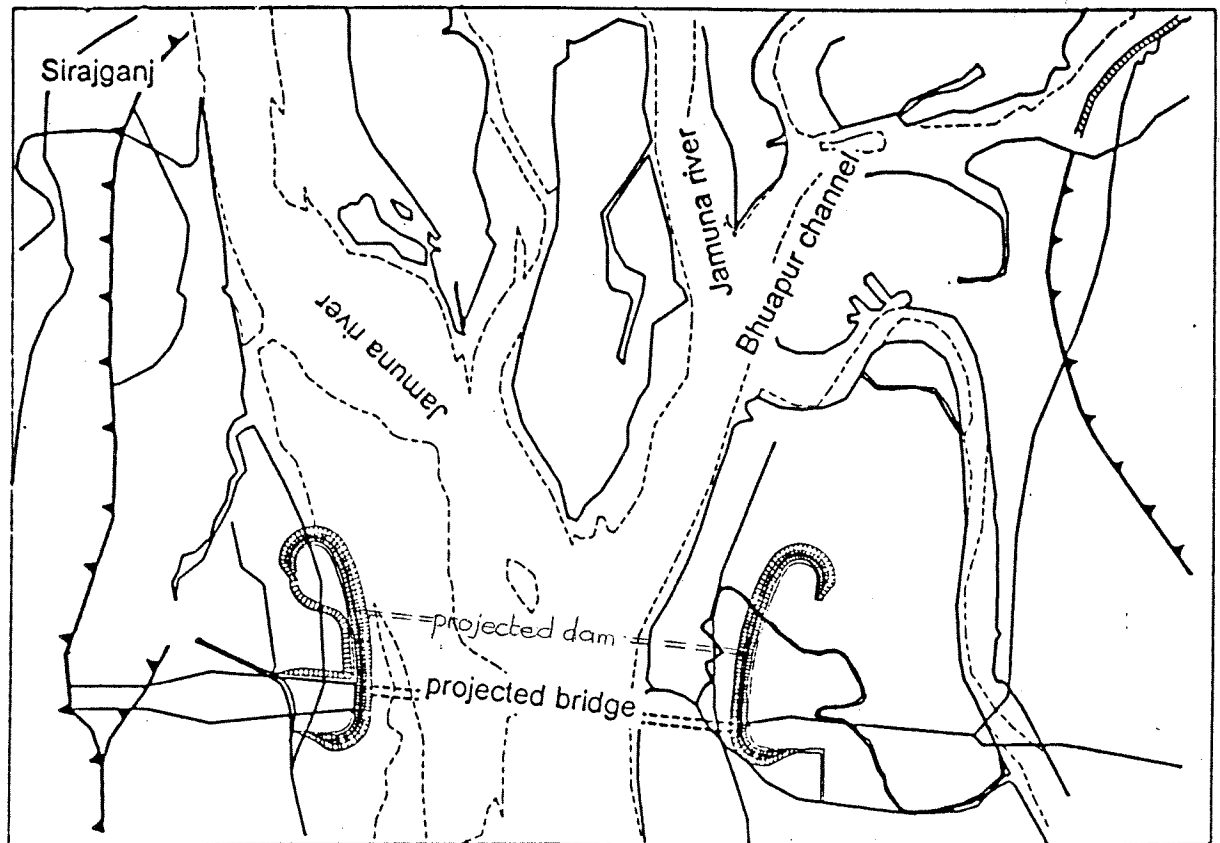


STUW IN DE JAMUNA, BANGLADESH

Stuwcomplex op de lokatie "Jamuna-brug" nabij Sirajganj

Augustus 1996

R.M.W.Bommelijn



Voorwoord

Voor U ligt het afstudeerrapport "Stuw in de Jamuna, Bangladesh", stuwcomplex op de lokatie "Jamuna-brug" nabij Sirajganj. Dit rapport is een vervolg op het door W.J.M.Lamers in oktober 1994 geschreven afstudeerrapport "Stuw in de Jamuna, Bangladesh". Dankbaar heb ik gebruik gemaakt van de bevindingen in zijn rapport, die als basis hebben gediend voor het maken van mijn rapport.

Mijn dank gaat ook uit naar Dhr.J.van Duivendijk van HASKONING Nijmegen voor de begeleiding van mijn projekt gedurende al die tijd.

Tot slot wil ik Frank van de Klundert bedanken voor het gebruiken van zijn computer en printer voor het maken van dit rapport.

Zundert, 12 augustus 1996.

Inhoudsopgave: Stuw in de Jamuna, Bangladesh

Hfst:	Titel:	Bladzijde:
	Voorwoord	01
	Inhoudsopgave	02
	Samenvatting	05
1.	Inleiding op het projekt	11
1.1	Probleembeschrijving en doel	11
1.2	Projektaanpak	12
2.	Toetsing lokatie "Jamuna-brug" aan de eisen uit [W.J.M.Lamers]	13
2.1	Inleiding	13
2.2	Gegevens lokatie "Jamuna-brug"	13
2.2.1	Meetgegevens	13
2.2.2	Waterpeilen	15
2.2.3	Sedimenttransport	16
2.2.4	Verhang van de rivier	16
2.2.5	Oeverhoogte	17
2.3	Toetsing van de lokatie "Jamuna-brug" aan de eisen uit [1]	17
2.3.1	Dwarsprofiel ter plaatse van de stuw	17
2.3.2	Keuze representatieve doorsnede	18
2.3.3	Plaats stuwcomplex	18
2.3.4	Representatief dwarsprofiel	19
2.3.5	Toetsing van het reservoir	20
2.3.6	Toetsing indeling stuwcomplex	24
2.4	Conclusie	28
3.	Definitieve lokatiekeuze	29
3.1	Inleiding	29
3.2	Motivatie lokatiekeuze	30
3.3	Lokatie "Bera"	31
3.3.1	Beoordeling	31
3.3.2	Conclusie	32
3.4	Lokatie "Madarganj"	32
3.4.1	Beoordeling	32
3.5	Eindconclusie	33
4.	Vormgeving stuwcomplex	34
4.1	Indeling stuwcomplex	34
4.1.1	Inleiding	34
4.1.2	Doel van de stuw	34
4.1.3	Functie van de stuw	34
4.1.4	Eisen te stellen aan de stuw	35
4.1.5	Globale eerste indeling	36
4.1.6	Controle stuwpeil indeling II en IIa	39
4.1.7	keuze indeling	40

Hoofdstuk:	Titel:	Bladzijde:
4.2	Bovenbouw stuw	41
	4.2.1 Definitie en functie bovenbouw	41
	4.2.2 Randvoorwaarden	41
	4.2.3 Keuze afsluitmiddel	43
	4.2.4 Conclusie	47
4.3	Onderbouw stuw	48
	4.3.1 Definitie en functie onderbouw	48
	4.3.2 Drempelconstructie	49
	4.3.3 Woelbakconstructie	54
	4.3.4 Pijlerconstructie	58
4.4	Ontwerpberekeningen	59
	4.4.1 Belastinggevallen	59
	4.4.2 Voorontwerp onderdelen stuw	60
	4.4.3 Ontwerp segmentschuif	64
	4.4.4 Afschuiven	70
	4.4.5 Kantelen	71
	4.4.6 Opdrijven	73
	4.4.7 Korrelspanning in de ondergrond	73
	4.4.8 Belastinggeval 1a	74
4.5	Bodembescherming	75
	4.5.1 Inleiding	75
	4.5.2 Berekening korreldiameter bodembescherming	75
	4.5.3 Dikte bodembescherming	78
	4.5.4 Lengte bodembescherming	79
	4.5.5 Waterdichte bodembescherming bovenstroomse zijde	82
4.6	Definitief ontwerp	83
	4.6.1 Definitieve vormgeving	83
	4.6.2 Berekening vloerdikte drempel	84
	4.6.3 Berekening wanddikte pijler	86
	4.6.4 Gewichtsbesparing pijlerconstructie	88
	4.6.5 Controleberekening eisen §4.4.4 t/m §4.4.7	89
5.	Uitvoering stuwcomplex	90
5.1	Inleiding	90
5.2	Uitvoeringsmethoden	90
	5.2.1 Bouwen in een gedeeltelijk drooggelegde rivier	90
	5.2.2 Prefabriceren	91
	5.2.3 Gecombineerde uitvoeringsmethode	92
	5.2.4 Keuze uitvoeringsmethode	93
5.3	Schematisch verloop uitvoering	94
5.4	Bouwput voor geprefabriceerde onderdelen	96
	5.4.1 Inleiding	96
	5.4.2 Lokatie	96
5.5	Bouwput in de rivier	97
	5.5.1 Traditionele ringdijken	97
	5.5.2 Bouwput met celdamwanden	98
5.6	Conclusie	99

Hoofdstuk:	Titel:	Bladzijde:
6.	Conclusies en aanbevelingen	100
	Literatuurlijst	101

Bijlagen:

A.	Samenvatting afstudeerscriptie "Stuw in de Jamuna, Bangladesh" W.J.M.Lamers (1994)	
	A.1 Gegevens van de Jamuna	A1
	A.2 Het reservoir	A2
	A.3 Lokatiekeuze	A5
	A.4 Vormgeving van het stuwcomplex	A7
B.	Toetsing lokatie "Jamuna-brug"	
	B.1 Geleidedammen t.p.v. de Jamuna-brug	B1
	B.2 Meetgegevens Jamuna-brug + overzicht	B3
	B.3 Relevante doorsneden t.p.v Jamuna-brug (BLP-6 t/m BLP-9)	B9
	B.4 Bodembescherming (Tabel 9.3 [1])	B11
	B.5 Representatie dwarsdoorsnede BLP-7	B12
	B.6 Gemiddelde bovenstroomse diepte	B13
	B.7 Reservoirinhoud	B15
	B.8 Berekening centrale	B18
C.	Vormgeving van het stuwcomplex	
	C.1 Doorsnede BLP-7 t.p.v. geleidedammen	C1
	C.2 Benodigde breedte en diepte overlaat	C2
	C.3 Indelingen I t/m IIA	C6
	C.4 Keuze afsluitmiddel	C9
	C.5 Onderbouw	C10
	C.6 Stuwscenario; fase 1 en 2	C11
	C.7 Woelbakconstructie	C13
	C.8 Verklaring gebruikte afkortingen	C16
	C.9 Principeschets voorontwerp	C17
	C.10 Ontwerp segmentschuif	C21
	C.11 Berekening afschuiving en kantelen	C22
	C.12 Tabel C.12.1/12.1.a en C.12.2/12.2.a	C25
	C.13 Tabel C.13.1 t/m C.13.3	C27
	C.14 Lengte bodembescherming	C29
	C.15 Definitieve vormgeving	C32
D.	Uitvoering stuwcomplex	
	D.1 Geschematiseerde uitvoering	D1
	D.2 Celdamwandconstructie	D2

SAMENVATTING

Doel van het projekt

Bangladesh is een dicht bevolkt land waar de bevolkingsgroei de afgelopen decennia fors is toegenomen. De voedselproductie heeft deze groei niet bij kunnen houden en moet daarom flink opgevoerd worden om Bangladesh zelfvoorzienend te maken. Een mogelijke oplossing is de aanleg van een grootschalig irrigatiesysteem om de produktie van rijst in Bangladesh flink uit te breiden.

In het afstudeerrapport "Stuw in de Jamuna, Bangladesh" uit 1994 van W.J.M.Lamers ([1]) is daarom een voorstudie gemaakt voor de bouw van een stuw in de rivier de Jamuna in Bangladesh.

Met behulp van deze stuw wordt gedurende droge jaargetijden het waterpeil opgestuwd om water beschikbaar te hebben voor irrigatie van rijstvelden.

Doel van dit projekt is het aanwijzen van een lokatie voor het bouwen van een stuwcomplex, waarna er een ontwerp voor de stuw wordt gemaakt en er wordt gekeken naar een manier om de bouw van het stuwcomplex uit te voeren. Tevens wordt aandacht besteed aan het opwekken van energie door middel van een energiecentrale.

Lokatiekeuze stuw in de Jamuna

In het rapport van W.J.M.Lamers zijn een aantal mogelijke lokaties voor de bouw van een stuwcomplex bestudeerd. Hierin wordt geconcludeerd dat de lokaties Madarganj en Bera het meest geschikt zijn voor de bouw van het stuwcomplex. In dit rapport is de lokatie Sirajganj, ter plaatse van de in aanbouw zijnde geleidedammen voor de Jamuna-brug, als derde mogelijke lokatie bestudeerd.

De lokaties "Jamuna-brug" bij Sirajganj, Madarganj en Bera hebben elk hun voor- en nadelen, maar het grote voordeel van de lokatie bij de Jamuna-brug is dat het dwarsprofiel van de rivier de Jamuna al voor een belangrijk deel is vastgelegd door de geleidedammen, zodat een stabiele lokatie voor de bouw van een stuwcomplex min of meer gegarandeerd is.

Het vinden van een lokatie, daar waar de rivier de Jamuna een stabiele ligging heeft, is één van de belangrijkste problemen bij het aanwijzen van een geschikte lokatie voor de bouw van een stuwcomplex. De stabiele lokatie ter plaatse van de Jamuna-brug is van dusdanig grote invloed dat gekozen is voor het situeren van het stuwcomplex bij "lokatie Jamuna-brug", Sirajganj.

Lokatie "Jamuna-brug"

● Gegevens (debieten/waterpeilen):

Debieten:

$Q=91.000 \text{ m}^3/\text{s}$; maximale debiet dat eens per 100 jaar optreedt.

$Q=65.000 \text{ m}^3/\text{s}$; de gemiddelde hoogste afvoer per jaar.

$Q=44.000 \text{ m}^3/\text{s}$; debiet waarbij waterstand ongeveer tot oeverhoogte staat (Q_{bankfull}).

$Q=25.000 \text{ m}^3/\text{s}$; debiet waarbij stuw gestreken moet worden.

$Q=3.800 \text{ m}^3/\text{s}$; afvoer bij Standaard Laag Water (SLW).

Gemiddelde jaarafvoer $\pm 612 \text{ km}^3$ ($\approx 19400 \text{ m}^3/\text{s}$)

Waterstanden:

PWD + 6,3 m; waterstand benedenstrooms van de stuw bij SLW na afname $Q=500 \text{ m}^3/\text{s}$ voor irrigatie.

PWD + 10,51 m; waterstand bij strijken van de stuw.

PWD + 12,16 m; waterstand bij Q_{bankfull} .

PWD + 15,08 m; waterstand bij 1:100 jaar debiet ($Q=91.000 \text{ m}^3/\text{s}$).

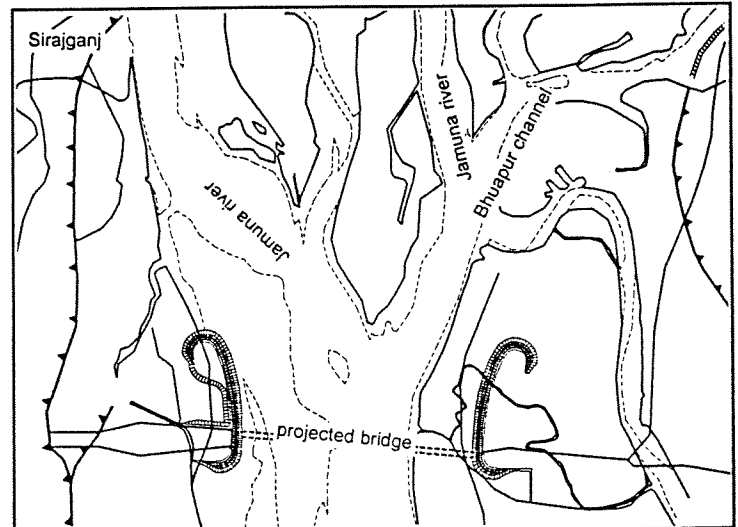


Fig.A: Lokatie "Jamuna-brug", Sirajganj.

● Beheerscenario:

Het ontwerpen en berekenen van de stuw en de energiecentrale is gebeurd op basis van het beheer van het stuwcomplex en het reservoir. De verschillende maatgevende (belasting)situaties kunnen aan de hand van dit beheerscenario bepaald worden.

Het scenario voor het beheer van het reservoir ziet er in het kort als volgt uit:

● $Q \leq 15000 \text{ m}^3/\text{s}$: Het water is opgestuwd tot het gewenste niveau door de gesloten stuw en het totale debiet wordt door de energiecentrale gevoerd.

● $15000 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 25000 \text{ m}^3/\text{s}$: De maximale capaciteit van de energiecentrale is $15000 \text{ m}^3/\text{s}$, zodat het restdebiet (van 0 tot $10000 \text{ m}^3/\text{s}$) buiten de centrale om afgevoerd moet worden .

● $Q \geq 25000 \text{ m}^3/\text{s}$: De centrale wordt gesloten en het debiet dat buiten de centrale om moet worden afgevoerd neemt toe van $10000 \text{ m}^3/\text{s}$ naar $25000 \text{ m}^3/\text{s}$. Daarna wordt de stuw gestreken.

● Q neemt weer af tot $25000 \text{ m}^3/\text{s}$: De stuw wordt (gedeeltelijk) gesloten, zodat het waterpeil wordt opgestuwd tot het gewenste niveau. De centrale wordt dan geopend en kan $15000 \text{ m}^3/\text{s}$ verwerken. Het restdebiet moet weer buiten de centrale om afgevoerd worden.

● $Q \leq 15000 \text{ m}^3/\text{s}$: Alle rivierafvoer gaat door de centrale.

● $Q=3300 \text{ m}^3/\text{s}$ (1:10 droog jaar): De $500 \text{ m}^3/\text{s}$ ten behoeve van irrigatie mag niet meer onttrokken worden aan het afvoerdebiet, maar moet uit het reservoir gehaald worden.

De inhoud van het reservoir moet zodanig groot zijn dat gedurende 18 dagen deze $500 \text{ m}^3/\text{s}$ uit het reservoir geleverd moet kunnen worden (volume $\approx 0,7 \text{ km}^3$).

- Representatief dwarsprofiel:

Het dwarsprofiel dat gebruikt wordt om het stuwcomplex ter plaatse van de lokatie "Jamuna-brug" te situeren is circa 0,5 km ten noorden van de Jamuna-brug, tussen de geleidedammen gekozen.

Het gekozen dwarsprofiel ligt daardoor ongeveer op de hoogte van doorsnede BLP-7 (zie figuur B) van de doorsneden BLP-1 t/m BLP-9, waar in de periode november '94 t/m april '95 voor elke doorsnede 6 dwarsprofielen van de rivierbodem zijn gemeten en de waterstand is gemeten.

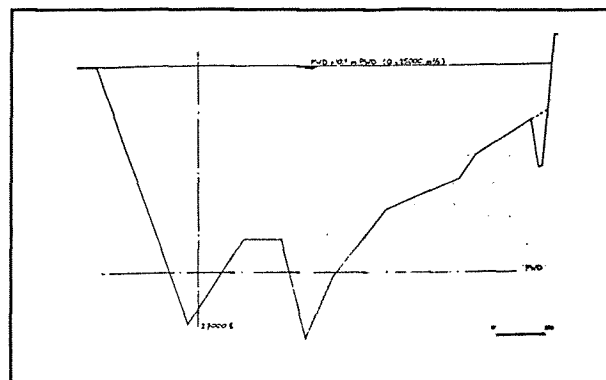


Fig.B: Representatief dwarsprofiel (BLP-7)

De meting van november '94 is gekozen voor het maken van een representatief dwarsprofiel, omdat bij deze meting het bodemprofiel het meest lijkt op het bodemprofiel ten tijde van het openen van de stuw bij $Q=25000 \text{ m}^3/\text{s}$ en de waterstand ligt redelijk dicht in de buurt van het debiet (m^3/s) dat gemiddeld (aan de hand van de gemiddelde jaarafvoer van 612 km^3) over het hele jaar optreedt en zodoende een gemiddeld beeld geeft van het dwarsprofiel gedurende het hele jaar.

- Toetsing stuwpeil en waterdiepte lokatie "Jamuna-brug":

De laagste oever op de lokatie "Jamuna-brug" is de oostoever; gemiddeld PWD +12,1 m. De westoever heeft een gemiddelde hoogte van PWD +13,2 m. Uitgangspunt bij het bepalen van het stuwpeil is dat de waterstand in het stuwmeer zo min mogelijk de omgeving mag beïnvloeden.

Het stuwpeil is daarom aangenomen op PWD + 13 m, zodat het waterpeil aan de westoever ongeveer op oeverhoogte staat en aan de oostoever ongeveer 1 m boven de gemiddelde oeverhoogte.

Om voldoende reservoirinhoud te hebben gedurende 18 dagen in droge tijden (circa $0,7 \text{ km}^3$) is in [1] berekend dat de waterdiepte bij de stuw ongeveer 15,5 m moet zijn. Dit wordt in doorsnede BLP-7 niet gehaald (11,3 m), maar doordat er in de doorsnede ter plaatse van lokatie "Jamuna-brug" voldoende ruimte is voor verbreding en uitdieping van het dwarsprofiel kan toch aan de voorwaarde van $0,7 \text{ km}^3$ voldaan worden.

Vormgeving stuwcomplex

- Indeling stuwcomplex (zie figuur C):

De centrale wordt opgesplitst in 2 delen om de hoeveelheid sedimentatie bovenstrooms achter de centrale te beperken. De beide centrale-delen zijn in de diepste geulen geplaatst om het rendement van de centrale zo groot mogelijk te kunnen laten zijn.

Het sluisencomplex is tussen de westoever en het stuwcomplex gesitueerd, afgescheiden door een strekdam tegen de stroming door centrale en stuw, omdat hier het sluisencomplex voor alle scheepvaart bereikbaar is en weinig hinder ondervindt van de stroming van het rivierwater.

De stuw wordt zo breed mogelijk gemaakt om het doorstroomprofiel van de Jamuna zo min mogelijk te beïnvloeden en daardoor de uitschuring van de rivierbodem te beperken (ook ter plaatse van de Jamuna-brug).

Diepteligging drempel; Er is geprobeerd om het dwarsprofiel zo veel mogelijk te volgen om sedimentatie te beperken. De diepte is beperkt gehouden, omdat een bij een kleine diepte minder diepe bouwputten nodig zijn of minder hoge geprefabriceerde elementen geplaatst moeten worden.

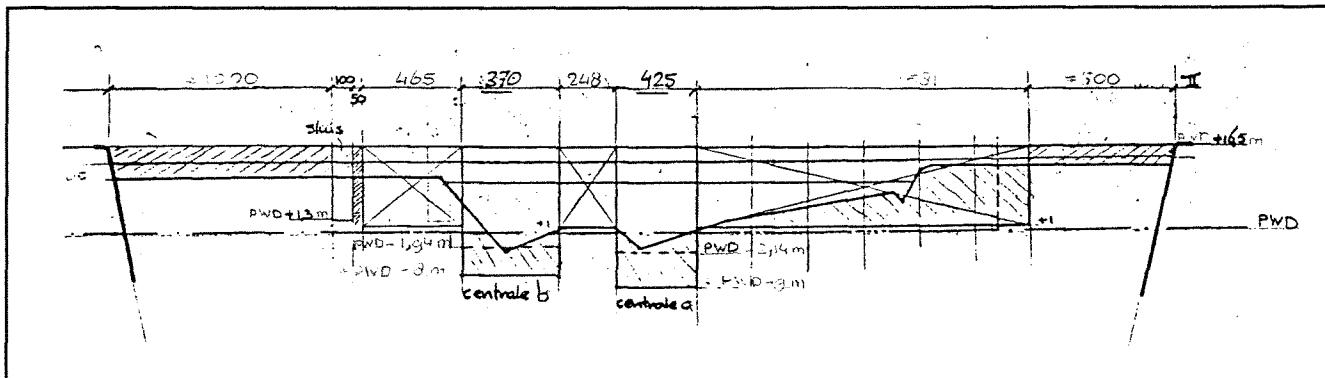


Fig.C: Geschematiseerde indeling van het stuwcomplex

• Afmetingen stuw/overlaat:

- Aanwezig doorstroomprofiel: 1850 m.
- Breedte per component: 31 m (h.o.h.)
- Breedte drempel/schuif: 25 m (74 stuks)
- Bovenkant stuw: PWD +16,5 m = bovenkant hoogwaterdijken.
- Bovenkant drempel: PWD +2 m.
- Onderkant fundering: PWD -3,5 m.
- Lengte drempel (inclusief woelbak): 38 m.
- Minimale vloerdikte: 3,5 m.
- Lengte pijlers: 44 m.
- Woelbak:
 - Lengte=28 m (inclusief drempelhelling = 12 m en opstort = 3 m)
 - Bodemligging = PWD

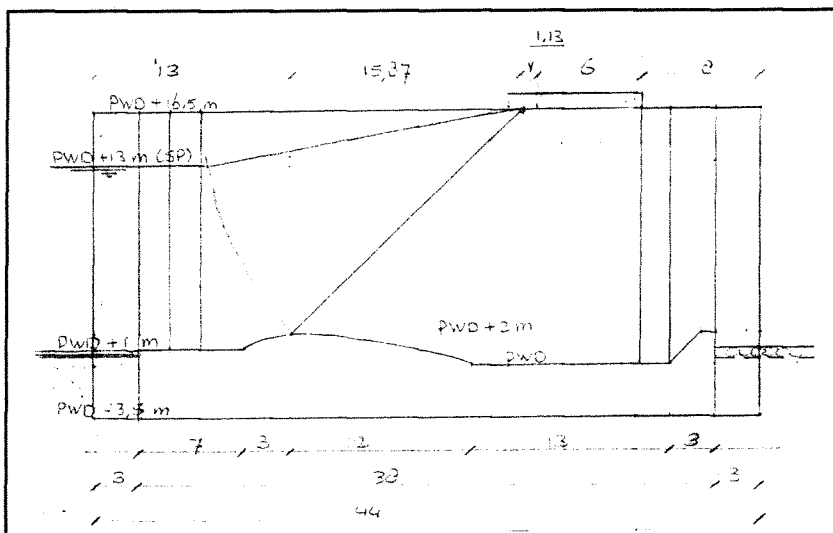


Fig.D: Lengtedoorsnede stuw/overlaat

De stuw wordt als één geheel uitgevoerd om de krachten op de schuif via de funderingen van pijlers en de drempels op de ondergrond (rivierbodem) over te kunnen dragen.

De woelbak zorgt ervoor dat bij opening van de stuw de energie van schietend water wordt gebroken en de stroomsnelheden sterk afnemen tot in de orde van enkele meters per seconde, zodat de benedenstroomse bodembescherming niet over gedimensioneerd hoeft te worden.

● Afsluitmiddel in de stuw:

Een belangrijke eis met betrekking tot de bouw van een stuwcomplex in de Jamuna is dat de stuw in een korte tijd gestreken moet kunnen worden bij een aankomende hoogwatergolf, bovenstrooms op de rivier. Dit heeft tot gevolg dat de afsluitmiddellen in de stuw snel en gemakkelijk geopend moeten kunnen worden en de kans op falen bij openen klein moet zijn. Besloten is om segmentschuiven toe te passen, omdat deze het best aan de genoemde voorwaarden kunnen voldoen (tevens zijn er geen uitsparingen en dergelijke in de pijlerwanden nodig, zodat er zo min mogelijk belemmeringen in het doorstroomprofiel van de stuw zijn).

De schuiven hebben een hoogte van 11,5 m (stuwpeil van PWD + 13 m plus 0,5 m overhoogte min drempelhoogte van PWD + 2 m). De breedte is gelijk aan de drempelbreedte, namelijk 25 m. Het aantal schuiven is 74, gelijk aan het aantal doorstroomopeningen.

● Kort berekeningen en resultaten:

De stuwdoorsnede is berekend op afschuiven (glijcriterium), kantelen, opdrijven. De berekeningen zijn gemaakt voor 2 belastinggevallen, namelijk:

- 1) bovenstroomse waterstand tegen segmentschuif is stuwpeil = PWD + 13 m en benedenstroomse waterstand is PWD + 6,3 m, bij $Q = 3300 \text{ m}^3/\text{s}$ (debiet bij SLW - $500 \text{ m}^3/\text{s}$ voor irrigatie).
- 2) waterstanden blijven hetzelfde, maar de stuw is aan weerszijden afgesloten met schotbalken en het water is weggepompt om onderhoud te kunnen plegen.

Verder is ook de korrelspanning onder de fundering berekend en de benodigde dikte van de pijlerwanden en de minimale vloerdikte van de drempelconstructie.

Tabel 1: Resultaten berekeningen 4 criteria

Criteria:	Belastinggeval 1:	Belastinggeval 2:
Kantelen:	$14,7 < 22,3 < 29,3$	$14,7 < 24 < 29,4$
Glijden:	$7,2 > 4,1$	$4,25 > 4,1$
Opdrijven:	$\gamma = 1,96 (>1)$	$\gamma \geq 1,52$ (74 in onderhoud!)
Korrelspanning:	$124,8 \pm 3,8$	$73,2 \pm 17$

● Bodembescherming:

De berekening van de lengte van de bodembescherming wordt bepaald door de verhouding; lengte bodembescherming/diepte ontgrondingskuil ≥ 15 .

Benedenstrooms is rekening gehouden met de stroomsnelheid van het water en een hoge mate van turbulentie als gevolg van de verstoring van het dwarsprofiel door het stuwcomplex.

De benedenstroomse lengte van de bodembescherming is 600 m en er ontstaat na 1000 dagen een ontgrondingskuil van 34,7 m diepte ($L/h_{sm} = 17$)

Bovenstrooms is de turbulentie te verwaarlozen, omdat de rivierdoorsnede hier nauwelijks versmald wordt. Hier is de stroomsnelheid maatgevend. De lengte van de bodembescherming is hier maar 275 m en de ontgrondingskuil wordt ongeveer 16 m diep na 5000 uur.

Deel van de bodembescherming bovenstrooms moet waterdicht zijn om de kwallengte onder de stuw te verlengen. Met een verval van 6,7 m over de stuw en de aanwezigheid van fijn zand is een waterdichte bodembekleding van ongeveer 115 m nodig. Deze moet waterdicht aansluiten op de stuwdeempel.

Om aan het criterium van "Shields" te voldoen moet de toe te passen steendiameter voor de bodembescherming $D_{50} \approx 0,6$ m zijn, met een gewicht van 540 kg (gradering 300-1000 kg).

De bodembescherming zal niet uitgevoerd worden als een filterpakket van steen, omdat dit lastig aan te brengen is en moeilijk te controleren is op goed functioneren. Beter is om een bodembescherming toe te passen in de vorm van een bepaald type geotextiel met de berekende stortsteen als beschermlaag.

Uitvoering stuwcomplex

Het stuwcomplex wordt gebouwd in de geul tussen de geleidedammen, waartussen de rivier de Jamuna in z'n geheel stroomt. De bouw van het stuwcomplex moet daarom op een zodanige manier gebeuren dat de natte doorsnede van de rivier tussen de geleidedammen groot genoeg blijft om de rivier zoveel mogelijk ongestoord door te laten stromen.

Een mogelijke uitvoeringsmethode is het uitvoeren van het stuwcomplex door het plaatsen van geprefabriceerde onderdelen in de rivier. Er is gedurende het hele jaar stromend water aanwezig in de rivier en een wisselende waterdiepte. Ook is het dwarsprofiel aan veranderingen onderhevig. Het is daarom in deze situatie moeilijk om geprefabriceerde elementen in de rivier te plaatsen.

In deze situatie kan beter gekozen worden voor het bouwen van een stuwcomplex in meerdere bouwputten in de rivier. De bouwputten mogen maar een klein gedeelte van de rivierdoorsnede in beslag nemen, om grote stroomversnellingen en waterstandsverhogingen te voorkomen. Het stuwcomplex zal daarom in meerdere fasen en in kleine gedeeltes gebouwd moeten worden.

Het maken van traditionele ringdijken als bescherming van de bouwput neemt veel ruimte in beslag, vooral omdat de centrales op een vrij grote diepte gefundeerd moeten worden (ongeveer PWD -10 m), zodat de ringdijken hoog worden en daardoor veel rivierbreedte in beslag nemen.

Een mogelijke oplossing voor de bescherming van de bouwput is het maken van een ring van celdamwanden.

