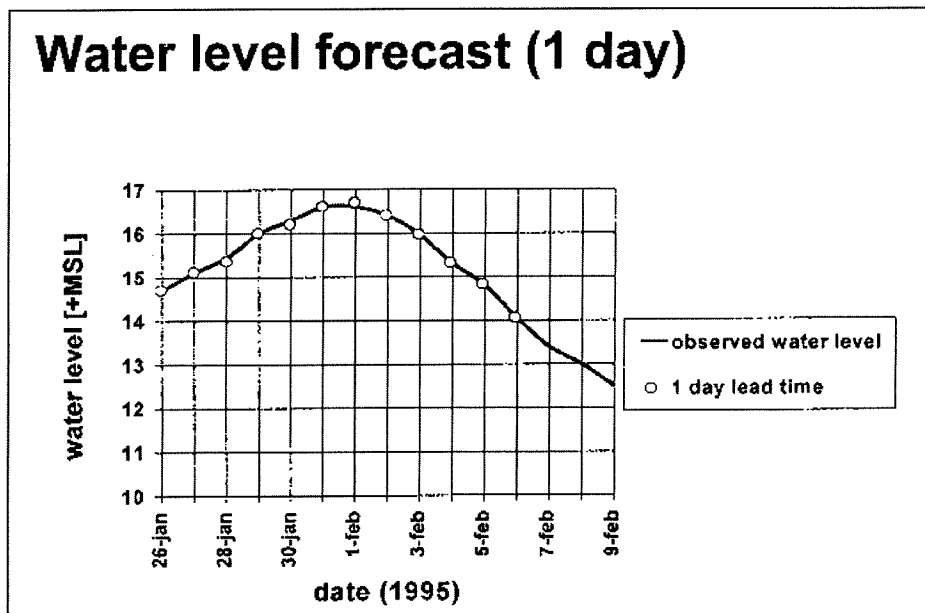
In deze bijlage wordt een overzicht gegeven van de ingrepen in de Rijntakken benedenstrooms van Bonn. Hierbij gaat het om directe ingrepen in de rivieren zoals bedijking, normalisatie en bochtafsnijding (Ruimte voor Rijntakken, Wat het onderzoek ons heeft geleerd, Waterloopkundig Laboratorium, 2000)

Jaar	Omschrijving ingreep
ca. 0	Bouwwerken ter beïnvloeding van de waterverdeling over de Rijntakken onder de Romeinse veldheer Drusus ter verbetering van de bevaarbaarheid van de Nederrijn. De Fossa Drusiana (Drususkanaal) was mogelijk een verbinding tussen de Rijn en de (Oude) IJssel, maar de exacte locatie is niet bekend. Begin aanleg kaden.
ca. 800	Vernieuwing en uitbreiding van Romeinse rivierwerken die tijdens de Volksverhuizingen in verval waren geraakt.
ca. 1000	Plaatselijke bedijkingen.
1100	Langere dijken die hoogwatervrij liggende nederzettingen met elkaar verbinden: de voorlopers van de bandijken.
1122	Afdamming van de Kromme Rijn.
1285	Afdamming van de Hollandse IJssel.
ca. 1450	Systeem van bandijken is grotendeels gesloten. 16' eeuw Vergeefse pogingen om door middel van kribben meer water van de Bovenrijn in de Nederrijn en de IJssel te leiden.
1580 -1740	Verscheidene pogingen om geulen in de Biesbosch af te dammen. Bochtafsnijdingen bij Emmerich (1588, 1644), Ooy (1649), Rees (1654), Hurwenen (1655) en Rees (1677).
1700	Alle dijkkringen zijn gesloten.
1707	Opening van het Pannerdens Kanaal.
1733	Afdamming van de verbinding tussen Maas en Waal bij Heerewaarden, onder handhaving van een 150 m brede verbinding.
1750 - 1780	Verbinding van 19 van de 25 eilanden in de Niederrhein met de oever door het afdammen van riviertakken.
1775	Graven van een nieuwe geul voor de bovenloop van de IJssel,
1775 - 1776	Bochtafsnijding bij Herwen door het graven van het Bijlands Kanaal.
1780	Aanleg van de Spijkse overlaat ter vervanging van de open toegang tot de Oude Rijn vanaf de Bovenrijn.
1780 - 1820	Bochtafsnijding bij Buderich (1784), Bislich (1788 en Grieth (1819).
1850 - 1876	Afdamming van een aantal geulen in de Biesbosch en graven van de Nieuwe Merwede. Bochtafsnijding bij Wijk bij Duurstede. Aanleg van de Nieuwe Waterweg.
1850 - 1900	Rivierverbeteringen ten behoeve van de scheepvaart tussen Keulen en Lobith.
1860 - 1880	Eerste normalisatie van de Waal voor betere afvoer van water, ijs en sediment tot een normaalbreedte van 360 m.
1875	Sluiting van de verbinding tussen de Maas en Waal bij Heerewaarden.
1880 - 1893	Tweede normalisatie van de Waal, ter verbetering van de bevaarbaarheid tot een normaalbreedte van 310 m.
1904	Afscheidende bandijk tussen Maas en Waal bij Heerewaarden.
1910 - 1916	Derde normalisatie van de Waal, ter verbetering van de bevaarbaarheid tot een normaalbreedte van 260 m.
1922	Aanvang van steenkoolwinning onder de Niederrhein, leidend tot mijnzakkingen.
1923	Verhoging van de Spijkse overlaat tot NAP + 15 m.
1932	Afsluiting van de Zuiderzee. na 1940 Afdamming van twee nevenmondingen van de IJssel.

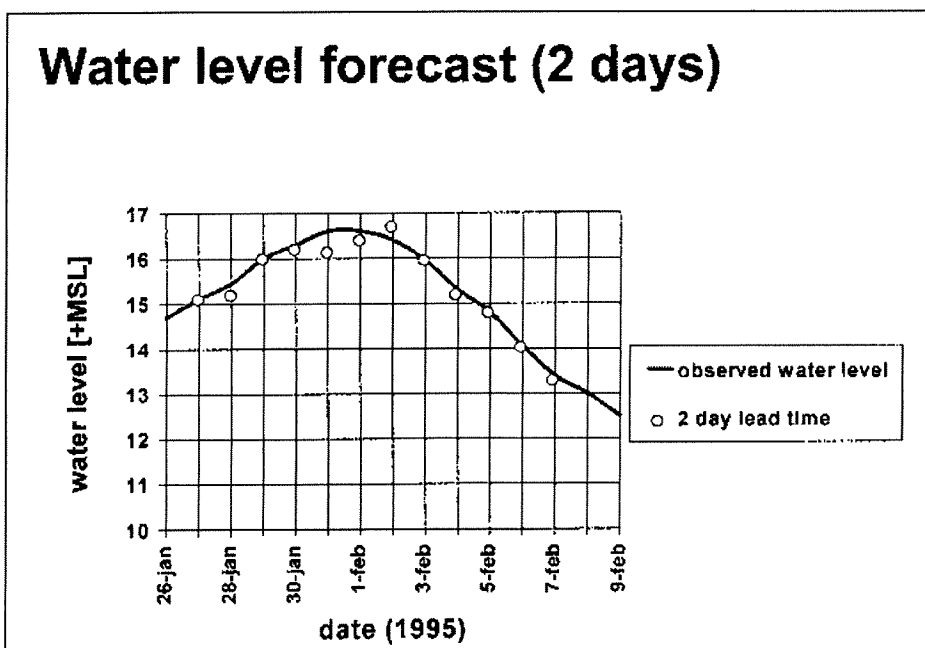
1942	Sluiting van de Beerse overlaat.
1950	Afdamming van de Brielse Maas.
1954 - 1971	Rijnkanalisatie: stuw bij Driel voor de verdeling van water over de Nederrijn en de IJssel, en stuwen bij Amerongen en Hagestein voor handhaving van de waterstanden op de Nederrijn en de Lek.
1959	Verhoging van de Spijkse overlaat tot volledige dijkhoogte.
1970	Afdamming van de mond van de Oude Rijn, rond 1970 Bochtafsnijdingen in de IJssel bij De Steeg en Doesburg.
1970	Afsluiting van het Haringvliet.
1976	Aanvang van compensatie van de sedimentverliezen ten gevolge van mijnzakkingen en baggeren op de Niederrhein.
1986	Vaste laag in de Waalbocht bij Nijmegen
1989	Eerst natuurontwikkelingsproject Duursche Waarden langs de IJssel
1990	Begin terugstorten van sediment dat bij baggeren voor scheepvaart vrijkomt in ondieptes van zomerbed en kribvakken
1995-1996	Bodemkribben in de Waalbocht bij Erlecom
1995-2001	Versnelling rivierdijkversterkingen in kader van Deltaplan Grote Rivieren
1998	Vaste laag in de Waalbocht bij St. Andries
2000	Dijkverlegging Orsoy-Land langs de Niederrhein

Bijlage 2-B Nauwkeurigheid afvoervoorstellingen

In onderstaande figuren 1 tot en met 4 zijn de voorspelde (bolletjes) en de werkelijk waargenomen waterstand (getrokken lijn) bij Lobith gedurende de hoogwater afvoergolf van 1995 gegeven voor een voorspelling van achtereenvolgens één, twee, drie en vier dagen vooruit. Hieruit blijkt dat een voorspelling voor de waterstand van 2 dagen vooruit nog redelijk overeenkomt met de werkelijk waargenomen waterstand.

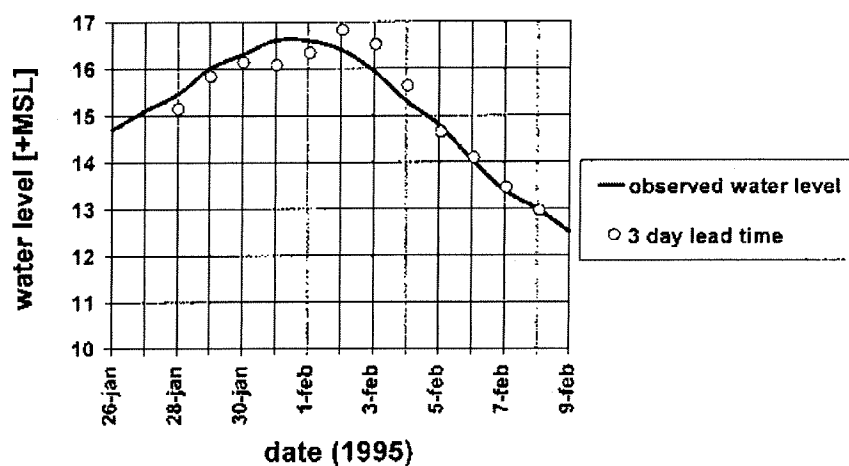


figuur 1 Voorspelde en werkelijk waterstandsverloop voor een voorspelling van 1 dag vooruit



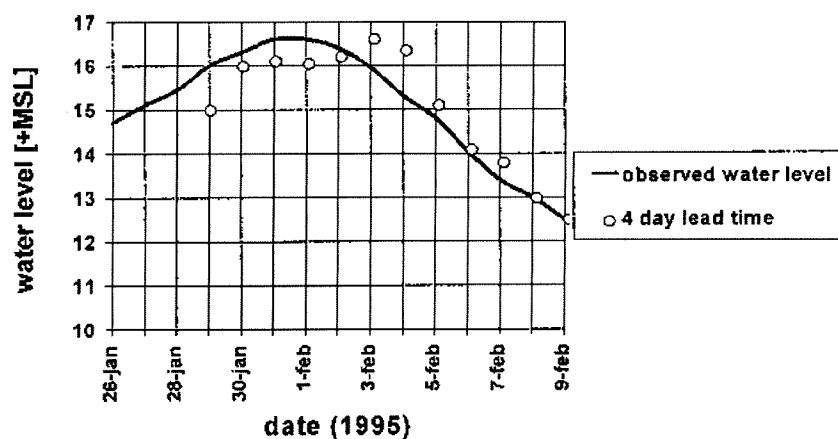
figuur 2 Voorspelde en werkelijk waterstandsverloop voor een voorspelling van 2 dagen vooruit

Water level forecast (3 days)



figuur 3 Voorspelde en werkelijk waterstandsverloop voor een voorspelling van 3 dagen vooruit

Water level forecast (4 days)



figuur 4 Voorspelde en werkelijk waterstandsverloop voor een voorspelling van 4 dagen vooruit

Bijlage 3-A Schaling

Om te bepalen welke termen in de continuïteitsvergelijking en de bewegingsvergelijking voor de situatie van een hoogwater afvoergolf belangrijk zijn en welke eventueel verwaarloosd kunnen worden wordt een schaling uitgevoerd. Voor de continuïteitsvergelijking (1) en de bewegingsvergelijking (2) geldt:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{As} \right) + gAs \frac{\partial h}{\partial x} + cf \frac{Q^2}{AsR} = 0 \quad (2)$$

Elke variabele wordt geschreven als een product van een constante schaalfactor en een dimensieloze variabele, zodanig dat de schaalfactor de relevante grootteorde weergeeft en de dimensieloze variabele van de orde 1 is.

$$x = Lx; \quad A = A_0 \bar{A}; \quad t = T\bar{t}; \quad R = R_0 \bar{R}; \quad Q = Q_0 \bar{Q}; \quad B = B_0 \bar{B};$$

$$h = H\bar{h}$$

Substitutie hiervan in (1) en (2) levert:

$$\frac{B_0 H}{T} \bar{B} \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{t}} + \frac{Q_0}{L} \frac{\partial \bar{Q}}{\partial \bar{x}} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{Q_0}{T} \frac{\partial \bar{Q}}{\partial \bar{t}} + \frac{Q_0^2}{A_0 L} \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left(\frac{\bar{Q}^2}{\bar{A}} \right) + \frac{g H A_0}{L} \bar{A} \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} + \frac{g Q_0^2}{C^2 A_0^2 R_0} \frac{\bar{Q}^2}{\bar{A} \bar{R}} = 0 \quad (4)$$

Herordenen van de schaalfactoren levert:

$$\frac{B_0 H L}{Q_0 T} \bar{B} \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{t}} + \frac{\partial \bar{Q}}{\partial \bar{x}} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{Q_0 L}{g H A_0 T} \frac{\partial \bar{Q}}{\partial \bar{t}} + \frac{Q_0^2}{g H A_0^2} \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left(\frac{\bar{Q}^2}{\bar{A}} \right) + \bar{A} \frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} + \frac{Q_0^2 L}{C^2 A_0^2 R_0 H} \frac{\bar{Q}^2}{\bar{A} \bar{R}} = 0 \quad (6)$$

De schaling wordt zodanig uitgevoerd dat alle dimensieloze grootheden van de orde 1 zijn. De grootte van de combinaties van schaalfactoren in bovenstaande vergelijkingen geven het relatieve belang van de termen aan. Om de schaalfactoren in te kunnen vullen wordt er naar de fysische verschijnselen gekeken die een rol spelen. In dit geval gaat het om een hoogwater afvoergolf.

Schaalfactor	Grootte
Q_0	Piekafvoer op de Waal: 10.000m ³ /s
A_0	Stroomvoerende dwarsdoorsnede bij piekafvoer: 10.000m ²
T	Periode van een hoogwater afvoergolf: 4 dagen, 4*24*3600=345.600s
c	Voortplantingssnelheid van de afvoergolf: $c \approx 3/2 * U$. Met $U = Q/A$ volgt $U=1$ m/s en $c=1.5$ m/s
L	Uit de voortplantingssnelheid $c = L/T$ van de golf volgt, wanneer T bekend is, de golflengte $L= 518.400$ m
H	Maximale waterdiepte: 10m
B_0	Gemiddelde bergende breedte: 1000m
R	Hydraulische straal bij ondiepe doorsnede: 10m

Wanneer deze waarden worden ingevuld in (3) volgt:

$$\frac{B_0 H L}{Q_0 T} = 15$$

Beide termen in de continuïteitsvergelijking zijn van dezelfde grootteorde.