1. Inleiding op het projekt

1.1 Probleembeschrijving en doel

Bangladesh is een dicht bevolkt land met een bevolkingsdichtheid van rond de 760 inwoners per vierkante kilometer. De bevolkingsgroei is de afgelopen decennia fors toegenomen en de voedselproductie heeft deze groei niet bij kunnen houden. Deze voedselproductie moet daarom flink opgevoerd worden om Bangladesh zelfvoorzienend te maken. Een mogelijke oplossing voor dit probleem is de aanleg van een grootschalig irrigatiesysteem om de produktie van rijst in Bangladesh flink uit te breiden.

In het afstudeerrapport "Stuw in de Jamuna, Bangladesh" uit 1994 van W.J.M.Lamers is een voorstudie gemaakt voor de bouw van een stuw in de rivier de Jamuna. Deze stuw moet in de droge jaargetijden het water opstuwen om water

beschikbaar te hebben voor irrigatie. Het gecreëerde verval zal gebruikt gaan worden om er energie mee op te wekken, door turbines in een energiecentrale in het stuwcomplex te plaatsen.

Een belangrijke voorwaarde is dat de stuw gestreken moet kunnen worden tijdens hoogwater.

In de genoemde voorstudie is onder andere onderzoek gedaan naar de volgende zaken:

- een mogelijke lokatie voor een stuw in de Jamuna
- de toegepaste stuwhoogte en de lengte van de stuwfase
- de behoefte aan irrigatiewater
- afmetingen van een reservoir
- de gevolgen van sedimentatie
- de te behalen energieopbrengst bij toepassing van waterkracht.

Een samenvatting van het afstudeerrapport "Stuw in de Jamuna, Bangladesh" van W.J.M. Lamers ([1]) is terug te vinden in bijlage A. In deze bijlage staan de gegevens en resultaten die van belang zijn voor dit afstudeerrapport.

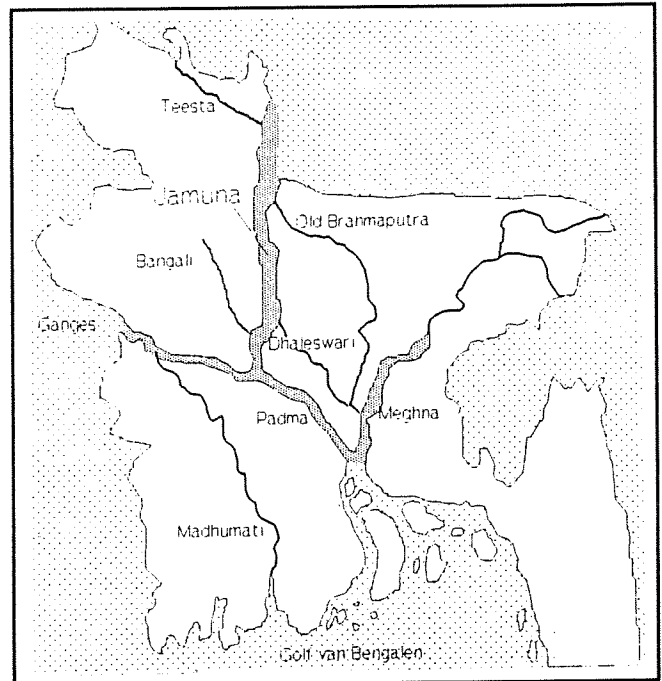


Fig.1.1: Bangladesh en zijn grote rivieren [1]

Het doel van dit project is om aan de hand van de genoemde voorstudie een beslissing te nemen over de definitieve lokatie voor het bouwen van een stuwcomplex, met daarin een stuw, een energiecentrale en een sluizencomplex, in de rivier de Jamuna en om vervolgens een ontwerp te maken voor een stuw in het stuwcomplex. Verder zal aandacht besteed worden aan een globaal ontwerp van een energiecentrale in het stuwcomplex.

1.2 Projektaanpak

In [1] worden 2 lokaties aangewezen, die voldoen als mogelijke lokatie voor de stuw. Dit zijn Madarganj en Bera.

Twee andere lokaties, Aricha en Sirajganj, worden in de voorstudie ook nog onderzocht, maar minder geschikt bevonden.

In dit project wordt een derde optie, de geleidedammen ten behoeve van de Jamuna-brug nabij Sirajganj, onderzocht als mogelijke lokatie voor de stuw. In [1] is dus wel de lokatie Sirajganj onderzocht, maar niet specifiek de mogelijkheid om de stuw ter plaatse van de geleidedammen te bouwen.

In dit rapport zal deze lokatie getoetst worden aan de voorstudie. Wanneer deze lokatie voldoet zal een definitieve keuze gemaakt moeten worden tussen de lokaties Madarganj, Bera en de geleidedammen ter plaatse van de Jamuna-brug nabij Sirajganj voor het bouwen van een stuw. In het vervolg van het rapport zal op de gekozen lokatie een stuwcomplex uitgewerkt worden.

De opzet van dit afstudeerrapport wordt daarmee als volgt:

- Literatuurstudie.
- Toetsen van de lokatie "Jamuna-brug" aan de eisen en voorwaarden uit het afstudeerrapport van W.J.M.Lamers.
- Kiezen van een definitieve lokatie voor de bouw van een stuwcomplex.
- Ontwerp van het stuwcomplex; met name de stuw/overlaat met de daarbij behorende maatregelen om de stabiliteit en veiligheid van het stuwcomplex te kunnen garanderen.

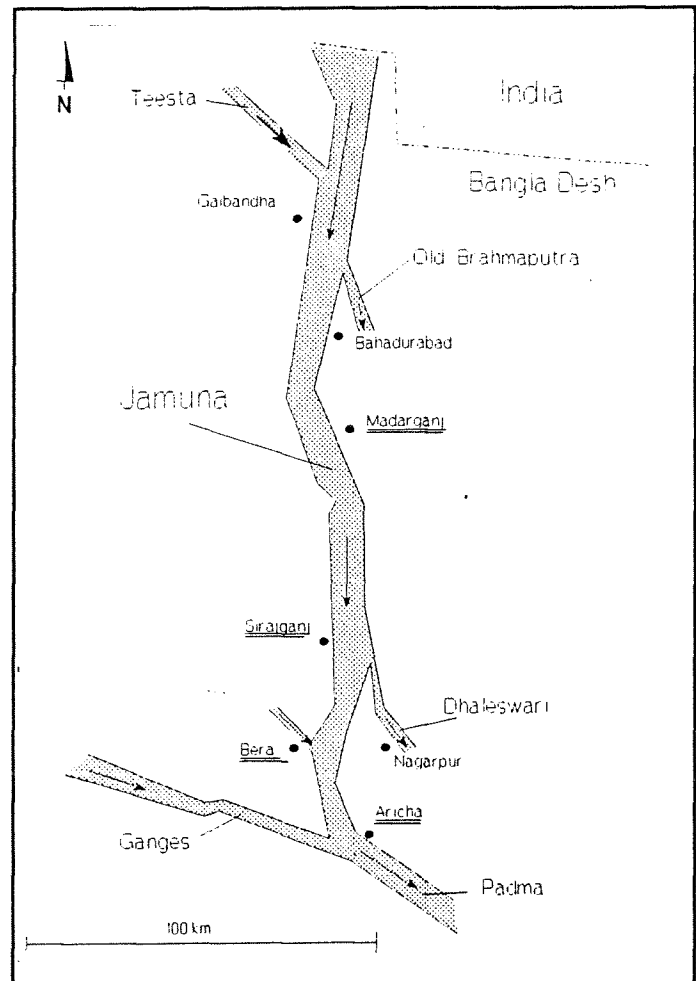


Fig.1.2: De Jamuna in Bangladesh [1]

2. Toetsing lokatie "Jamuna-brug" aan eisen uit [W.J.M.Lamers]

2.1 Inleiding

In de rivier de Jamuna, enkele kilometers ten zuiden van Sirajganj, is reeds aangevangen met de bouw van een vaste oeververbinding over deze rivier; het Jamuna Bridge Project (JBP). Om te voorkomen dat het water van de rivier zijn stroom zal verleggen, achter de geplande brug langs, worden aan weerszijden van de oevers geleidedammen aangelegd die de stroomgeulen en de Jamuna-brug op z'n plaats moet houden en de rivier onder de brug door moeten geleiden (zie bijlage B.1, fig.B1.1 en B.1.2).

Het te ontwerpen stuwcomplex moet gebouwd worden op een stabiele lokatie, zodat net als bij de oeververbinding de rivier niet achter het stuwcomplex langs zal gaan stromen en zodoende de stuw nutteloos maakt. Het lijkt daarom voor de hand te liggen om te onderzoeken of het stuwcomplex tussen de geleidedammen, ten behoeve van de Jamuna-brug, gebouwd kan worden. Hierdoor is de stabiele ligging van het stuwcomplex min of meer gegarandeerd.

Doordat de bouw van een stuw ter plaatse van de brug moet komen zullen er veranderingen optreden ten opzichte van de geplande situatie, zoals die in de modellen (uit [2] en [3]) berekend is. In dit hoofdstuk zal daarom beoordeeld worden wat de veranderingen en de consequenties ten opzichte van het originele plan zonder stuw zijn voor het project. Dit zal mede bepalen of het mogelijk is om de brug te combineren met een stuw.

In dit hoofdstuk moet ook blijken of op deze lokatie een stuw te bouwen is die aan de genoemde eisen uit [1] voldoet. Dit zal onder andere gebeuren aan de hand van de profielgegevens, verkregen van de tekeningen D1BL2533 t/m D1BL2536 [Jamuna Multipurpose Bridge, Jamuna River Survey].

2.2 Gegevens lokatie "Jamuna-brug"

2.2.1 Meetgegevens

De meetgegevens bestaan uit 6 metingen, uitgevoerd van november '94 t/m april '95, op 9 verschillende lokaties ter plaatse van de Jamuna-brug.

Deze 9 doorsneden bestrijken een riviergedeelte van 4 km, globaal vanaf de zuidkant van de geleidedammen (21000N) met een tussenruimte van 500 m tot de noordkant van de geleidedammen (25000N).

In bijlage B.2 zijn in fig.B.2.2 t/m B.2.7. de metingen ter plaatse van doorsneden BLP-4 t/m BLP-9 gegeven. Deze bestrijken het gebied net ten zuiden van de Jamuna-brug (de as van de brug ligt tussen BLP-5 en BLP-6) tot aan het noordelijke eindpunt van de geleidedammen.

Uit tekening [D1BL2534] (fig.B.2.8) blijkt dat de waterstand tussen november '94 en april '95 zakte van PWD +8,96 m naar een minimum van PWD +5,98 m, terwijl het debiet afneemt van $\pm 20000 \text{ m}^3/\text{s}$ naar $\pm 4000 \text{ m}^3/\text{s}$. Deze waarden komen ongeveer overeen met de 10%- onderschrijdingslijn uit de grafiek [Water level at bridge site east bank work harbour], zie figuur 2.1. Uit deze grafiek blijkt dat het maximum echter nog enkele maanden eerder ligt (\pm juli t/m september) met een waterstand variërend van $\pm \text{PWD} +12 \text{ m}$ (10% onderschrijding) tot $\pm \text{PWD} +14 \text{ m}$ (90% onderschrijding). Uit de relatie tussen de waterstand en het debiet volgt hieruit een optredend piekdebiet tussen $\pm 40000 \text{ m}^3/\text{s}$ en $65000 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie ook, meetgegevens in bijlage A.1).

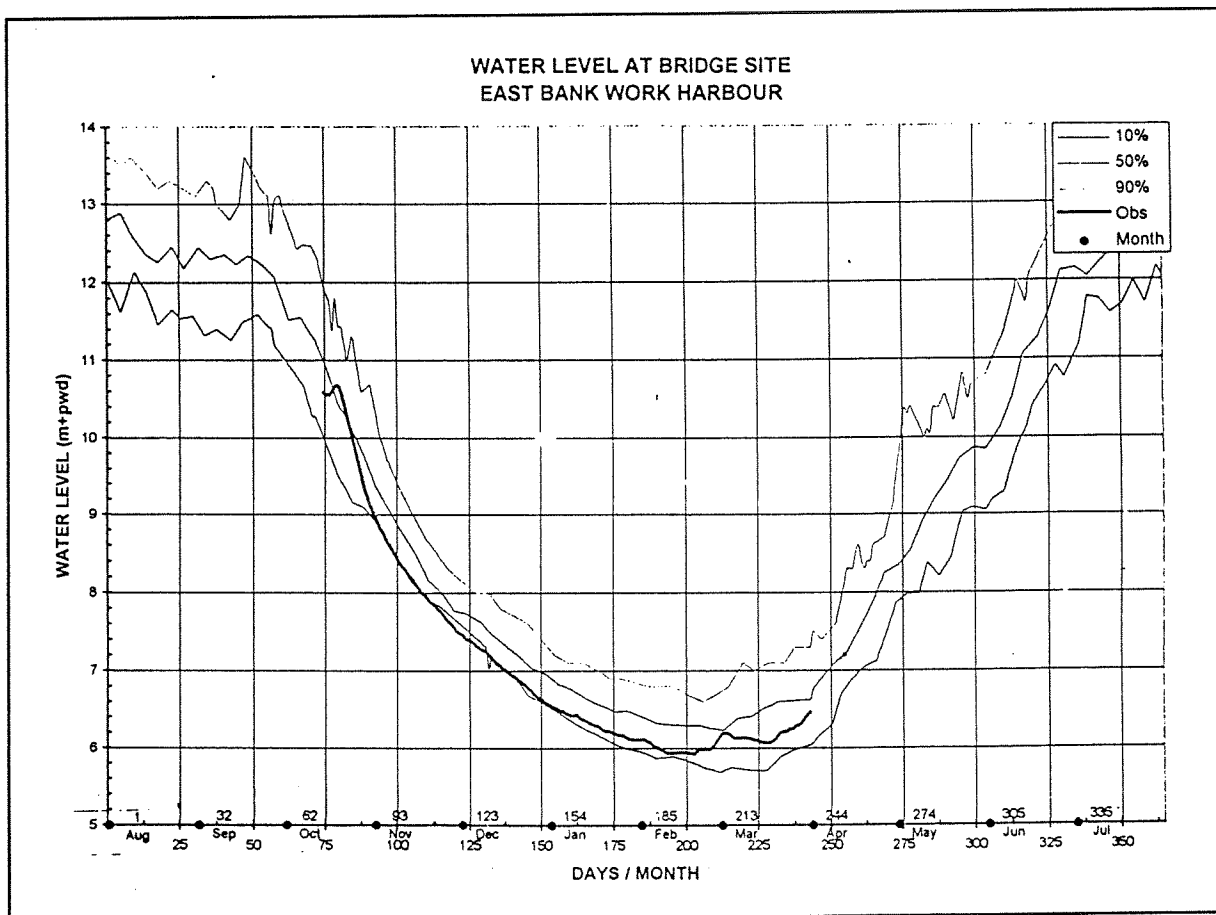


Fig.2.1: Waterstandverloop Jamuna

2.2.2 Waterpeilen

Voor het berekenen van een debiet (Q) als functie van een gegeven waterstand (H) ten opzichte van PWD (en andersom) zijn ten behoeve van de modellering van de Jamuna ter plaatse van de brug de volgende formules toegepast (zie [2], formule 3.2, 3.3):

$$Q/1000 = 1.09 \times (H - (6.7 - 0.56))^2 + 3.22 \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (1)$$

$$H = \sqrt{((Q/1000 - 3.22)/1.09) + 6.04} \quad [\text{m ten opzichte van PWD}] \quad (2)$$

Deze formules zijn gebaseerd op de regressie van bekende waterstanden en gemeten debieten op de lokatie "Jamuna-brug" (voor waterstandsmeting; zie bijvoorbeeld de meting uit figuur 2.1). In figuur 2.2 zijn deze resultaten in een grafiek verwerkt.

Met behulp van formules 1 en 2 zullen in dit rapport de waterpeilen en debieten berekend worden. Met de formules A1 (h_{gem}) en A2 (B_{gem}) uit bijlage A.1.3 worden de gemiddelde waterdiepte en rivierbreedte berekend.

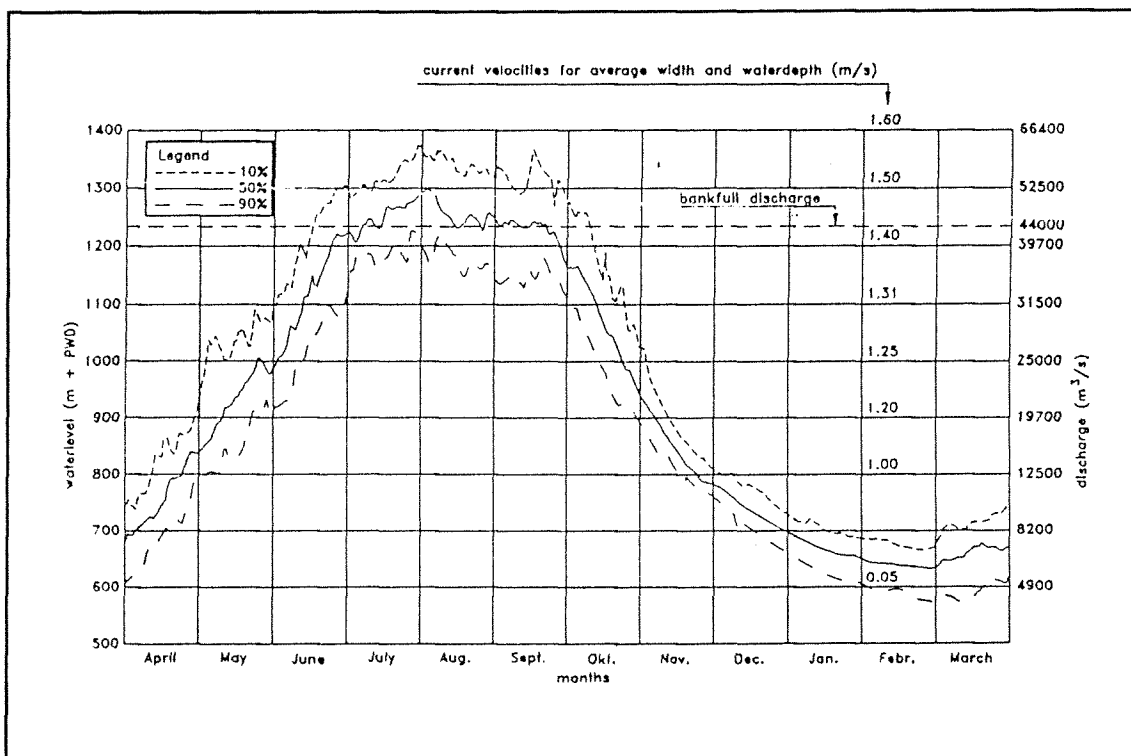


Fig.2.2: Frequentie-kromme debieten, snelheden en waterstanden Jamuna

Uit de formules (1), (2), (A1) en (A2) volgen de volgende waterstanden, waterdiepten en debieten:

Een gemiddelde waterdiepte bij Standaard Laag Water (SLW = PWD +6,3 m) is ongeveer 3,7 m,
 $Q \approx 3300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Een gemiddelde waterdiepte bij Standaard Hoog Water (SHW = PWD +12,9 m) is ongeveer 7 m,
 $Q \approx 55000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bij een extreme hoogwaterstand van PWD +15,01 m (waterstand bij een herhalingstijd van 100 jaar) hoort een debiet van $91000 \text{ m}^3/\text{s}$. De gemiddelde waterdiepte is dan ongeveer 7,7 m.

De gemiddelde waterdiepte geeft echter geen goed beeld van de eigenlijke waterdiepte, daar bij een natuurlijke waterloop met onregelmatige bodem moeilijk van *de* diepte gesproken kan worden. Meer hierover in §2.3.5.1 en bijlage B.7.

2.2.3 Sedimenttransport

Het bedmateriaal van de Jamuna is overal langs het traject vrij uniform. Het is voornamelijk zand met een korrelgrootte $d_{50} = 0,2 \text{ mm}$.

Het merendeel van het sedimenttransport betreft spoeltransport en een vrij constant aandeel van 10% is bodemtransport.

Voor het berekenen van sedimenttransport wordt in dit rapport een door het Waterloopkundig Laboratorium (WL), door regressie aan meetwaarden, afgeleide formule gebruikt:

$$S = 4,5 \times 10^{-6} \times Q^{1,38} \quad [\text{m}^3] \quad (3)$$

2.2.4 Verhang van de rivier

Het WL noemt een waarde van 7 cm per kilometer bij hoogwaterafvoer ([3]). Er zijn meerdere onderzoeken gedaan naar het verhang van de rivier, maar het onderzoek van het WL is het meest uitgebreid. Voor het verhang van de rivier wordt daarom een waarde van 7 cm/km genomen.

2.2.5 Oeverhoogte

Uit tekening 2015 (JBP) blijkt het gemiddelde peil van de westoever ongeveer PWD +13,2 m te zijn en van de oostoever ongeveer PWD +12,1 m. De gemiddelde oeverhoogte is dus ongeveer PWD +12,65 m. Dit komt ongeveer overeen met tabel 5.1 uit [1], waar de oeverhoogte in Sirajganj PWD +13,3 m is (de bodemhelling is ≈ 7 cm/km en aangenomen is dat de oever deze helling ongeveer volgt. Sirajganj ligt ongeveer 8 km ten noorden van de brug, zodat de oever ter plaatse van de brug ± 60 cm lager zal zijn en globaal een hoogte van PWD +12,7 m zal hebben; dit komt dus ongeveer overeen met het berekende peil).

Maatgevend voor het stuwpeil ter plaatse van de stuw is de oostoever, omdat deze het laagste is en dus als eerste onder zal lopen.

2.3 Toetsing van de lokatie "Jamuna-brug" aan de eisen uit [1]

2.3.1 Dwarsprofiel ter plaatse van de stuw

Voor de lokatie ter plaatse van de Jamuna-brug moet, voor verdere uitwerking van het stuwcomplex, een dwarsprofiel aangenomen worden dat representatief is voor de rivier op deze plaats. Het dwarsprofiel is echter aan grote veranderingen onderhevig. Dit komt door het grote verschil tussen de debieten en waterstanden in de droge tijd en in de natte tijd, waardoor de bodem, bestaande uit fijn zand en silt, in de natte tijd uit zal schuren en er in de droge tijd sediment zal neerslaan.

Voor het bouwen van het stuwcomplex zal een bepaald profiel gekozen moeten worden, dat bij de verdere uitwerking van het stuwcomplex als uitgangspunt kan dienen.

Van de lokatie bij de Jamuna-brug zijn van het dwarsprofiel een redelijke hoeveelheid recente meetgegevens bekend. Het ligt voor de hand om deze te gebruiken voor het maken van een representatief dwarsprofiel. Het uiteindelijke representatieve dwarsprofiel zal echter ook sterk geschematiseerd worden daar de dwarsprofielen ter plaatse van de Jamuna-brug ook slechts momentopnames zijn (zie fig.B.2.2 t/m B.2.7, bijlage B.2).

Uit bijlage B.3 blijkt dat, ondanks het feit dat bijna elke meting (in de tijd) weer andere waarden laat zien, dat er voor de meeste doorsneden (per lokatie) een bepaalde tendens waar te nemen is.

De dwarsdoorsneden geven ongeveer hetzelfde te zien, namelijk; tussen de 2 geleidedammen bevindt zich één hoofdgeul, waarin 1 of 2 vrij diep uitgesneden geulen te zien zijn.

2.3.2 Keuze representatieve doorsnede

Per lokatie (BLP-1 t/m BLP-9) zijn 6 metingen verricht (november '94 t/m april '95). Voor het bepalen van een representatief dwarsprofiel voor de lokatie "Jamuna-brug" is er voor gekozen om voor elke lokatie die van belang is voor het stuwcomplex (BLP-4 t/m BLP-9; zie fig.B.2.2 t/m B.2.9, bijlage B.2) het dwarsprofiel van de meting van november 1994 (meting 1) als basis te nemen. De redenen hiervoor zijn:

- Het waterpeil dat bij dit profiel hoort (PWD +8,96 m) ligt van alle metingen het dichtst bij het waterpeil dat gemiddeld over het jaar optreedt (gemiddelde jaarafvoer is $612 \text{ km}^3 \approx 19400 \text{ m}^3/\text{s}$; uit formule 2 volgt dan dat het waterpeil PWD + 9,89 m is).
- Het waterpeil en het debiet liggen vrij dicht in de buurt van de waterstand en het debiet die op zullen treden op het moment dat de stuw gestreken zal worden bij een debiet van $25000 \text{ m}^3/\text{s}$. Het dwarsprofiel zal op dat moment waarschijnlijk weinig afwijken van het genoemde profiel. In bijlage A.4.1.3 is als uitgangspunt gekozen om de drempel van de overlaat op het oorspronkelijke bodemniveau te leggen, zodat het profiel van november '94 een redelijk uitgangspunt is voor de bouw van de stuw.

(In bijlage B.3, figuur B.3.1 t/m B.3.4 zijn een aantal metingen van november '94 geschematiseerd).

2.3.3 Plaats stuwcomplex

De plaats van het stuwcomplex op de geleidedammen is bepalend voor de uiteindelijke representatieve dwarsdoorsnede. Het stuwcomplex zal bovenstrooms van de Jamuna-brug komen te liggen, mede omdat er benedenstrooms van de Jamuna-brug onvoldoende ruimte over blijft om tussen de geleidedammen een stuwcomplex te bouwen.

De afstand van de stuw tot de brug wordt hoofdzakelijk door de volgende 2 factoren bepaald:

- 1) Om uitschuring, als gevolg van verhoogde snelheid en turbulentie van de stroming, van de bodem benedenstrooms te voorkomen zal men het gewenste profiel vast moeten leggen met behulp van een bodembescherming.

Uit [1] (zie bijlage B.4) blijkt dat een bodembescherming van $\pm 600 \text{ m}$ lengte nodig is om een minimale hellingshoek (1:15) van het afschuifvlak ter plaatse van de ontgrondingskuil in de diepste geulen te bereiken. De ontgrondingskuil heeft dan een diepte van $\pm 30 \text{ m}$.

Om een minder diepe ontgrondingskuil te laten ontstaan (van bijvoorbeeld dezelfde orde als de waterdiepte (ongeveer 7 m)) is een bodembescherming met een lengte van $\pm 900 \text{ m}$ nodig.

Door de stuw op een zodanige afstand van de Jamuna-brug te plaatsen, dat deze bodembescherming ook benedenstrooms van de brug komt te liggen, wordt het probleem van de ontgraving ook verlegd naar de benedenstroomse kant van de brug.

Hierdoor is de brug beschermd tegen uitschuring van de bodem. Het nadeel van deze optie is dat de bodembescherming van het stuwcomplex erg lang wordt.

Men kan ook het stuwcomplex op een dusdanige afstand bovenstrooms van de brug situeren dat de lengte van de bodembescherming van het stuwcomplex zodanig is dat de vereiste, denkbeeldige, helling van de bodembescherming van ongeveer 1:15, de stabiliteit van de fundering van de Jamuna-brug niet in gevaar brengt. Dit kan door er voor te zorgen dat de berekende evenwichtsdiepte van de ontgrondingskuil ter plaatse van de brug minder is dan de voor de brugpijlers aangenomen ontgrondingsdiepte.

- 2) Om zoveel mogelijk gebruik te maken van de geleiding van de stroming door de geleidedammen, moet de positie van de stuw zo ver mogelijk stroomafwaarts op deze geleidedammen liggen.

Door de stuw op zo'n 500 m ten noorden van de brug te situeren zal ongeveer aan beide eisen voldaan worden. Het bepalen van de exacte plaats van de stuw komt later in het vervolgrapport aan de orde.

Volgens de tekening [D1BL2533 en JBP 2015] is de brug gesitueerd op circa 23000N (ongeveer tussen doorsnede BLP 5 en BLP 6 op tekening D1BL2533). Aangenomen is dat de lokatie voor de stuw hier zo'n 0,5 km ten noorden van te komt liggen. Dit komt neer op circa 23500N (ongeveer tussen BLP 6 en BLP 7).

2.3.4 Representatief dwarsprofiel

Het stuwcomplex zal globaal gezien dus tussen de doorsneden BLP 6 t/m BLP 9 komen te liggen. Voor elk van deze doorsneden is een dwarsprofiel getekend, dat het beste de algemene tendens van de betreffende doorsnede weergeeft voor de meting van 1 november 1994 (zie bijlage B.3, fig.B.3.1 t/m B.3.4). Hierbij is alleen het gedeelte tussen de geleidedammen uitgewerkt, omdat het stuwcomplex voor het grootste gedeelte of in z'n geheel in de geul tussen deze geleidedammen komt te liggen (zie hfst.2.4).

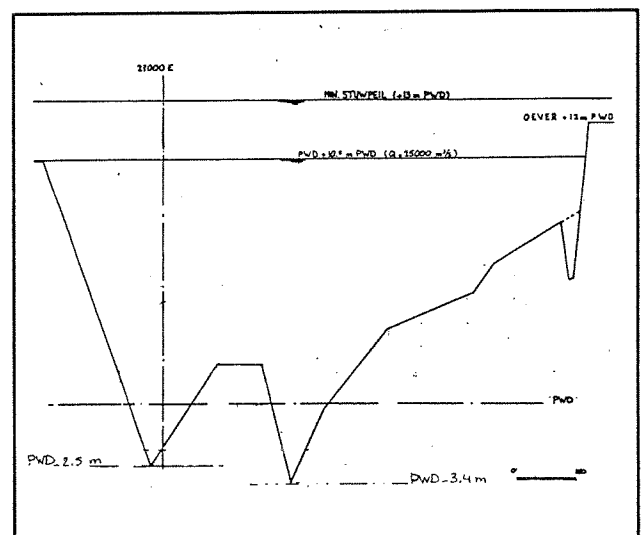


Fig.2.3: Representatief dwarsprofiel BLP-7

Daar het toekomstige stuwcomplex waarschijnlijk ter plaatse van doorsnede BLP 7 wordt gesitueerd en deze doorsnede ook representatief is voor het dwarsprofiel ter plaatse van de geleidedammen, is deze doorsnede als het representatieve dwarsprofiel gekozen (zie figuur 2.3).

In dit representatief dwarsprofiel moet echter wel rekening gehouden worden met de geleidedammen en de ontgronding die aan de voet van deze dammen ontstaat. Een groot deel van de zandplaten, waar de geleidedammen aangelegd zullen worden, zal namelijk na verloop van tijd door uitschuring verdwijnen. (In de representatieve dwarsdoorsnede in figuur 2.3 is deze uitschuring niet verwerkt. Bij de definitieve indeling van het stuwcomplex zal deze wel mede in beschouwing genomen worden).

2.3.5 Toetsing van het reservoir

Voor een goed beheer van de stuw moet gewerkt worden volgens een bepaald scenario. Dit houdt in het kort in dat water opgestuwd wordt om verval te creëren, water opgespaard wordt voor irrigatie en, indien nodig, afgelaten om benedenstreams van de stuw zoutindringing vanuit zee tegen te gaan.

Het scenario voor het beheer van het reservoir ziet er in het kort als volgt uit (zie ook fig.2.4):

(Opmerking: Met de rivierafvoer wordt bedoeld de rivierafvoer ter plaatse van de Jamuna-brug, waaraan bovenstreams reeds 500 m³/s is onttrokken voor irrigatie.)

- Rivierafvoer is kleiner of gelijk aan 15000 m³/s: Het water is opgestuwd tot het gewenste niveau (zie §2.3.5.1) door de gesloten stuw en het totale debiet wordt door de energiecentrale gevoerd.
- De rivierafvoer ligt tussen 15000 m³/s en 25000 m³/s: De maximale capaciteit van de energiecentrale (=centrale) is 15000 m³/s, zodat het restdebiet (van 0 tot 10000 m³/s) buiten de centrale om afgevoerd moet worden (zie §4.3.2.1).
- De rivierafvoer is 25000 m³/s en groter: De centrale wordt gesloten en het debiet dat buiten de centrale om moet worden afgevoerd neemt toe van 10000 m³/s naar 25000 m³/s. Daarna wordt de stuw gestreken.
- De rivierafvoer neemt weer af tot 25000 m³/s: De stuw wordt (gedeeltelijk) gesloten, zodat het waterpeil wordt opgestuwd tot het gewenste niveau. De centrale wordt dan geopend en kan 15000 m³/s verwerken. Het restdebiet moet weer buiten de centrale om afgevoerd worden.
- De rivierafvoer is 15000 m³/s of kleiner: Alle rivierafvoer gaat door de centrale.
- De rivierafvoer is 3300 m³/s (1:10 droog jaar): De 500 m³/s ten behoeve van irrigatie mag niet meer onttrokken worden aan het afvoerdebiet, maar moet uit het reservoir gehaald worden. In bijlage A.2.3 is geëist dat de inhoud van het reservoir zodanig groot moet zijn dat gedurende 18 dagen deze 500 m³/s uit het reservoir geleverd moet kunnen worden.

Om over voldoende reservoirinhoud in een 1:10 droog jaar te beschikken blijkt ongeveer een volume van 0,7 km³ nodig te zijn (zie bijlage A.2.3.1). In deze paragraaf moet blijken of het reservoir ter plaatse van de Jamuna-brug aan de voorwaarden uit bijlage A.2.3.1 kan voldoen.

Verklaring figuur 2.4:

a: SP is constant; verval neemt toe door dalende beneden waterstand.

b: $Q < 3800 \text{ m}^3/\text{s}$; SP daalt door waterafname uit reservoir; verval neemt af.

c: $Q > 3800 \text{ m}^3/\text{s}$; reservoir vult zich weer; verval neemt af door stijging waterpeil benedenstrooms.

d: Gedeeltelijk openen stuw om Q die niet door centrale kan af te laten.

e: Stuw open; verval = 0; waterpeil stijgt.

f: Stuw sluiten; $Q_{\text{stuw}} = 0$.

1: Q, centrale is maximaal ($15000 \text{ m}^3/\text{s}$).

2: Centrale dicht; alle Q door stuw; daarna stuw openen.

3: Reservoir is leeg; verval = 0.

4: Maximaal waterpeil.

5: Stuw gedeeltelijk sluiten; centrale openen.

6: Stuw gesloten; alle Q door centrale

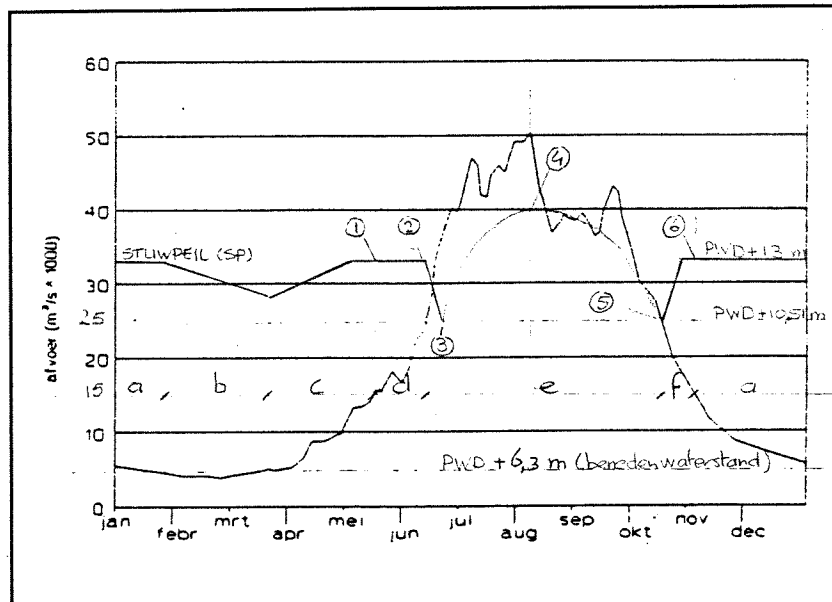


Fig.2.4: Scenario voor het reservoirbeheer

2.3.5.1 Gemiddelde diepte dwarsprofiel

Het representatieve dwarsprofiel uit §2.3.4 kan getoetst worden door de gemiddelde diepte van dit profiel te berekenen. Hieruit kan dan de diepte ter plaatse van de stuw berekend worden (zie bijlage B.6) en met behulp van tabel A.1 uit bijlage A.2 gecontroleerd worden of er een voldoende vrijkomend volume water is bij een afvoer van $4000 \text{ m}^3/\text{s}$, om aan het gewenste scenario te voldoen.

Aangenomen wordt dat het waterpeil ongeveer tot PWD +13 m wordt opgestuwd, zodat het stuwpeil ongeveer gelijk is aan de gemiddelde oeverhoogte. Uit de berekening in bijlage B.6 blijkt dat dan de diepte bij de stuw ongeveer 11,3 m is. Het maximaal vrijkomende volume, volgens tabel A.1, is dan ongeveer $0,2 \text{ km}^3$. Het representatieve dwarsprofiel voldoet dus niet in deze situatie.

De waarde 11,3 m is overigens een ongunstig berekende waterdiepte, omdat de in het dwarsprofiel aanwezige ondiepe zandplaten (ter plaatse van de toekomstige geleidedammen) meegerekend zijn. Nadat de geleidedammen gereed gekomen zijn, worden deze zandplaten echter door de sterkere stroming langs de geleidedammen uitgeschuurd en is het dwarsprofiel veel dieper geworden. Deze uitschuring wordt voor een deel weer aangevuld door het stilstaande water achter de stuw in de eindsituatie, maar de zandplaten zullen niet meer aangroeien tot het niveau van het oorspronkelijke dwarsprofiel.

Met de theorie uit bijlage B.7 is in [1] berekend wat de gemiddelde diepte en de diepte van het dwarsprofiel bij de stuw moet zijn om te kunnen voldoen aan het gewenste aflatens van $0,7 \text{ km}^3$ water in 18 dagen.

Uit tabel A.1, bijlage A, blijkt dat de fictieve diepte ter plaatse van de stuw ongeveer 15 m moet zijn, om een voldoende reservoirinhoud van 0,7 km³ te kunnen. Een diepte van 15 m kan alleen bereikt worden door het bestaande profiel te verbreden. De breedte tussen de geleidedammen is ongeveer 4500 m, zodat verbreding van het profiel geen probleem is.

Het uitgangspunt in het voorgaande is dat het stuwpeil tot PWD +13 m wordt opgestuwd (ongeveer oeverhoogte). De inhoud van het reservoir wordt aanzienlijk groter, wanneer het stuwpeil tot boven de oeverhoogte wordt opgestuwd (bijvoorbeeld tot PWD +14 m). De uiterwaarden komen hierdoor onder water te staan. Er zal bij het ontwerp van de stuw geprobeerd worden om het stuwpeil niet boven de oever uit te laten stijgen. Om grote overlast voor de omgeving van de rivier te voorkomen, zal getracht worden om het waterpeil niet of niet verder dan 1 m boven de gemiddelde oeverhoogte uit te laten stijgen (PWD + 13 m tot ongeveer PWD +14 m).

De breedte van de Jamuna tussen de hoogwaterdijken is zo'n 10 à 15 km. Dit is veel meer dan de 6 km breedte over een lengte van 20 km reservoir zoals is aangenomen in de reservoirberekening in [1] (zie fig.B.7.4, bijlage B.7), zodat altijd voldaan kan worden aan de in bijlage A.2.3.1 genoemde benodigde reservoirinhoud van 0,7 km³. Er liggen echter wel een aantal eilanden in dit deel van de rivier, die door het verhoogde waterpeil (door het stuwpeil van PWD +13 m) voor een deel onder water komen te staan. Deze zullen waarschijnlijk door een dijk beschermd gaan worden, zodat deze eilanden de inhoud van het reservoir enigszins zullen verkleinen. Er mag echter aangenomen worden dat de breedte groot genoeg is om de benodigde reservoirinhoud te verkrijgen.

2.3.5.2 Waterstanden bij gesloten stuw

Uit §2.3.5.1 volgt dat ter plaatse van de stuw een fictieve waterdiepte van minimaal 15,5 m nodig is om in de droge tijden voldoende berging in het reservoir te hebben. Het minimaal benodigde waterpeil bij de stuw wordt PWD +13 m tot maximaal PWD +14 m. Dit levert geen overstromingsgevaar op voor het omringende land, want het waterpeil blijft ruim onder de kruinhoogte van de hoogwaterdijken (PWD +16,5 m ter plaatse van de stuw) en de kruin van de geleidedammen.

Uit de berekeningen is gebleken dat de gestelde eis van maximaal 1 à 2 m water boven de oevers (door opstuwing en/of hoogwatergolven; de invloed van opwaaiing en/of golven is in deze situatie verwaarloosd) voldoende is om aan de stuwhoogte en het doorstroomprofiel te voldoen (zie bijlage B.7).

Bij het aangenomen stuwpeil van PWD +13 m komt het waterpeil aan de oevers, ter plaatse van de stuw, in de buurt van het SHW (PWD +12,9 m) te liggen. De waterstand komt daardoor ongeveer 1 m boven het niveau van de oostoever (PWD +12,1 m) en dit is acceptabel, daar in bijlage A, §2.3 aangenomen is dat 1 à 2 m water boven de oevers acceptabel is.

Het waterpeil aan de westoever stijgt ongeveer tot aan de oeverhoogte van \approx PWD +13,2 m tot maximaal 1 m daarboven (bij een stuwpeil van PWD +14 m), wat zodoende dus ook acceptabel is.

Enkele consequenties bij waterpeil op \approx PWD +13/+14 m zijn :

- Door de vorm van de stuwkromme ten opzichte van de oevers zal de waterspiegel van het reservoir tenminste over een lengte van 30 km hoger zijn dan het peil van de oevers en zullen er dus "zomerkades" moeten komen (voor vorm stuwkromme; zie fig.3.2, § 3.3.1).
- De oevergedeelten die onbeschermd zijn komen gemiddeld zo'n 1 tot 2 m onder water te staan, inclusief het gedeelte achter de geleidedammen. Echter, door opslibbing, zullen deze uiterwaarden uiteindelijk op een zodanig peil komen te liggen dat zij voor het grootste deel van het jaar droog liggen.

Voor een overzicht van het stuwmeer dat zal ontstaan; zie figuur 2.5 en 2.6).

In figuur 2.5 is het resultaat te zien van twee stuwkromme-berekeningen, zoals die in [1] zijn gemaakt voor een debiet van $Q=4000 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q=25000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Voor het indelen van het stuwcomplex moet gekeken worden naar de eisen die gesteld zijn voor de situering van de betreffende onderdelen als overlaten (= de eigenlijke stuw), centrale en sluis. Verder is het van belang om te beoordelen of het stuwcomplex in z'n geheel in de hoofdgeul komt of dat een bepaald onderdeel opgenomen wordt in de smalle geul aan de westelijke oever.

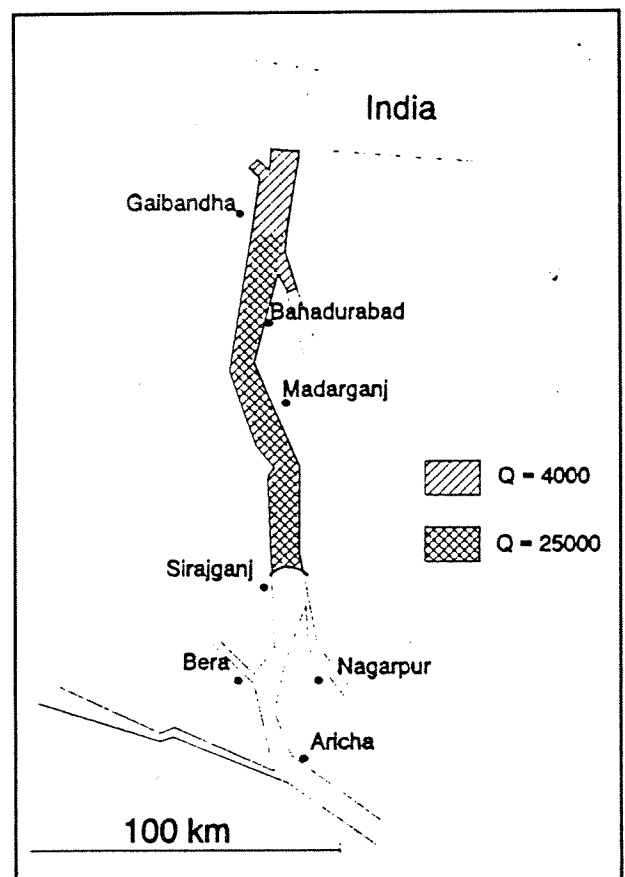




Fig.2.5: Invloedsgebied van de opstuwing ter plaatse van de lokatie "Jamuna-brug" [1]

-  = toekomstig stuwmeer
-  = eilanden in de rivier, die onderlopen indien deze niet met dijken beschermd worden.

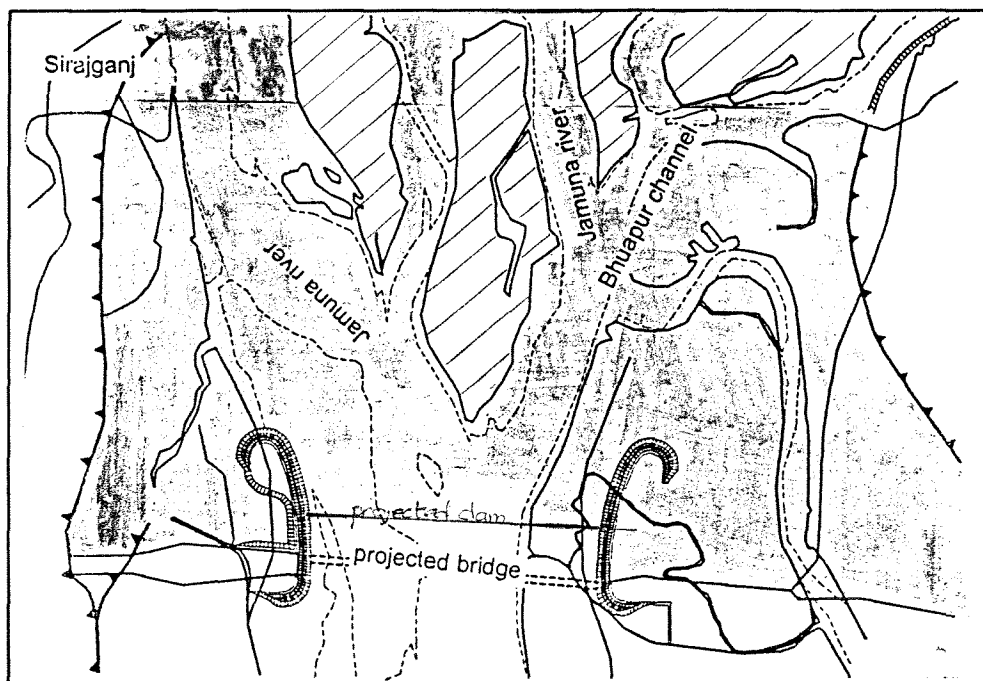


Fig.2.6: Overzicht toekomstig stuwmeer (detail t.p.v. lokatie "Jamuna-brug")

2.3.6 Toetsing indeling stuwcomplex

2.3.6.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt onderzocht of het mogelijk is om in de bewuste dwarsdoorsnede ter plaatse van de Jamuna-brug een oplossing te vinden voor de indeling van het stuwcomplex. In een latere fase in dit rapport zal een definitieve indeling gemaakt worden, waarbij een uitgebreider aantal aspecten aan bod komen dan in dit hoofdstuk (de eisen uit [1]).

Voor het indelen van het stuwcomplex moet gekeken worden naar de eisen die gesteld zijn voor de situering van de betreffende onderdelen als overlaten (= de eigenlijke stuw), centrale en sluis. Verder is het van belang om te beoordelen of het stuwcomplex in z'n geheel in de hoofdgeul komt of dat een bepaald onderdeel opgenomen wordt in de smalle geul aan de westelijke oever.

2.3.6.2 Keuze van het aantal geulen

De grootste hoeveelheid water van de Jamuna zal door de hoofdgeul, tussen de geleidedammen, stromen. De tweede geul, die achter de geleidedam langs de westelijke oever loopt, moet echter op de een of andere betrokken worden bij het stuwcomplex.

Deze geul zal afgesloten worden om een toerit, over dezelfde geul, naar de Jamuna-brug te maken. Voor deze toerit wordt de geul afgesloten en een dijklichaam aangebracht (tot op overstromingsniveau PWD +16,5 m) met daarop een weg (zie figuur B.1.1, bijlage B.1 en figuur 2.6).

Deze toerit wordt aangesloten op de bestaande en tevens opgehoogde rivierdijken, hierdoor kan het water achter de geleidedam niet meer weg en is zodoende onderdeel van het reservoir geworden. Dit land zal op den duur omhoog komen door de opslibbing en het reservoir zal hier dus steeds kleiner worden. Dit is echter geen probleem, omdat het reservoir ten noorden van de stuw voldoende groot is.

Conclusie

De Jamuna, ter plaatse van de Jamuna-brug, kan gezien worden als een rivier die door één stroomgeul tussen de geleidedammen stroomt, waardoor de indeling van het stuwcomplex moet voldoen aan de eisen voor de indeling voor een enkele riviergeul uit de bijlage A, §4.2.

2.3.6.3 Beoordeling enkele geul

In hoofdstuk 2.3.6.2 is geconcludeerd dat de dwarsdoorsnede ter plaatse van de Jamuna-brug (plus het gedeelte ter plaatse van de geleidedammen bovenstrooms van de brug) gezien kan worden als één enkele geul. De stuw zal dus in deze ene geul geplaatst moeten worden.

Het belangrijkste nadeel van het bouwen in één geul is dat het hele debiet door deze ene geul stroomt. Ook tijdens het bouwen zal al het water door deze geul moeten. Bij een grote blokkering van de doorsnede zullen er hogere waterstanden, grotere stroomsnelheden en meer uitschuring van de bodem plaats vinden. Een eventueel te maken bouwput voor het stuwcomplex in deze geul moet dus goed beschermd worden tegen sterkere stromingen en mag geen te groot oppervlak van de dwarsdoorsnede blokkeren.

De uitvoering in een enkele geul is het moeilijkst ten opzichte van een stuw in 2 of 3 geulen, omdat op een grotere diepte gewerkt moet worden. Hierdoor krijgen alle componenten een grotere hoogte, wat nadelen als bijvoorbeeld hogere (beton)kosten, een diepere bouwput, zwaardere fundering en dergelijke met zich meebrengt.

Het voordeel van een grote diepte is dat er turbines met grotere waaierdiameters toegepast kunnen worden, zodat het aantal turbines minder kan worden.

Een diepgelegen overlaatsdrempel heeft als nadeel dat bij gesloten stuw veel aanzanding op zal treden. Het voordeel is echter dat de breedte van de overlaat kleiner wordt wanneer deze drempel dieper gelegen is. (zie verder in §4.1.5 en bijlage C.3).

Uit het voorgaande kan geconcludeerd worden dat aan het bouwen in één enkele geul, naast een aantal voordelen, de nodige nadelen vastzitten. De nadelen zijn echter niet zodanig groot dat de bouw van een stuw in een enkele geul onmogelijk is. Er wordt hier dus verder vanuit gegaan dat, in geval van het aanwijzen van de lokatie bij de Jamuna-brug, de stuw in de hoofdgeul tussen de beide geleidedammen gebouwd kan worden.

2.3.6.4 Beoordeling lokatie “Jamuna-brug”

In deze paragraaf volgen een aantal voor- en nadelen voor het geval dat de stuw daadwerkelijk in de (enkele) hoofdgeul tussen de 2 geleidedammen wordt gebouwd.

Nadelen zijn:

- De rivier bovenstrooms van de brug is erg instabiel en vraagt dus de nodige aanpassingen om deze hier vast te leggen, indien dit nodig blijkt te zijn.
- Er is een studie gedaan naar de gevolgen van de aanleg van de geleidedammen, maar de gevolgen voor het bovenstroomse deel van de rivier, als gevolg van het plaatsen van de stuw waardoor de waterspiegel stijgt, zijn niet bestudeerd. Het is echter niet de verwachting dat de waterspiegelstijging voor grote problemen zal zorgen.
- Bovenstrooms is de geul instabiel, zodat de sluis op een lokatie in de stuw moet komen waar zo min mogelijk kans is dat de sluis onbereikbaar wordt voor scheepvaartverkeer. Er zal dus (regelmatig) gebaggerd moet worden om de sluis bereikbaar te houden.
- Door de aanleg van het stuwcomplex wordt de Dhaleswari-rivier afgesneden. Ter plaatse van de lokatie “Jamuna-brug” moet er voor deze rivier een oplossing gevonden worden. Dit probleem was echter al aanwezig door de bouw van de Jamuna-brug en is zodoende niet specifiek een probleem als gevolg van de bouw van het stuwcomplex. Er zijn ondertussen maatregelen genomen om dit probleem op te lossen.

Voordelen zijn:

- De doorsnede is vastgelegd ter plaatse van de geleidedammen, zodat de doorsnede ter plaatse van de stuw stabiel is.
- De al aanwezige stabiele doorsnede heeft tot gevolg dat dit gedeelte van de uitvoering achterwege kan blijven, terwijl op andere lokaties eerst de rivierdoorsnede nog vastgelegd moet worden.
- Er is geen grote verbreding van de rivier nodig voor de plaatsing van centrale, overlaten en andere onderdelen.

-
- Er is ten opzichte van de overige lokaties meer gedetailleerde informatie beschikbaar over de dwarsdoorsneden van de rivier ter plaatse.
 - Uitschuring ten gevolge van de stroming door de overlaten en centrales, ter plaatse van de brug, is door de diepe fundering van de brugpijlers en geleidedammen geen groot probleem.
 - Door de grote breedte van de geul hoeft het effect van blokkering van de doorsnede, tijdens de bouwfase, niet zo groot te zijn.

2.3.6.5 Toetsing overige onderdelen

De schutsluis

De diepste geul ligt ongeveer in het midden van de hoofdgeul, zodat het moeilijk is om hier schepen te beschermen tegen dwarsstromingen. Dit is op te lossen door de sluis aan de buitenzijde van de hoofdgeul te plaatsen, tussen een deel van de centrale en een verbindingsdam tussen de geleidedammen en de sluis (zie bv. fig.A.2, bijlage A.4.2.2). Tussen de centrale en de sluis moet een dam aangelegd worden die de scheepvaart beschermd tegen de dwarsstromingen.

Het waterpeil bovenstrooms wordt door de stuw verhoogd, zodat de bevaarbaarheid beter wordt, maar het is zeer waarschijnlijk nodig om (regelmatig) te baggeren om de sluis zowel vanuit Sirajganj als vanuit Bhuapur bereikbaar te houden.

De diepteligging van de bodem moet tenminste op 4 m onder SLW liggen, indien men in de toekomst te allen tijden 4-baksformaties (volbeladen) in de sluis wil toelaten. Bij laag water zal echter niet volbeladen (kunnen) worden, maar bijvoorbeeld met 75%. De diepte wordt dan ongeveer 3 m. (Beide punten in verband met de bereikbaarheid van de sluis en de bevaarbaarheid van de scheepvaartroute naar de sluis). De diepteligging van de sluis zal dus geen problemen opleveren; de lokatie van de sluis moet echter nader bekeken worden.

De stuw

Het stuwcomplex komt 0,5 tot 1 km bovenstrooms van de Jamuna-brug te liggen. De breedte die de stuw (inclusief centrale) bestrijkt zal dus ongeveer de breedte van de stroom onder de brug bepalen. Hoe breder de stuw is, hoe breder de stroom onder de brug door is en des te beter lijkt de stroomgeul dan op het oorspronkelijke dwarsprofiel. Een brede stroom zal een kleiner debiet per m' tot gevolg hebben, waardoor de uitschuring onder de brug zal verminderen en zodoende minder diep zal zijn dan bij een smalle stroom.

Om deze reden is het belangrijk om de stuw in het dwarsprofiel zo breed mogelijk te maken. Het is echter beter om de stuw zo veel mogelijk het diepe gedeelte van de hoofdgeul te laten volgen en niet te veel de ondiepe gedeelten, die een deel van het jaar droog kunnen liggen, zodat het doorstroomprofiel van de stuw het grootste deel van het jaar gebruikt wordt.

In de droogvallende delen van de stuw zou anders veel sediment neer kunnen slaan en dat zou problemen kunnen geven met het afsluiten van de stuw.

Het blijkt uit berekening (met formules voor de onvolkomen, lange overlaat, bijlage A.4.1.1 en C.2) dat het gekozen dwarsprofiel na enige uitdieping en verbreding voldoet aan de gestelde eisen.

De centrale

Het opsplitsen van de centrale in 2 delen, in een diepe en minder diepe geul (zie bijlage A.4.2.1 en A.4.2.2) is een mogelijkheid in deze situatie. De 2 delen van de centrale zullen hierdoor midden in de hoofdgeul komen te liggen. De diepteligging van de centrale en met name de diepteligging van de turbines is uitgewerkt in bijlage B.8.

2.3.6.6 Breedte stuwcomplex

Uit de eisen van §2.3.6.5 blijkt dat in principe de hoofdstroom tussen de geleidedammen voldoet om hier het stuwcomplex in te plaatsen. Om alleen deze hoofdgeul te gebruiken moet de breedte van het stuwcomplex kleiner zijn dan de breedte tussen de geleidedammen.

Het totale sluiscomplex wordt ongeveer 100 m breed (bijlage 14, [1]), de centrale 800 m (indien in 1 geul; bijlage B.8) en de benodigde bruto-breedte van de stuw wordt ongeveer 2000 à 2500 m breed (zie bijlage C.2). De totale breedte van het stuwcomplex wordt maximaal zo'n 3400 m en dat past ruim binnen de hoofdgeul ter plaatse van de geleidedammen. De afstand tussen de geleidedammen is namelijk ongeveer 4500 m.

2.4 Conclusie

Uit het voorgaande blijkt dat de lokatie, de Jamuna-brug bij Sirajganj (doorsnede BLP 7), voldoet aan de eisen die gesteld zijn in het afstudeerrapport van W.J.M.Lamers.

Hieruit blijkt dat nu dus 3 lokaties in principe voldoen aan de voorwaarden om er een stuw te bouwen. De keuze voor een lokatie kan gemaakt worden als in een beoordeling de voor- en nadelen van de lokaties ten opzichte van elkaar vergeleken zijn.

3. Definitieve lokatiekeuze:

3.1 Inleiding:

Het afstudeerrapport van W.J.M.Lamers komt met een aanbeveling om een stuw te bouwen op de lokaties bij Bera of Madarganj, waarbij een indeling van het complex over 2 of 3 geulen wordt voorgesteld. (zie figuur 3.1)

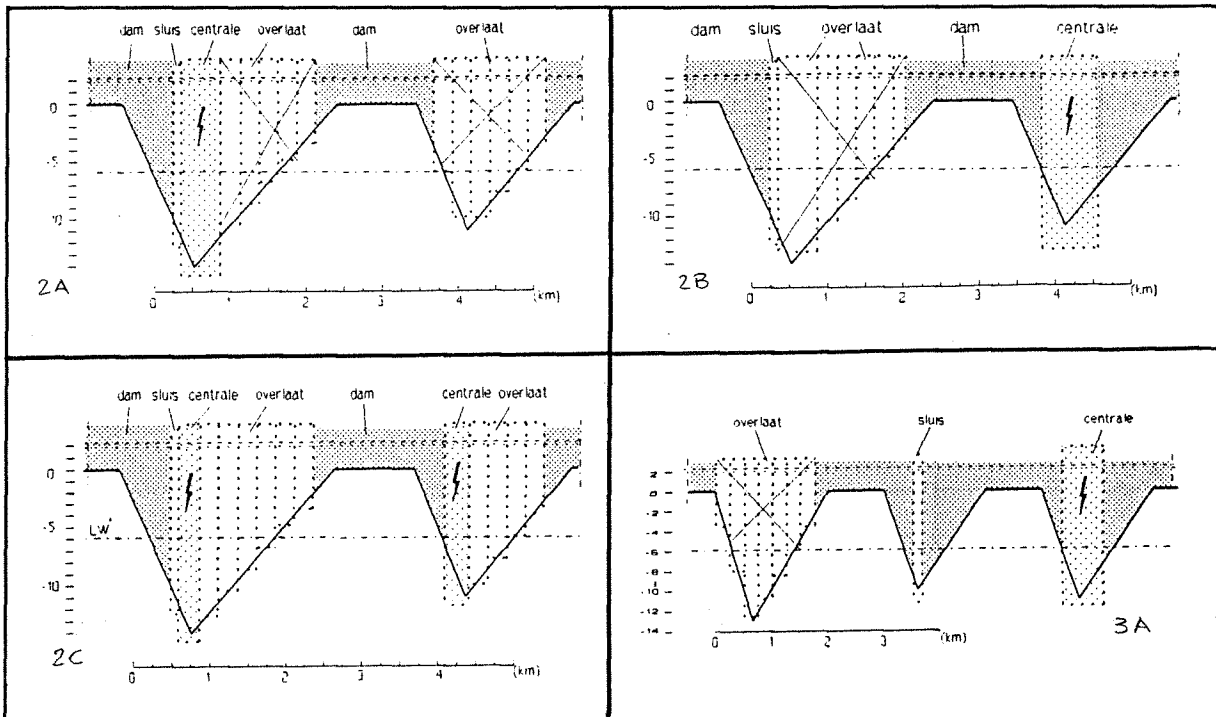


Fig.3.1: Indeling over 2 of 3 geulen (2A t/m 2C en 3A) [1]

(Voor de indeling van het stuwcomplex over 1 geul; zie bijlage A.4.2.2).

Deze 2 lokaties zijn overgebleven na bestudering van de volgende 4 mogelijke lokaties:

- 1 Aricha: ter plaatse van samenvloeiing Jamuna met de Ganges
- 2 Sirajganj: ter plaatse van de Jamuna-brug
- 3 Bera
- 4 Madarganj

(Lokatiekeuze; zie bijlage A.3)

Het afwijzen van 'Aricha' ligt voor de hand, omdat hier nauwelijks voordelen ten opzichte van de andere lokaties te vinden zijn.

Voor 'Sirajganj' ligt dat echter anders, want het is de vraag of optie 2 niet juist gunstiger is ten opzichte van de 2 uitgewerkte mogelijkheden, wanneer gekozen wordt voor de lokatie bij de Jamuna-brug 8 km ten zuiden van Sirajganj.

Op deze lokatie zijn de oevers (omstreeks 1997) vastgelegd door "gude bunds" (geleidedammen) en dit biedt zodoende grote voordelen voor de uitvoering van het stuwcomplex.

Het doel van dit hoofdstuk is dus om te onderzoeken of de lokatie ter plaatse van de Jamuna-brug een beter alternatief is dan de lokaties ter plaatse van Bera en Madarganj.

3.2 Motivatie lokatiekeuze:

De keuze met betrekking tot Aricha en Madarganj lijkt voor de hand te liggen. De lokatie bij Aricha kent nauwelijks voordelen ten opzichte van de andere 3 en zal dus afvallen. De lokatie bij Madarganj kent, op de onzekerheid over de stabiliteit na, bijna alleen maar pluspunten en is dus een mogelijke lokatie voor de bouw van de stuw.

Het aanhouden van de lokatie bij Bera en het verwerpen van die bij Sirajganj lijkt echter niet helemaal terecht. Met name de mogelijkheid om een stuw te bouwen ter plaatse van de geleidedammen bij de Jamuna-brug is een optie die nauwelijks bekeken is in [1]. Bij [1] is namelijk uitgegaan van de situatie dat de brug al aanwezig is en dat daardoor de uitvoering van de stuw te moeilijk zou zijn.

Het valt echter te betwijfelen of dat werkelijk zo is, omdat de zandplaten waarop de brug en de eventuele stuw liggen zodanig groot zijn dat er voldoende ruimte is om te bouwen of om bijvoorbeeld een bouwput te maken. Ook het ontbreken van de behoefte aan een oeververbinding over de stuw mag geen doorslaggevend argument zijn om deze lokatie af te wijzen.