Wanneer de waarden worden ingevuld in (4) volgt:

Traagheid: $\frac{Q_0 L}{g H A_0 T} = 0.01$

Traagheid: $\frac{Q_0^2}{g H A_0^2} = 0.01$

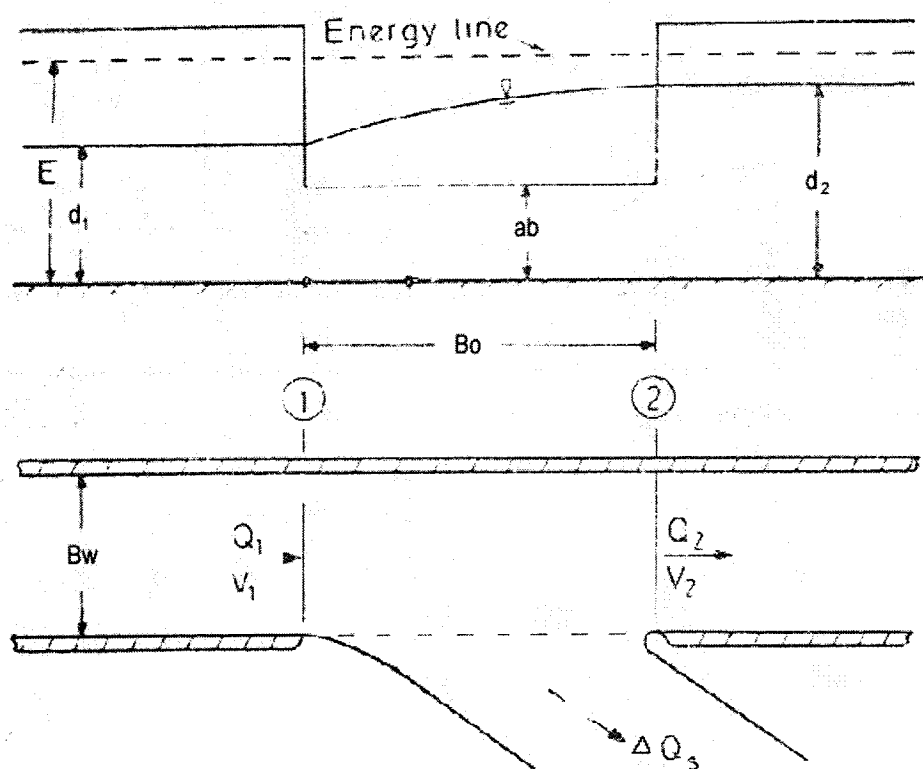
Weerstand: $\frac{Q_0^2 L}{C^2 A_0^2 R_0 H} = 3$

Verhang: $= 1$

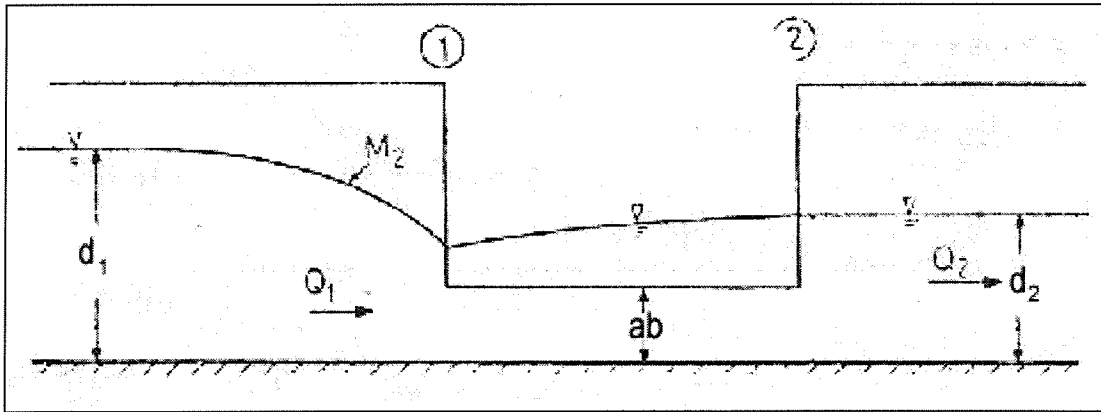
De waarden van de coëfficiënten leiden tot de conclusie dat de weerstandsterm veel groter is dan de versnellingstermen en van dezelfde grootteorde als de verhangterm.

Bijlage 3-B Waterstandsverloop langs overlaat

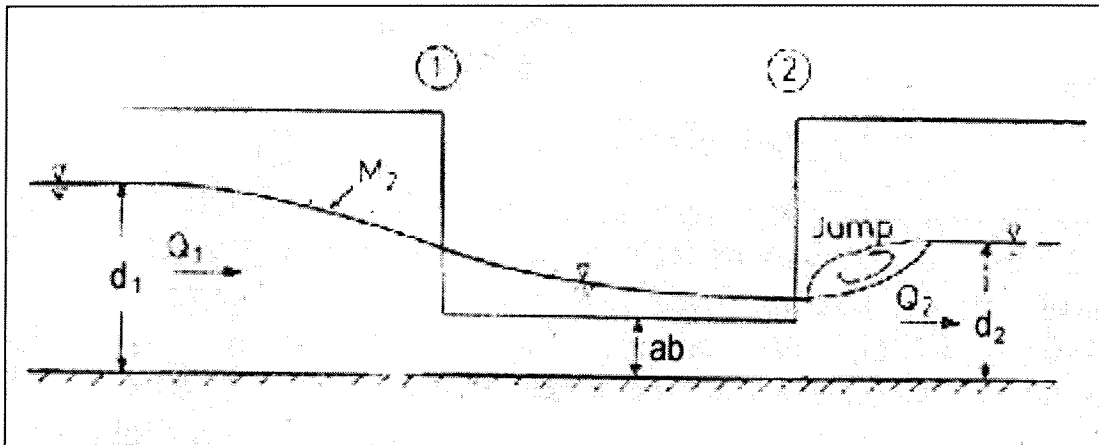
De benadering van het waterstandsverloop langs de overlaat wordt gebaseerd op de aanname van De Marchi (1934) en Dominguez (1935) dat de energiehoogte langs de overlaat constant kan worden verondersteld (Hydraulics of open channel flow, Sergio Montes, 1998). Afhankelijk van het gegeven of de stroming subkritisch, kritisch of superkritisch is kan het waterstandsverloop langs de overlaat volgens de onderstaande figuren worden geschetst. In figuur 1 zijn de constante energielijn en een bovenaanzicht van de overlaat geschetst. In achtereenvolgens figuur 2, figuur 3 en figuur 4 is het waterstandsverloop bij subkritische stroming, kritische stroming en superkritische stroming geschetst. De stroming in de Waal is subkritisch. Het waterstandsverloop langs de overlaat kan voor dit geval dus volgens figuur 2 geschetst worden. Uitgangspunt hierbij is dat de rivierbodem horizontaal loopt.



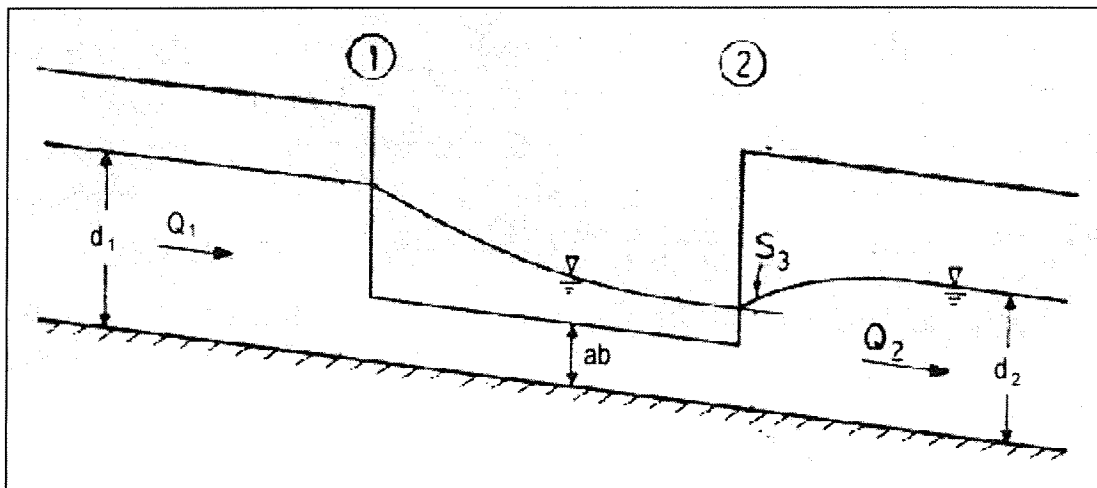
figuur 1 Waterstandsverloop langs de overlaat en bovenaanzicht



figuur 2 Waterstandsverloop bij subkritische stroming



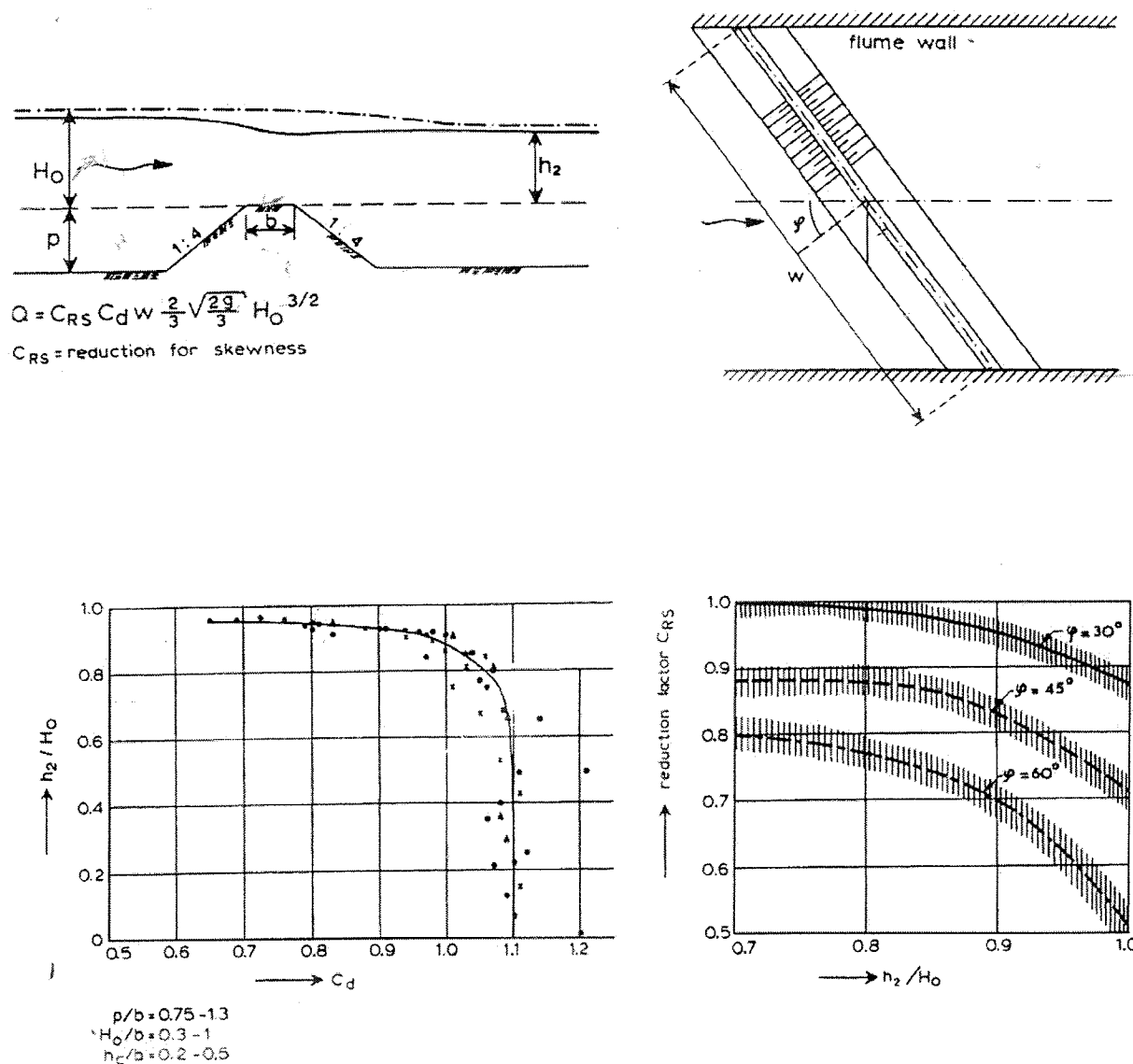
figuur 3 Waterstandsverloop bij kritische stroming



figuur 4 Waterstandsverloop bij superkritische stroming

Bijlage 3-C Afvoercoëfficiënten

Voor het bepalen van de afvoercoëfficiënt en een coëfficiënt voor scheve toestroming in de overlaatformules (volkomen en onvolkomen afvoer) kan gebruik gemaakt worden van de resultaten van een onderzoek van het Waterloopkundig Laboratorium uit 1959 (D.S. Miller, Discharge Characteristics 1994). Dit onderzoek richtte zich op coëfficiënten speciaal voor afvoer over dijklighamen. De afbeelding links boven in figuur 1 is het model van een dijkligham waarmee het onderzoek is gedaan (schaal 1:25). Rechtsboven is een bovenaanzicht te zien.



figuur 1 Afvoercoëfficiënt en coëfficiënt voor scheve toestroming

In de grafieken links- en rechtsonder in figuur 1 zijn de afvoercoëfficiënt C_d en de coëfficiënt voor scheve toestroming C_{RS} uitgezet tegen de waterstand achter de overlaat (h_2) gedeeld door de energiehoogte vlak voor de overlaat, beide en opzichte van de kruin van de overlaat. De coëfficiënten kunnen uit de grafieken worden afgelezen. Hier wordt een voorbeeld gegeven voor mogelijke waarden van de coëfficiënten die bij een overlaat langs de Waal toegepast kunnen worden. Voor de hoek van aanstroming φ wordt een gemiddelde waarde van 45° aangenomen. In werkelijkheid zal deze hoek aan bovenstroomse zijde van de overlaat groter zijn dan verder benedenstrooms. Voor volkomen afvoer geldt $h_2 < 2/3 H_0$ en

$C_d \cong 1.1$ en $C_{RS} \cong 0.9$. Wanneer de afvoer over de overlaat onvolkomen wordt ligt de waarde van h_2/H_0 tussen de $2/3$ en 1 . Voor de afvoercoëfficiënt en de coëfficiënt voor scheve toestroming (met $\varphi=45^\circ$) worden de volgende waarden gevonden: $C_d \cong 0.9$ en $C_{RS} \cong 0.85$.

Bijlage 3-D Afvoergolven

In deze bijlage wordt kort ingegaan op de methodiek waarmee de maatgevende afvoergolf is bepaald. Hiervoor is gebruik gemaakt van de applicatie standaard afvoergolven Maas en Rijn. Voor een meer uitgebreide beschrijving wordt verwezen naar Klopstra en Vrisou van Eck (1999).