De invloed van morfologische veranderingen, zoals de daling van de rivierbodem benedenstrooms van de stuw en de bovenstroomse vorm van de rivier, leidend tot vorming van aparte reservoirs tussen de eilanden zijn dus eigenlijk de enige negatieve punten van de lokatie bij Sirajganj. Bij Bera wordt aan deze twee punten echter ook niet geheel voldaan (twee keer een "0" in tabel A.2 in bijlage A.3.3), zodat op dat punt er ook hier extra maatregelen nodig zijn. Worden deze twee punten bij Sirajganj op een goede manier opgelost, dan lijkt deze lokatie duidelijk beter dan de lokatie bij Bera en gelijkwaardig aan de lokatie bij Madarganj.

3.3 Lokatie 'Bera'

3.3.1 Beoordeling

Een belangrijk punt in de beoordeling van de lokatie bij Bera is het feit dat de Jamuna-brug in het invloedsgebied van de stuwkromme van Bera ligt (zie fig.3.3). Dit houdt in dat de nadelen die gelden voor de lokatie ter plaatse van de Jamuna-brug, met betrekking tot waterstandsverhoging en bovenstroomse veranderingen, ook aanwezig blijven als de stuw op de lokatie bij Bera wordt gebouwd. De afstand van Bera tot de brug is namelijk zo'n 30 km en de waterstand van het reservoir zal zodoende ongeveer op oeverhoogte staan (overgangsgebied van zone 4 naar zone 3; zie fig.3.2). Zonder extra maatregelen zal het gebied achter de geleidedammen dus toch permanent bedreigd worden met overstromingen.

Uiteraard moet er ook een oplossing gevonden worden voor de al eerder in dit rapport genoemde aspecten, zoals bijvoorbeeld het vastleggen van de geulen alsmede een oplossing vinden voor de invloed van de opstuwing op de rivier de Dhaleswari.

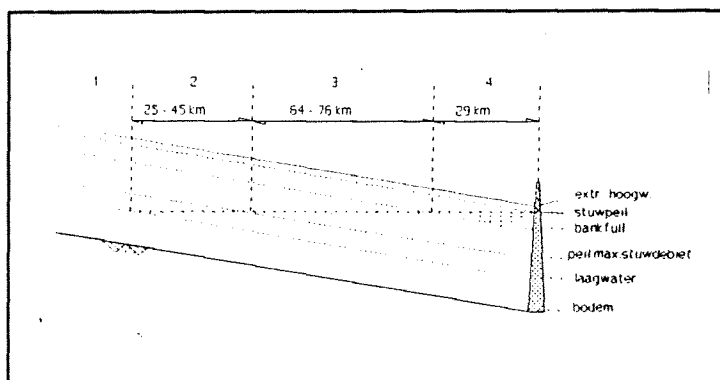


Fig.3.2: Zones in het reservoir met verschillende verhogingen van de waterstand [1]

Verder heeft de lokatie bij Bera het nadeel, ten opzichte van de lokatie bij Madarganj, dat deze in een vrij vlak gebied ligt. Hierdoor zijn er meer maatregelen nodig, zoals dijkverhogingen en fixatie van oevers, dan op de lokatie bij Madarganj.

De lokatie bij Bera kent als enige voordeel ten opzichte van de lokatie bij Sirajganj het nut van het eventueel maken van een oeververbinding over de stuw, terwijl dit voor Sirajganj niet van toepassing is door de aanwezigheid van de Jamuna-brug. Dit is geen doorslaggevende reden om de stuw ter plaatse van Bera te bouwen.

Een groot nadeel ten opzichte van Sirajganj is verder dat in Bera nog maatregelen getroffen moeten worden tegen de invloed van de stuw op de Dhaleswari-rivier, terwijl deze maatregelen bij de Jamuna-brug nabij Sirajganj al genomen zijn.

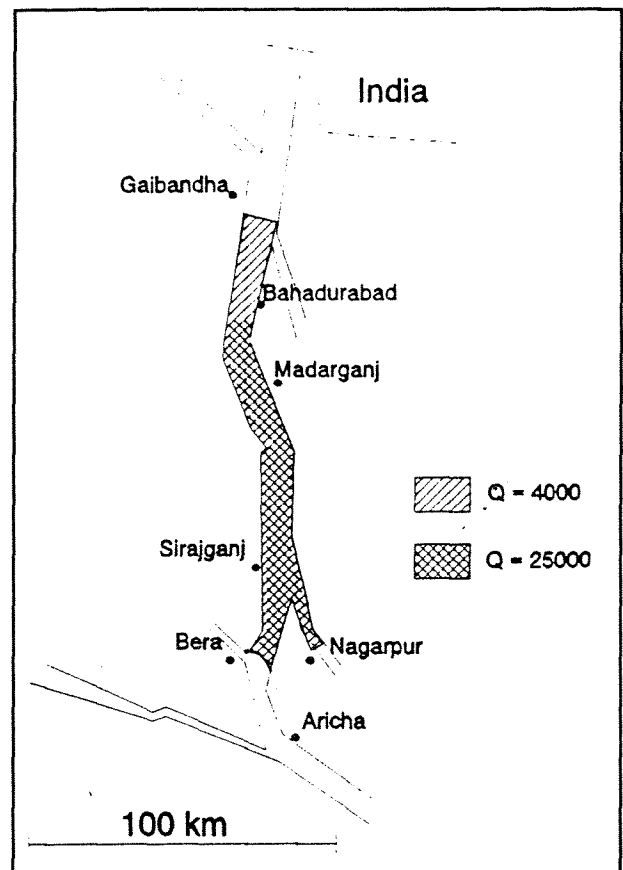


Fig.3.3: Invloedsgebied opstuwing t.p.v. lokatie Bera [1]

3.3.2 Conclusie

De lokatie bij Bera is minder geschikt voor de bouw van een stuwcomplex dan de lokaties Madarganj en Sirajganj, zodat Bera afvalt en de lokaties bij Madarganj en Sirajganj overblijven.

3.4 Lokatie 'Madarganj'

3.4.1 Beoordeling

De lokatie bij Madarganj kent ten opzichte van de andere lokaties nauwelijks nadelen. Toch zijn er een paar nadelen die genoemd dienen te worden, namelijk:

- Binnen het invloedsgebied van het reservoir valt de aftakkende rivier de "Old Brahmaputra". Er zullen dus maatregelen getroffen moeten worden om het debiet en de waterstanden in deze rivier te reguleren. Het bouwen van een overlaat lijkt het meest voor de hand te liggen.

-
- Het belangrijkste probleem is van politieke aard. Het invloedsgebied van de stuw reikt tot over de grens met India, zodat daar een waterspiegelstijging zal ontstaan. Dit zou tot een internationaal conflict kunnen leiden. De invloed blijft echter beperkt tot een waterspiegelstijging van minder dan 5 cm, daar het gedeelte in India in de zogenaamde zone 1 valt (zie fig.3.2). Het berekenen van deze stuwkromme kent echter een zekere onnauwkeurigheid, waardoor de waterspiegelstijging van 5 cm binnen de nauwkeurigheidsgrenzen van de berekening valt. Het ligt dus niet voor de hand dat dit tot grote problemen zal leiden.
 - Er is nauwelijks informatie met betrekking tot de stabiliteit van de rivier, ter plaatse van de lokatie bij Madarganj, ten opzichte van de overige lokaties. Er zijn daarom wellicht extra maatregelen nodig om de stabiliteit te verbeteren.

Het voordeel ten opzichte van Sirajganj is dat er in twee geulen gebouwd kan worden, wat meer voordelen biedt boven het bouwen in een enkele geul.

Een ander voordeel is dat de bovenstroomse rivier smal is en er dus gemakkelijk maatregelen genomen kunnen worden om de rivier daar vast te leggen. Verder zijn er minder problemen te verwachten met betrekking tot de morfologische invloeden.

Madarganj is ook de meest noordelijke lokatie, het heeft daarom een gunstige ligging ten opzichte van het irrigatiegebied.

3.5 Eindconclusie:

De lokatie bij Madarganj lijkt een lichte voorkeur te hebben boven de lokatie bij Bera en Sirajganj, waarbij Bera de minst goede lokatie van de drie is. In theorie lijkt Madarganj een iets betere oplossing dan Sirajganj, maar in de praktijk heeft de lokatie ter plaatse van de Jamuna-brug bij Sirajganj de voorkeur. Het grootste voordeel van de lokatie bij de Jamuna-brug is dat het dwarsprofiel al voor een belangrijk deel is vastgelegd door de geleidedammen, terwijl in Madarganj juist weinig bekend is over de stabiliteit van het profiel, zodat daar waarschijnlijk nog veel werk verricht moet worden om het profiel vast te leggen. De kosten zullen daardoor ook hoger worden indien de stuw bij Madarganj gebouwd wordt.

Dit laatste is van dusdanige invloed dat gekozen is voor de lokatie bij de Jamuna-brug. Deze lokatie zal in het vervolg van het rapport nader bestudeerd en uitgewerkt worden.

4. Vormgeving stuwcomplex

4.1 Indeling stuwcomplex

4.1.1 Inleiding

In hoofdstuk 3 is gebleken dat de lokatie ter plaatse van de Jamuna-brug de voorkeur heeft boven de lokaties Madarganj en Bera. In dit hoofdstuk zal daarom een indeling gemaakt worden voor het stuwcomplex ter plaatse van de lokatie Jamuna-brug.

In §2.3.4 is doorsnede BLP-7, welke zich ter plaatse van de geleidedammen bevindt, aangenomen als representatieve doorsnede. Het stuwcomplex zal dan ook in deze doorsnede gesitueerd worden. De doorsnede die als basis dient voor het indelen van het stuwcomplex is te zien in Bijlage C.1.

4.1.2 Doel van het stuwcomplex

Het doel van het bouwen van een stuwcomplex in de rivier de Jamuna is het creëren van een reservoir in deze rivier ten behoeve van het irrigeren van rijstvelden in de omgeving van de Jamuna en het opwekken van energie met behulp van het verval over de stuw.

4.1.3 Functie van het stuwcomplex

De belangrijkste functies van het stuwcomplex zijn:

- 1) Het opstuwen van het rivierwater tot een bepaald (constant) waterpeil ten opzichte van de rivieroever ten behoeve van irrigatie.
- 2) Boven een bepaalde waarde van het afvoerdebiet moet al het water door de stuw gelaten worden en moet de stuw gestreken kunnen worden.
- 3) De minimumafvoer benedenstrooms vergroten.
- 4) Energiewinning.

ad 1)

Het bepalen van het stuwpeil is reeds besproken in § 2.3.5.1.

ad 2)

In het scenario voor het beheer van het reservoir in § 2.3.5 en in [1] is bepaald dat bij $Q=25000 \text{ m}^3/\text{s}$ de stuw in z'n geheel gestreken moet worden. In een eerder stadium, bij $Q=15000 \text{ m}^3/\text{s}$ (maximale debiet door de centrale), wordt de stuw al gedeeltelijk gestreken om het overige debiet af te voeren.

In § 4.3.2.1 t/m § 4.3.2.3 en § 4.3.3 zal dit gedeelte van het beheerscenario uitgewerkt worden.

ad 3)

Als de benedenwaterstand een minimale waterstand (eens per 100 jaar) heeft bereikt moet er water uit het reservoir gelaten worden om zoutindringing vanuit zee een halt toe te roepen. Het verval over de stuw is in dat geval maximaal en dus maatgevend voor het berekenen van de hefkracht voor de schuiven. Deze berekeningen zijn terug te vinden in § 4.4.3.2 t/m § 4.4.3.4.

ad 4)

De belangrijkste berekeningen met betrekking tot de energiecentrale zijn terug te vinden in bijlage B.8. In § 4.1.5.1 zal hier in het kort nog op teruggekomen worden.

4.1.4 Eisen te stellen aan de stuw

Ten tijde van grote debieten en/of zware neerslag moet de stuw zo snel mogelijk gestreken kunnen worden om het overstromen van de dijken langs de rivier te voorkomen.

Het doorstroomprofiel van de stuw moet dan zodanig groot zijn dat het rivierwater gemakkelijk de stuw kan passeren en dat daarbij het verval over de stuw zo klein mogelijk is.

Om moeilijkheden bij het strijken van de stuw te voorkomen, als gevolg van een grote hoeveelheid sedimentatie ter plaatse van het afsluitmiddel, mag de stuw alleen gesloten zijn bij een debiet kleiner dan $25000 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie bijlage A, §2.2).

4.1.5 Globale eerste indeling

Met de eisen uit §2.3.5 en de hiervoor genoemde eisen kan in de doorsnede van bijlage C.1 een eerste indeling gemaakt worden. Er zijn een aantal varianten mogelijk, welke in §4.1.5.4 t/m §4.1.5.6 aan de orde komen. Als eerste worden in het kort de mogelijkheden voor het plaatsen van de diverse onderdelen als sluis, centrale en stuw bekeken.

4.1.5.1 De centrale

Eerder in dit rapport (§2.3.6.5) is gebleken dat het opsplitsen van de centrale in twee delen een oplossing kan zijn om de sedimentatie achter de centrale bovenstrooms van het stuwcomplex (zie bijlage A.4.2.1) te beperken. In [1] is vastgesteld dat de dimensionering van de turbines en de centrales plaatst vindt op basis van een horizontaal doorstroomd turbine-type (Kaplan-turbine), daar er in dit project sprake is van een laag-verval-centrale met variërend verval en afvoer.

In bijlage B.8 is berekend wat de diepteligging van de binnen onderkant (b.o.k) turbines en de afmetingen van beide delen van de centrale moet worden. Uit de berekeningen in bijlage B.8 blijkt dat de diepteligging van de b.o.k turbines van de beide delen zijn; PWD -2,14 m (Centrale a, 25 turbines van $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$; breedte is 425 m) en PWD -1,94 m (Centrale b, 19 turbines van $Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$; breedte is 370 m). Het ligt voor de hand om in de gegeven doorsnede BLP-7, centrale b in de geul met diepte PWD -2,5 m te plaatsen en centrale a in de geul met een diepte van PWD -3,4 m. Ter plaatse van het ondiepe gedeelte tussen beide delen van de centrale kan eventueel een deel van de stuw geplaatst worden.

4.1.5.2 De schutsluis

De schutsluis (=sluis) moet zodanig gesitueerd worden dat het scheepvaartverkeer in de aanvaarroute geen of weinig last heeft van dwarsstroming.

De sluis moet ook goed bereikbaar zijn voor het scheepvaartverkeer op de Jamuna.

De sluis zou daarom aan de westkant, in de geul direct naast het stuwcomplex, gesitueerd kunnen worden. De sluis en het stuwcomplex kunnen van elkaar gescheiden worden door middel van een strekdam, zodat de scheepvaart geen hinder ondervindt van de stroming door de centrale en de stuw. De overgebleven afstand tussen de sluis en de westelijke oever wordt afgesloten met een dam.

Volgens §2.3.6.5 moet de diepteligging van de sluis ongeveer 3 m onder SLW (PWD +6,3 m) zijn. De diepteligging van de bodem van de sluiskolk wordt zodoende aangenomen op PWD +3,3 m.

De afmetingen van de sluiskolk zijn in [1] als volgt bepaald; lengte (buitenafmeting) 244 m, breedte (buitenafmeting) 52 m. De totale afmetingen van het sluizencomplex, inclusief wachtplaatsen en strekdammen zijn; lengte = ± 1280 m en de breedte = ± 100 m.

4.1.5.3 De stuw

De afmetingen en diepteligging van de stuw worden bepaald aan de hand van de eisen uit §2.3.5.1 en bijlage A, §4.1 en §4.2.

In §2.3.5.1 is bepaald dat de fictieve waterdiepte bij de stuw ongeveer 15 à 15,5 m moet zijn om aan de eisen voor de inhoud van het reservoir te voldoen. In bijlage A.4.1.2 zijn de eisen opgesteld voor het verval over de stuw voor verschillende afvoeren, wanneer de stuw gestreken is.

In bijlage A.4.1.3 is aanbevolen om met de drempelhoogte zoveel mogelijk het bodemprofiel te volgen. Dit met het oog op sedimentatie, wanneer de drempel ver onder de rivierbodem komt te liggen.

In bijlage C.3 en §4.1.5.4 t/m §4.1.5.6 zijn een aantal mogelijkheden voor de indeling van de stuw uitgewerkt.

4.1.5.4 Indeling I

Voor deze variant is geprobeerd een indeling te maken van het stuwcomplex, waarbij de drempelhoogte de rivierbodem zo goed mogelijk volgt. (Zie bijlage C.3, fig.C.3.1 en bijlage C.2, tabel C.2.1)

Uit de berekening, van de stuw als overlaat (bijlage C.2, tabel C.2.1.), blijkt dat het niet mogelijk is om in het gegeven profiel te voldoen aan de eisen voor de maximale vervallen (uit bijlage A, § 4.1.2) over de overlaat, zonder met de drempelhoogte af te wijken van het bodemprofiel. De rivierbodem zal dus in ieder geval ontgraven moeten worden om wel te kunnen voldoen aan de gestelde eisen.

Een ander nadeel van indeling I is dat de drempelhoogte variabel zal moeten zijn om het bodemprofiel te kunnen blijven volgen.

Hiertoe zal een getrapte drempel gemaakt moeten worden en omdat het stuwpeil constant is zullen daardoor verschillende schuifhoogten toegepast moeten worden.

Het maken van een getrapte drempel houdt in dat overal waar er tussen twee aansluitende drempels een hoogteverschil aanwezig is, er een overgangsconstructie gemaakt moet worden. Dit betekent dat er, ten opzichte van een stuw met een drempel op één niveau, extra werkzaamheden en extra materialen (bv. beton, staal en bekistingen) nodig zijn. Dit betekent niet alleen hogere kosten, maar doordat de afmetingen (in de hoogte) van de diverse stuwcomponenten steeds veranderen moet hiermee bij het uitvoeren van de verschillende componenten rekening gehouden worden. Dit houdt in dat bekistingen, beton- en staalhoeveelheden, planningsen en dergelijke steeds aangepast moeten worden aan de veranderende afmetingen.

Bij een stuw met een zelfde drempelniveau voor alle openingen kan steeds hetzelfde proces herhaald worden, wat een groot voordeel is in de uitvoeringsfase.

Verder moeten er voor indeling I veel verschillende schuifhoogten toegepast worden. De kosten hiervan zijn hoger dan bij toepassing van één schuifafmeting; indeling I is dus een dure oplossing.

In de volgende paragrafen zal daarom een oplossing met één drempelhoogte bekeken worden.

4.1.5.5 Indeling II

De drempelhoogte (a) in deze variant is 1 m en de bovenkant van de drempel ligt op PWD + 2m. Deze hoogte is gekozen, zodanig dat:

- 1 . het deel van de stuw midden in de geul nog enigszins het bodemprofiel volgt.
- 2 . de (bruto)breedte van de stuw beperkt blijft tot ongeveer 2275 m.
- 3 . voldaan is aan de eisen voor het verval en de fictieve waterdiepte bij de stuw.

Het voordeel van indeling II (bijlage C.3, fig.C.3.2 en bijlage C.2, tabel C.2.2) is dat alle schuiven dezelfde afmeting hebben. Dit zorgt ervoor dat de fabricatie van de schuiven sneller en goedkoper kan en dat de uitvoering van het geheel vereenvoudigd wordt (zie §4.1.5.4).

4.1.5.6 Indeling IIa

Indeling IIa is een variant op indeling II (bijlage C.3, fig.C.3.2 en bijlage C.2, tabel C.2.3). In deze situatie is de drempelhoogte verlaagd naar PWD + 1 m. Dit heeft als voordeel dat de (bruto)breedte van de stuw kleiner wordt (2000 m) en er dus minder schuiven nodig zijn. Er moet dan wel dieper ontgraven worden, wat nadelig is voor de uitvoering en er kan eventueel meer sediment neerslaan bij een dieper gelegen drempel.

Een minder breed stuwcomplex veroorzaakt ook een grotere afvoer per m' bij een gelijke rivierafvoer. Dit heeft nadelige gevolgen voor de afmetingen van onder andere de woelbakconstructie en de bodembescherming benedenstrooms van de stuw.

4.1.6 Controle stuwpeil indeling II en IIa

In bijlage C.3, tabel C.3.1 en C.3.2 is aan de hand van de gewogen gemiddelde waterdiepte ter plaatse van het stuwcomplex en de omrekenfactor β (zie bijlage B.7) berekend wat gemiddeld de grootst voorkomende waterdiepte (fictieve waterdiepte) is. Deze blijken voor de indelingen II en IIa respectievelijk 17,4 m en 17 m te zijn. Dit is veel meer dan de benodigde 15 m uit §2.3.5.1. De waarden 17,4 m en 17 m zijn met de methode volgens bijlage B.6 echter te gunstig berekend, omdat de werkelijke grootste waterdiepte in doorsnede BLP-7 met een stuwpeil van PWD +13 m en een maximale geuldiepte van circa PWD -3,4 m maximaal 16,4 m is en dus kan de fictieve waterdiepte nooit groter zijn dan 16,4 m.

Een betere benadering voor de fictieve waterdiepte wordt gevonden door de gemiddelde bodemligging van het diepe geulgedeelte ter plaatse van centrale a en b te berekenen. De fictieve bodemligging wordt dan ongeveer als volgt (zie bijlage C.3, fig. C.3.3):

$$(370x-2,5 + 225x+1 + 425x-3,4)/(425+225+370) \approx \text{PWD } -2,1 \text{ m.}$$

De waterdiepte ter plaatse van het stuwcomplex wordt dan:

$$\text{PWD } +13\text{m} - \text{PWD } -2,1 \text{ m} = 15,1 \text{ m.}$$

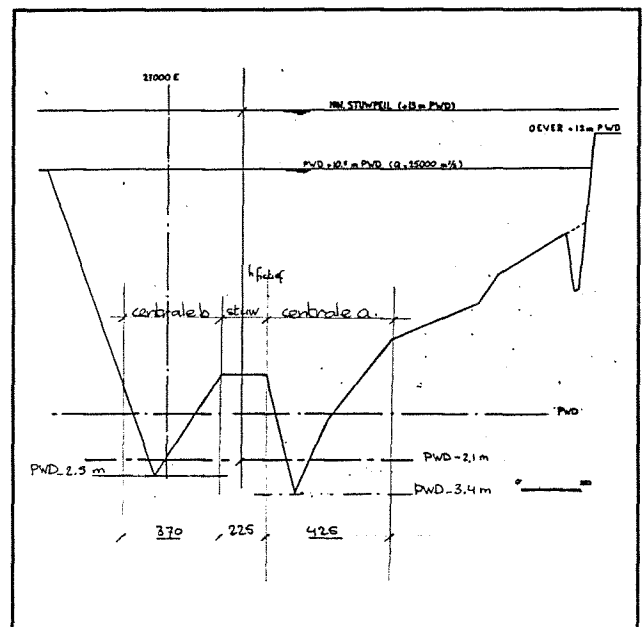


Fig.4.1: Fictieve bodemligging

De reservoirinhoud, volgens bijlage B.7, voor $h= 15,1$ m en $Q= 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ is ongeveer $2,1 \text{ km}^3$ (zie bijlage C.3, tabel C.3.4). Na een waterstandverlaging van 1 m ($h= 14,1$ m), zoals geëist is in bijlage A, §2.3.1, is de reservoirinhoud nog ongeveer $1,5 \text{ km}^3$ (zie bijlage C.3, tabel C.3.3); er komt hierbij dus ongeveer $0,6 \text{ km}^3$ water vrij.

Er is ca. 0,7 km³ water nodig om aan het gewenste scenario voor irrigatie te voldoen (zie bijlage A, §2.3.1). Dit zou net niet voldoende zijn, maar de reservoirinhoud ter plaatse van de geleidedammen is in werkelijkheid groter, omdat door uitschuring van de bodem het dwarsprofiel ter plaatse van de geleidedammen groter is en er zal zich dus bij een stuwpeil van PWD +13 m meer water in het reservoir bevinden. Ook zijn de uiterwaarden op de lokatie bij de Jamuna-brug breder dan de aangenomen maximale breedte van 6 km in [1] (zie bijlage B.7), zodat bij opstuwing van het water boven de oevers er zich meer water in het reservoir bij de Jamuna-brug bevindt dan in de berekeningen in [1] is aangenomen.

4.1.7 keuze indeling

Indeling I valt af als oplossing voor de eerste globale indeling van het stuwcomplex, als gevolg van de in §4.1.5 genoemde redenen.

De in §4.1.5.5 en §4.1.5.6 uitgewerkte varianten II en IIa hebben beiden voor- en nadelen. Indeling II zal aangenomen worden als basis voor het verder ontwerpen van het stuwcomplex, daar het kleinere debiet per m' in indeling II waarschijnlijk meer voordelen biedt dan de grotere diepteligging en kleinere stuwbreedte van indeling IIa.

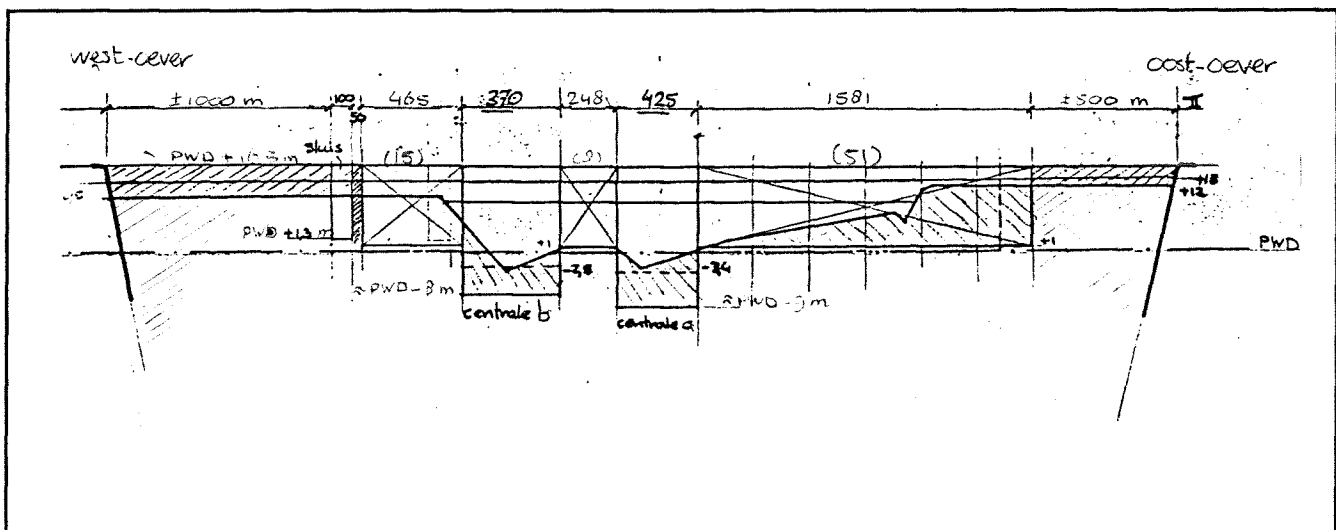


Fig.4.2: Indeling stuwcomplex volgens indeling II

- Indeling II:
- Breedte doorstroomprofiel = 1850 m'
 - Bovenkant stuw = bovenkant hoogwaterdijken = PWD +16,5 m.
 - Bovenkant drempel = PWD +2 m.
 - Onderkant drempel bovenstrooms = rivierbodemboven-/benedenstrooms t.p.v. stuwcomplex = PWD +1 m
 - Bovenkant schuif = PWD +13,5 m (stuwpeil PWD +13m inclusief 0,5 m overhoogte)
 - \\\\\\\\\\\\ = ontgraven of uitbaggeren, //\\\\\\\\ = ophogen

De indeling van de stuwbreedte wordt verkregen door voor elk stuwcomponent de hart op hart afstand van 31 m te rekenen (25 m schuifbreedte + 2x halve pijlerbreedte van 3 m). De indeling wordt dan als volgt:

Ten westen van centrale b komen 15 componenten:	$b = 15 \times 31 = 465 \text{ m}$
Tussen de centrales a en b komen 8 componenten:	$b = 8 \times 31 = 248 \text{ m}$
Tussen centrale a en de oostoever de rest (51):	$b = 51 \times 31 = 1581 \text{ m}$
De totale bruto-breedte van de stuw wordt:	$b = 2294 \text{ m}$

4.2 Bovenbouw stuw

4.2.1 Definitie en functie bovenbouw

De bovenbouw wordt gevormd door een (beweegbaar) afsluitmiddel.

De drie voornaamste functies van het afsluitmiddel zijn:

- 1) Water keren (zowel waterdruk als waterafdichting)
- 2) Het kunnen bewegen en tevens, indien nodig, volledige verwijdering uit de doorstroomopeningen.
- 3) Regelen van het doorvoerdebiet.

4.2.2 Randvoorwaarden

De belangrijkste randvoorwaarden, waarmee rekening gehouden moet worden bij de keuze van een afsluitmiddel, zijn:

- 1) Openen en sluiten van het afsluitmiddel
- 2) De grootte van het verval
- 3) De grootte van de afvoer
- 4) Het sedimenttransport
- 5) Regeling van een bovenpeil of de waterafvoer

ad 1:

In het algemeen zal de snelheid waarmee het afsluitmiddel open en dicht moet kunnen gaan (en daarmee ook de duur van dit proces), geen belangrijke rol spelen bij het bepalen van de keuze van het afsluitmiddel. In deze situatie is het moment van openen en sluiten wel belangrijk. Het sluiten gebeurt namelijk in stromend water en bij het openen zal er een (groot) verval aanwezig zijn. Niet alle typen afsluitmiddelen kunnen in deze situatie goed functioneren. Met name in de situatie dat een hoogwatergolf het stuwcomplex nadert moet de stuw snel gestreken kunnen worden, zonder dat er veel afsluitmiddelen weigeren of niet op tijd open gaan, om zo ernstige schade aan het stuwcomplex en het omringende land te voorkomen. Bij de afweging van de keuze van het type afsluitmiddel moet daarom de kans op weigeren bij openen en sluiten van het betreffende afsluitmiddel bekeken worden.

ad 2:

De grootte van het verval beïnvloedt de krachtsoverdracht en daarmee ook de keuze van het afsluitmiddel.

ad 3:

De grootte van het benodigde doorstroomprofiel, vooral bij zeer hoge afvoeren zoals in deze situatie, en de toelaatbare stroomsnelheden zijn belangrijk.

ad 4:

Vooraf in de periode dat de stuw gesloten is, kan er veel sediment afgezet worden juist bovenstrooms van de stuw. Dit kan zeer lastig zijn voor met name de bewegende onderdelen, zoals het afsluitmiddel. De regeling van de rivierafvoer kan daarom het beste gebeuren met behulp van een onderafvoer. Hierdoor wordt het bezonken sediment ter plaatse van het afsluitmiddel weggevoerd door de stroming. Het effect hiervan zal echter beperkt blijven tot een gebied direct bovenstrooms van de opening.

ad 5:

De keuze tussen het afvoeren van het water via een bovenafvoer of een onderafvoer (onderspuier) wordt hoofdzakelijk bepaald door de volgende punten:

Onderafvoer:

Is de stuw voor een langdurige periode gesloten en is er veel sediment in de rivier, dan zal dit sediment zich afzetten tegen de bovenstroomse zijde van het afsluitmiddel. Door het rivierwaterafvoer via een onderafvoer te regelen kan een groot deel van dit sediment weggevoerd worden.

Bij schommelingen van de waterstand verandert de waterafvoer bij een onderspuier minder dan bij een bovenafvoer, zodat voor het beheersen van de waterafvoer een onderafvoer geschikter is.

Bovenafvoer:

Met een bovenafvoer kan men de bovenstroomse waterstand beter beheersen dan met een onderafvoer. Het afvoeren van drijfvuil is bij een bovenafvoer geen probleem, terwijl dit voor een onderafvoer wel een probleem kan zijn.

4.2.3 Keuze afsluitmiddel

In §4.1.4 is gebleken dat een goede afvoerregulering één van de belangrijkste eisen is voor de stuw en dat er een grote hoeveelheid sedimenttransport in de Jamuna aanwezig is.

Aan de hand van de randvoorwaarden uit § 4.2.2 kan geconcludeerd worden dat er afsluitmiddelen met een onderafvoer het meest geschikt is voor deze stuw.

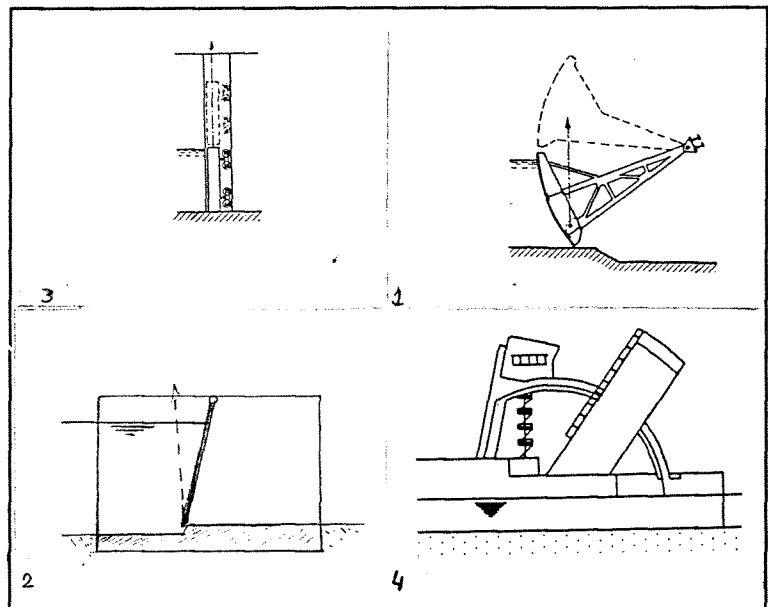


Fig.4.3: Verschillende toe te passen afsluitmiddelen

Afsluitmiddelen die in deze situatie toegepast kunnen worden zijn:

- 1 Segmentschuif
- 2 Klep met onderafvoer
- 3 Hefschuif
- 4 Vizierschuif

(zie schetsen in figuur 4.3)

Van deze 4 mogelijkheden lijken de hefschuif, segmentschuif en de klep met onderafvoer de meest voor de hand liggende afsluitmiddelen. Het is echter moeilijk om uit deze 3 meteen het afsluitmiddel te kiezen dat duidelijk het beste is voor deze stuw. Er zal daarom een afweging gemaakt moeten worden aan de hand van een aantal criteria, waaraan het afsluitmiddel moet voldoen.

Een aantal belangrijke criteria zijn:

- a: Kosten
- b: Onderhoud
- c: Openen en sluiten
- d: Waterdichtheid
- e: Scheepvaart

ad a) Kosten:

De kosten zijn onder te verdelen in twee delen, namelijk;

de bouwkosten en de kosten voor onderhoud en bediening. De bouwkosten worden bepaald door het benodigde materiaal en de ingewikkeldheid van het maken van het afsluitmiddel en de daarbij behorende bewegingswerken. De onderhoudskosten worden bepaald door de mate waarin het afsluitmiddel aan slijtage onderhevig is en of het afsluitmiddel goed bereikbaar is om deze slijtage te herstellen.

ad b) Onderhoud:

Dit betreft de omvang van de werkzaamheden ten behoeve van onderhoud aan het afsluitmiddel (los gezien van de kosten!). Gedacht wordt hierbij aan onderhoudswerkzaamheden aan de bewegingswerken, de waterafdichting, het afsluitmiddel zelf en de schade door- en/of aanwezigheid van sedimentatie.

ad c) Openen en sluiten:

In § 4.2.2 is het belang van het snel kunnen openen van het afsluitmiddel in deze stuw reeds vermeld. Het in een beperkte tijd kunnen strijken van de stuw en de kans op het weigeren daarbij zijn daarom zeer belangrijke criteria voor deze stuw. Het onder verval kunnen heffen en de mogelijkheid om het debiet te kunnen begrenzen zijn twee andere belangrijke criteria.

ad d) Waterdichtheid:

De waterdichtheid is belangrijk voor het functioneren van de stuw. Belangrijk hierbij is de zekerheid over de waterdichte afdichtingen van het afsluitmiddel en het aantal mogelijke plaatsen waar water door kan lekken. Ook kan de waterdichtheid verminderen door het vervormen en/of beschadigen van het afsluitmiddel.

ad e) Scheepvaart:

Het de bedoeling dat het scheepvaartverkeer niet door de stuw zelf, maar door de sluis zal gaan en dat er bij een gestreken stuw geen scheepvaartverkeer is op de rivier, vanwege te hoge stroomsnelheden ter plaatse van de stuw.

Tabel 4.1:

	A	B	C	D	E
A: Kosten		0	1	0	0
B: Onderhoud	1		1	1	0
C: Openen & sluiten	0	0		0	0
D: Waterdichtheid	1	0	1		0
E: Scheepvaart	1	1	1	1	
Totaal	3	1	4	2	0

Betekenis van de cijfers in tabel 4.1:

0= Het criterium in de rij is belangrijker dan het criterium in de kolom.

1= Het criterium in de kolom is belangrijker dan het criterium in de rij.

De verdeling op een schaal van 100 punten is in eerste instantie als volgt:

a = Kosten = 30

b = Onderhoud = 10

c = Openen & sluiten = 40

d = Waterdichtheid = 20

e = Scheepvaart = 0

Er kan verder nog gekeken worden naar de onderlinge verhoudingen tussen de verschillende criteria.

Criteria a, c en d zijn duidelijk de 3 belangrijkste criteria, met als onderlinge rangvolgorde:

$c > a > d$. De rangvolgorde van deze 3 criteria lijkt voor dit stuwcomplex juist, maar deze 3 criteria zijn echter ongeveer even belangrijk. Dit komt in het bovenstaande niet helemaal tot zijn recht. Zo blijkt bijvoorbeeld dat criterium $d = \frac{1}{2} \times$ criterium c.

Door de verdeling van c,a en d aan te passen van 40:30:20 naar 35:30:25 blijft het verschil in de rangvolgorde duidelijk aanwezig, terwijl de onderlinge verhoudingen tussen de verschillende criteria beter kloppen.

De mogelijke waardering per criterium is uiteindelijk als volgt:

a = Kosten	= 30
b = Onderhoud	= 10
c = Openen & sluiten	= 35
d = Waterdichtheid	= 25
e = Scheepvaart	= 0

De criteria zijn in de volgende onderdelen opgesplitst:

Tussen haakjes staat het totale waarderingcijfer per onderdeel; waarderingcijfer per criteria x cijfer per onderdeel.

a: volume staal en beton	= 4	(120)
ingewikkeldheid	= 1.5	(45)
bewegingswerk	= 1.5	(45)
slijtage	= 1	(30)
bereikbaarheid	= 2	(60)

b: bewegingswerk	= 2	(20)
waterafdichting	= 3	(30)
afsluitmiddel	= 2	(20)
aanzanding	= 3	(30)

c: onder verval	= 3	(105)
in beperkte tijd	= 2	(70)
kans op weigeren	= 4	(140)
begrenzing debiet	= 1	(35)

d: aantal lekwegen	= 3	(75)
zekerheid afdichting	= 3	(75)
vervormingen	= 3	(75)
beschadiging	= 1	(25)

e: doorlaten scheepvaart	= 0	(0)
--------------------------	-----	-----

In tabel C.4.1 in bijlage C.4 is voor elk type afsluitmiddel een cijfer gegeven voor de mate waarin het voldoet aan de verschillende criteria en vermenigvuldigd met het getal dat hierboven tussen haakjes staat. Alle waarderingscijfers opgeteld geeft een totale waardering voor elk type afsluitmiddel. Het afsluitmiddel met de hoogste waardering voldoet het beste aan de 5 opgestelde criteria.

4.2.4 Conclusie

De 3 beoordeelde afsluitmiddelen ontlopen elkaar niet veel in de totale waardering. De segmentschuif (1) en de hefschuif (2) blijken in deze beoordeling ongeveer even goed te voldoen, terwijl de klepschuif (3) minder goed voldoet dan de segmentschuif en de hefschuif, alhoewel het verschil erg klein is.

Op basis van deze beoordeling zouden eigenlijk zowel de hefschuif als de segmentschuif kunnen voldoen. De waarderings- of voldoeningcijfers zijn immers min of meer gevoelsmatig gegeven en bij een kleine wijziging van een waarderings- of voldoeningcijfer zou er een ander afsluitmiddel als beste kunnen voldoen.

De segmentschuif heeft als groot voordeel dat deze eenvoudig te openen is met relatief weinig kracht. Hierdoor is de kans op weigeren bij het openen van de schuif klein.

Het nadeel van een segmentschuif is dat het ten opzichte van een hefschuif een ingewikkelde en dure constructie is.

Een hefschuif is een vrij simpele constructie, maar heeft als nadeel dat er heftorens gebouwd moeten worden om de deur uit het water te tillen. Hiervoor is relatief veel kracht nodig en is de kans op klemmen groter ten opzichte van een segmentschuif, omdat de hefschuif vast kan lopen in de sponning- en door bijvoorbeeld scheefstand als gevolg van een sterke windbelasting of door ongelijke hefkrachten in de linker- en rechter heftoren.

De segmentschuif wordt uiteindelijk als beste afsluitmiddel gekozen, omdat de waardering voor het in deze situatie erg belangrijke criterium "openen & sluiten" beter voldoet dan bij de hefschuif.

Voorwaarde voor het toepassen van een segmentschuif is dat de bewegende delen (de draaipunten) boven het waterpeil, behorend bij het maatgevende debiet van 91000 m³/s, geplaatst worden. Dit in verband met mogelijke beschadiging van deze bewegende delen door drijfvuil.

4.3 Onderbouw stuw

4.3.1 Definitie en functie onderbouw

De onderbouw van de stuw bestaat in hoofdlijnen uit een pijlerconstructie (=pijler) en een drempel (en eventueel landhoofden). De onderbouw vormt de omgrenzing van het afsluitmiddel en dient daarom een bepaalde mate van stijfheid te bezitten. Vaak wordt de onderbouw als één constructie opgevat en ook als zodanig uitgevoerd.

Een principeschets van de lengtedoorsnede van de onderbouw (inclusief afsluitmiddel) is te zien in bijlage C.5.

De belangrijkste functies van de onderbouw zijn:

- 1) De krachtsoverdracht van de op de bovenbouw (de schuif) werkende belastingen naar de ondergrond.
- 2) Het verhinderen van schadelijke grondwaterstroming ('piping') onder het kunstwerk door.
- 3) Het voorkomen van instabiliteit van het kunstwerk en de ondergrond ten gevolge van de stroming van het af te voeren water (zie § 4.4.4 t/m § 4.4.7).

ad 1)

De wijze waarop de krachten van de op de schuif werkende belastingen worden overgedragen op de ondergrond is mede afhankelijk van de uitvoeringmethode van de onderbouw. In dit geval is het uitgangspunt dat de pijlerconstructie en drempel één geheel vormen, zodat de belasting die via de segmentschuif op de pijlerconstructie wordt uitgeoefend rechtstreeks op de ondergrond wordt overgedragen (zie figuur 4.4).

De pijler wordt door middel van een voegconstructie gescheiden van de drempel. De drempel wordt scharnierend aan de pijler verbonden, zodat er loodrecht op de stroomrichting van de rivier geen momenten van de pijler op de drempel worden overgedragen, maar de pijler en drempel wel in de stroomrichting samenwerken met het overdragen van de belastingen (van de bovenbouw) op de onderbouw via de een, als vormvaste plaat beschouwde, fundering op staal naar de ondergrond.

ad 2)

Als de aanwezige constructielengte niet voldoende is om aan het criterium voor piping te voldoen wordt de kwallengte onder de constructie vergroot door bovenstrooms van de stuw een waterdichte bodembescherming (bijvoorbeeld een asfaltmat) aan te brengen (zie § 4.5.5).

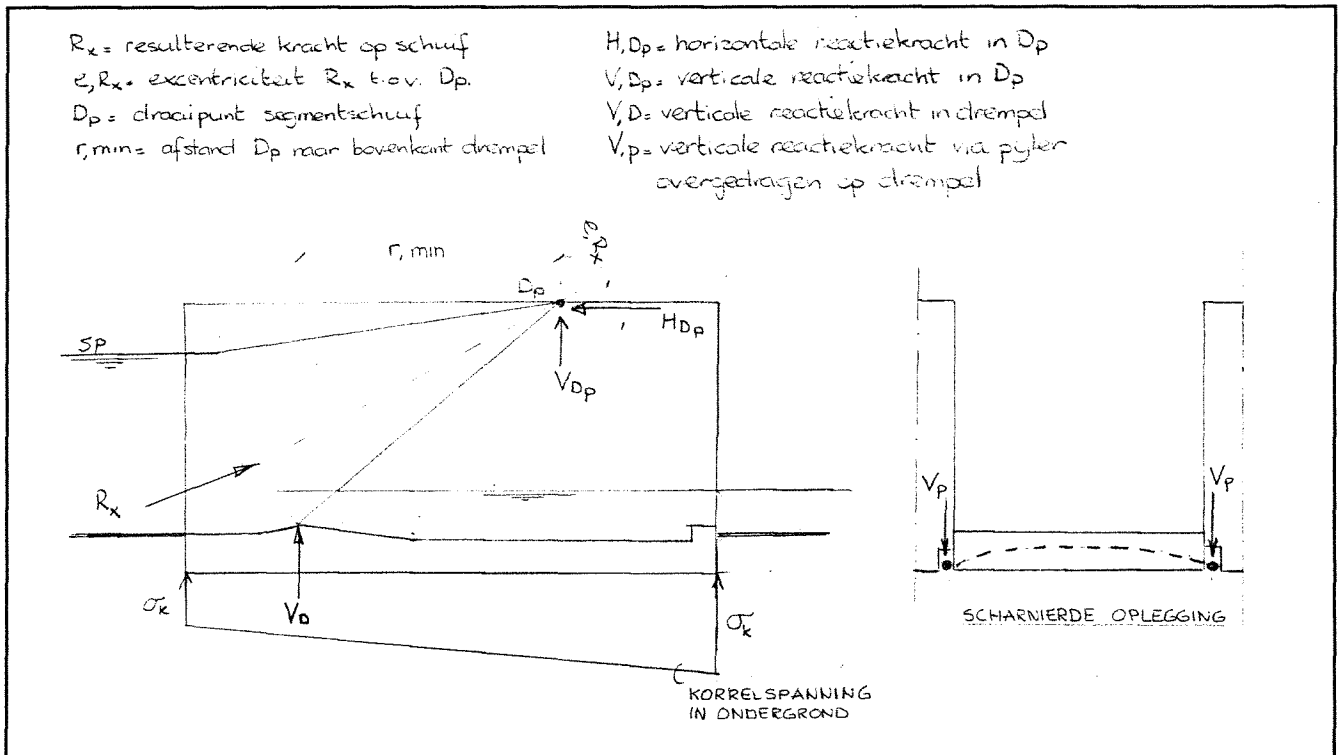


Fig.4.4: Krachtsoverdracht stuw

4.3.2 Drempelconstructie

De vorm en afmeting van de drempelconstructie is afhankelijk van een aantal factoren. De manier waarop het water wordt afgevoerd, op het moment dat de stuw wordt gestreken, is bijvoorbeeld erg belangrijk. Dit bepaalt hoe de uitstroomconstructie (woelbak) van de stuw er uit komt te zien.

Het ontwerpen van deze woelbak komt in de volgende paragraaf aan de orde.

De drempelconstructie zal in deze paragraaf niet constructief uitgewerkt worden. Er zal slechts een benoeming van de verschillende onderdelen van de drempelconstructie plaats vinden, met de bijbehorende globale afmetingen. In §4.3.2.4 t/m §4.3.2.6 zal het ontwerp van de drempel aan de orde komen.

De drempelconstructie wordt als één geheel uitgevoerd en kan opgesplitst worden in de volgende 3 onderdelen (zie bijlage C.5);

- 1) Een instroomconstructie. Hier stroomt het water het kunstwerk binnen om vervolgens door het afsluitmiddel tegengehouden te worden als dit gesloten is of om door te stromen, wanneer de segmentschuif geheel of gedeeltelijk is geheven.
- 2) De drempel. Hier wordt het schietende water in goede banen geleid in de richting van de woelbakconstructie.

-
- 3) De woelbak. Hier wordt de superkritische stroming omgezet in een subkritische stroming. Dit betekent dat het schietende water afgeremd wordt tot een stroomsnelheid waarbij een aanwezige bodembescherming benedenstrooms van de stuw niet beschadigd wordt.

4.3.2.1 Afvoer restdebiet

Het maximale debiet dat door de turbines van de centrale gevoerd wordt is 15000 m³/s. De stuw wordt echter pas gestreken bij een rivierafvoer van 25000 m³/s, zodat in de tussenliggende fase het resterende debiet op een andere wijze de stuw moet passeren.

Er zijn hier in principe drie mogelijke manieren om het debiet van maximaal 10000 m³/s de stuw te laten passeren:

1. Via een noodoverlaat in het stuwcomplex.
2. Over het afsluitmiddel heen laten stromen.
3. Onder het afsluitmiddel door laten stromen.

Oplossing 1 vraagt een extra constructie in het stuwcomplex, zodat dit een dure oplossing is.

De oplossingen 2 en 3 kunnen uitgevoerd worden met behulp van de al aanwezige afsluitmiddelen, zodat geen extra constructie gemaakt hoeft te worden.

In §4.2.2 ad 5 en §4.2.3 zijn de voor- en nadelen van een onder- en bovenafvoer behandeld en daaruit is gebleken dat in dit geval een onderafvoer het beste voldoet voor de afvoer van het debiet.

Het ligt daarom voor de hand om het restdebiet van 10000 m³/s ook onder het afsluitmiddel door af te laten.

4.3.2.2 Stuwscenario

Het berekenen van de diverse onderdelen van de onderbouw zal gebeuren aan de hand van het scenario dat aangehouden wordt bij het heffen van de schuiven in de stuw en het leeg laten lopen van het reservoir. Hieruit volgen bijvoorbeeld de randvoorwaarden die nodig zijn voor het berekenen van de stroomsnelheden benedenstrooms van de stuw en de lengte van de woelbakconstructie.

Deze berekeningen komen in het vervolg van deze paragraaf aan de orde.

Het scenario voor het heffen van de stuw en het leeglopen van het reservoir is opgesplitst in 3 fases, namelijk (zie ook §2.3.5):

-
- 1) Het totale debiet Q van de rivier neemt toe van $15000 \text{ m}^3/\text{s}$ tot $25000 \text{ m}^3/\text{s}$: De stuw moet gedeeltelijk geheven worden om het debiet dat niet via de centrale afgevoerd kan worden via de stuw af te voeren.
 - 2) Het totale debiet is $25000 \text{ m}^3/\text{s}$. De centrale wordt nu in z'n geheel stopgezet en het totale debiet moet via de stuw afgevoerd worden.
 - 3) $Q \geq 25000 \text{ m}^3/\text{s}$. De stuw wordt "gestreken" (dus alle schuiven worden geheven) om het reservoir leeg te laten lopen.

ad 1)

Vanaf het moment dat het debiet een waarde van $15000 \text{ m}^3/\text{s}$ of meer heeft (de benedenstroomse waterstand is dan ongeveer PWD +9,33 m) wordt alle afvoer boven dat debiet via de stuw doorgelaten. In §4.3.2.1 is besloten om dit restdebiet onder de schuiven door te laten, zodat vanaf dat moment het water sneller gaat stromen en wellicht over gaat in schietend water (zie berekeningen §4.3.2.3 en bijlage C.6).

De hefhoogte van de schuiven moet worden aangepast aan het steeds verder toenemend debiet dat moet worden afgevoerd. Dit proces gaat door totdat het totale debiet is toegenomen tot $25000 \text{ m}^3/\text{s}$, zodat het restdebiet (Q_r) toeneemt van 0 tot $10000 \text{ m}^3/\text{s}$.

ad 2)

De overgangsfase van $Q_r=10000 \text{ m}^3/\text{s}$ naar $Q_r=25000 \text{ m}^3/\text{s}$ moet geleidelijk en gecontroleerd verlopen. Een mogelijk scenario voor het goed laten verlopen van deze overgangsfase is het in fases sluiten van de centrale. In dit scenario worden de verschillende turbine-eenheden (25 turbines, elk een capaciteit van $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$ in de diepe geul en 19 turbines met een capaciteit van $Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$ in de ondiepe geul, zie bijlage B.8) één voor één gesloten en wordt het daarbij tegengehouden debiet vervolgens via de stuw afgevoerd. Door de centrale geleidelijk af te sluiten zal het debiet dat via de stuw afgevoerd wordt dus in verschillende stappen toenemen van $Q_r=10000 \text{ m}^3/\text{s}$ tot $Q_r=25000 \text{ m}^3/\text{s}$ en moet per stap voor elke toename van het debiet berekend worden hoe ver de schuiven geheven moeten worden. In bijlage C.6 zijn enkele resultaten van dit scenario vermeld.

ad 3)

Op het moment dat het debiet een waarde van $25000 \text{ m}^3/\text{s}$ heeft bereikt en de centrale is gesloten (de benedenstroomse waterstand is dan ongeveer PWD +10,51) moet de stuw gestreken worden, zoals is bepaald in §A.2.2. Door het verder heffen van de schuiven zal het stuwpeil dalen naar de waterstand die bij het debiet van $25000 \text{ m}^3/\text{s}$ behoort. Het debiet moet in een korte tijd toenemen van $25000 \text{ m}^3/\text{s}$ naar een waarde waarbij het reservoir in een vrij korte tijd leeg zal lopen (1 tot 2 dagen). Fase 3 wordt in §4.3.2.6.4 verder uitgewerkt.

4.3.2.3 Berekening snelheid water onder de schuif

De onderafvoer wordt geschematiseerd volgens fig.4.5.

Voor deze situatie geldt:

$$Q = \mu \times B \times a \times \sqrt{(2 \times g \times z)} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Met $\mu=0.7$, $g=9.81 \text{ m/s}^2$ en $q=Q/B$ is de onbekende doorstroomhoogte a ($= h, \text{hef}$) in meters te berekenen met de formule:

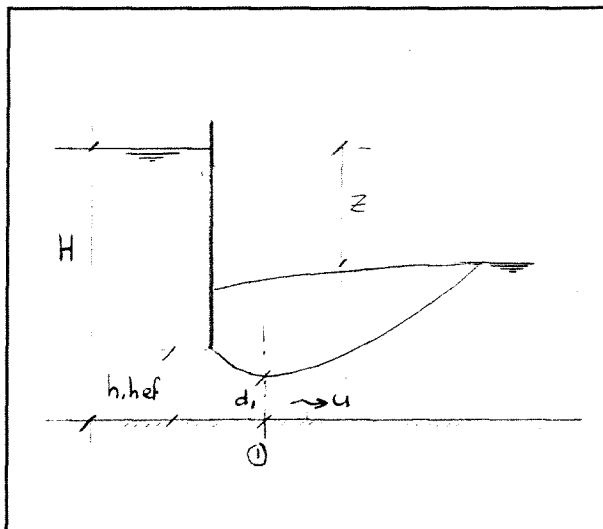


Fig.4.5: Schematisering van de stroming onder de schuif

$$a = \frac{q}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z}} \quad (4)$$

Met behulp van deze formule wordt de hefhoogte van de schuiven berekend die nodig is om een debiet, oplopend van 0 tot 10000 m³/s, onder de schuiven door te laten.

Deze eerste fase duurt enkele maanden en in die tijd stijgt de benedenwaterstand van PWD +9,33 m naar PWD +10,51 m. In bijlage C.6 wordt in stappen voor deze fase het volgende berekend:

- De hefhoogte van de schuiven bij een gegeven q en vervalhoogte z .
 - De maximale stroomsnelheid ter plaatse van de kleinste doorsnede d_1 .
 - Het Froudegetal $F = u_1 / \sqrt{(g \times d_1)}$ ($d_1 = \mu \times a$). (5)
- Is $F > 1$ dan is er sprake van schietend water onder de schuiven.

In de tweede fase neemt het debiet in een vrij korte tijd toe van $Q=10000 \text{ m}^3/\text{s}$ naar $Q=25000 \text{ m}^3/\text{s}$. Deze tijd is gelijk aan de tijd die nodig is om de centrale in z'n geheel af te sluiten. Dit is in de orde van een aantal uren.

Deze fase is ook in een aantal stappen verdeeld en de berekening daarvan is ook in bijlage C.6 terug te vinden.

De belangrijkste resultaten uit bijlage C.6 zijn:

Het blijkt dat voor alle optredende debieten $F > 1$, zodat er in deze situatie altijd sprake is van schietend water onder de schuiven.

De stroomsnelheden, variërend van ≈ 7 m/s tot ≈ 9 m/s, zijn te groot en zullen terug gebracht moeten worden tot een gemiddelde snelheid bij de bodem in de orde van 1 m/s om zo min mogelijk schade aan de rivierbodembodem toe te brengen. De afmetingen voor een woelbak, die voor deze snelheidsvermindering moet zorgen, worden in §4.3.2.6 uitgewerkt.

4.3.2.4 Instroomconstructie

Dit deel van de drempelconstructie begint waar de bodembescherming aan de bovenstroomse kant overgaat in de betonnen drempelconstructie. Als men de bovenstroomse bodembescherming wil gebruiken om de kwallengte onder de stuw te verlengen, moet de aansluiting tussen drempel en bodembescherming waterdicht zijn.

Dit deel van de drempelconstructie moet lang genoeg zijn om er een schotbalkconstructie, die zich voor het afsluitmiddel bevindt, op te kunnen plaatsen.

4.3.2.5 Drempel

De drempel bestaat uit drie onderdelen in de stroomrichting:

- 1) Een omhooglopende helling 1:1 à 1:3.
- 2) Een onderaanslag waar de schuif in gesloten stand op rust.
- 3) Een aflopende helling, volgens een bepaald gestroomlijnd profiel, die aansluit op de bodem van de woelbak.

(zie tekening bijlage C.5)

ad 1)

De omhooglopende helling moet een hellingshoek hebben die de waterstroming zo geleidelijk mogelijk omhoog voert, zodat de stroming niet van de drempel loskomt en extra turbulentie veroorzaakt. Er is daarom gekozen voor een helling 1:3 met een parabolische vorm.

ad 2)

De onderaanslag bestaat uit een in het beton gestort staalprofiel, dat moet zorgen voor een waterdichte afsluiting tussen de drempel en het afsluitmiddel. Tevens worden door deze onderaanslag de verticale krachten uit het afsluitmiddel via de drempel afgevoerd naar de ondergrond (zie figuur 4.4).

ad 3)

De aflopende helling moet iets vlakker uitgevoerd worden dan de kromming van een vrij vallende waterstraal over een overlaat, omdat er anders een onderdruk ontstaat aan de bovenzijde van de helling. Dit geeft een extra belasting op de drempel. Dit kan voorkomen worden door de drempel een parabolische vorm te geven met behulp van de onderstaande formule (uit [4]):

$$-Y = X^2 / (K \times 4 \times H) \text{ [m]} \quad (6)$$

Factor K moet groter of gelijk zijn aan 1,5

Voor een waterhoogte (H) van 12 m en een hoogteverschil (Y) van -2 m is een horizontale afstand (X) van 12 m nodig.

4.3.3 Woelbakconstructies

4.3.3.1 Inleiding

Er zijn verschillende oplossingen mogelijk voor het afremmen van de stroomsnelheden. Enkele van deze mogelijkheden zijn:

- 1) Een vlakke woelbak met aan het einde een opstaande randconstructie, waarbij de stroomsnelheid van het water afgeremd wordt door middel van een watersprong.
- 2) Een woelkelder.

ad 1)

Het afremmen van de stroomsnelheid door middel van een watersprong is een erg effectieve methode. Op een relatief kort traject wordt de snelheid flink verlaagd mede door de aanwezigheid van een benedenwaterstand.

Dit proces gaat echter gepaard met veel turbulentie en kan een aanwezige bodembescherming ernstig beschadigen. Er moet dus een zeer sterke bodembescherming gemaakt worden of men moet er voor zorgen dat de watersprong binnen de betonnen constructie van de stuw blijft, al dan niet voorzien van een constructie om de lengte van de watersprong te reduceren.

ad 2)

Voor deze methode voor het afremmen van de stroomsnelheid van het water is een redelijk groot verschil in hoogte van de bodem, tussen de bovenstroomse- en benedenstroomse zijde, nodig. In deze situatie is dat hoogteverschil niet aanwezig, zodat dit type woelconstructie niet toegepast kan worden.

4.3.3.2 Keuze type woelbak

Uit de inleiding blijkt dat voor de stuw in de Jamuna een woelbak, uitgevoerd als een vlakke vloer met aan het einde een opstaande tandconstructie, de meest geschikte oplossing is. Dit type woelbak is met name zo geschikt in deze situatie, omdat de waterstand benedenstrooms van de stuw vrij hoog is op het moment dat de woelbak moet gaan functioneren. Het verval is daardoor klein en de watersprong zal sterk gereduceerd zijn ten opzichte van een vrije watersprong bij een zelfde bovenwaterstand en een vrije uitstroming.

Er is in deze situatie aangenomen dat de watersprong terug gedrongen wordt tot tegen de schuif, zodat een zogenaamde dekneer ontstaat (zie fig.4.5 in §4.3.2.3).

4.3.3.3 Ontwerp woelbak

In [6] wordt voor de lengte van de woelbak, zoals die voor deze stuw gekozen is, een vuistregel genoemd waarin $L_{\text{woelbak}} = 1,5 \text{ à } 2 \times H_0$ (zie fig.4.6). $H_0 = 12 \text{ m}$, zodat de lengte L 18 à 24 m wordt.

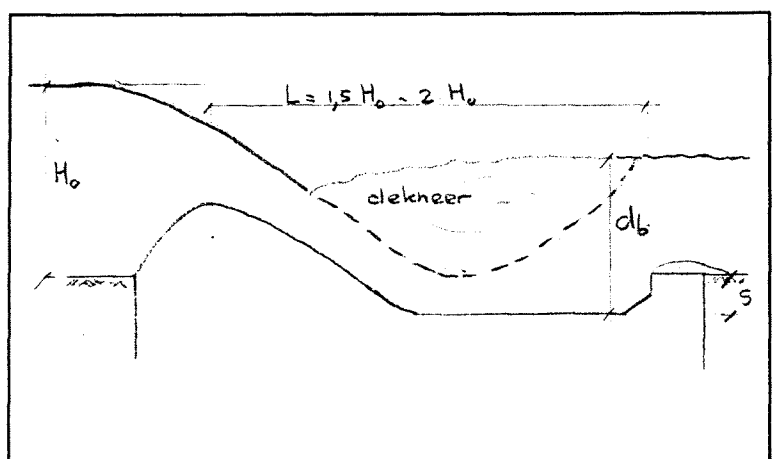


Fig.4.6: Lengte woelbak

De lengte van de woelbak hangt af van de lengte van de dekneer, welke bepaald wordt door:

- De bovenstroomse waterstand ($H= 12$ m)
- De benedenstroomse waterstand (variabel)
- De stroomsnelheid en de waterdiepte aan het einde van de woelbak (u_b en d_b)
- Hefhoogte van de schuif.