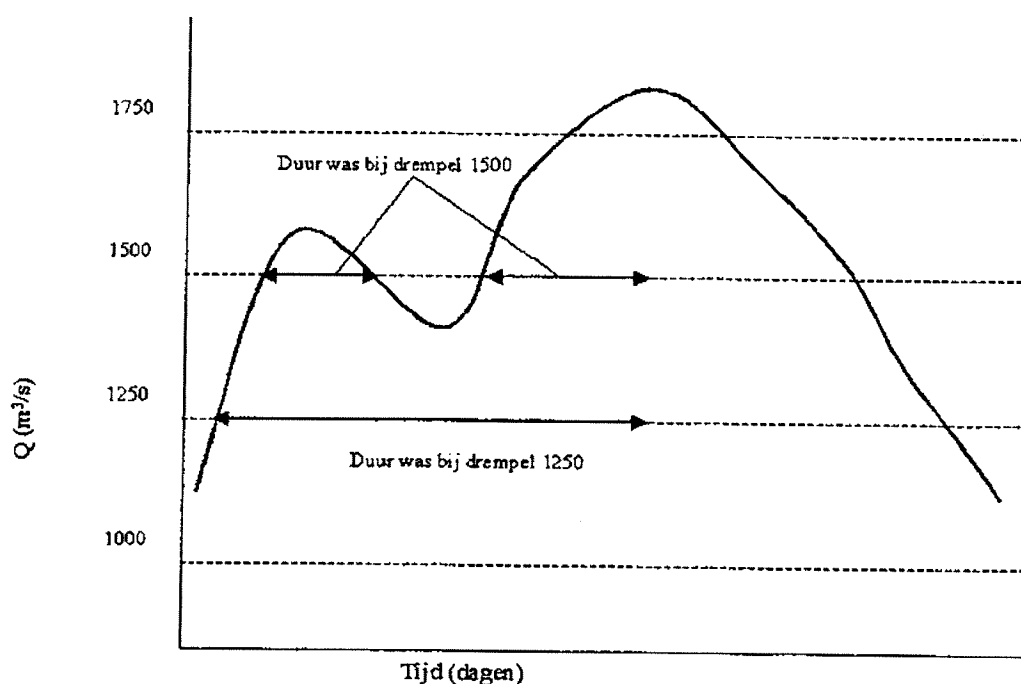
Stap 1. Selecteren van de gemeten afvoergolven. Voor de Rijn zijn afvoergolven geselecteerd met een maximale afvoer van meer dan $8.000\text{m}^3/\text{s}$. Als tussen twee afvoergolven een tijd van meer dan 15 dagen verstrijkt of de afvoer lager wordt dan $4.000\text{m}^3/\text{s}$ worden de twee afvoergolven ook als twee afvoergolven beschouwd. In alle andere gevallen worden de twee afvoergolven als één afvoergolf beschouwd en behandeld.

Stap 2. Vaststellen van de minimale afvoerdrempel waarvoor de kenmerken van de gemeten afvoergolven vastgesteld moeten worden. Dit is gerelateerd aan de afvoer waarbij de uiterwaarden beginnen onder te lopen. Voor de Rijn is dit $4.000\text{m}^3/\text{s}$.

Stap 3. Opschalen van de gemeten afvoergolven naar het niveau van de golf waarvoor de vorm vastgesteld moet worden. Deze opschaling geschiedt door per golf de gemeten afvoeren te vermenigvuldigen met de factor: maximale afvoer van de golf waarvoor de vorm vastgesteld moet worden gedeeld door de maximale afvoer van de gemeten golf.

Stap 4. Vaststellen van de afvoerdrempels waarvoor de kenmerken van de afvoergolven worden vastgesteld. Voor de Rijn is een interval van $1.000\text{m}^3/\text{s}$ gehanteerd.

Stap 5. Vaststellen per afvoergolf van de volgende kenmerken van de afvoergolven: duur van de was, totale duur en volume. Voor de afvoergolven met meer dan één top worden de kenmerken vastgesteld door middel van sommatie volgens figuur 1.



figuur 1 Duur van de was

Stap 6. Vaststelling van de verdeling waaraan de kenmerken van de afvoergolven het beste voldoen. Geconstateerd is dat dit de lognormale verdeling is. Aangenomen wordt dat de duur van de val dan ook lognormaal verdeeld is.

Stap 7. Vaststellen van de vorm van de afvoergolf met de volgende transformaties per afvoerdrempel, waarbij uitgegaan wordt van de lognormale verdeling:

1. Bepalen van de natuurlijke logaritmes van de duur van de was en de totale duur.
2. Bepalen van het gemiddelde (μ) en de standaarddeviatie (σ) van de natuurlijke logaritmes van de duur van de was en de totale duur.
3. Bepalen van de correlatie (ρ) van de duur van de was en de totale duur.
4. Bepalen van de betrouwbaarheidsband rondom het gemiddelde van de duur van de was en de totale duur volgens (uitgaande van het 95% betrouwbaarheidsinterval):
($\exp(\mu - 1.96\sigma)$; $\exp(\mu + 1.96\sigma)$) (1)
5. Bepalen van de verwachtingswaarde (E) van de duur van de val als het verschil van het gemiddelde van de totale duur en de duur van de was.
6. Bepalen van de betrouwbaarheidsband rondom de verwachtingswaarde van de duur van de val volgens (1), met voor μ en σ van de duur van de val:

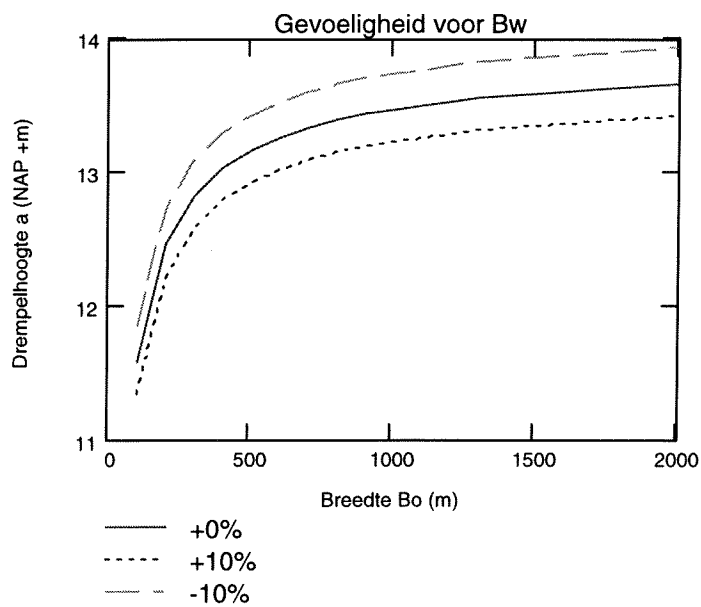
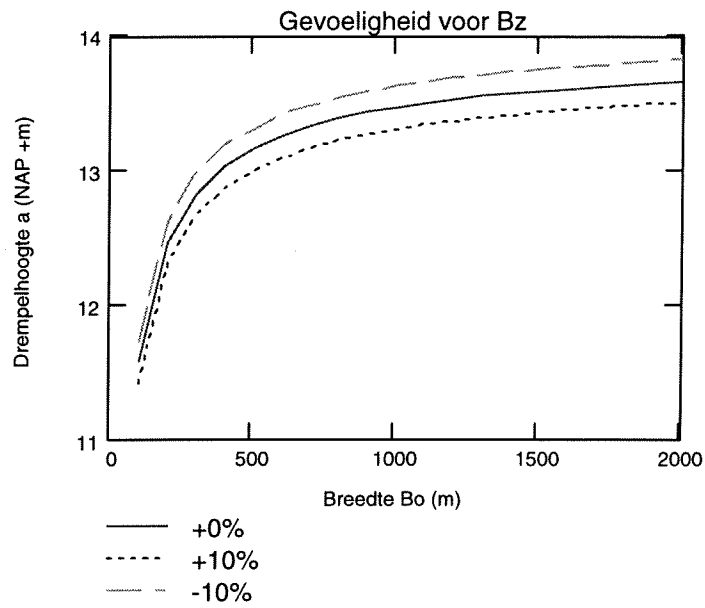
$$\mu = \ln \left(\frac{E(val)}{\sqrt{\left(\frac{\alpha(val)}{E(val)}\right)^2 + 1}} \right) \quad (2)$$

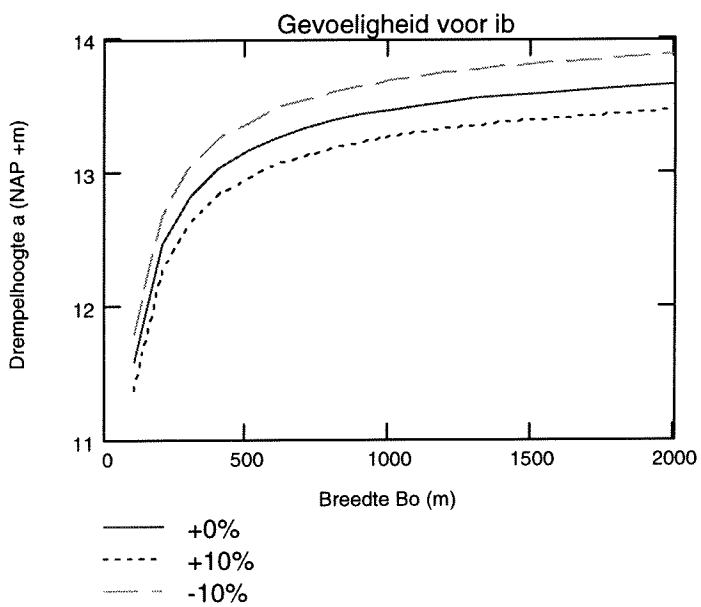
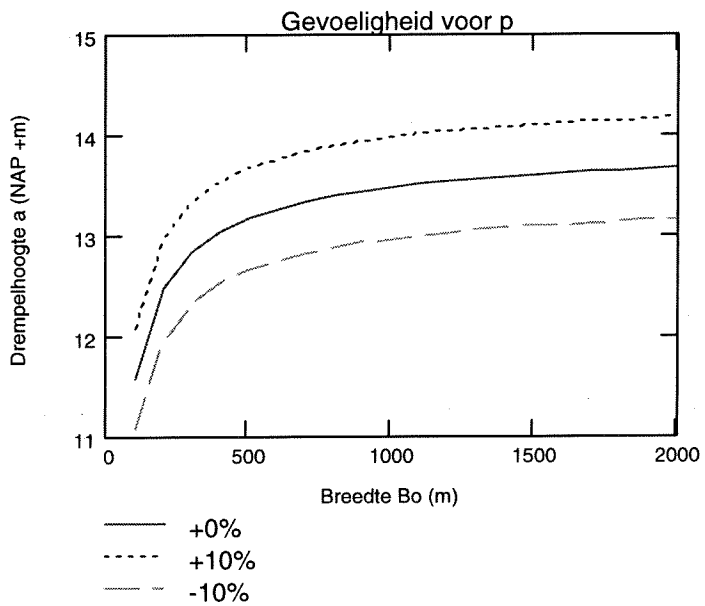
$$\sigma = \sqrt{\ln \left(\frac{\alpha(val)}{E(val)} \right)} \quad (3)$$

waarbij $\alpha(val)$ de standaarddeviatie van de duur van de val is volgens:

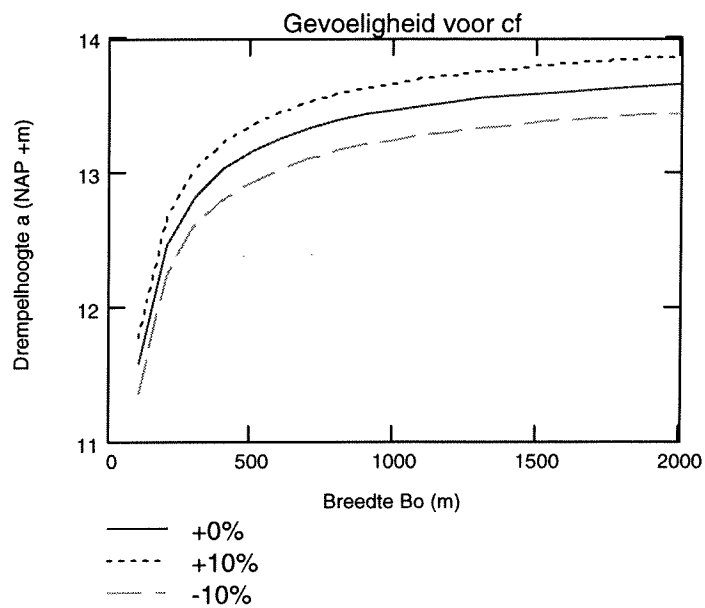
$$\alpha(val) = \sqrt{\alpha(was)^2 + \alpha(totaleduur)^2 - 2\rho\alpha(was)\alpha(totaleduur)} \quad (4)$$

Bijlage 5-A Gevoeligheden ontwerpgrafiek voor dwarsdoorsnede Waal

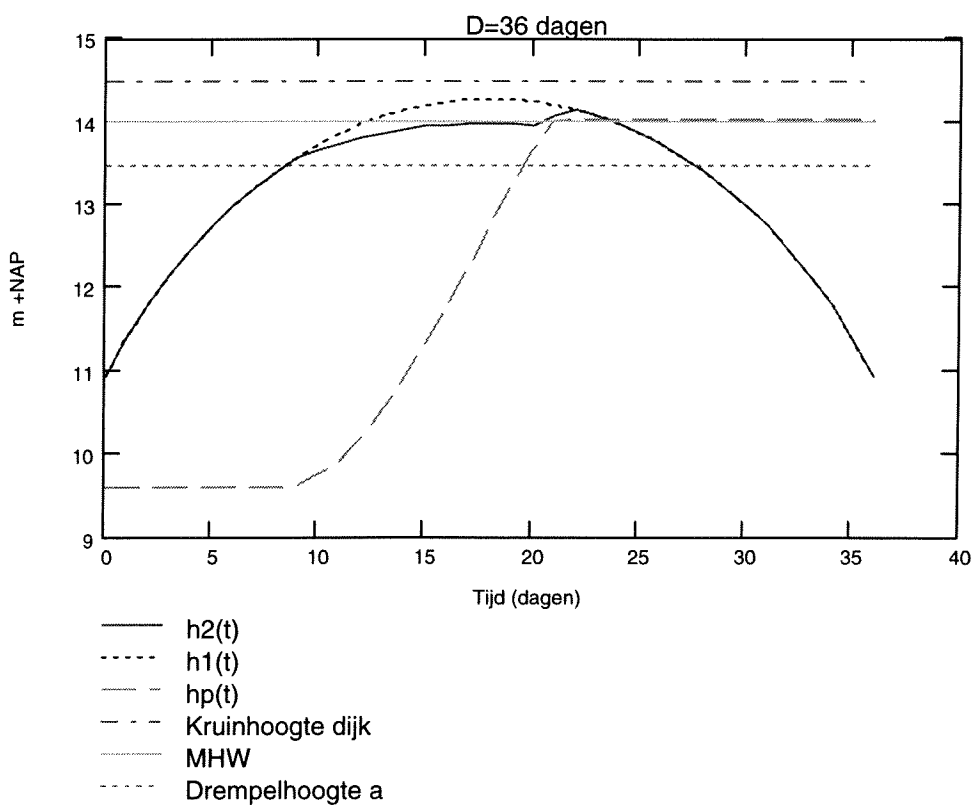
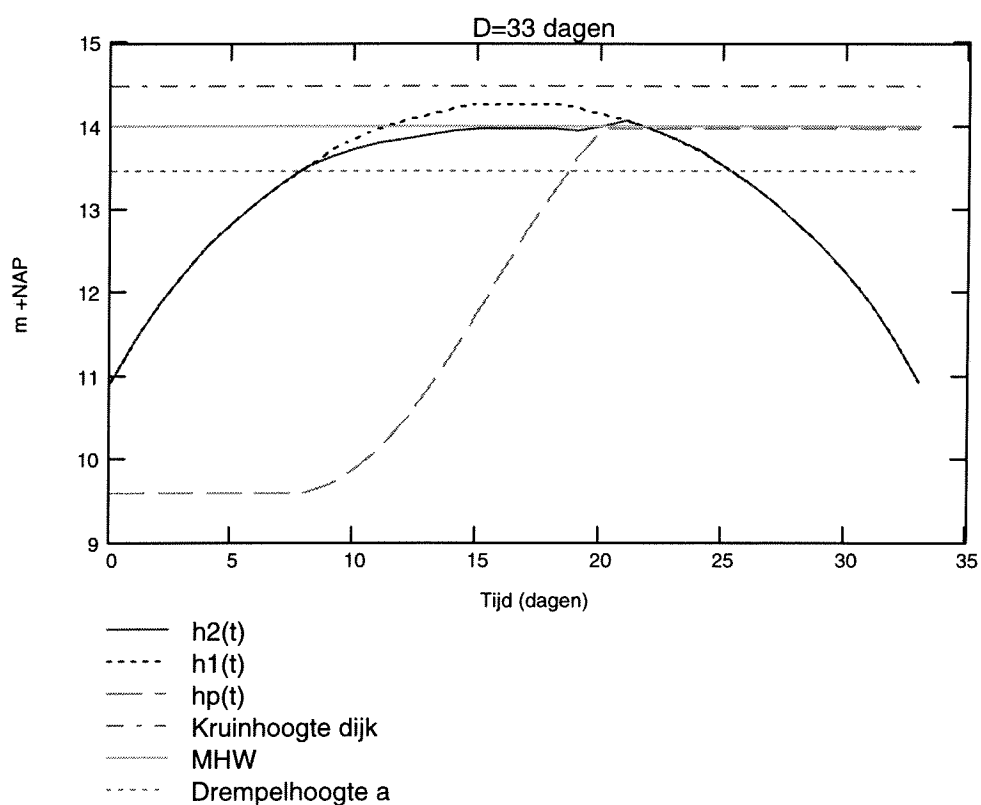




Bijlage 5-B Gevoeligheden ontwerpgrafiek voor bodemruwheid Waal



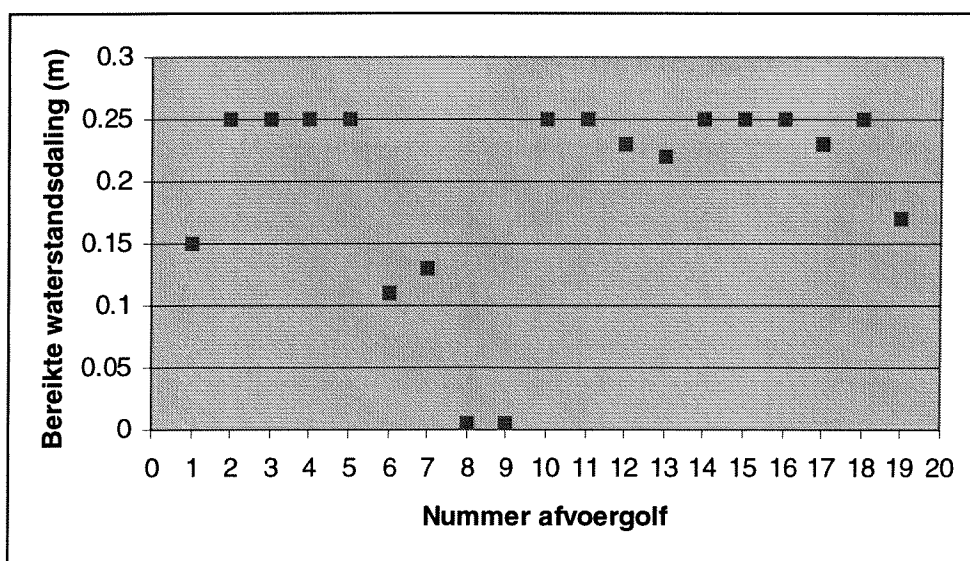
Bijlage 5-C Gevoeligheden waterstandsdeling voor vorm afvoergolf



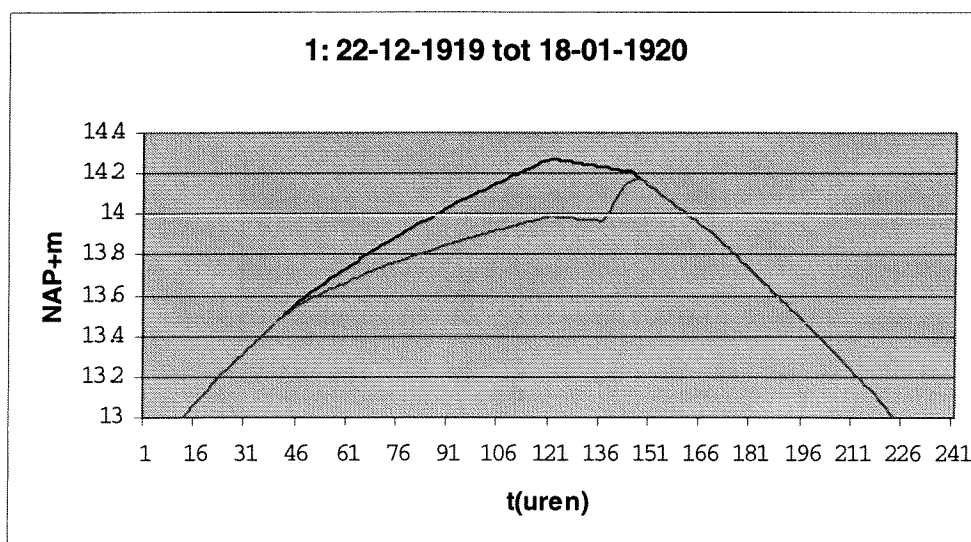
Bijlage 5-D Gevoeligheden waterstandsddaling voor vorm afvoergolf

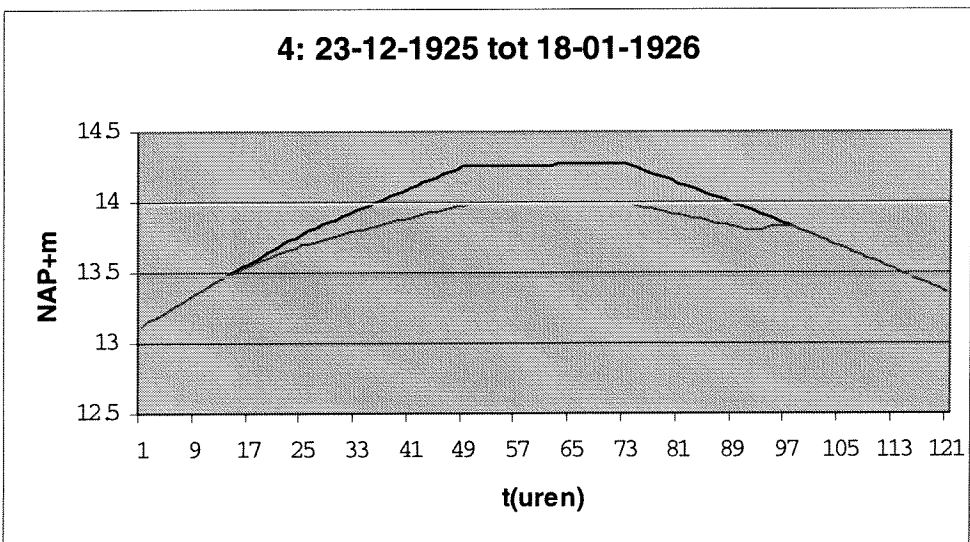
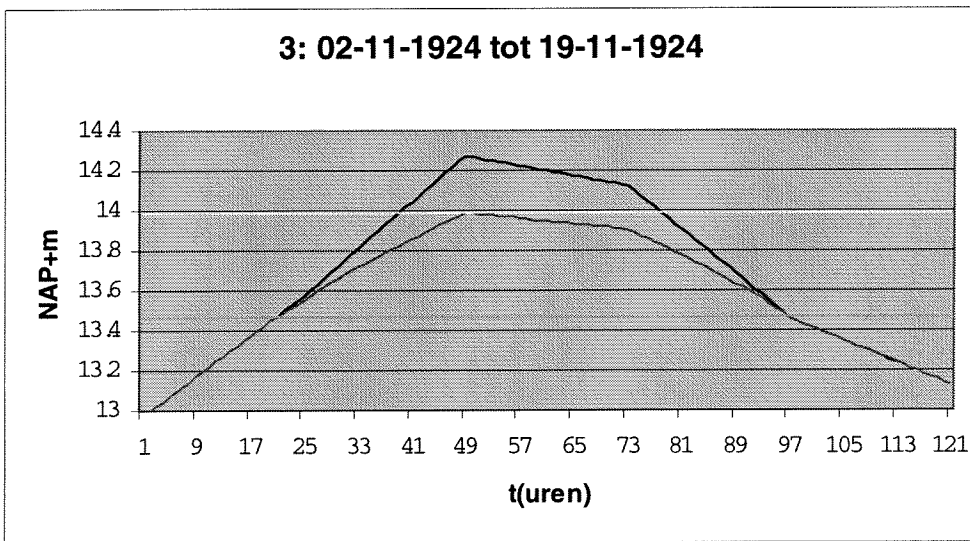
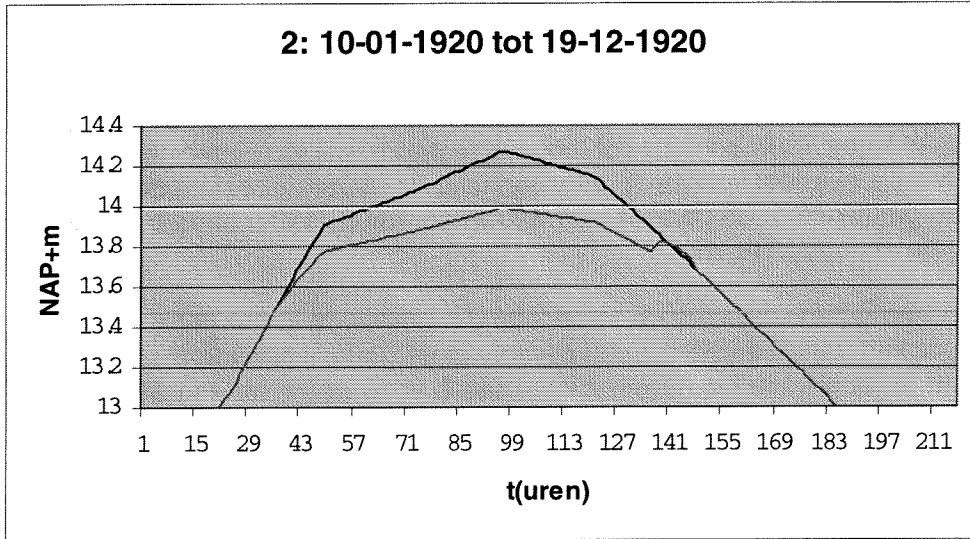
In deze paragraaf wordt het effect van de overlaat (de bereikte waterstandsddaling) voor het referentiegeval uit paragraaf 5.2 voor negentien opgeschaalde afvoergolven die zijn opgetreden tussen 1919 en 1995 onderzocht. Het waterstandsverloop boven- en benedenstrooms van de overlaat voor deze gevallen is in de hieronder volgende figuren gegeven. Boven de grafiek staat de periode vermeld waarvoor er is gemeten. In de grafiek is alleen de piek van de afvoergolf te zien.

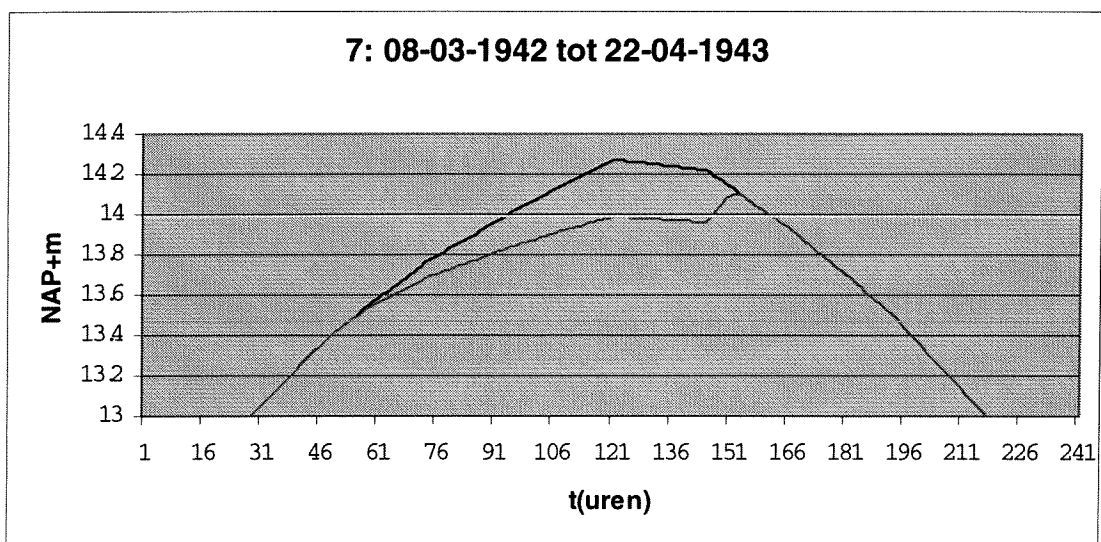
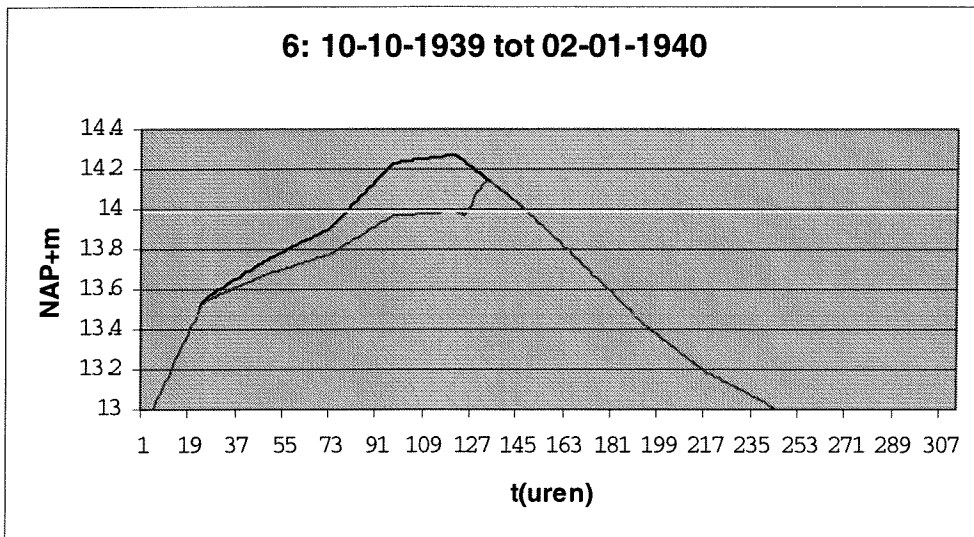
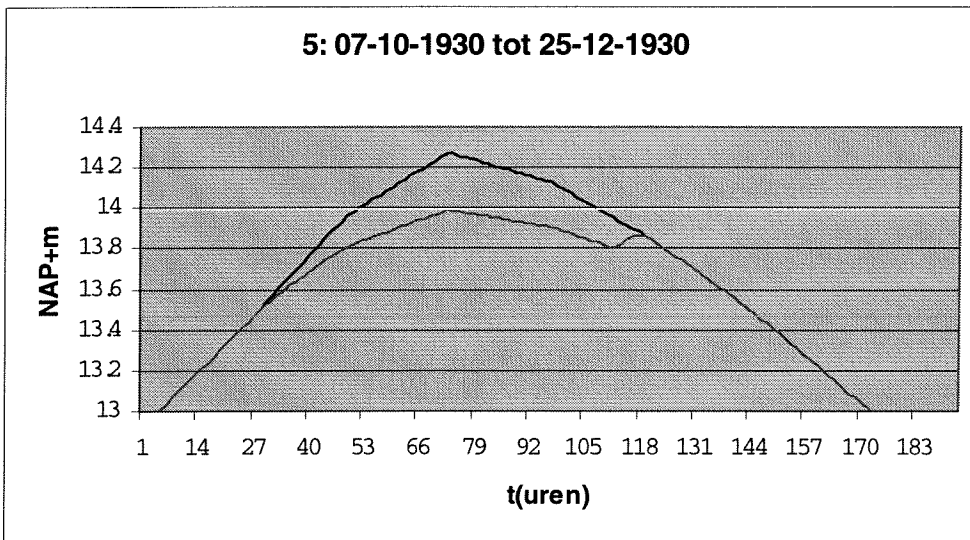
In figuur 1 is de waterstandsddaling voor de negentien genummerde afvoergolven gegeven. Hieruit volgt dat voor tien van de negentien afvoergolven de gewenste waterstandsddaling van 0.25m wordt bereikt. Voor de overige negen afvoergolven is de waterstandsddaling kleiner dan de gewenste 0.25m. Dit betekent dat voor de overlaat met retentiepolder zoals gedefinieerd voor het referentiegeval slechts 53% van de onderzocht afvoergolven aan de randvoorwaarde voor het ontwerp van de overlaat voldoet. De bereikte waterstandsddaling is erg gevoelig voor de vorm van de afvoergolf.