De lengte van de dekneer kan in twee delen opgesplitst worden (zie fig.4.7):

- 1) De afstand x_0 ; hierin neemt de stroomsnelheid toe tot een maximum ter plaatse van de doorsnede met de kleinste doorsnede.
- 2) De afstand L ; dit is de lengte van de watersprong, waarbij het schietende water overgaat in stromend water.

ad 1)

De afstand x_0 wordt in [9] benaderd door 2 à 4x de hefhoogte van de schuif.

ad 2)

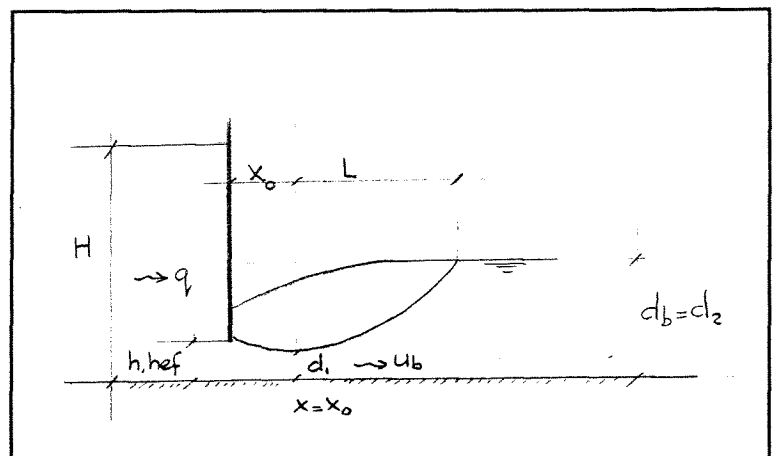


Fig.4.7: Lengte dekneer

De afstand L is afhankelijk van de kleinste waterdiepte d_1 (zie bijlage C.7, fig.C.7.1) en het Froude-getal F . Met behulp van F wordt de verhouding tussen de benedenwaterstand d_1 en de bovenwaterstand d_2 van de watersprong berekend, zie fig.C.7.2.a;

$$d_2/d_1 = \frac{1}{2} \times (\sqrt{1+8xF^2}-1) \quad [-] \quad (7)$$

De bovenwaterstand van de watersprong is hierdoor bekend.

De afstand L volgt uit het verhoudingsgetal L/d_2 , welke met behulp van de grafiek uit fig.C.7.2.b afgelezen kan worden, bij een gegeven waarde voor F .

De benodigde woelbaklengte moet tenminste gelijk zijn aan de som van L en x_0 . In bijlage C.7 is voor verschillende waarden voor q en de hefhoogte van de schuiven de benodigde woelbaklengte berekend. Uit deze bijlage blijkt dat een woelbaklengte van 25 m voldoende is en dat dit een redelijk veilige benadering is. Voor x_0 is namelijk de maximale waarde van $4x$ h,hef genomen en de benedenwaterstanden zijn veel hoger dan volgt uit de berekende d_2 . Dit is een gunstigere situatie, waardoor de berekende lengte L een bovengrenswaarde is en in feite de werkelijke lengte kleiner zal kunnen zijn.

4.3.3.4 Aflaten inhoud reservoir (fase 3)

Na het heffen van de schuiven tot een hoogte waarbij de gewenste 25000 m³/s afgevoerd wordt via de stuw, moeten de schuiven zodanig verder geheven worden dat het stuwpeil van PWD +13 m daalt naar de waarde van het benedenwaterpeil PWD +10,51 m. Dit moet wederom op een gecontroleerde wijze gebeuren en wel zodanig dat er niet opnieuw schietend water gaat ontstaan, dat de benedenstroomse bodembescherming kan beschadigen. Ook moet voorkomen worden dat de hoogwatergolf, die ontstaat door het aflaten van de reservoirinhoud, benedenstrooms van het stuwcomplex onnodige overlast of overstromingen veroorzaakt.

Het streven bij het aflaten van de reservoirinhoud is dat dit aflaten in een vrij korte periode moet gebeuren (1 à 2 dagen), mede omdat een hoogwatergolf pas een korte tijd van te voren te voorspellen is en er voldoende tijd moet zijn om het reservoir leeg te laten voordat de hoogwatergolf het stuwcomplex bereikt. Verder wordt er naar gestreeft dat het waterpeil van de hoogwatergolf niet boven de oevers uit zal stijgen. Dit heeft tot gevolg dat: $Q \leq 44000 \text{ m}^3/\text{s}$ en dus $q \leq 44000/1850 \leq 23,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}'$.

Er moet nu, met een waarde voor q die kleiner is dan $23,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}'$, berekend worden wat de hefhoogte van de schuiven wordt en of er in die situatie sprake is van schietend water. Wanneer dit het geval is moet gecontroleerd worden of de benedenstroomse bodembescherming beschadigd kan worden.

De hefhoogte van schuif wordt hierbij (voor gegevens; zie bijlage C, fig.C.6.1):

$Q = 25000 \text{ m}^3/\text{s}$; verval $z = 2,49 \text{ m}$.

$h_{\text{hef}} = 23,8 / (0,7 \times \sqrt{(2 \times 9,81 \times 2,49)}) = 4,86 \text{ m}$;

$F = (23,8 / (4,86 \times 0,7)) / \sqrt{(9,81 \times 0,7 \times 4,86)} = 1,21 \implies$ Schietend water!

De bijbehorende woelbaklengte wordt:

$d_2/d_1 = \frac{1}{2} \times (\sqrt{(1+8 \times 1,21^2)} - 1) = 1,28 \implies d_2 = 0,7 \times 4,86 \times 1,28 = 4,4 \text{ m}$

$L/d_2 \approx 3,5 \implies L \approx 15 \text{ m}$.

$x_0 = 2 \text{ à } 4 \times 4,86 = 9,7 \text{ à } 19,4 \text{ m}$

De woelbaklengte moet voor deze situatie 24,7 à 34,4 m lang zijn.

De aanwezige woelbaklengte is 25 m, zodat het gekozen debiet van $q = 23,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}'$ bij een 4,86 m hooggeheven schuif aanvaardbaar is.

Globale tijdsduur leegloop van het reservoir

Het maximale debiet dat in deze situatie extra wordt afgevoerd, ten opzichte van $Q = 25000 \text{ m}^3/\text{s}$, bedraagt: $Q_{\text{extra}} = 1850 \times (23,8 - 13,51) \approx 19040 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bij $h = 15,1 \text{ m}$ en $Q = 25000 \text{ m}^3/\text{s}$ is de hoeveelheid water in het reservoir ongeveer $1,2 \times 10^9 \text{ m}^3$ (zie bijlage C.3, tabel C.3.5). Deze inhoud kan afgevoerd worden in $1,2 \times 10^9 / (19040 \times 3600) \approx 18$ uur.

Deze tijd kan alleen gehaald worden als $q = 23,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}'$ constant blijft. Het leeglopen van het reservoir gaan echter gepaard met het dalen van het stuwpeil en het stijgen van de benedenwaterstand, zodat het verval steeds kleiner wordt. Er is een steeds grotere hefhoogte van de schuiven nodig om deze q te kunnen blijven leveren.

De berekende afluittijd van 18 uur zal door het afnemen van het verval niet gehaald worden. De afluittijd van het reservoir blijft echter ruim binnen de gewenste tijd van 1 tot 2 dagen.

4.3.4 Pijlerconstructie

De lengte en breedte van de pijler wordt in eerste instantie bepaald door de ruimte die de betreffende onderdelen in beslag nemen. Deze onderdelen zijn o.a. bewegingswerken voor het afsluitmiddel, noodbrug, ruimte voor een noodkering enz. Dit geeft de minimale afmetingen voor de pijler. Uit de berekeningen voor afschuiving en kantelen (§4.4.4 en §4.4.5) moet blijken of deze afmetingen voldoende zijn. De bewegingswerken moeten ook in/op de pijler geplaatst kunnen worden. Verder moet de pijler dusdanig breed zijn dat deze bereikbaar is voor klein materieel. De pijlerbreedte wordt in dat geval ongeveer gelijk aan de breedte van de noodbrug, omdat materieel dat niet over de noodbrug aangevoerd kan worden moeilijk tot op de pijlers gebracht kan worden en een bredere pijler daarom niet nodig is. {Verdere berekening van de pijlerafmetingen in §4.4.2}

4.4 Ontwerpberekeningen

4.4.1 Belastinggevallen

De ontwerpberekeningen worden gemaakt voor de volgende maatgevende belastinggevallen, dit zijn (zie bijlage C.9):

- Belastinggeval 1; maximaal verval over de stuw: Het stuwpeil vastgesteld op een constant niveau van PWD +13 m; de benedenwaterstand is gelijk aan PWD +6,3 m ($Q=3300 \text{ m}^3/\text{s}$).
- Belastinggeval 1a; als belastinggeval 1, maar in deze situatie is een extreem lage waterstand aangenomen, zodat het verval over de stuw groter wordt. De kans dat deze situatie voor komt is minder dan 1x per 100. Er is daarom een lagere veiligheid aangenomen $\gamma=1,2$. Het aangenomen waterpeil is PWD +5,3 m.
- Belastinggeval 2; onderhoud aan bijvoorbeeld de woelbak of onderaanslag: Net als bij belastinggeval I is het stuwpeil PWD +13 m en is de benedenwaterstand PWD +6,3 m. In deze situatie bevindt er zich geen water in de stuw doordat deze is afgesloten met schotbalken en daarna leeggepompt.

Het weigeren van de segmentschuif bij openen en sluiten kan gezien worden als een derde belastinggeval. Deze situatie is niet maatgevend om de volgende redenen:

Weigeren van de schuif bij openen;

de schuiven worden geleidelijk geheven vanaf het moment dat het maximale debiet van $15000 \text{ m}^3/\text{s}$, dat door de centrale gevoerd kan worden, wordt overschreden. Het restdebiet neemt maar langzaam toe en wordt geleidelijk onder de schuiven afgevoerd (zie §4.3.2). Het gedeelte van het restdebiet dat niet onder een segmentschuif afgevoerd kan worden doordat deze schuif weigert open te gaan kan door de overige openingen in de stuw opgevangen worden.

Het verval dat over een weigerende schuif staat is nooit maatgevend ten opzichte van het verval dat bij de belastinggevallen 1 en 2 over de schuif staat, omdat de benedenwaterstand toeneemt door het afgelaten water via de overige stuwopeningen.

De stroomsnelheid van het water en het opstuwen van het waterpeil worden door het weigeren van één schuif nauwelijks beïnvloedt, omdat hierdoor slechts 1/74 deel van het doorstroomoppervlak geblokkeerd is. De kans dat veel schuiven weigeren open te gaan is erg klein (stel dat de kans op weigeren van één schuif bijvoorbeeld 10^{-2} is, dan verkleint deze kans al tot $0,01^2$ bij 2 gelijktijdig weigerende schuiven) en door de geleidelijke toename van het rivierdebiet is er voldoende tijd om de weigerende schuiven te repareren voordat er ernstige schade aan het stuwcomplex en/of omgeving ontstaat.

Een gevaarlijke situatie zou kunnen zijn, wanneer er in een zeer korte tijd een hoogwatergolf het stuwcomplex nadert en er vele schuiven zouden weigeren. De kans daarop is nog kleiner en wordt daarom verwaarloosd.

Weigeren segmentschuif om dicht te gaan:

Dit heeft voor de belasting op de stuw weinig gevolgen, omdat ook in deze situatie een schuif maar 1/74 deel van het doorstroomprofiel vormt. In geval van ernstige schade aan een schuif kan het desbetreffende stuwopening afgesloten worden met schotbalken en moet het daar tegengehouden debiet over de andere stuwopening verdeeld worden. De toename van het debiet en de stroomsnelheden zijn beperkt; bijvoorbeeld 1 weigerende schuif bij $Q=10000 \text{ m}^3/\text{s}$ geeft een toename van het debiet voor de overige openingen van $((10000/74)-(10000/73))/(10000/74) \times 100\% = 1,37\%$.

4.4.2 Voorontwerp onderdelen stuw

Voordat de stuw definitief ontworpen wordt zullen in eerste instantie in deze paragraaf de afmetingen, inhoud en het gewicht van alle onderdelen aan de hand van algemene formules bepaald worden. In §4.4.3 en §4.4.4 zal met behulp van deze gegevens en de verschillende ontwerpcriteria een definitief ontwerp gemaakt worden. De vernoemde afmetingen en overige informatie betreffende het voorontwerp zijn terug te vinden in tekening 1 t/m 3 van bijlage C.9.

Een lijst met afkortingen die betrekking hebben op het voorontwerp van de stuw is terug te vinden in bijlage C.8, tabel C.8.1. De berekende waarden van de verschillende onderdelen zijn terug te vinden in bijlage C.11.

4.4.2.1 Noodbrug

Voor de bereikbaarheid van de stuw voor onderhoud moet een noodbrug aangelegd worden. De brug wordt uitgevoerd als een voorgespannen betonnen ligger.

De afmetingen van de noodbrug zijn:

De breedte (B_b) wordt ongeveer 6 m, zodat kranen en ander materieel of materialen over deze noodbrug aangevoerd kunnen worden.

De liggerhoogte voor een voorgespannen ligger wordt ongeveer $1/20 \times$ overspanning = $1/20 \times B_d$, waarin B_d de drempelbreedte is.

Aangenomen wordt dat de noodbrug over de pijlers van de stuw doorloopt, zodat het volume van de brug wordt; $B_b \times (B_d + B_p) \times 1/20 \times B_d$, waarin B_p de breedte van de pijler is.

De noodbrug wordt uitgevoerd in gewapend beton met $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$. Het gewicht van de brug wordt zodoende;

$$G_b = 25/20 \times B_d \times B_b \times (B_d + B_p)$$

4.4.2.2 Schotbalken

Er moeten schotbalkspanningen in de pijler aangebracht worden om in tijd van nood een noodkering te kunnen maken om een deel van de stuw droog te kunnen zetten voor onderhoud aan bijvoorbeeld de drempel of de woelbak. Aan de beneden- en bovenstroomse zijde van de stuw komt een noodkering, zodat er vier schotbalkspanningen worden gemaakt met een breedte van 2 m (k_b) en een diepte van 1 m (k_d).

Aangenomen wordt dat deze schotbalkspanningen doorlopen van de bovenkant van de pijler tot op het niveau van de drempel. (Het gewicht van de stalen schotbalken worden voor het berekenen van het kantel- en glijcriterium verwaarloosd!)

4.4.2.3 Segmentschuif

Hoogte:

In §4.1.7 is de drempelhoogte aangenomen op PWD +2 m. Het stuwpeil is aangenomen op PWD +13 m, zodat de te keren waterhoogte 11 m bedraagt. Er wordt een overhoogte van 0,5 m aangenomen, waarmee de totale verticale schuifhoogte (h_s) 11,5 m wordt.

Breedte:

De schuifbreedte wordt bepaald door de verhouding tussen de hoogte en de breedte van de schuif. Een gangbare verhouding $h_{\text{schuif}} : b_{\text{schuif}} \approx 1:2$ à $1:3$, zodat de schuifbreedte circa 23 m tot 35 m moet worden. Verder is het belangrijk om de schuifbreedte klein te houden, omdat een kleine breedte een kleinere constructiedikte nodig heeft en dus eigen gewicht bespaart. Hierdoor wordt het opdrijvende vermogen van de schuif groter en is er minder hefkracht nodig om de deur te heffen.

De totale bruto breedte van de stuw moet ongeveer 1830 m zijn om te voldoen aan de eisen uit §4.1.2 van bijlage A. Bij een aangenomen schuifbreedte van 25 m zijn $1830/25 = 73,2$ schuiven nodig. Er worden 74 schuiven, met een breedte van 25 m, toegepast, zodat de totale bruto breedte van de stuw $74 \times 25 = 1850$ m bedraagt.

In het voorontwerp wordt de segmentschuif sterk vereenvoudigd om de berekening van de globale afmetingen van de schuif en de overige onderdelen simpel te houden. De volgende aannamen zijn daarom gedaan:

- Het volumegewicht van de stalen schuif wordt geschat op $78,5 \text{ kN/m}^3$.
- Het vakwerk, armen, verstijvingen e.d. van de segmentschuif wordt verwaarloosd. Ter compensatie van het gewicht daarvan wordt de schuif beschouwd als een massief geheel, met een plaatdikte van circa $0,1 \text{ m}$.
- De ligging van het zwaartepunt van de segmentschuif is benaderd door de aanname dat het ligt op het snijpunt van de middenloodlijn m en koorde k . De afstand van het schuifgewicht G_{sch} tot de bovenkant van de drempel is X_g genoemd.

Het (globaal benaderde) volume van de schuif:

De inhoud van de schuif wordt geschat met $0,1 \times h_s \times B_d = 0,1 \times 11,5 \times 25 = 28,8 \text{ m}^3$

Het gewicht van de schuif wordt dan:

$G_{sch} = 28,8 \times 78,5 \text{ kN/m}^3 = 2250 \text{ kN}$ (afgerond).

De vormgeving van de segmentschuif vindt plaats in §4.4.3.

4.4.2.4 Drempel

Instreamconstructie:

Dit deel van de drempel heeft een lengte d_l , welke bepaald wordt door ontwerpcriteria als afschuiving en kanteling van het kunstwerk. Verder moet dit gedeelte dusdanig breed zijn dat een noodkering in de vorm van schotbalken geplaatst kan worden. Ook moet er ruimte zijn voor het heffen van de schuif e.d. Deze voorwaarden komen terug bij het ontwerp van de pijler.

De dikte van de drempel is hier d .

De drempel:

In het voorontwerp is de drempel geschematiseerd tot een paraboolvormige helling, welke is opgesplitst in 2 delen:

Opwaartse helling met lengte L_{di} en dikte h_i : oppervlak = $\frac{2}{3} \times L_{di} \times h_i$ (m)

Neerwaartse helling met lengte L_{du} en dikte h_u : oppervlak = $\frac{2}{3} \times L_{du} \times h_u$ (m)

Woelbak:

De woelbak heeft een lengte L_u en een diepte h_u .

De verticaal opgestorte rand aan het einde van de woelbak heeft de afmetingen h_{op} en L_{op}

De totale drempel heeft een breedte B_d en de totale lengte van de drempel is gelijk aan de pijlerlengte L .

Het gewicht van de drempel is dan: $G_d = 25 \times V_{dr}$, waarbij het volume van de drempel is opgesplitst in 5 onderdelen (zie bijlage C.9).

4.4.2.5 Pijler

De lengte van de pijler (L) wordt mede bepaald door de lengte van de drempel (zie §4.3.2.3) en is dus $L \geq L_{di} + L_{du} + L_u + L_{op} +$ onbekende lengte instroomgedeelte (dl). Deze lengte moet uiteraard groter zijn dan de totale minimale lengte van de arm van de segmentschuif (R) + breedte noodbrug + schotbalksponningen + afmetingen overige noodzakelijk aanwezige onderdelen.

De hoogte van de pijler wordt gevormd door de drempelhoogte + $(h + 3,5 \text{ m}) = H$

De breedte (B_p) moet zodanig groot zijn dat machines voor het openen en sluiten van de stuw aan weerszijde van de pijler geïnstalleerd kunnen worden. Eventueel kunnen deze machines in een kelder geplaatst worden.

Het volume van de pijler:

$$V_p = B_p \times L \times (d+h+3,5) - 4 \times \text{inkassing schotbalken (m}^3\text{)}$$

{In het voorontwerp zijn de inkassing ten behoeve van de schotbalken verwaarloosd; in de definitieve berekening is echter wel rekening gehouden met deze schotbalksponningen}

Het gewicht van de pijler: $G_p = 25 \times V_p$ (kN)

4.4.3.2 Ligging draaipunt en lengte armen segmentschuif

In §4.2.4 is vermeld dat het draaipunt van de segmentschuif boven de waterspiegel moet liggen, om beschadiging van dit draaipunt door bijvoorbeeld drijfvuil te voorkomen. De hoogste waterstand waarmee rekening gehouden wordt bij het ontwerpen van het stuwcomplex is de waterstand die optreedt bij het debiet dat eens per 100 jaar voorkomt; $Q = 91000 \text{ m}^3/\text{s}$. De waterstand is dan ongeveer PWD +15 m.

Het draaipunt wordt aangenomen op een hoogte van PWD +16,5 m. Dit is gelijk aan de bovenzijde van de pijler en de rivierdijken, zodat het draaipunt alleen door drijfvuil beschadigd kan worden bij een extreem hoog waterniveau.

De ligging van het draaipunt moet ook in de stroomrichting vastgelegd worden. Uit fig C.9.3 t/m C.9.5 van bijlage C.9 blijkt dat de uiterste afstand van het draaipunt tot de schuif bepaald wordt door de ligging van de noodbrug. Het draaipunt moet bovenstrooms van de noodbrug liggen, omdat de segmentschuif in geopende toestand zich in z'n geheel boven de waterspiegel bevindt en dat is onmogelijk wanneer het draaipunt zich in deze situatie niet voor de noodbrug bevindt.

In tekening 3, bijlage C.9 is te zien dat de in x-richting ontbonden straal R van de segmentschuif, $X_{R} = \sqrt{(R^2 - (h + \Delta h)^2)} < (L_{du} + L_u - k_d - B_b)$. Hieruit volgt dat $X_{R} < (12 + 13 - 2 - 6) < 17 \text{ m}$. Er moet echter nog ruimte over blijven om het draaipunt DP te kunnen plaatsen. Hiervoor wordt 1 m aangenomen. $X_{R,max}$ wordt dan $17 - 1 = 16 \text{ m}$.

Met $h + \Delta h = 11 + 3,5 = 14,5 \text{ m}$ wordt de maximale straal (R_{max}):
 $\sqrt{(16^2 + 14,5^2)} = 21,6 \text{ m}$

Gekozen is voor een straal $R = 21,5 \text{ m}$; hierdoor wordt de horizontale afstand van het draaipunt tot bovenkant drempel (X_{R}): $\sqrt{(21,5^2 - 14,5^2)} = 15,87 \text{ m}$.

4.4.3.3 Krachten op de segmentschuif

De volgende krachten zijn van belang voor de berekening van de hefkracht die nodig is om de schuif te kunnen openen (zie fig.4.9):

- 1) Het eigen gewicht van de schuif (G_{sch})
- 2) De horizontale waterdruk tegen de schuif (W_h)
- 3) De verticale waterdruk tegen de schuif (W_v)

- ad 1) Het eigen gewicht is in §4.4.2.3 geschat op $G_{sch}=2250$ kN
- ad 2) De horizontale waterdruk aan de bovenstroomse zijde van de schuif is:
 $W_{hb} = 5 \times B_d \times h_s^2$ ($B_d = 25$ m en $h_s = 11$ m)
 $W_{hb} = 5 \times 25 \times 11^2 = 15125$ kN
 De horizontale waterdruk aan de benedenstroomse zijde van de schuif is:
 $W_{ho} = 5 \times B_d \times h_o^2$ ($h_o = PWD + 6,3 - PWD + 2 = 4,3$ m)
 $W_{ho} = 5 \times 25 \times 4,3^2 = 2311,3$ kN
- ad 3) De verticale waterdruk is berekend door de opwaartse waterdruk te bepalen, welke gelijk is aan de inhoud van het aangegeven oppervlak W_{opw} in figuur 4.9.

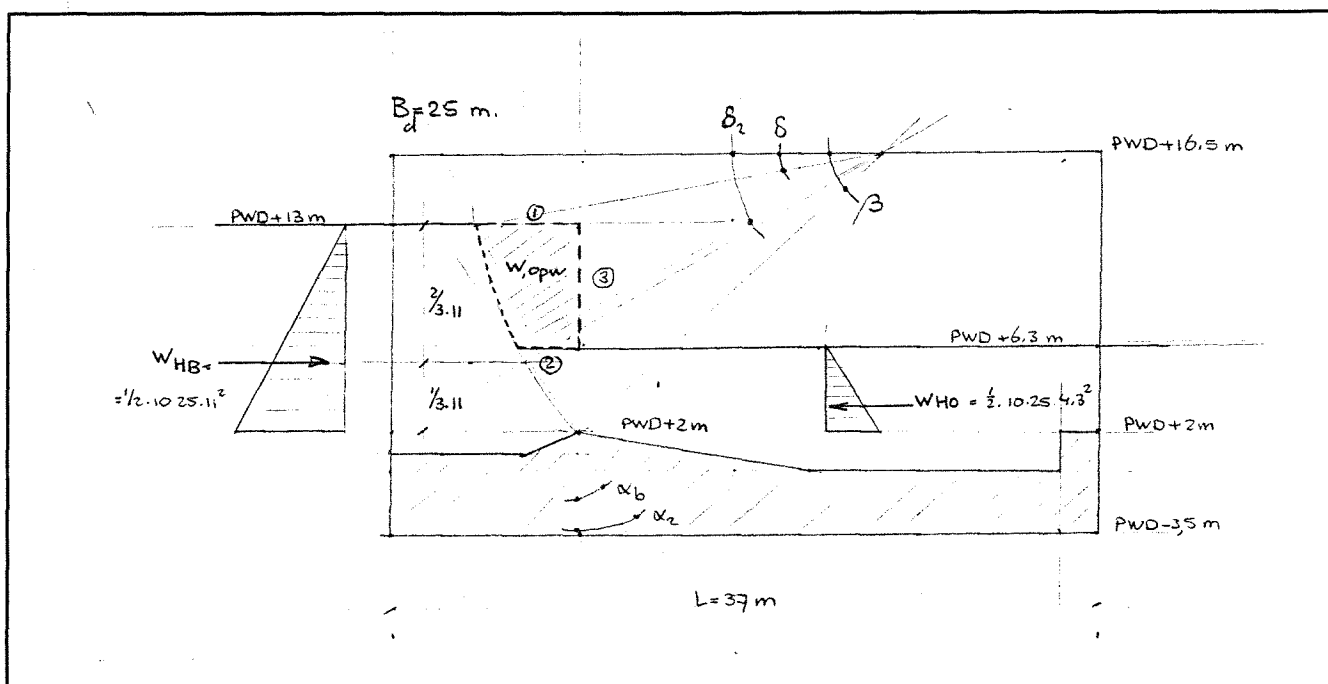


Fig.4.9: Belastingen op de segmentschuif

Oppervlak W_{opw} wordt als volgt bepaald:

$$W_{opw} = -\frac{1}{2} \times (\textcircled{1} + \textcircled{2}) \times \textcircled{3} \times B_d \times \rho \text{ (met } B_d = 25 \text{ m en } \rho = 10 \text{ kN/m}^3\text{)}$$

$$\textcircled{1} = h_s \times \tan \alpha_b = 11 \times 25,9^\circ = 5,43 \text{ m}$$

$$\textcircled{2} = h_o \times \tan \alpha_2 = 4,3 \times 35,4^\circ = 3,06 \text{ m}$$

$$\textcircled{3} = h_s - h_o = 11 - 4,3 = 6,7 \text{ m}$$

- Resulterende kracht R_x (voor resulterende krachten op de schuif; zie fig.4.10):

$$R_{x,v} = G_{sch} - W_{opw} = 2250 - 7032,6 = -4782,6 \text{ kN}$$

$$R_{x,h} = W_{hb} - W_{ho} = 15125 - 2311,3 = 12813,7 \text{ kN}$$

$$\text{Resultante } R_x = \sqrt{(R_{x,v})^2 + (R_{x,h})^2} = \sqrt{(4782,6)^2 + (12813,7)^2} = 13677 \text{ kN}$$

$$\text{Richting } \alpha, R_x = \arctan(R_{x,v}/R_{x,h}) = \arctan(4782,6/12813,7) = 20,5^\circ$$

De richting van R_x is zodanig dat de werklijn van R_x onder het draaipunt DP snijdt, zodat de segmentschuif zonder een, speciaal daartoe aangebrachte, uitwendige kracht tegen de onderaanslag aangedrukt wordt.

Er moet gelden:

$$\alpha, R_x \text{ (hoek } R_x \text{ met x-as)} < \gamma \text{ (hoek R met x-as)}.$$

Resultante R_x grijpt aan op een hoogte $(\Delta h + 2/3 \times h)$ onder het draaipunt, dan geldt:

$$\gamma = \arcsin((\Delta h + 2/3 \times h)/R) = \arcsin((3,5 + 2/3 \times 11)/21,5) = 30,3^\circ$$

De resultante van het eigen gewicht van de schuif en de waterdruk snijdt dus onder het draaipunt D_p en drukt de schuif daardoor tegen de onderaanslag;

$$\text{De excentriciteit } e, R_x \text{ wordt: } R_x \sin(\gamma - \alpha, R_x) = 21,5 \times \sin(30,3 - 20,5) = 3,66 \text{ m.}$$

- Druk op onderaanslag: (zie figuur 4.4)

De kracht op de onderaanslag is $M, R_x \times e, R_x / r_{\min} = 13677 \times 3,66 / 15,87 \approx 3154 \text{ kN } (V_{Dp})$. Per m^2 wordt de oplegdruk in tonnen: $3154/25/10 = 12,6 \text{ ton/m}^2$ en er wordt dus ruim voldaan aan de eis van $0,5 \text{ ton/m}^2$, zodat er een waterdichte afsluiting is.

- Krachten op draaipunt D_p (zie figuur 4.4):

De horizontale kracht op het draaipunt is gelijk en tegengesteld aan $R_{x,h}$; $H_{Dp} = -12813,7 \text{ kN}$

De verticale kracht is $-(R_{x,v} + V_{Dp}) = -(4782,6 - 3154) = 1628,6 \text{ kN}$

4.4.3.4 Hefkracht

De hefkracht Z wordt bepaald door de volgende krachten:

Geval 1, met waterdruk tegen de segmentschuif :

- Resulterende kracht (Rx) op de segmentschuif als gevolg van het eigen gewicht (ZG) en de waterdruk bovenstrooms en benedenstrooms (ZW)
- Wrijving (ZW) is geschat op 10% van ZG, waarin 5% door wrijving in de rollagers in draaipunt DP en 5% door wrijving als gevolg van de waterdruk in de zijafdichtingen.

Geval 2, zonder waterdruk tegen de segmentschuif :

- Resulterende kracht (Rx) op de segmentschuif als gevolg van het eigen gewicht (ZG).
- Wrijving (ZW) is geschat op 10% van ZG, waarin 5% door wrijving in de rollagers in draaipunt DP en 5% door wrijving als gevolg van de waterdruk in de zijafdichtingen.

Het aangrijpingspunt van de hefkracht Z wordt mede bepaald door het type van het mechanisme waarmee de schuif wordt geheven. In deze berekening is aangenomen dat het aangrijpingspunt van hefkracht Z binnen de segmentvormige schuif ligt.

Hierbij wordt de maximale hefkracht $Z_{,max}$ bepaald door de minimale arm tot Z ($r_{,min}$).

$$r_{,min} = \text{de afstand van de bovenkant van de drempel en tot het draaipunt DP} = \sqrt{(R^2 - (h_s + \Delta h)^2)}$$
$$= \sqrt{(21,5^2 - (11 + 3,5)^2)} = 15,87 \text{ m.}$$

De minimale hefkracht $Z_{,min}$ wordt bepaald door de maximale arm tot Z ($r_{,max}$).

$$r_{,max} = \text{de afstand van de bovenkant segmentschuif tot het draaipunt DP} = r_{,min} + h_s \times \tan \alpha_b$$
$$= 15,87 + 11 \times \tan 25,9^\circ = 21,21 \text{ m.}$$

Geval 1:

$$Z, Rx_{max} = R_x \times e, Rx / r_{,min} = 13677,1 \times 3,66 / 15,87 = 3154 \text{ kN}$$

$$ZW = \text{schatting van } 0,1 \times (Z, Rx_{max}) = 315 \text{ kN}$$

$$Z_{,max} = 3154 + 315 = 3469 \text{ kN}$$

$$Z, Rx_{min} = R_x \times e, Rx / r_{,max} = 13677,1 \times 3,66 / 21,21 = 2360 \text{ kN}$$

$$ZW = \text{schatting van } 0,1 \times (Z, Rx_{min}) = 236 \text{ kN}$$

$$Z_{,max} = 2360 + 236 = 2596 \text{ kN}$$

Geval 2:

Het aangrijpingspunt van het eigen gewicht van de schuif (g) is in §4.4.2.3 aangenomen op de middenloodlijn m, op het snijpunt met de koorde k. Uit bijlage C.9, fig.C.9.5 blijkt de afstand g gelijk te zijn aan: $X, G_{sch} = g = R \times \cos(\alpha - \Delta) \times \cos \alpha = 21,5 \times \cos(25,9 - 9,4) \times \cos 25,9 = 18,56 \text{ m}$.

$$Z, G_{max} = G_{sch} \times g / r_{min} = 2250 \times 18,56 / 15,87 = 2631 \text{ kN}$$

$$ZW = \text{schatting van } 0,1 \times (Z, G_{max}) = 263 \text{ kN}$$

$$Z,_{max} = 3154 + 315 = 2894 \text{ kN}$$

$$Z, G_{min} = G_{sch} \times g / r_{max} = 2250 \times 18,56 / 21,21 = 1969 \text{ kN}$$

$$ZW = \text{schatting van } 0,1 \times (Z, R_{x_{min}}) = 197 \text{ kN}$$

$$Z,_{max} = 2360 + 236 = 2166 \text{ kN}$$

● conclusie :

De minimale hefkracht, die nodig is voor het openen van de op de drempel rustende segmentschuif wordt ca. 2166 kN (1083 kN per hefmechanisme) .