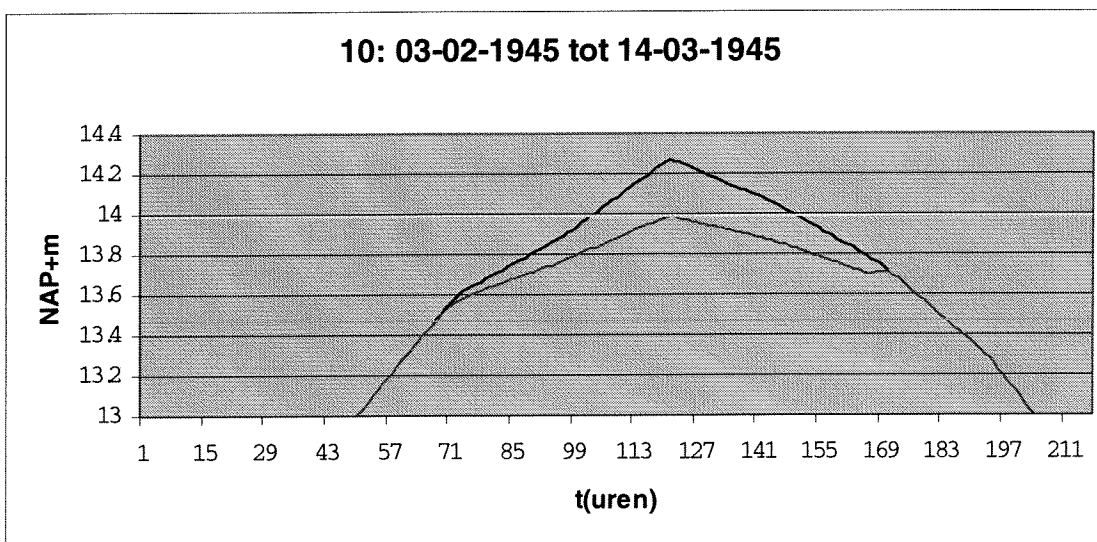
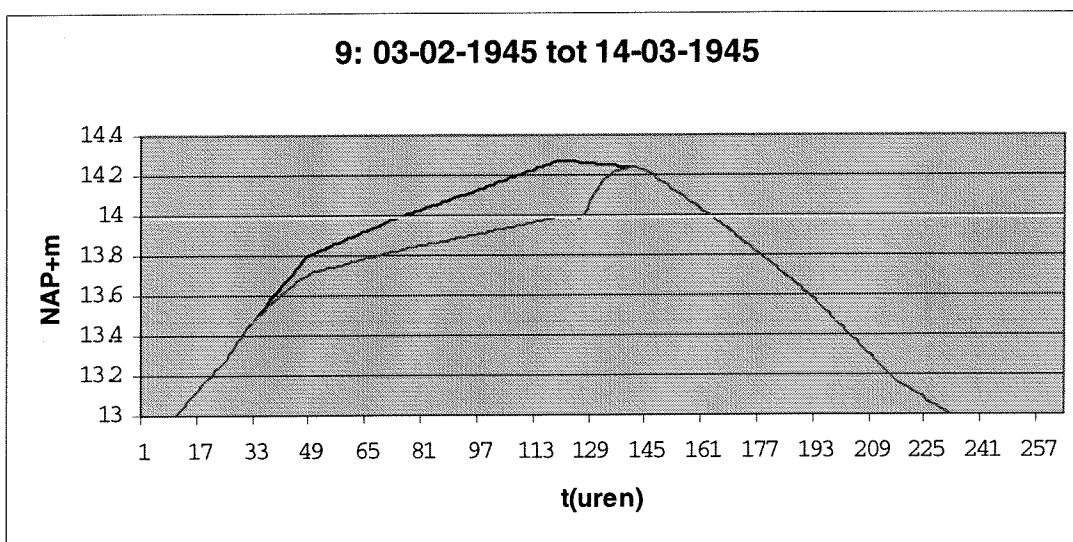
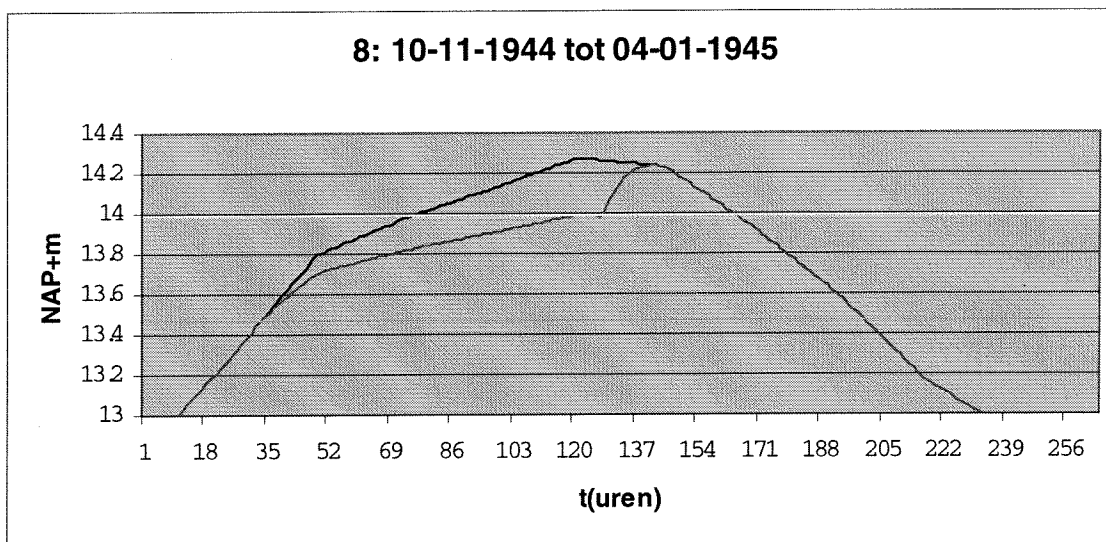


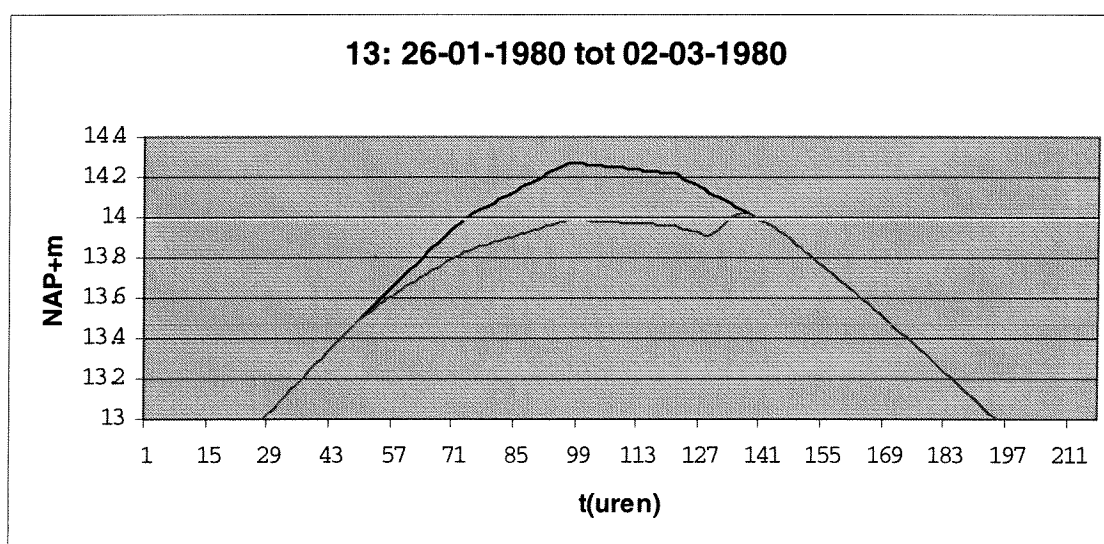
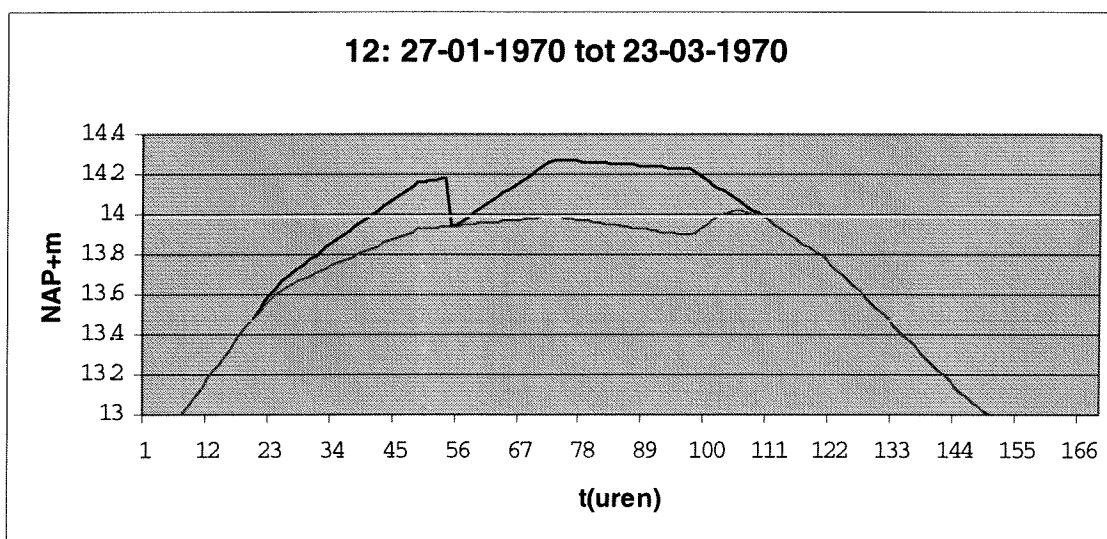
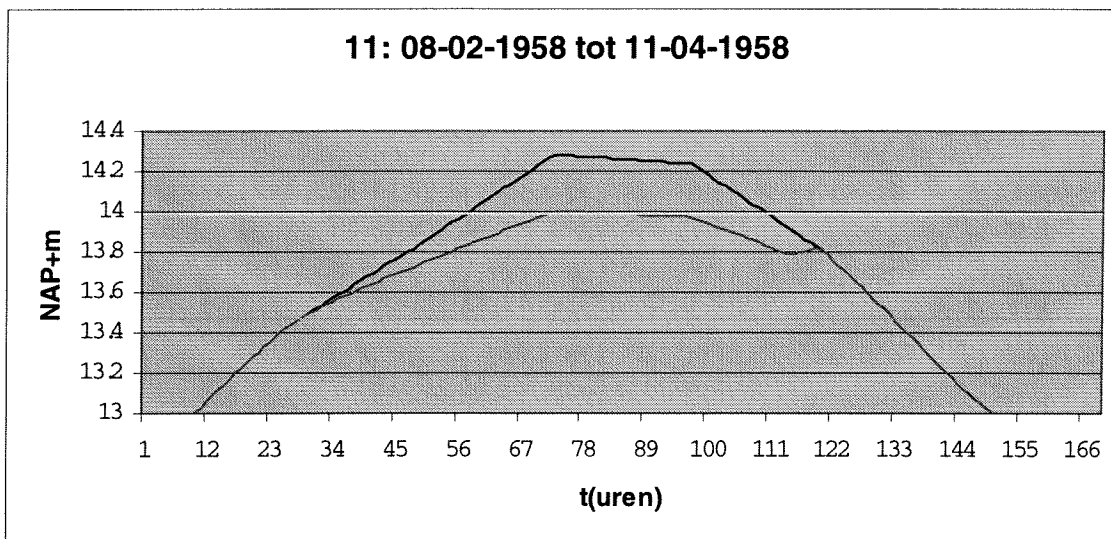
figuur 1 Waterstandsddaling voor verschillende afvoergolven