De maximale hefkracht, die nodig is voor het openen van de op de drempel rustende segmentschuif wordt ca. 3469 kN (1735 kN per hefmechanisme) .

4.4.4 Afschuiven

De wrijving tussen de stuw en de ondergrond moet groter zijn dan de som van de horizontale krachten. De wrijving wordt bepaald door het produkt van de totale verticale belasting en een wrijvings-coëfficiënt f. De algemene voorwaarde voor afschuiven (het glijcriterium) wordt:

$$f \times \Sigma V \geq \gamma \times \Sigma H \implies \Sigma V / \Sigma H \geq \gamma / f$$

Hierin is:

γ = Veiligheidsfactor (1,5), ΣV = Totale verticale belasting,

ΣH = Totale horizontale belasting, f = wrijvingscoëfficiënt = $\tan \delta$ ($\delta = 2/3 \times \Phi$ en $\Phi = 30^\circ$)

De algemene formules, met bijbehorende getalwaarden voor de verschillende onderdelen van de stuw, zoals die in §4.4.2 zijn besproken, zijn terug te vinden in bijlage C.11.

Worden de algemene formules ingevuld in de voorwaarde voor afschuiven, met de waarden uit figuur C.9.3 t/m C.9.5 uit bijlage C.9 en bijlage C.11, dan volgen daaruit de volgende resultaten:

Belastinggeval 1: Belastinggeval 2: (zonder wb1 t/m wb3 en wo1 en wo2)

$\Sigma V = 157385,5 \text{ kN}$	$\Sigma V = 157385,5 - 59144,8 = 98240,7 \text{ kN}$
$\Sigma H = 20240,8 \text{ kN}$	$\Sigma H = 20240,8 \text{ kN}$
$\Sigma V / \Sigma H = 7,7$	$\Sigma V / \Sigma H = 4,9$

Een veiligheid van $\gamma/f = 1,5 / \tan 20 = 4,1$ is voldoende om zeker te voldoen aan het glijcriterium, zodat hieraan voor beide belastinggevallen is voldaan bij de huidige afmetingen van de stuw.

4.4.5 Kantelen

De veiligheid tegen kantelen kan in een eerste ontwerp voldoende gegarandeerd worden door de korrelspanningen en de excentriciteit van de horizontale- en verticale belasting voldoende klein te houden.

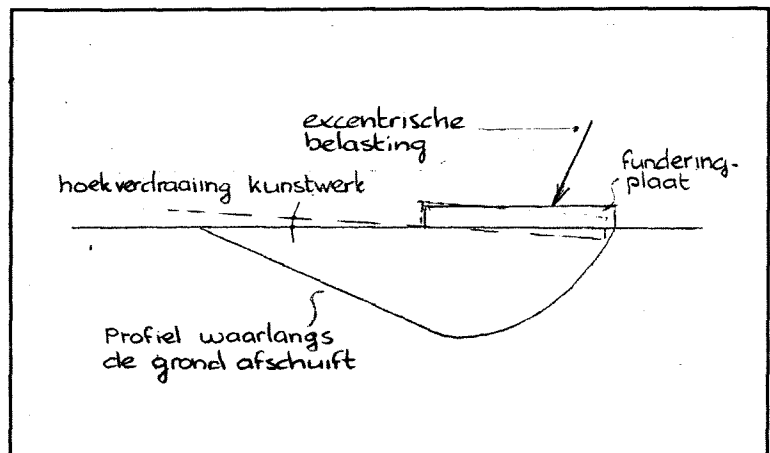


Fig.4.11: Afschuifvlak waar de constructie langs wil afschuiven.

Er moet worden voorkomen dat het stuwcomplex in de stroomrichting gaat verdraaien (kantelen) ten gevolge van de instabiliteit van de ondergrond. Dit kan optreden wanneer het funderingsvlak in de stroomrichting excentrisch wordt belast en de ondergrond afschuift (zie fig.4.11).

In deze paragraaf wordt de excentriciteit van de belastingen berekend en in §4.4.6 worden de korrelspanningen berekend.

Kantelcriterium:

Om kantelen van de stuw te voorkomen moet het gehele funderingsvlak meewerken aan de krachtoverdracht naar de ondergrond. De resultante van de horizontale- en verticale krachten R moet daarom niet alleen binnen de onderbouw vallen, maar moet ook nog eens binnen de kern van het grondvlak liggen. De kern van het grondvlak is het binnenste $1/3$ deel van het grondvlak (zie fig.4.12).

Door de resultante R binnen de kern te houden wordt voorkomen dat er een kleiner grondoppervlak onder de onderbouw beschikbaar is om de krachten naar de ondergrond af te voeren. Met R buiten de kern kan er namelijk een negatieve kracht op de ondergrond gaan werken en doordat de grond geen trek op kan nemen zal dit deel niet meewerken met de krachtsoverdracht naar de ondergrond. Het overige deel van de ondergrond wordt hierdoor zwaarder belast en neemt de kans op afschuiven van de ondergrond op deze plaats toe.

De resultante R blijft binnen de kern, wanneer voldaan wordt aan het volgende criterium:

$$L/3 \leq \Sigma M / \Sigma V \leq 2xL/3$$

De verticale belasting is dezelfde als bij het berekenen van het glijcriterium, waarin:

ΣM = Momentenevenwicht om punt A (zie fig.4.12).

ΣV = De totale verticale belasting

Met behulp van deze twee grenzen kan de minimale- en maximale lengte van de stuw berekend worden of gecontroleerd worden of dat het zwaartepunt van de berekende resulterende kracht tussen de aangegeven grenzen ligt.

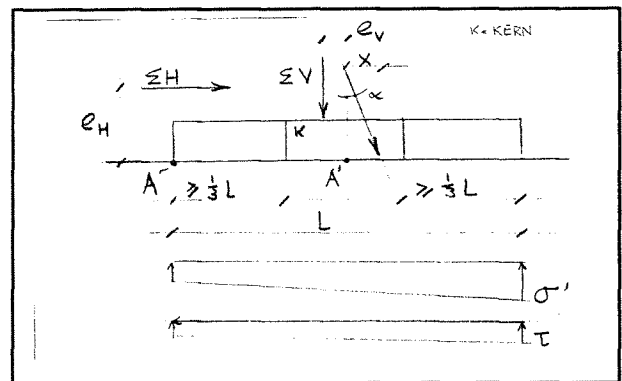


Fig.4.12: Kantelcriterium

Bij de in bijlage C.11 gevonden horizontale- en verticale belastingen moet de afstand van punt A tot het zwaartepunt van elke belasting gevonden worden. De resultaten zijn terug te vinden in bijlage C.12.

Uit de berekening in de bijlage blijkt, met $L=37$ m, dat;

belastinggeval 1:

$$\Sigma M_{v} = 2789158,3 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{h} = 170051,6 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 2789158,3 + 170051,6 = 2959209,9 \text{ kNm}$$

$$\Sigma V = 157385,5 \text{ kN}$$

$$\Sigma M / \Sigma V = 2959209,9 / 157385,5 = 18,8 \text{ m}$$

Belastinggeval 2:

$$\Sigma M_{v} = 2789158,3 - 964921,1 = 1824237,2 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{h} = 170051,6$$

$$\Sigma M = 1824237,2 + 170051,6 = 1994288,8 \text{ kNm}$$

$$\Sigma V = 157385,5 - 59144,8 = 98240,7 \text{ kN}$$

$$\Sigma M / \Sigma V = 1994288,8 / 98240,7 = 20,3 \text{ m}$$

$$L/3 = 37/3 = 12,3 \text{ m en } 2/3xL = 2/3 \times 37 = 24,7 \text{ m};$$

het berekende zwaartepunt van de resulterende kracht van beide belastinggevallen ligt tussen deze waarden en voldoen daarmee aan het kantelcriterium.

4.4.6 Opdrijven

De stuw moet een bepaalde veiligheid hebben tegen opdrijven (γ). Dit houdt in dat het gewicht van de stuw (inclusief het water dat zich in de stuw bevindt bij belastinggeval 1), vermenigvuldigd met een ongunstige veiligheidsfactor 0.9, groter moet zijn dan de opwaartse waterdruk (zie tekening 2, bijlage C.14).

In bijlage C.12, tabel C.12.2 is de veiligheid tegen opdrijven berekend voor belastinggeval 1 en 2.

De veiligheid tegen opdrijven is:

Belastinggeval 1:

Gewicht per component = $157385,5 + 112406 + 9353,3 = 279144,8$ kN

Opwaartse waterdruk = $-112406 - 9353,3 = -121759,3$ kN

$\gamma = 0,9 \times 279144,8 / 121759,3 = 2,1$

Belastinggeval 2:

Gewicht per component (zonder water in de stuw) = $279144,8 - 59144,8 = 220000$ kN

Opwaartse waterdruk = $-112406 - 9353,3 = -121759,3$ kN

$\gamma = 0,9 \times 220000 / 121759,3 = 1,6$

Hieruit blijkt dat er voldoende veiligheid tegen opdrijven is.

Voor belastinggeval 2 is aangenomen dat het gehele stuwcomplex drooggezet is voor onderhoud aan bijvoorbeeld de schuiven. In de praktijk zullen echter steeds maar een paar compartimenten zijn afgesloten, bijvoorbeeld 5 à 10 stuks. De veiligheid tegen opdrijven stijgt daardoor naar ongeveer 2 (zie bijlage C.12, tabel C.12.2).

4.4.7 Korrelspanning in de ondergrond

Nadat voldaan is aan de eisen voor afschuiving en kantelen moet nog berekend worden of de korrelspanning van het zand onder de stuw niet overschreden wordt.

De korrelspanning (in kN/m²) wordt berekend met de volgende formule;

$$\sigma_{korrel} = \frac{\Sigma V}{A_{grond}} + \frac{\Sigma M_y}{W_y} \quad (8)$$

Hierin is:

- $\sum V$ is som van alle verticale belastingen
- A_{grond} is het grondoppervlak = $L \times (B_p + B_d)$
- $\sum M_y$ is het totale moment om punt A' (zie fig.4.12) in de lengtedoorsnede van de drempel (y-vlak), waarbij A' het zwaartepunt van het bodemvlak is. $M_y = (V \times e_v + H \times e_h)$
- W_y is het weerstandsmoment van het grondvlak in het y-vlak. $W_x = (B_d + B_p)/6 \times L^2$

In bijlage C.13, tabel C.13.1 is de korrelspanning uitgerekend voor de belastinggevallen 1 en 2 bij een drempellengte van 37 m, hieruit volgt:

$$\sigma_{\text{korrel}} (\text{bel.geval 1}) = 137,2 \pm 6,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{korrel}} (\text{bel.geval 2}) = 85,7 \pm 25,4 \text{ kN/m}^2$$

Een criterium voor de maximaal toegestane korrelspanning is 150 kN/m². De belastinggevallen 1 en 2 blijven onder deze waarde, zodat de ondergrond de stuwconstructie kan dragen zonder dat de korrelspanningen overschreden worden.

4.4.8 Belastinggeval 1a

De berekeningen van §4.4.4 t/m §4.4.7 zijn ook uitgevoerd voor een extreem lage benedenwaterstand van PWD +5,3 m en een lagere veiligheidscoëfficiënt $\gamma=1,2$ (belastinggeval 1a uit §4.4.1). De resultaten van deze berekening zijn terug te vinden in de bijlagen C.12 en C.13 in tabellen C.12.1.a, C.12.2.a en C.13.1.a.

Hieruit blijkt dat een extra verlaging van de benedenwaterstand geen nadelige gevolgen heeft voor de constructie, zoals die in de voorgaande paragrafen zijn berekend.

In nog extremere gevallen zal het reservoir gedeeltelijk leeggelaten worden, omdat een minimaal debiet vereist is om het binnendringen van zout water vanuit zee in de rivier zo veel mogelijk te voorkomen.

4.5 Bodembescherming

4.5.1 Inleiding

Door de vernauwing van de dwarsdoorsnede van de rivier (door de geleidedammen en het stuwcomplex) zal er na het strijken van de stuw een grotere stroomsnelheid benedenstrooms van het stuwcomplex ontstaan dan in de situatie zonder stuwcomplex. Ook zal de stroming benedenstrooms van het stuwcomplex meer turbulent zijn. Deze turbulentie ontstaat als gevolg van de vernauwing van het dwarsprofiel en de verstoring van het stromingspatroon door de aanwezigheid van het stuwcomplex. Het gevolg van de grotere stroomsnelheid en de grotere turbulentie is dat de zandbodem benedenstrooms in beweging wordt gebracht en weggevoerd zal worden. Er zal daardoor een grote ontgrondingskuil direkt benedenstrooms en in mindere mate bovenstrooms van de stuw ontstaan, waardoor de stabiliteit van het stuwcomplex in gevaar komt. Door aan weerszijde van de stuw een bodembescherming aan te brengen zal de ontgrondingskuil verder van de stuw af komen te liggen en ook minder diep zijn, omdat hier het oorspronkelijke dwarsprofiel van de rivier ongeveer weer aanwezig is en de turbulentie van de stroming minder is geworden. De stabiliteit van het stuwcomplex komt zodoende niet meer in gevaar door de ontgroning in de omgeving van de stuw. (zie tekening bijlage C.14)

In §4.5 zal de benodigde bodembescherming berekend worden, met de benodigde lengte, (korrel)afmetingen, doorlatendheid en dergelijke. Ook wordt de totale kwelling, welke ontstaat door het verval over de stuw, onder het stuwcomplex berekend en eventuele benodigde maatregelen bepaald (bijvoorbeeld door waterdichte bodembescherming toe te passen).

4.5.2 Berekening korreldiameter bodembescherming

De gemiddelde korrelgrootte d_{50} wordt berekend met behulp van de formule voor de kritieke schuifspanningssnelheid; de formule van Shields. Deze luidt als volgt:

$$\psi = \frac{u_*^2}{\Delta \cdot g \cdot d} = f\left(\frac{u_* \cdot d}{\nu}\right) \quad (3)$$

Deze formule stelt een dimensieloze schuifspanning voor en is door Shields uitgezet in een grafiek tegenover het Reynolds-getal, welke gerelateerd is aan een korreldiameter (zie fig.4.13).

Voor grote waarden van het Reynoldsgetal wordt de schuifspanning (ψ) constant, namelijk 0,06.

In de praktijk is dit al het geval voor stenen met een diameter van ongeveer 1 centimeter.

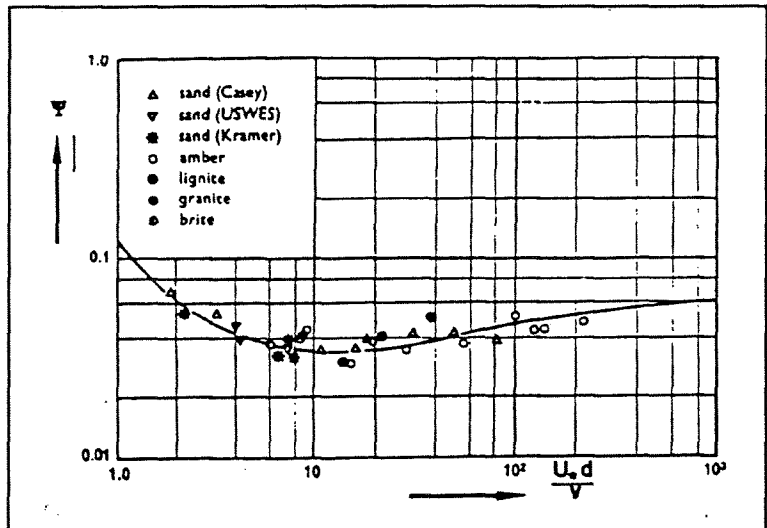


Fig.4.13: Shields-grafiek

Deze waarde van 0,06 geeft het moment

aan waarop een korrel met een bepaalde diameter op het punt staat om te gaan bewegen.

Voor een bestorting met stenen als bodembescherming is deze grens van 0,06 niet voldoende. Er zullen nog teveel korrels in beweging komen door de stroming en dat is niet toegestaan. De maximale waarde voor de kritieke schuifspanning, waarbij (vrijwel) geen verplaatsing van korrels plaats zal vinden, is 0,03.

Door de zogenaamde schuifsnijspanning u_* te vervangen door $u \sqrt{C} \times \sqrt{g}$, waarin u_0 de gemiddelde stroomsnelheid over de verticale doorsnede is, kan de formule van Shields omgevormd worden tot:

$$d_{50} = \frac{u_c^2}{\Delta * \psi * C^2} \quad (4)$$

Met deze formule is de benodigde korreldiameter (in m) te bepalen.

Voor de stuw in de Jamuna moet de bodembescherming bestand zijn tegen een debiet van $Q = 91000 \text{ m}^3/\text{s}$ (waterstand $\approx \text{PWD} + 15 \text{ m}$). De maximale snelheid die daarbij bereikt wordt, ontstaat boven de bodembescherming benedenstrooms van de woelbak (bovenkant ligt op ongeveer $\text{PWD} + 1 \text{ m}$). De diepte is hier 14 m ($\text{PWD} + 15 \text{ m} - \text{PWD} + 1 \text{ m}$), zodat de maximale snelheid $91000 / (1850 \times 14) = 3,51 \text{ m/s}$.

" Δ " is het gewicht van de korrels onder water en is gelijk aan 1,65 ($= (2650 - 1000) / 1000$).

De ruwheid C van de bodembescherming wordt bepaald door de formule $C = 18 \times \log(12 \times h/k)$. Hierin is h de waterdiepte ter plaatse van de bodembescherming en de ruwheid $k \approx 2 \times d$. De benodigde diameter voor de bodembescherming komt aan beide zijden van de vergelijking voor en kan iteratief bepaald worden.

De gevonden formule is geldig voor een uniforme stroming. In deze situatie is echter geen sprake van uniforme stroming, maar van turbulente stroming. De gevonden kritieke stroomsnelheid moet daarom gecorrigeerd worden met een turbulentiefactor (k_t).

k_t is afhankelijk van de hoeveelheid turbulentie (r), welke voor een situatie als deze geschat kan worden op 0,3 (30 % turbulentie), door het ontstaan van veel turbulentie juist op de rand van de woelbak en bodembescherming.

$$k_t = (1 + 3 \times r) / 1,3 = 1,9 / 1,3 = 1,46$$

k_t is dus een correctiefactor voor de stroomsnelheid (u_c) en omdat de korreldiameter evenredig is aan u^2 (zie de Shieldsformule), moet de gevonden kritieke stroomsnelheid vermenigvuldigd worden met $(k_t)^2$.

In bijlage C.13, tabel C.13.2 is voor verschillende waterstanden benedenstrooms van het stuwcomplex de benodigde diameter van het materiaal voor de bodembescherming berekend. Berekend is dat de benodigde diameter (D_{50}) 0,26 m moet zijn. Het gewicht van de toe te passen steensoort is (met veiligheid $\gamma=2$): $(0,26 \times 2)^3 \times 2650 \text{ kg/m}^3 \approx 370 \text{ kg}$.

Voor een tweede belastinggeval, het heffen van de schuif onder verval (zie fig.4.5 en fig.4.6), kan de diameter van het bodembeschermingsmateriaal met een derde methode berekend worden. Hier is Shields toegepast, met daarin $C=25 \times (h_x / D_{nx})^{1/6}$ (zie [9]). Ingevuld in "Shields" levert op:

$$D_{nx} = K^3 \times u_x^3 / (\Delta^{1.5} \times 25^3 \times \sqrt{h_x} \times \psi^{1.5}) \quad (\text{m})$$

In deze formule is de invloed van de dekneer verwerkt middels de factor K. Hiermee is de korreldiameter van het bodemmateriaal te berekenen tijdens het heffen van de schuif.

De factor K is als volgt omschreven:

$K = 0.6 + h_o / h_x \times 2.2$, waarin h_x de benedenwaterstand is en h_o de waterdiepte onder de dekneer = $\mu \times a$. De overige factor hebben de waarden, zoals die in de andere twee methoden gebruikt zijn.

Uit de berekening in bijlage C.13, tabel C.13.3 blijkt dat de maximale diameter 0,294 m is op het moment dat de hefhoogte van de schuif zodanig is dat de onderkant van de schuif gelijk is aan het gedaalde stuwpeil. Vanaf dat moment neemt de stroomsnelheid van het water af omdat het stuwpeil verder daalt en de schuiven minimaal met het stuwpeil mee moeten zakken om te voorkomen dat er een translatiegolf onder de schuif door de rivier af zal lopen.

Het gewicht van de toe te passen steensoort is ($\gamma=2$): $(0,294 \times 2)^3 \times 2650 \text{ kg/m}^3 \approx 540 \text{ kg}$.

Conclusie:

Met de voor zand en fijn grind gebruikte rekenmethode 'Shields' is voor het eerste belastinggeval berekend dat er voor de bescherming van de rivierbodem benedenstreams van het stuwcomplex een steensoort met een diameter $D_{50} = 0,26$ m nodig is en moet er voor het tweede belastinggeval een steensoort met een diameter van $D_{50} = 0,29$ m toegepast worden.

Door het toepassen van een veiligheidsfactor $\gamma = 2$ wordt het gewicht van de toe te passen steensoorten respectievelijk 370 kg en 540 kg. Beiden steensoorten vallen in de steensoort met gradering 300 - 1000 kg. De bovenlaag van de bodembescherming zal bestaan uit een steensoort met deze gewichtsverdeling. Deze steensoort zal tevens gebruikt worden voor de bovenstroomse bodembescherming.

4.5.3 Dikte bodembescherming

Nu de benodigde korreldiameter voor de bodembescherming bepaald is, moet de laagdikte en de laagopbouw van de bodembescherming bepaald worden.

Om een bodembescherming te krijgen die goed functioneert, moet de bodembescherming opgebouwd worden als een soort filter.

Daarbij moet aan de volgende voorwaarden voldaan worden:

- 1) *Stabiliteit criterium*: Om te voorkomen dat de kleine korrels van het bodemmateriaal tussen de poriën van de bodembescherming weggespoeld worden, moet aan de volgende voorwaarde voldaan worden: $d_{15F} < 5 \times d_{85B}$, wat betekent dat de 15% kleinste deeltjes van het filtermateriaal minder dan 5 keer groter mogen zijn dan de 15% grootste deeltjes van het bodemmateriaal.
- 2) *Criterium voor de doorlatendheid* : Wanneer het hydraulische drukverschil over de filterlaag klein is in vergelijking met het drukverschil over de basis, dan is het filter doorlatend en zal er geen druk onder het filter opgebouwd worden. De doorlatendheid wordt gedomineerd door de kleine deeltjes (d_{15}) en om de doorlatendheid van het filter te garanderen moet gelden: $d_{15F} > 5 \times d_{15B}$.
- 3) *Interne stabiliteit*: Wanneer het filtermateriaal een wijde gradering heeft, is het mogelijk dat de fijne deeltjes door de poriën van de grote deeltjes weggespoeld worden. Dit kan voorkomen worden door ervoor te zorgen dat $d_{60} < 10 \times d_{10}$.

Aan de hand bovenstaande voorwaarden kan een filter opgebouwd worden, dat opgebouwd is uit verschillende lagen met een totale dikte van 1,5 tot 2 m. Dit is in de praktijk onder water wel uit te voeren maar duur en men kan beter een geotextiel toepassen, afgestort met een laag stortsteen zoals die in §4.5.2 is berekend.

4.5.4 Lengte bodembescherming

De lengte van de bodembescherming wordt bepaald door de verhouding tussen de lengte van de bodembescherming (L) en de diepte van de ontgrondingskuil (h_{sm}). Om de stabiliteit van de bodembescherming en het kunstwerk, met betrekking tot ontgroning te kunnen garanderen mag de factor L/h_{sm} niet kleiner zijn dan 15.

De diepte van de ontgrondingskuil hangt af van (bijlage C.14, fig.C.14.1):

- h_0 = Oorspronkelijke waterdiepte (m)
- Δ = Relatieve dichtheid deeltjes (=1,65)
- u = De gemiddelde stroomsnelheid over de verticale doorsnede van de rivier ter plaatse van de overgang bodembescherming en ontgrondingskuil. Eigenlijk moet hier de lokale stroomsnelheid gebruikt worden, maar uit tabel C.14.1 en tabel C.14.1 blijkt dat deze snelheid maar weinig af wijkt van de gemiddelde stroomsnelheden en omdat de gemiddelde stroomsnelheid in deze situatie ongunstiger is, is gebruik gemaakt van de gemiddelde stroomsnelheden.
- u_{cr} = Kritieke snelheid voor het bewegen van de deeltjes; Met behulp van "Shields" volgt: $u_{cr} = \sqrt{(\Delta \times d_{50} \times \Psi \times C^2)}$. Hierin is $\Psi=0.06$; dit is de grenswaarde waarbij de zandkorrels op het punt van bewegen staan.
- S = Sedimenttransport/ $m' = 4,5 \times 10^{-6} \times Q^{1.38} / B_s$ (zie §2.2.3).
Het bodemtransport, van belang voor het berekenen van de ontgrondingskuil, bedraagt slechts 10% van het totale sedimenttransport. In de berekening moet daarom slechts met $0,1 \times S$ gerekend worden.
- α = turbulentie-factor: Deze factor kan nauwkeurig bepaald worden aan de hand van schaalmodellen, maar kan ook benaderd worden met een richtwaarde op een afstand $5 \times L/h_0$; $\alpha 5$. Deze $\alpha 5$ is afhankelijk van de verhouding tussen de, door het stuwcomplex, afgesloten breedte B en de oorspronkelijke rivierbreedte B_0 (zie fig.4.14 en fig.4.15). Voor het verloop van $\alpha(L/h_0)$ geldt de volgende formule: $\alpha(L/h_0) = 1,5 + (1,25 \times \alpha 5 - 1,88) \times e^{(-0,045 \times L / h_0)}$.

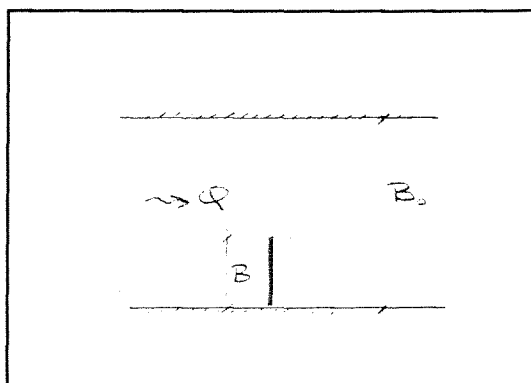


Fig.4.14

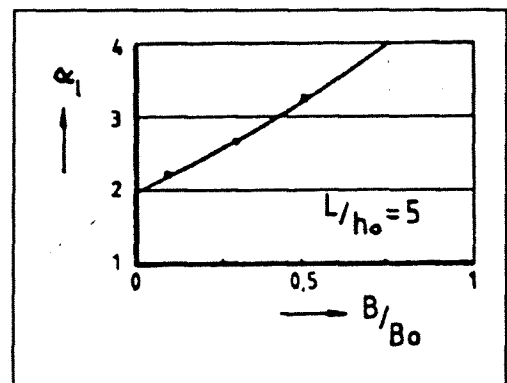


Fig.4.15

Het diepste punt van de ontgrondingskuil (h_{sm}) wordt berekend met de formule:

$$h_{sm} = \sqrt{((K \times t_{eq}^{0,8} - S \times t_{eq}) / (\frac{1}{2} \times \cot \beta_1 + \frac{1}{2} \times \cot \beta_2))} \text{ [m]} \quad (13)$$

Hierin is:

$$K = 0,005 \times (\cot \beta_1 + \cot \beta_2) \times \Delta^{-1,4} \times h_0^{0,4} \times (\alpha \times u - u_c)^{3,4}$$

en $t_{eq} = (0,8 \times K/S)^5$ = tijd in uren die nodig is om de evenwichtsdiepte h_{sm} te bereiken.

4.5.4.1 Benedenstroomse zijde

De lengte van de bodembescherming wordt berekend voor de meest ongunstige situatie; de waterdiepte in de diepste geul. Deze heeft in doorsnede BLP-7 een diepteligging van PWD -3,4 m. Bij het maatgevende debiet van $Q = 41000 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie §A.4.1.1) hoort een waterpeil van PWD +11,9 m, zodat de waterdiepte $h_0 = 15,3 \text{ m}$.

Verdere gegevens die afhankelijk zijn van het maatgevende debiet $Q = 41000 \text{ m}^3/\text{s}$ zijn:

$$B_{gem} = 4256 \text{ m (bijlage A.1.3, formule A1)}$$

$$h_{gem} = 6,44 \text{ m (bijlage A.1.3, formule A2)}$$

$$u = 1,5 \text{ m/s}$$

$$C = 66,62 \text{ (met } i = 7 \text{ cm/km en bijlage A.1.4, formule A3)}$$

$$u_{cr} = 0,3 \text{ m/s (zie §4.5.2)}$$

$$B/B_0 = (4256 - 1850) / 4256 = 0,57 \implies$$

$$\alpha_s = 3,5 \text{ (zie §4.5.2, fig.4.15)}$$

$$s = S/10 = 0,1 \times 4,5 \cdot 10^{-6} \times 41000^{1,38} / 4256 = 2,45 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Stel dat de lengte van de bodembescherming 600 m is; dan volgt hieruit de volgende berekening (voor formules en overige gegevens, zie §4.5.2 en tabel C.14.1):

$$L/h_0 = 600/15,3 = 39,2$$

$$\alpha(L/h_0) = 1,5 + (1,25 \times 3,5 - 1,88) \times e^{(-0,045 \times 39,2)} = 1,93$$

$$K = 0,005 \times (4 + 40) \times 1,65^{-1,4} \times 15,3^{0,4} \times (1,93 \times 1,5 - 0,3)^{3,4} = 8,3$$

$$t_{eq} = (0,8 \times 8,3 / 0,000245)^5 = 23992 \text{ uur}$$

Evenwichtsdiepte ontgrondingskuil (h_{sm}):

$$h_{sm} = \sqrt{((8,3 \times 23992^{0,8} - 0,000245 \times 23992) / (\frac{1}{2} \times (4 + 40)))} = 34,7 \text{ m}$$

$$\text{Verhouding } L, \text{ bodembescherming en kuildiepte } (L/h_{sm}): L/h_{sm} = 600/34,7 = 17$$

De verhouding L/h_{sm} is groter dan 15, zodat een lengte van 600 m voor de bodembescherming voldoende is om de stabiliteit, ten aanzien van ontgroning, van het stuwcomplex te garanderen. Dit is een veilige aanname, omdat de evenwichtsdiepte bereikt wordt na 23992 uur ($23992/24/30 \approx 33$ maanden) terwijl het gemiddelde debiet van $41000 \text{ m}^3/\text{s}$ slechts ongeveer 4 maanden optreedt en de berekende evenwichtsdiepte dus niet bereikt wordt.

De hierboven gevolgde berekeningswijze is niet geheel correct. Eigenlijk moet de totale evenwichtsdiepte berekend worden door het optellen van de evenwichtsdiepten die ontstaan gedurende de tijd dat een bepaalde waarde van het debiet voorkomt. Een bepaalde waarde van het debiet komt telkens maar een vrij korte periode voor, zodat er veel berekeningen nodig zijn om de uiteindelijke ontgrondingsdiepte te bepalen. Door een debiet te kiezen dat de gemiddelde waarde weergeeft van het debiet gedurende de ongeveer 4 maanden dat de stuw gestreken is, kan een vrij goede benadering van de ontgrondingsdiepte en de lengte van de bodembescherming gevonden worden.

4.5.4.2 Bovenstroomse zijde

Aan de bovenstroomse zijde moet ook bodembescherming aangebracht worden, omdat hier het dwarsprofiel van de rivier beïnvloed wordt door de aanwezige geleidedammen. Voor de berekening van de bodembescherming aan de bovenstroomse zijde gelden de gegevens, zoals die ook gebruikt zijn bij de berekening van de bodembescherming aan de benedenstroomse zijde.