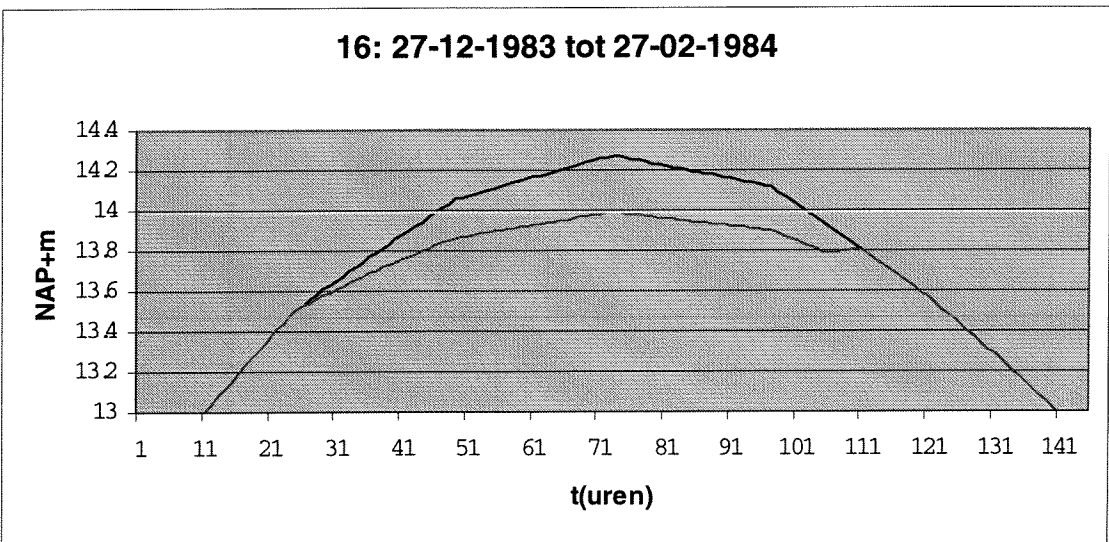
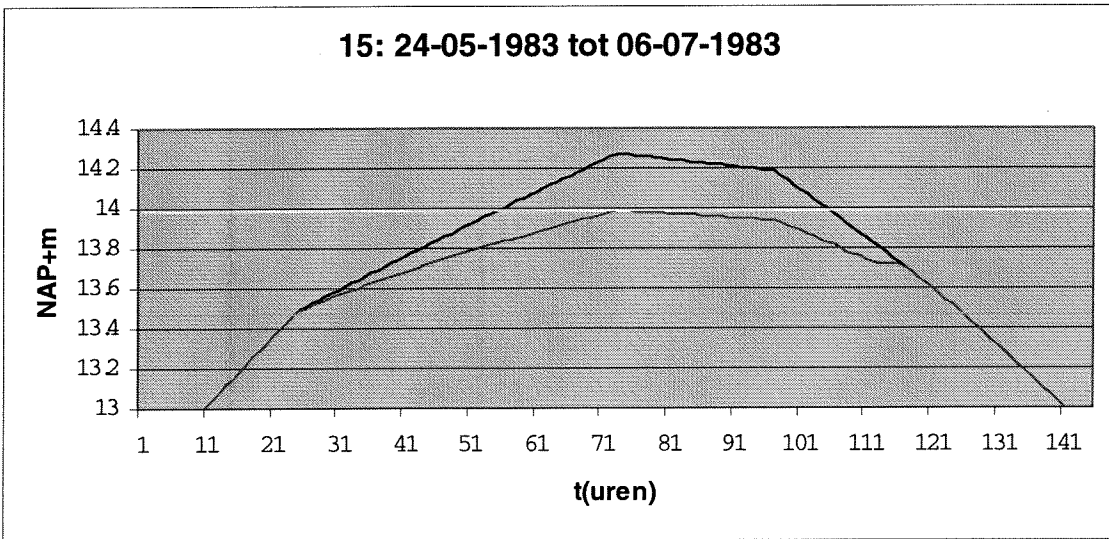
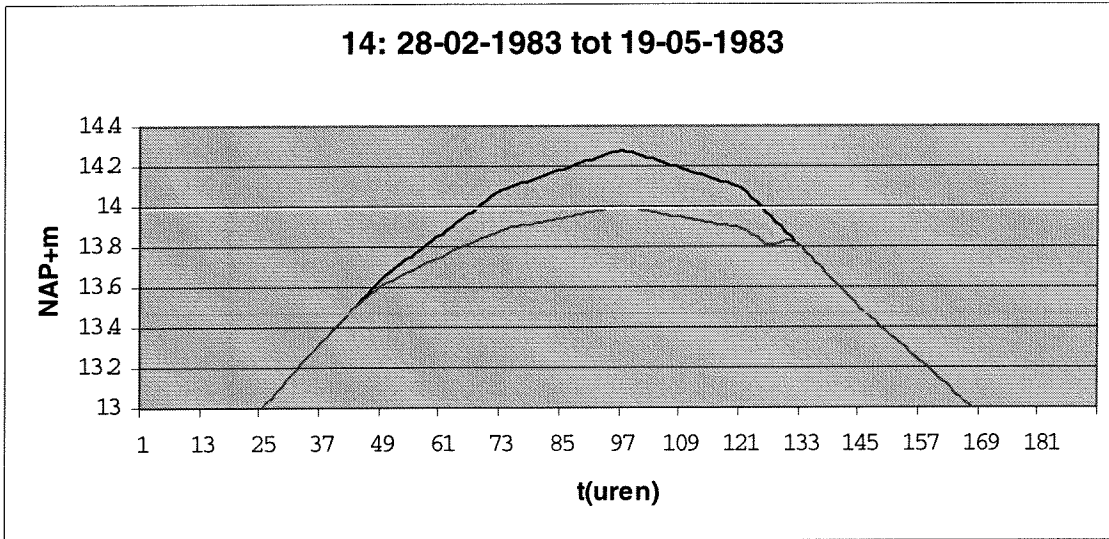


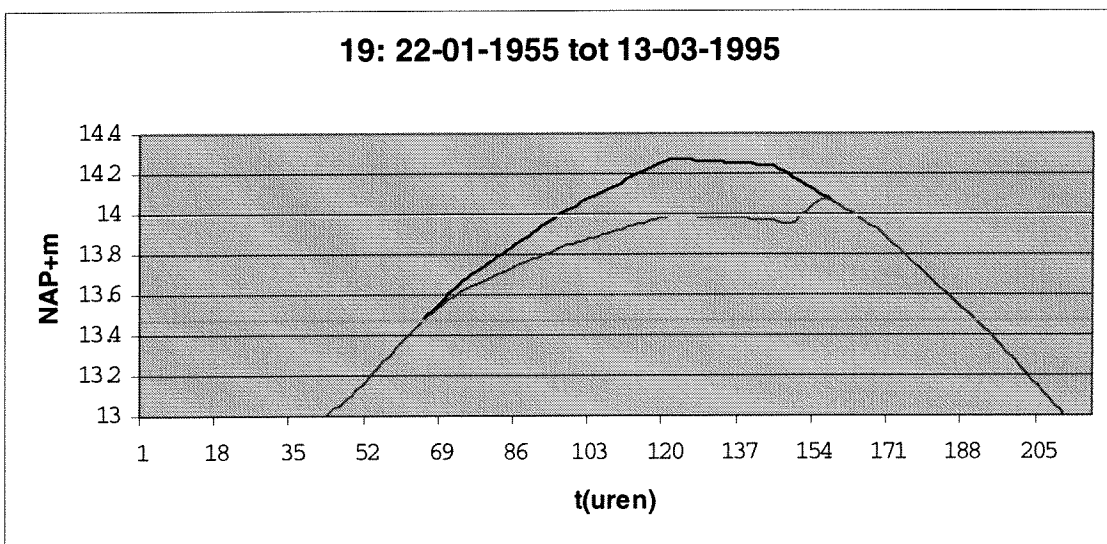
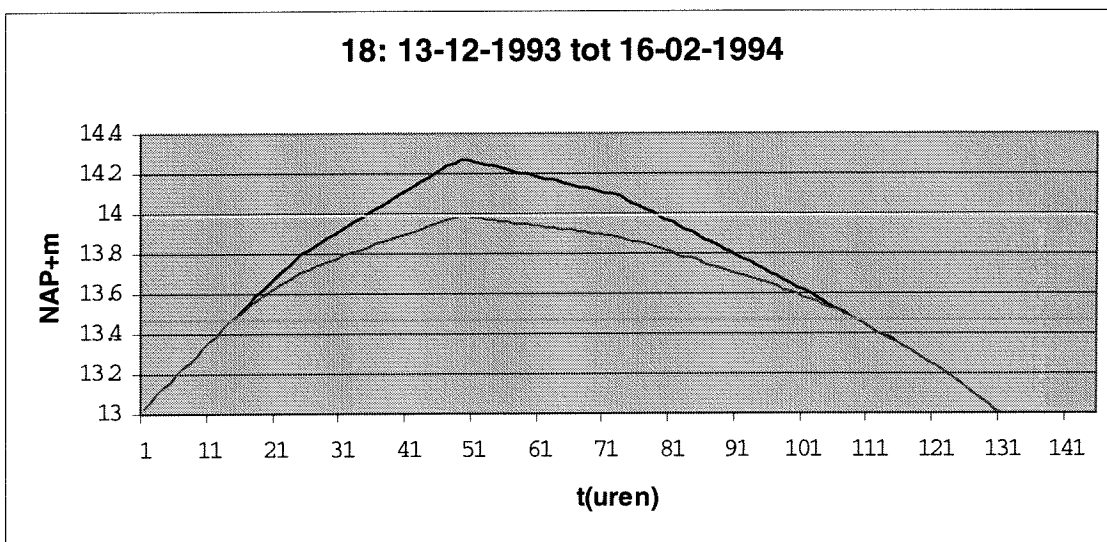
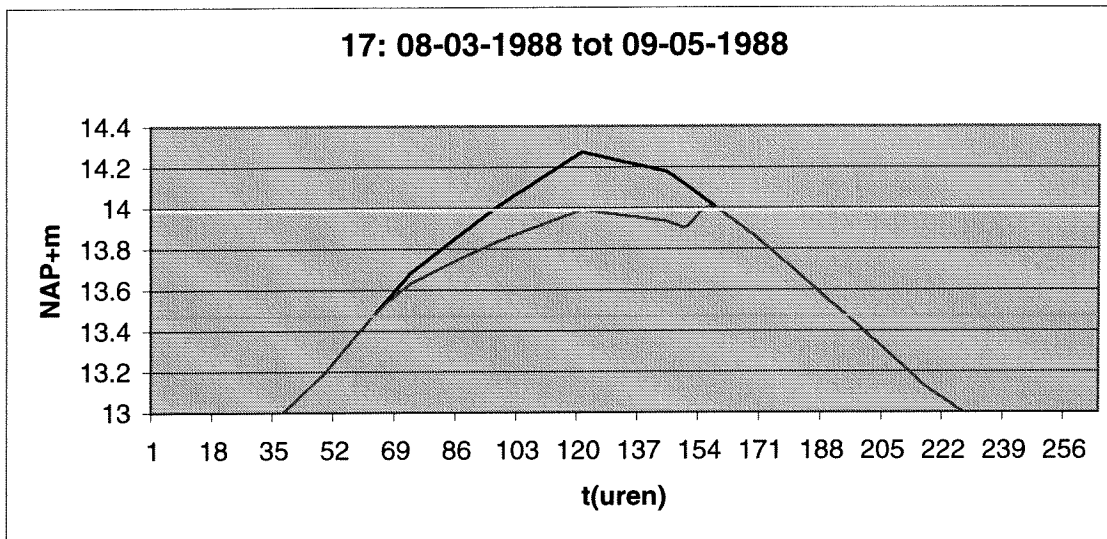




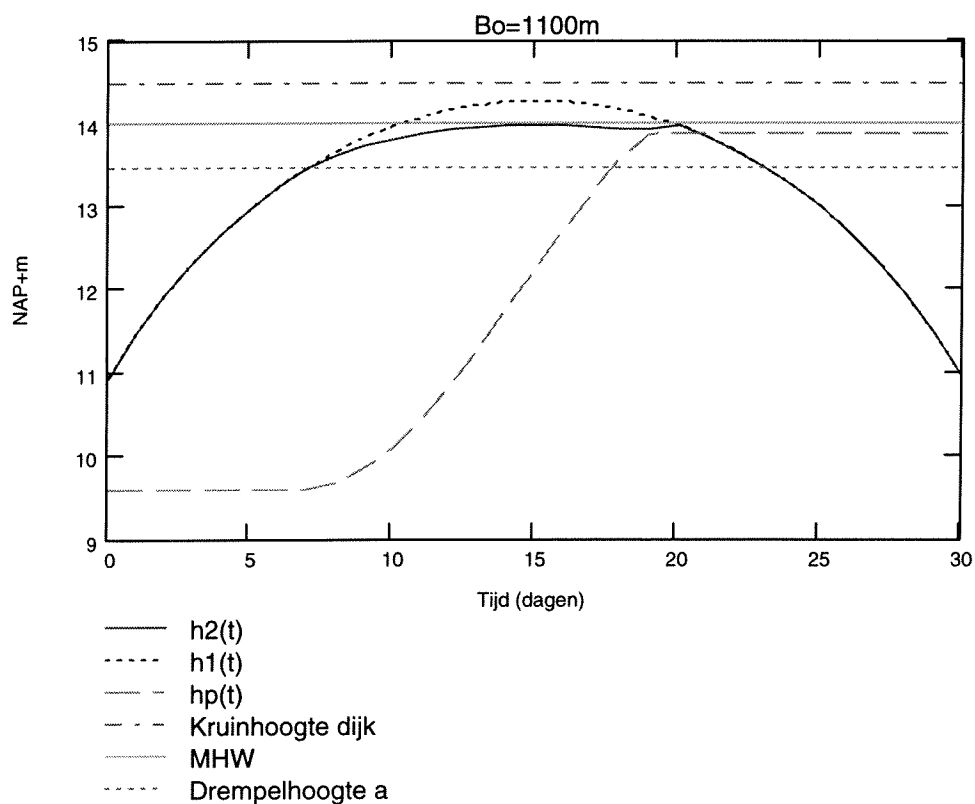
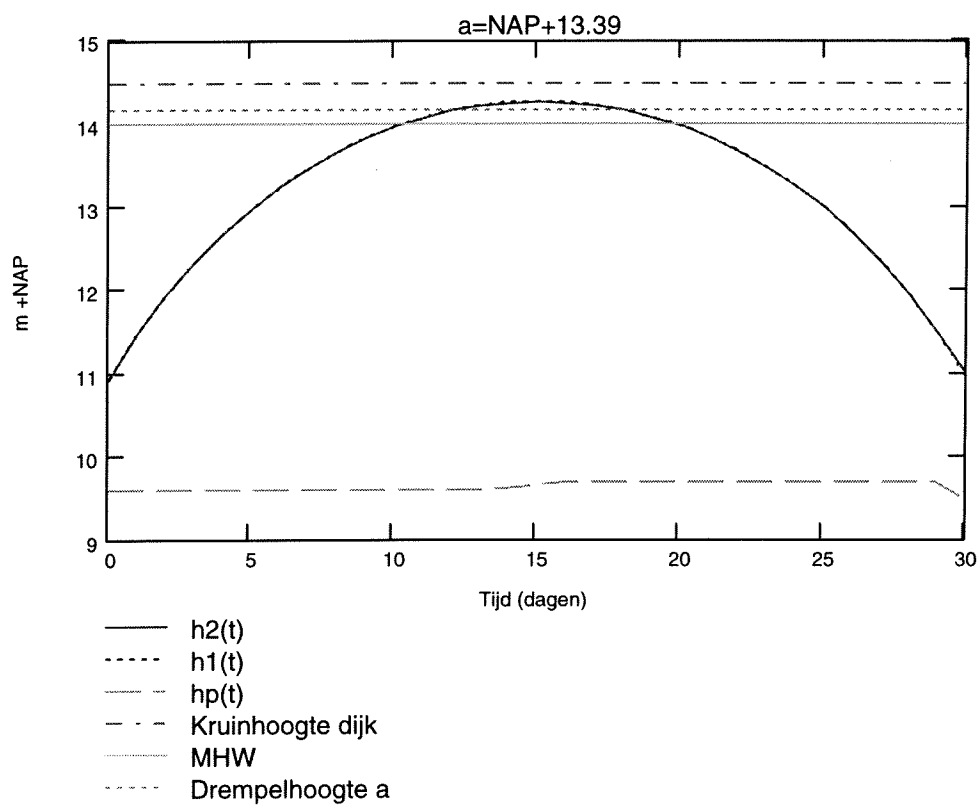


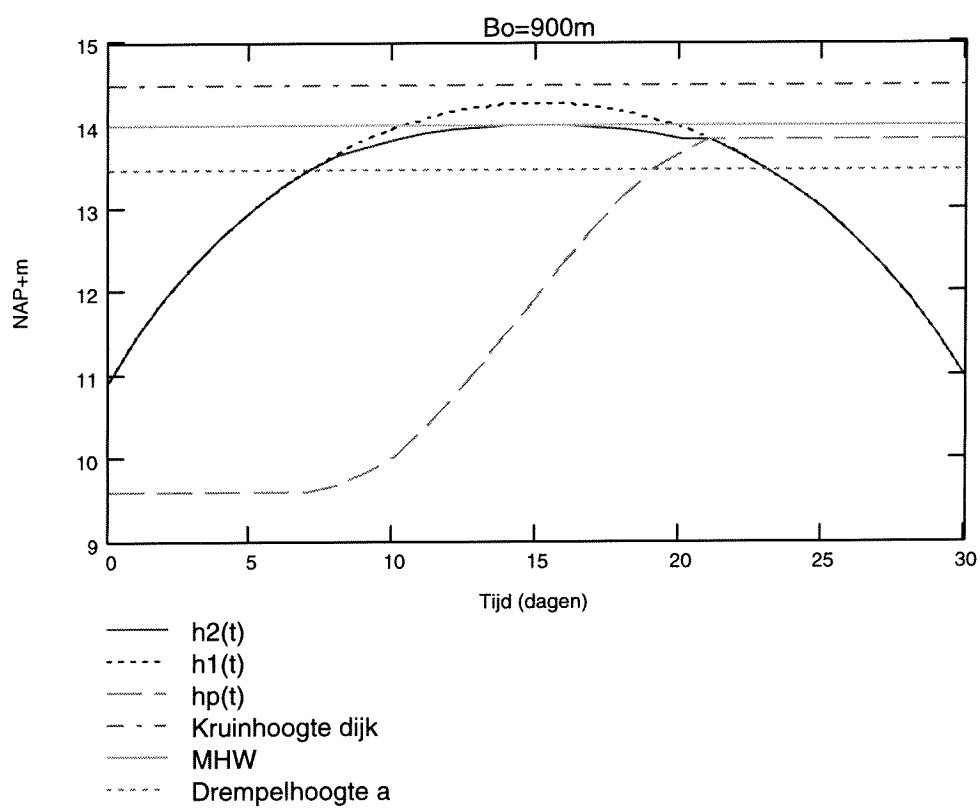




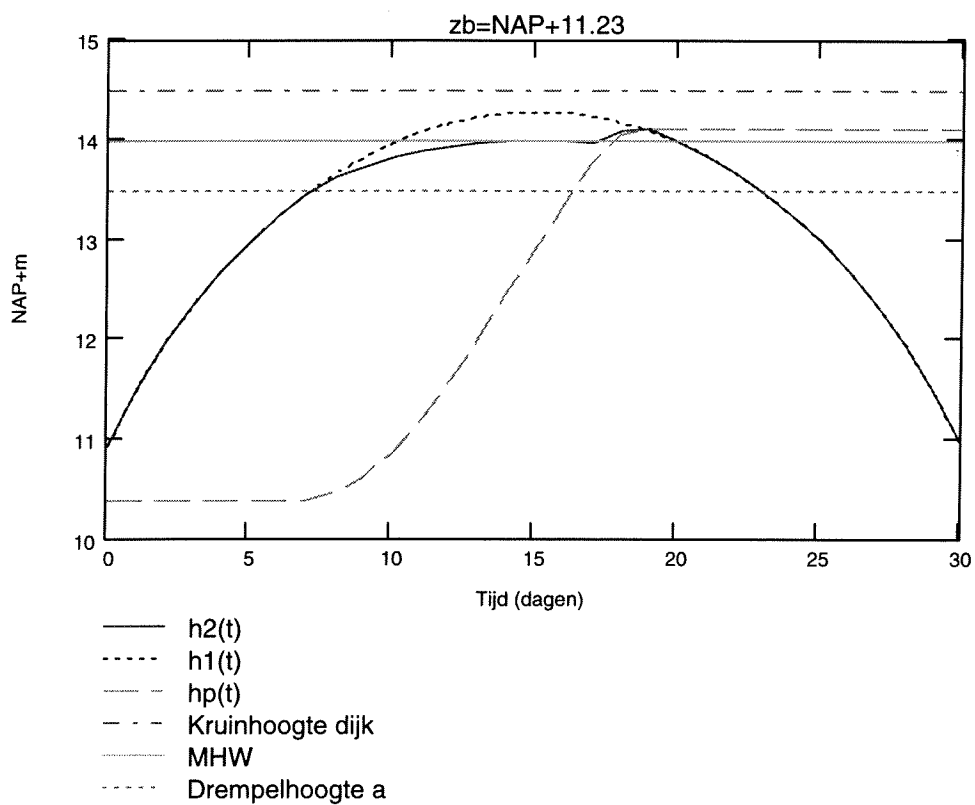
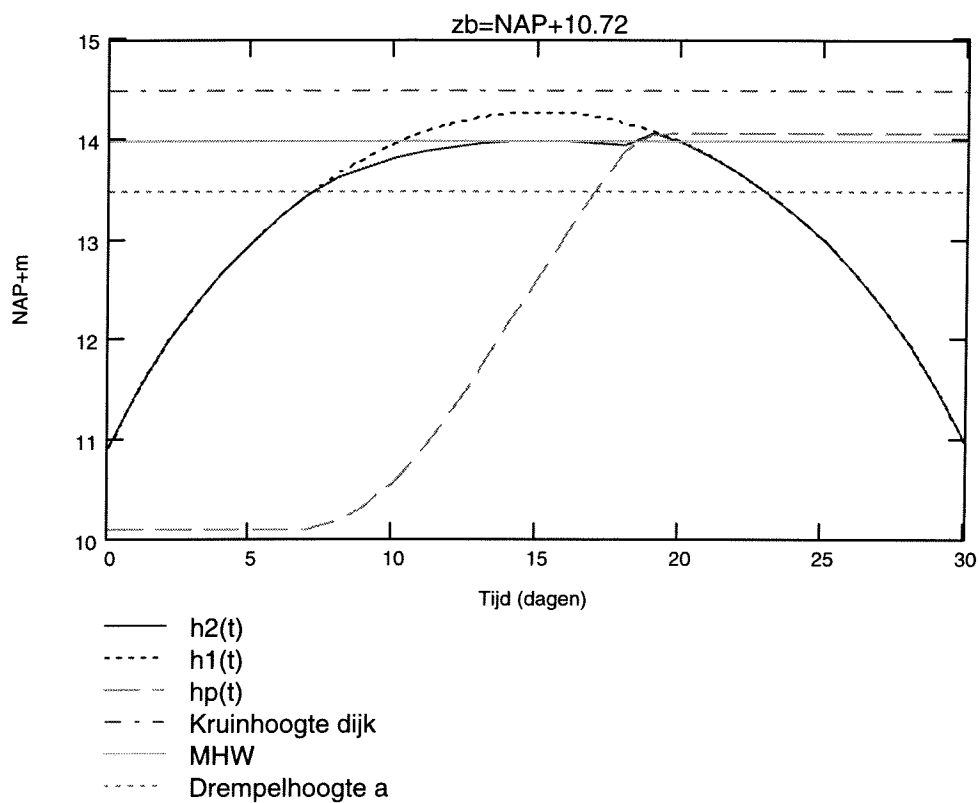


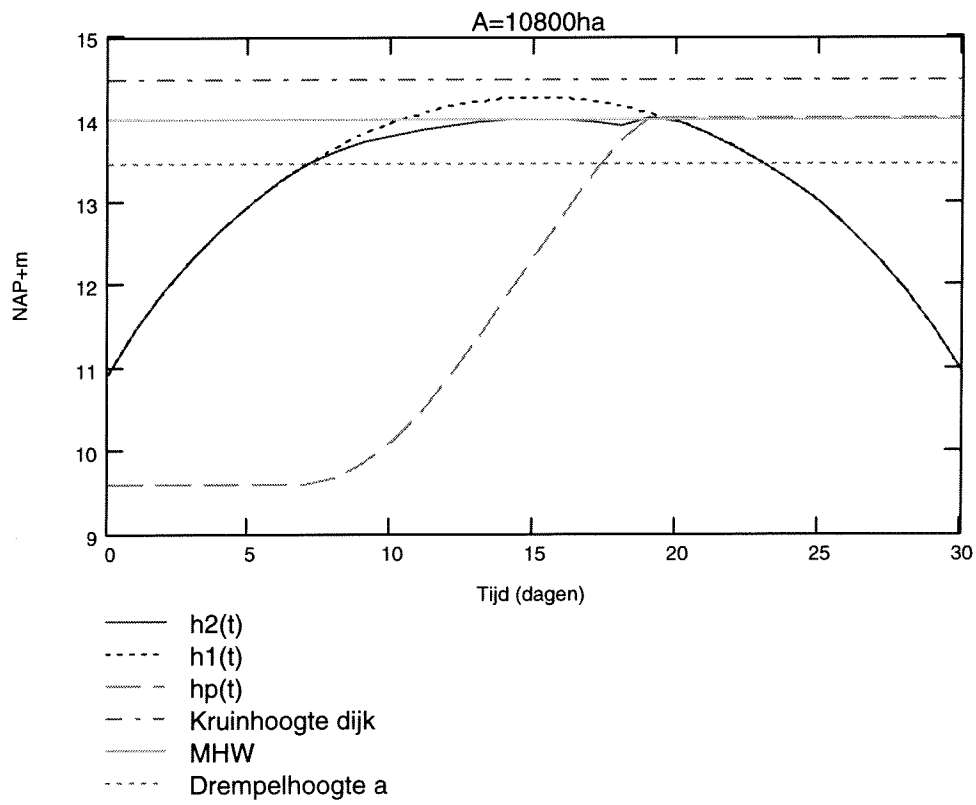
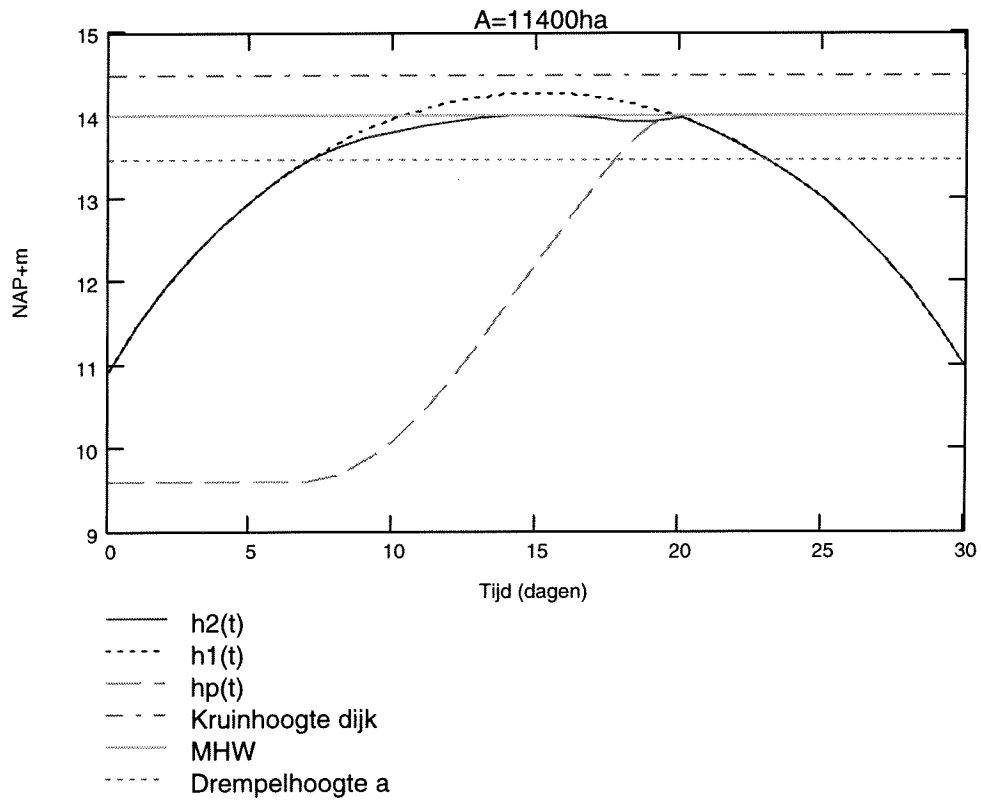
Bijlage 5-E Gevoeligheden waterstandsdeling voor afmetingen overlaat





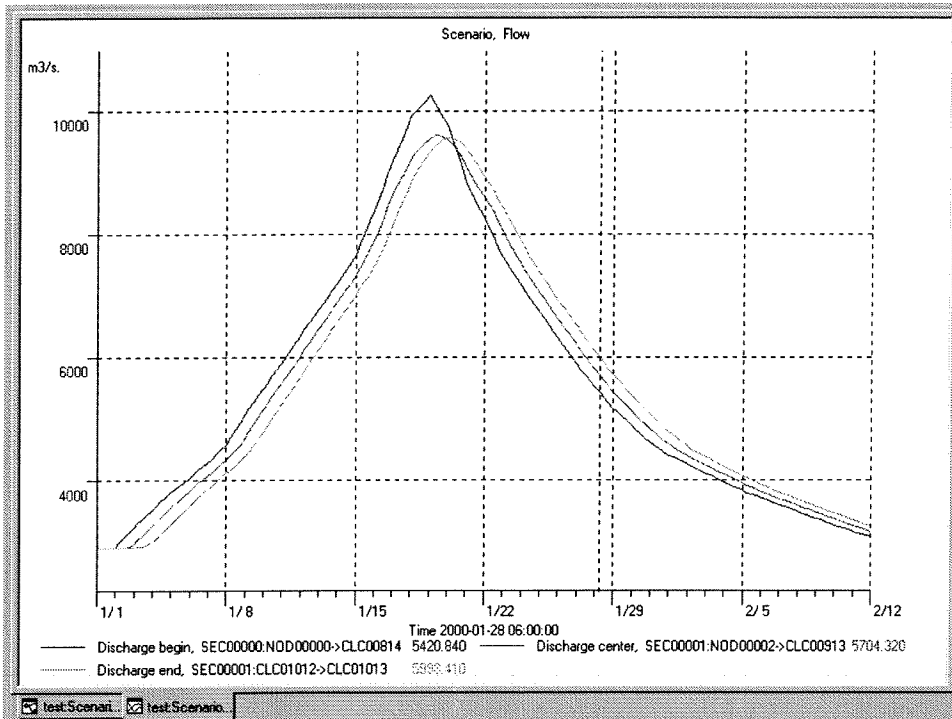
Bijlage 5-F Gevoeligheden waterstandsdeling voor schematisatie retentiepolder



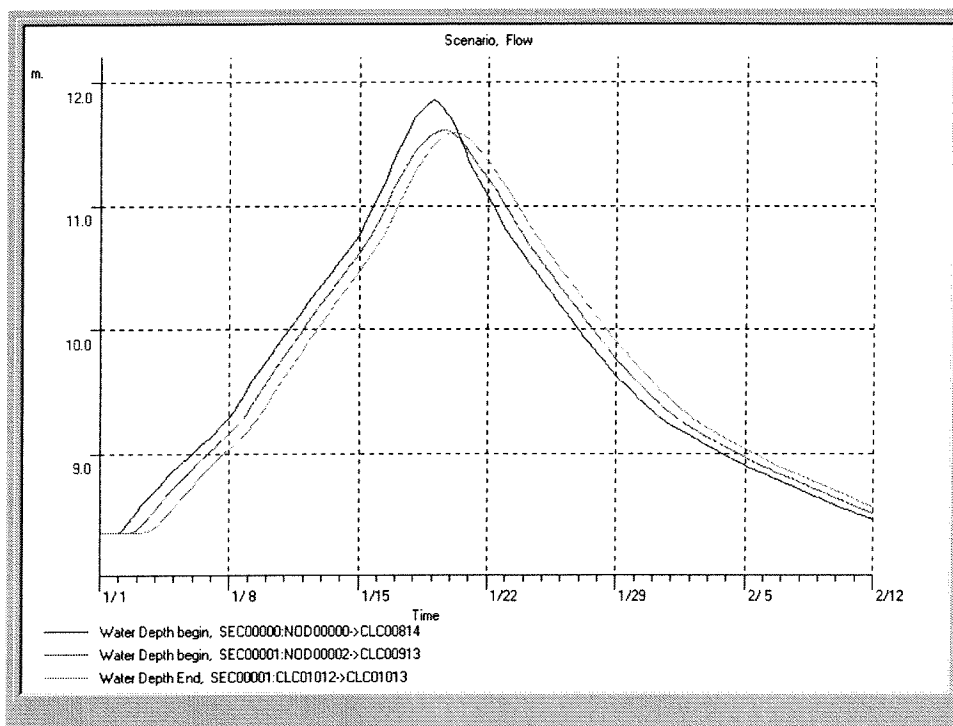


Bijlage 7-A Resultaten praktijkgeval retentiepolder

In deze bijlage zijn het waterstands- en debietsverloop op drie plaatsen langs de rivieras gegeven voor de situatie uit paragraaf 7.3. In de grafiek van figuur 1 is het debietsverloop gegeven en in figuur 2 het waterstandsverloop. De blauwe lijn geldt voor $x=-100\text{km}$, de rode voor $x=0\text{km}$ en de groene voor $x=100\text{km}$.



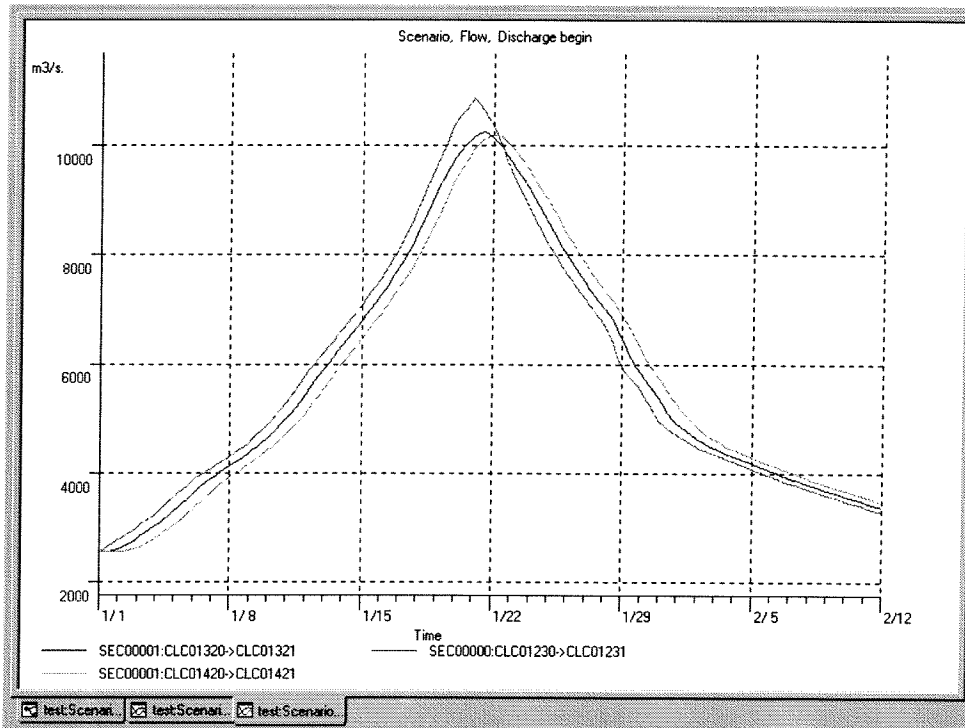
figuur 1 Debietsverloop op drie plaatsen langs de rivieras.



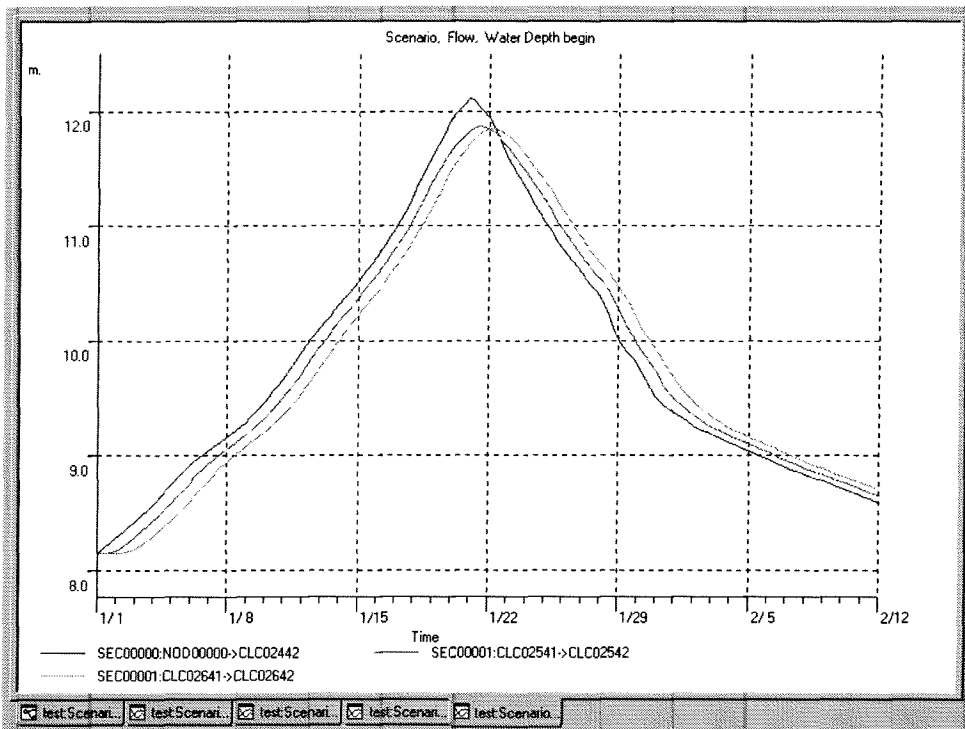
figuur 2 Waterstandsverloop op drie plaatsen langs de rivieras

Bijlage 7-B Resultaten praktijkgeval noodoverloopgebied 17.000m³/s

In deze bijlage zijn het waterstands- en debietsverloop op drie plaatsen langs de rivieras gegeven voor de situatie uit paragraaf 7.4.1 In de grafiek van figuur 1 is het debietsverloop gegeven en in figuur 2 het waterstandsverloop. De blauwe lijn geldt voor x=-100km, de rode voor x=0km en de groene voor x=100km.



figuur 1 Debietsverloop op drie plaatsen langs de rivieras.

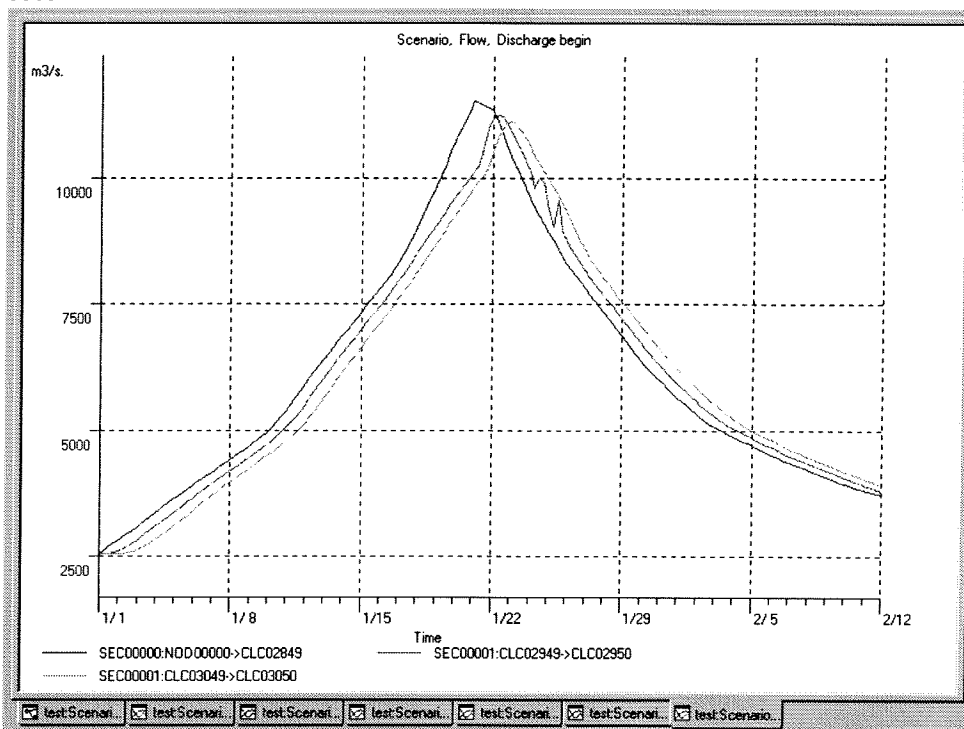


figuur 2 Waterstandsverloop op drie plaatsen langs de rivieras.

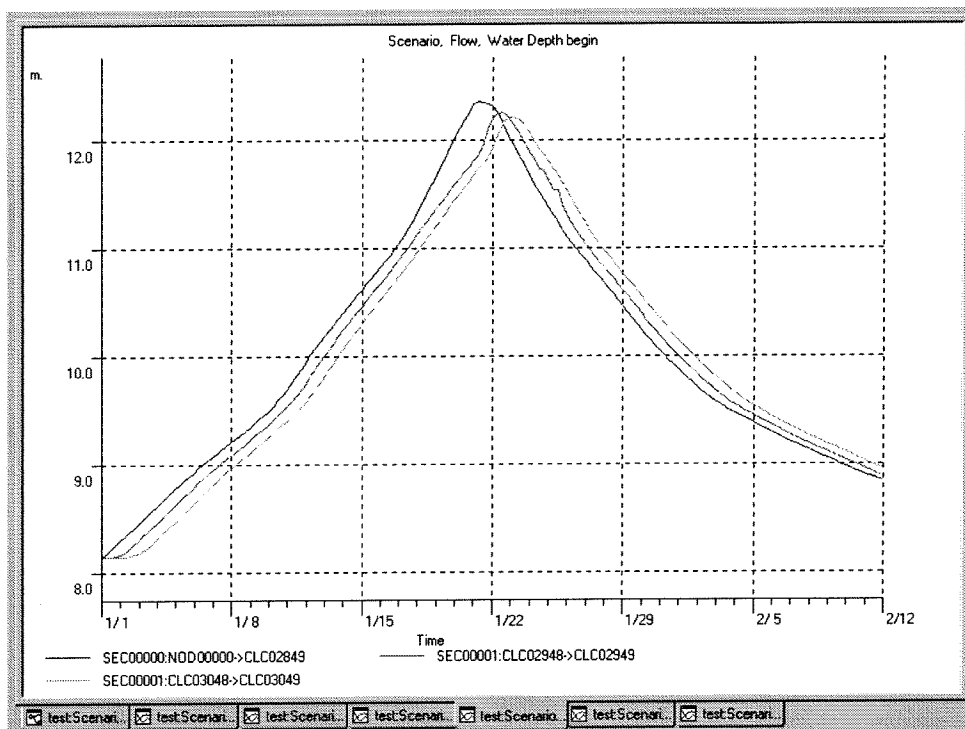
Bijlage 7-C Resultaten praktijkgeval noodoverloopgebied 18.000m³/s

In deze bijlage zijn het waterstands- en debietsverloop op drie plaatsen langs de rivieras gegeven voor de situaties uit paragraaf 7.4.2. De blauwe lijn geldt voor $x=-100\text{km}$, de rode voor $x=0\text{km}$ en de groene voor $x=100\text{km}$. Figuur 1 en figuur 2 gelden wanneer R1 als noodoverloopgebied wordt ingezet. Uit de figuren volgt dat R1 te klein is en de gewenste waterstands- en debietsdaling niet bereikt worden. Figuur 3 en figuur 4 gelden wanneer R2 als noodoverloopgebied wordt ingezet. Ook R2 blijkt te klein om het gewenste effect te bereiken. Figuur 5 en figuur 6 gelden wanneer R2+R3 als noodoverloopgebied wordt ingezet. Wanneer R2 en R3 worden toegepast als noodoverloopgebied bij $Q_{\text{piek}}=18.000\text{m}^3/\text{s}$ wordt het gewenste effect bereikt en wordt de waterstand niet groter dan de maatgevende waterstand.

R1:

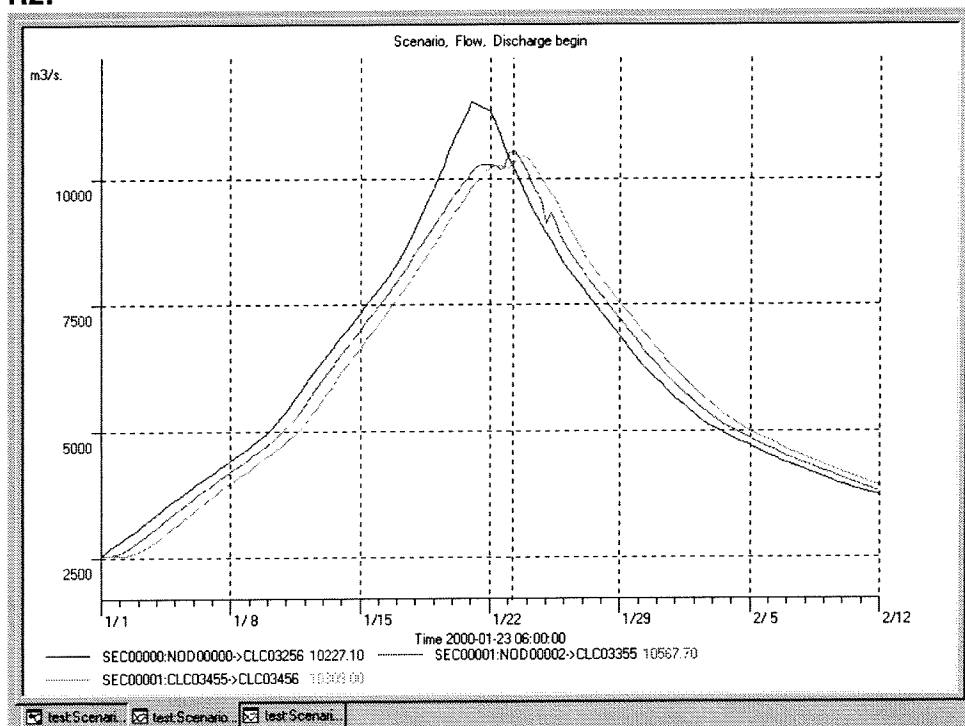


figuur 1 Debietsverloop voor $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$ met R1.



figuur 2 Waterstandsverloop voor $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$ met R1.

R2:



figuur 3 Debietsverloop voor $Q_{\text{piek}}=17.000\text{m}^3/\text{s}$ met R2.