Aan de bovenstroomse zijde is echter nog geen sprake van een vernauwing van het dwarsprofiel door het stuwcomplex en daardoor zal de stroming nauwelijks turbulent zijn. Hierdoor zal er minder uitschuuring zijn en mag een kortere bodembescherming toegepast worden.

De lengte van de bodembescherming (L) wordt als volgt:

Weinig tot geen vernauwing $\implies B/B_0 \approx 0 \implies \alpha_s = 2$

Voor $L = 275 \text{ m}$ volgt uit tabel C.14.2:

$t_{eq} = 5145 \text{ uur}$ (≈ 7 maanden)

$h_{sm} = 16,1 \text{ m}$

$L/h_{sm} \approx 17$

Dit houdt in dat de totale lengte van de bovenstroomse bodembescherming ongeveer 275 m moet bedragen.

4.5.5 Waterdichte bodembescherming bovenstroomse zijde

Door het gecreëerde verval zal er een kwelstroom onder de stuw gaan ontstaan, waardoor de zandbodem onder de stuw weggespoeld kan worden. Deze zogenaamde 'piping' kan voorkomen worden door de kwallengte te verlengen. Deze kwallengte (L) kan berekend worden met de formule van Blight; $L = 1,5 \times C \times H$. Hierin is C de Blightcoëfficiënt en heeft voor het in deze situatie aanwezige fijn zand een waarde van 15. H is de maximale vervalhoogte, welke gelijk is aan $(13-6,3) = 6,7$ m en voor het extreme belastinggeval 1a geldt een verval van $13-5,3 = 7,7$ m.

De kwallengte waarbij piping voorkomen wordt is zodoende gelijk aan;

$$L(1) \geq 1,5 \times 15 \times 6,7 \geq 151 \text{ m.}$$

$$L(1a) \geq 1,5 \times 15 \times 7,7 \geq 175 \text{ m.}$$

Dit is de totale kwallengte, inclusief de lengte van de stuwconstructie. Met een lengte van de stuwconstructie van 37 m in de stroomrichting moet dan tenminste $(151-L, \text{stuw}) = (151-37) = 114$ m waterdichte bodembescherming aangebracht worden, bijvoorbeeld in de vorm van een waterdichte asfaltmat; voor 1a geldt lengte waterdichte bodembescherming = $175-37 = 138$ m.

Deze waterdichte bodembescherming kan op de volgende manier over de lengtedoorsnede verdeeld worden:

- in z'n geheel aan de bovenstroomse zijde.
- in z'n geheel aan de benedenstroomse zijde.
- verdeeld over beide zijden (gelijkmatig of ongelijkmatig).

Daar de stroomrichting van het water altijd van bovenstrooms naar benedenstrooms is en het verval over het stuwcomplex zich altijd aan de benedenstroomse zijde bevindt, kan de waterdichte bodembescherming het beste aan de bovenstroomse zijde aangebracht worden. Een gedeeltelijk of geheel benedenstrooms aangebrachte waterdichte bodembescherming kan door het drukverschil, als gevolg van het verval over de stuw, omhooggedrukt worden. Hierdoor kan de waterdichte bodembescherming beschadigd worden en wordt de kwallengte verkort, zodat de stabiliteit van het stuwcomplex in gevaar komt.

Aangenomen wordt dat aan de bovenstroomse zijde van de stuw een waterdichte bodembescherming van ongeveer 115 m wordt aangelegd.

Aangenomen wordt dat een extreem lage waterstand van PWD +5,3 m zo weinig voorkomt gedurende een korte tijd dat dit geval niet als maatgevend wordt aangenomen voor de kwel.

Bijlage C.14 laat de waterdichte bodembescherming, samen met het verloop van de opwaartse waterdruk zien (fig.C14.2).

4.6 Definitief ontwerp

In hoofdstuk 4.4 zijn ontwerpberekeningen gemaakt voor de diverse onderdelen van de stuw. In dit hoofdstuk zal de definitieve vormgeving van de stuw bepaald worden. Dit betreft bijvoorbeeld de vormgeving van drempel, woelbak en pijlers.

Verder zal de dikte van de drempelvloer bepaald worden en gecontroleerd worden of de aanpassingen van de vormgeving gevolgen hebben voor de veiligheid tegen kantelen, opdrijven, glijden enz.

4.6.1 Definitieve vormgeving

In deze paragraaf wordt aangegeven wat voor de verschillende stuwonderdelen de veranderingen ten opzichte van de ontwerpberekeningen zijn.

De tekeningen van het definitieve ontwerp zijn terug te vinden in bijlage C.15, figuur C.15.1 t/m C.15.3.

4.6.1.1 Drempelconstructie

De definitieve vorm van de drempelconstructie wijkt niet veel af van de constructie zoals die is ontworpen in §4.4.2.4.

De opgestorte rand aan het einde van de woelbak is voorzien van een helling 1:1 die het stromende water omhoog geleidt en daardoor de bodembescherming direkt benedenstrooms van de stuw drempel minder zwaar zal belasten. Door deze helling wordt de lengte van de opstorte rand (L_{op}) 3 m in plaats van 2 m. De totale lengte van de drempelconstructie (L) wordt daardoor 38 m.

Verder zal de minimale vloerdikte ter plaatse van de woelbakconstructie gecontroleerd moeten worden op het maximale buigend moment en de maximaal toelaatbare dwarskracht. De aangenomen vloerdikte zal hierdoor wellicht aangepast moeten worden. De berekening van momenten en dwarskrachten vindt plaats in §4.6.2.

4.6.1.2 Pijler

In §4.4.2.5 is de globale vorm van de pijler bepaald door $L \times B_p$, ofwel de drempellengte \times de pijlerbreedte. In de praktijk heeft is de pijler aan de bovenstroomse- en benedenstroomse zijde voorzien van gestroomlijnde afrondingen. Deze afrondingen zijn hier uitgevoerd als een halve cirkel met een straal $R_p = 3$ m.

Deze afronding wordt doorgetrokken tot aan de onderzijde van de drempelvloer (zie fig.C.15.1). De oorspronkelijke lengte van de drempel (37 m) is verlengd tot 38 m, zodat de pijlerlengte $2 \times R_p + L = 2 \times 3 + 38 = 44$ m wordt.

Bij de berekening van het gewicht van de pijler is aangenomen dat de pijler een massief betonnen constructie is. Dit heeft tot gevolg dat de pijler 111000 kN (11100 ton) weegt (zie tabel C.12.1). Aangezien uit tabel C.12.2 blijkt dat er voldoende veiligheid tegen opdrijven aanwezig is, kan er gewicht (en kosten) bespaard worden door de pijler te voorzien van een holle ruimte.

In §4.6.3 wordt de minimale wanddikte van de pijler berekend en aan de hand daarvan wordt bepaald wat de gewichtsbesparing kan zijn.

4.6.2 Berekening vloerdikte drempel

De berekening van de benodigde vloerdikte is gebaseerd op de resultaten uit tabel C.12.1 en C.12.2. In §4.6.4 zal gecontroleerd worden of, na het aanpassen van de vormgeving van de pijler, de vloerdikte nog verder aangepast moet worden.

●Maximale buigend moment:

(voor de genoemde getallen zie bijlage C.12, tabel C.12.1 en ook figuur 4.16)

Opwaartse waterdruk:

wop1= -112406,0 kN

wop2= -9353,3 kN

Totaal= -121759,3 kN

De formules voor de berekening van wop1 en wop2 zijn terug te vinden in bijlage C.11.

Dit is de totale opwaartse waterdruk onder de drempel + pijler. De waterdruk onder de drempel alleen is $25/31 \times -121759,3 = -98192,5$ kN ($= B_d / (B_d + B_p) \times (wop1 + wop2)$).

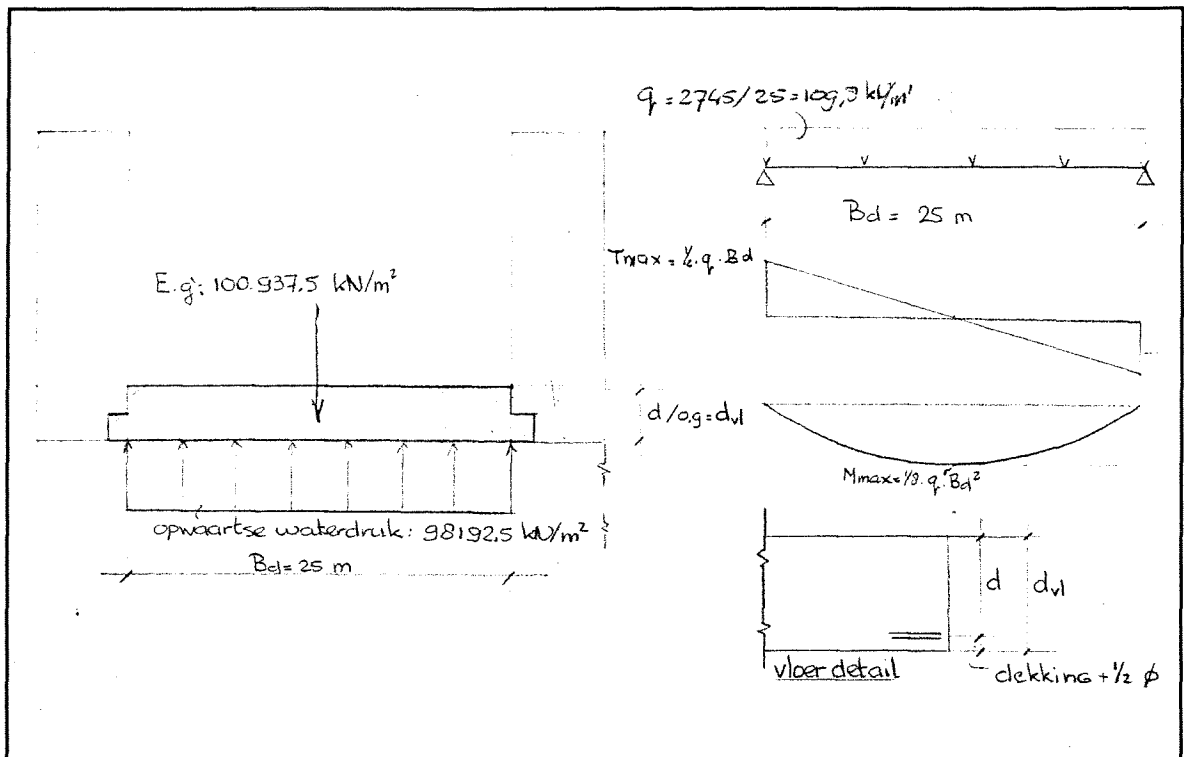


Fig.4.16: Belasting op de drempel ten gevolge van opwaartse waterdruk en het eigen gewicht

Eigen gewicht drempel:

$$d1 = 28125,0\text{ kN}$$

$$d2 = 1250,0\text{ kN}$$

$$d3 = 59062,5\text{ kN}$$

$$d4 = 10000,0\text{ kN}$$

$$d5 = 2500,0\text{ kN}$$

$$\text{Totaal} = 100937,5\text{ kN}$$

$$\text{Resterende gewicht} = -98192,5 + 100937,5 = 2745\text{ kN (neerwaarts)}$$

$$q\text{ per strekkende meter over de breedte van de drempel: } 2745\text{ kN} / 25\text{ m} = 109,8\text{ kN/m'}$$

Aangenomen wordt:

- dat de vloer scharnierend aan de pijlers wordt bevestigd, zodat $M = q \times B_d^2/8$; $M_d = M \times \gamma$ ($\gamma = 1,5$)
- een betonkwaliteit B45 ($f_{cd} = 27\text{ N/mm}^2$).

Hiervoor geldt een minimaal wapeningspercentage van 0,18%, zodat $M_d/(d^2 \times b \times f_{cd}) \approx 30$ en een maximum wapeningspercentage van 2,2%; $M_d/(d^2 \times b \times f_{cd}) \approx 290$.

Hieruit volgt: ($b = 1$ m)

$$d \leq \sqrt{((1,5 \times 109,8 \times 25^2) / 8) / (27 \times 30)} \leq 3,99 \text{ m.}$$

$$d \geq \sqrt{((1,5 \times 109,8 \times 25^2) / 8) / (27 \times 290)} \geq 1,28 \text{ m.}$$

• Maximale dwarskracht:

$$\text{Dwarskracht } T_d = \frac{1}{2} \times B_d \times q_d = \frac{1}{2} \times 109,8 \times 1,5 \times 25 = 2058,75 \text{ kN}$$

$$\tau_d = T_d / (b \times d) \leq \tau_1 (= 0,65 \text{ N/mm}^2 \text{ voor B45})$$

$$\text{Hieruit volgt } d \geq 2058,75 / (1000 \times 0,65) = 3,17 \text{ m}$$

Uit de berekeningen voor het buigende moment en de dwarskracht blijkt dat een minimale vloerdikte van 3,5 m voldoet. Voor de vloerdikte ter plaatse van de woelbak wordt daarom 3,5 m aangenomen.

4.6.3 Berekening wanddikte pijler

De maximale waterdruk tegen de pijlerwand ontstaat wanneer het waterpeil tot aan de bovenzijde van de pijler (PWD +16,5 m) staat. Tegen de pijlerwand ter plaatse van de woelbak staat dan 16,5 m water (zie fig.4.17).

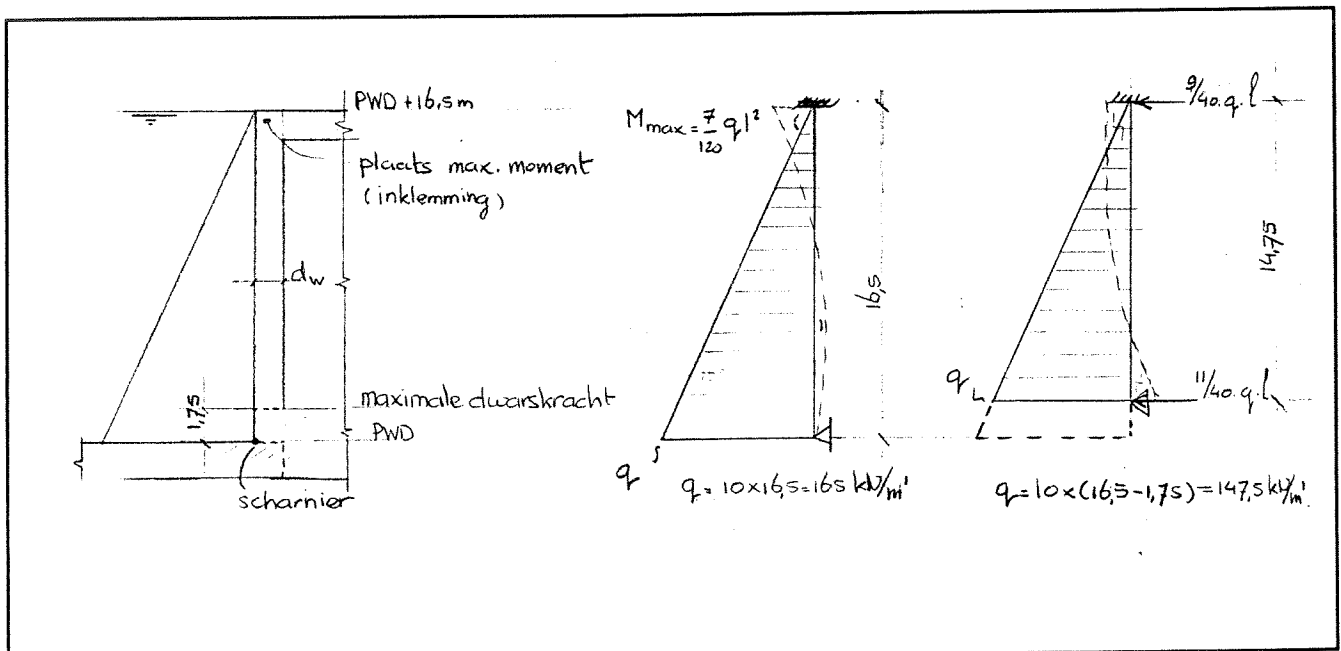


Fig.4.17: Belasting op de pijlerwanden

Aangenomen is dat de holle ruimte van de pijler leeg is en dat er dus geen tegengewicht aan de binnenzijde van de pijlerwand aanwezig is. De bovenzijde van de pijlerwand is als ingeklemd beschouwd door de koppeling van de pijlers door de aanwezigheid van de noodbrug. De onderzijde is scharnierend verbonden met de pijlervloer. Hierdoor wordt het maximale moment tegen de pijlerwand:

$$q / m' = 10 \times 16,5 = 165 \text{ kN/m'}$$

$$l = 16,5 \text{ m}$$

$$M \approx q \times l^2 \times 7/120 = 7/120 \times 165 \times 16,5^2 = 2621 \text{ kNm/m'}$$

Het maximale wapeningspercentage voor B45 is 2,2%, zodat

$Md / (f_{cd} \times b \times d^2) \approx 290$. De veiligheid, $\gamma_d = 1,2$ (voor permanente belasting) omdat de waterbelasting in principe nooit groter kan worden dan de aangenomen waarde. Een veiligheid van 20% in plaats van 50% lijkt daarom voldoende.

Met $b = 1$ en $f_{cd} = 27$ volgt:

$$d_w \geq \sqrt{((2621 \times 1,2) / (27 \times 290))} = 0,4 \text{ m.}$$

De aangenomen wanddikte (d_w) wordt 1,6 m, inclusief dekking + $\frac{1}{2}$ x dikte wapeningstaal (aangenomen wanddikte is veel groter in verband met het benodigde eigen gewicht van de pijler tegen opdrijven).

Het wapeningspercentage wordt dan:

$$(2621 \times 1,2) / (27 \times (0,9 \times 1,6)^2) \approx 57 \implies \omega_0 = 0,36\% > \omega_{\min} (=0,18 \%)$$

Controle van de dwarskracht T:

Maximaal toelaatbare dwarskracht bij een wanddikte van 1,6 m:

$$\tau_d \times b \times d = 0,65 \times 1000 \times 1600 = 1040000 \text{ N} = 1040 \text{ kN} (=T_d)$$

$$T = T_d / 1,2 = 1040 / 1,2 = 867 \text{ kN.}$$

De maximale dwarskracht, die maatgevend is voor de berekening van de wanddikte, bevindt zich op een hoogte van PWD +1,75 m (zie fig.4.17).

Aangenomen wordt dat ongeveer twee derde deel van de dwarskracht op deze plaats door de wand wordt opgenomen. Het overige deel gaat naar de bovenzijde op PWD +16,5 m.

De optredende dwarskracht is dan :

$11/40 \times 10 \times (16,5 - 1,75)^2 = 598 \text{ kN}$; dit is kleiner dan de toelaatbare dwarskracht en daarmee voldoet de aangenomen wanddikte van 1,6 m.

4.6.4 Gewichtsbesparing pijlerconstructie

Het geschatte gewicht van de pijlerconstructie was 111000 kN. Hierbij komt een extra gewicht als gevolg van de afrondingen aan de bovenstroomse- en benedenstroomse zijde en 1 meter extra pijlerlengte door de verlenging van de drempel. De holle ruimte zal dit extra gewicht compenseren en bij voorkeur het geschatte gewicht van 111000 kN verder verminderen.

Het gewicht van de afronding is:

$$\pi \times R_p^2 \times h_{\text{pijler}} \times \rho_b = \pi \times 3^2 \times 20 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 14137 \text{ kN}$$

Extra meter pijlerlengte:

$$1 \times 6 \times 20 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3000 \text{ kN}$$

De gewichtsbesparing van de holle ruimte is als volgt:

De breedte van de holle ruimte is $B_p - 2 \times d_w = 6 - 2 \times 1,6 = 2,8 \text{ m}$.

De diepte is $20 - 3,5 - 2 \times 1,75 = 13 \text{ m}$.

De lengte van de holle ruimte wordt de afstand tussen de schotbalkspanningen, verminderd met $2 \times 1 \text{ m}$ om voldoende wanddikte ter plaatse van de schotbalkspanningen over te houden.

De lengte wordt:

$$44 - 2 \times R_p - L_{\text{op}} - 2 \times k_b - 2 \times 1 - 2 = 44 - 6 - 3 - 4 - 2 - 2 = 27 \text{ m}$$

$$\text{Gewichtsbesparing} = 27 \times 13 \times 2,8 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 24570 \text{ kN}$$

$$\text{De schotbalkspanningen besparen } 25 \text{ kN/m}^3 \times k_d \times k_b \times (2 \times (\text{PWD} + 16,5 - \text{PWD} + 1) + 2 \times (\text{PWD} + 16,5 - \text{PWD})) = 2 \times 1 \times (2 \times 15,5 + 2 \times 16,5) = 3200 \text{ kN}$$

$$\text{Totale besparing van het pijlergewicht is } 24570 + 3200 - 14137 - 3000 = 10633 \text{ kN}$$

$$\text{Het gewicht van de definitieve pijler wordt } 111000 - 10633 = 100367 \text{ kN}$$

4.6.5 Controleberekening eisen §4.4.4 t/m §4.4.7

De veranderingen aan het ontwerp van de stuw uit §4.6.1 t/m §4.6.4 kunnen gevolgen hebben voor de stabiliteitseisen en dergelijke, zoals die in §4.4.4 t/m §4.4.7 zijn berekend.

In tabel C.15.1 t/m C.15.3 zijn de veranderingen verwerkt uit de tekeningen van figuur C15.1 t/m C.15.3. In de onderstaande tabel 4.2 zijn de resultaten te zien van deze berekening en tevens de vergelijking tussen de resultaten van de oorspronkelijke berekening.

Tabel 4.2:

Criteria:	1e Ontwerp:		Definitief ontwerp:	
	belastinggeval 1:	belastinggeval 2:	belastinggeval 1:	belastinggeval 2:
<u>kantelen:</u>	12,3<18,8<24,7	12,3 < 20,3 < 24,7	14,7<22,3<29,3	14,7<24<29,3
<u>glijden:</u>	7,8 > 4,1	4,9 > 4,1	7,2 > 4,1	4,25 > 4,1
<u>opdrijven:</u>	$\gamma = 2,1$	$\gamma = 2$	$\gamma = 1,96$	$\gamma = 1,52$ (minimum)
<u>korrelspanning:</u>	137,2 ± -6,2	85,7 ± 25,4	124,8 ± -3,8	73,2 ± 17

Uit bovenstaande tabel blijkt onder andere dat de korrelspanning en de veiligheid tegen opdrijven door het verminderde gewicht van de pijler iets zijn afgenomen. De verschillen tussen het oorspronkelijke ontwerp en het definitieve ontwerp zijn echter vrij klein en het definitieve ontwerp blijkt aan de in §4.4.4 t/m §4.4.7 vastgestelde criteria te voldoen.

5. Uitvoering stuwcomplex

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk komt de uitvoering van het stuwcomplex aan de orde. De onderwerpen die aan de orde komen zijn onder meer:

- Verschillende uitvoeringsmethoden van het stuwcomplex en varianten hierop.
- De bouwvolgorde van de totale stuwdam tussen de twee geleidedammen.
- Maatregelen ten behoeve van het vastleggen en beschermen van de rivierbodem direkt boven- en benedenstrooms van het stuwcomplex.

5.2 Uitvoeringsmethoden

Voor de bouw van een stuwcomplex in een rivier zijn verschillende uitvoeringsmethoden mogelijk. Voor de bouw van dit stuwcomplex zijn de volgende uitvoeringsmethoden de meest voor de hand liggende:

- Bouwen in een gedeeltelijk drooggelegde rivier, door het maken van een tijdelijke bouwput in de rivier.
- Het plaatsen van geprefabriceerde onderdelen in den natte.
- Een combinatie van de twee bovengenoemde methoden.

5.2.1 Bouwen in een gedeeltelijk drooggelegde rivier

Bij het toepassen van deze uitvoeringsmethode wordt steeds een deel van de rivier afgesloten voor de bouw van een bepaald onderdeel van het stuwcomplex en na het gereed komen van het betreffende onderdeel wordt de tijdelijke afsluiting weer opgeheven.

Dit tijdelijk afsluiten van een deel van de dwarsdoorsnede van de rivier kan een aantal problemen veroorzaken, namelijk;

- Opstuwning van het waterpeil wegens de blokkade van het rivierdwarsprofiel door een bouwput.
- Vergroting van de stroomsnelheid, ook als gevolg van het verkleinde dwarsprofiel van de rivier.
- Ongewenst diepe erosie van de bodem door het toenemen van de stroomsnelheid van het water.

Er moet bij deze uitvoeringmethode steeds op gelet worden dat de bouwput (of meerdere bouwputten) een dusdanige afmeting heeft dat het dwarsprofiel van de rivier niet te veel is afgesloten en daardoor de zojuist genoemde problemen zullen ontstaan.

Een zekere toename van het waterpeil, de stroomsnelheid of erosie is geen probleem, maar er moeten wel passende maatregelen genomen worden om schade aan het (in aanbouw zijnde) stuwcomplex en de omgeving tegen te gaan of te beperken.

De problemen met een te grote afsluiting van het dwarsprofiel van de rivier hoeven in deze situatie geen groot probleem te zijn. De rivierbreedte bedraagt immers ruim 4,5 km en de beide oevers zijn vastgelegd door de geleidedammen. Door het project op te splitsen in kleinere delen kan in kleine bouwputten gewerkt worden, die de dwarsdoorsnede maar voor een klein deel vernauwen en zodoende de evenwichtsituatie van de rivier nauwelijks beïnvloeden.

Het steeds opbouwen en afbreken van de verschillende bouwputten is omslachtig, maar het zorgt er voor dat het complex ter plaatse gebouwd kan worden en er goed geanticipeerd kan worden op veranderingen in de diepteligging van de bodem.

De bouwput voor de centrales a en b zal erg diep moeten worden, omdat de diepteligging van de centrales vrij groot is (circa PWD -9 m) en de kruinhoogte van de bouwput zal, om voldoende veiligheid tegen overstromen te hebben en een zo lang mogelijke periode te kunnen werken in de bouwput, een hoogte van tenminste PWD +12,8 m (SHW) + een overhoogte van $\pm 1,5$ m \approx PWD +14,5 m moeten hebben. De totale diepte van de bouwput wordt zodoende minaal 24,5 m.

De funderingsdiepte van de stuw ligt minder diep dan de fundering van de centrales, namelijk op PWD -3,5 m, zodat de diepte van de bouwput voor de stuw minder diep wordt, namelijk minimaal 18 m.

De diverse bouwputten zullen dus omringd worden door enorme waterkerende dijken, wanneer de bouwputten op traditionele wijze wordt beschermd met dijken. Op deze wijze zal de bouwput toch nog veel ruimte in de dwarsdoorsnede van de rivier in beslag nemen en zal er veel en kostbaar grondverzet gedaan moeten worden. Een mogelijke oplossing voor dit probleem is het heien van een celwandconstructie (hierover later meer in dit hoofdstuk).

5.2.2 Prefabriceren

De verschillende stuwonderdelen kunnen ook geprefabriceerd worden en in fases op de juiste plaats in het stuwcomplex afgezonken worden. Dit heeft als voordeel dat de rivierbreedte niet kleiner wordt door de aanwezig van een bouwput.

Er kan aan meerdere stuwonderdelen tegelijkertijd gewerkt worden, zodat de bouwsnelheid groter is.

Ook kan op een plaats gewerkt worden buiten de rivier, zodat er geen problemen zijn met erosie. Er kan ook gemakkelijker gewerkt worden, zodat ook de kwaliteit van de geprefabriceerde onderdelen beter onder controle te houden is.

Het nadeel is echter dat de verschillende onderdelen van onder andere de stuw zwaar worden (de pijlers wegen ongeveer 100000 ton en de drempelconstructie weegt ongeveer 10300 ton) en moeilijk op hun juiste plaats gemaneuvreerd kunnen worden.

Er is veel drijvend materieel nodig om de onderdelen op hun plaats te krijgen of een groot hefvaartuig, zoals is gebruikt voor het plaatsen van de pijlers voor de Oosterscheldedam in Zeeland. Dit hefvaartuig heeft een grote diepgang nodig, zodat er slechts met een vrij hoge waterstand en dus met een hoog afvoerdebiet pijlers en drempels geplaatst kunnen worden of er moet continue een ruime vaarweg voor het hefvaartuig opgehouden worden door middel van baggerwerkzaamheden.

Het plaatsen van de onderdelen vindt plaats in stromend water, aangezien er altijd stroming aanwezig is in de rivier. Het stromende water maakt het uitvoeren in den natte moeilijk. Met name het funderen van pijlers en drempels is moeilijk, omdat de rivierbodem vlak zijn en op het juiste niveau moet liggen. Dit is moeilijker te realiseren onder water dan in een bouwput ter plaatse.

De kans dat er als gevolg van het verval piping onder de constructie zal ontstaan is groter, omdat de aansluiting tussen de rivierbodem en het kunstwerk niet optimaal is. Men kan hier overigens wel maatregelen tegen nemen.

5.2.3 Gecombineerde uitvoeringsmethode

Het is te overwegen om bepaalde onderdelen van het stuwcomplex ter plaatse in de rivier te bouwen en andere onderdelen elders te bouwen en, in één keer of in delen, in den natte in de rivier op de juiste positie te plaatsen.

Sommige onderdelen van het stuwcomplex hebben een zodanig groot gewicht (met name de centrales) dat het transporteren en plaatsen in de rivier in de vorm van één geprefabriceerd onderdeel moeilijk uit te voeren is.

De onderdelen van de stuw, de pijlers en de drempelconstructies, kunnen geprefabriceerd worden. In §5.2.2 is echter al gebleken dat deze onderdelen zwaar zijn en het is daarom in overweging te nemen om bijvoorbeeld de drempelconstructie in meerdere delen aan te voeren of de pijlers voor het grootste gedeelte te prefabriceren en ze ter plaatse in de rivier af te bouwen.

Dit alles kan gedaan worden om minder diepgang te hebben tijdens het transporten van de geprefabriceerde onderdelen naar hun bestemming in het stuwcomplex. Het is dan mogelijk om bij een lagere waterstand te varen.

5.2.4 Keuze uitvoeringsmethode

In deze paragraaf volgen een aantal mogelijke keuzes voor de uitvoeringsmethode van de verschillende onderdelen van het stuwcomplex. Een definitieve keuze zal hier niet gemaakt worden. Deze definitieve keuze zal dus nog nader bekenen moeten worden.

Centrale a en b:

Het ligt het meest voor de hand om de centrales a en b in een bouwput in de rivier te bouwen, omdat de afmetingen hiervan dusdanig groot en niet uniform zijn dat het prefabriceren en in den natte plaatsen van de centrales als één geheel geen reële optie is.

Het plaatsen van een geprefabriceerde centrale is wel mogelijk indien deze wordt opgesplitst in kleinere componenten van een bepaald aantal turbines.

Stuw:

Het gewicht van de pijler is ongeveer 100000 kN en het gewicht van een drempel ongeveer 103000 kN. Als deze onderdelen in één keer op de juiste plaats in de rivier geplaatst moeten worden, dan kan bijvoorbeeld een hefschip gebruikt worden voor het transporteren en plaatsen van deze onderdelen.

Dat hefschip moet dan dusdanig zwaar uitgevoerd worden dat minimaal 100000 kN ineens getild kan worden of minder zwaar uitgevoerd worden en door een grote diepgang gebruik te maken van de opwaartse waterdruk onder de pijler of de drempel. In beide gevallen zal, door de grote afmetingen van het schip of de grote diepgang, slechts bij een hoog waterpeil onderdelen geplaatst kunnen worden. Een hoge waterstand betekent een grote stroomsnelheid van het water en hierdoor wordt het nauwkeurig plaatsen van onderdelen moeilijk.

Voor het bouwen van de stuw wordt gekozen voor het ter plaatse bouwen. Er moet dan weliswaar steeds een bouwput gemaakt worden, maar het voordeel is dat er dan tijdens de bouw geen problemen zijn met de waterstand en de stroomsnelheid van het water. Ook kan het niveau van de rivierbodem voor het plaatsen van de fundering van de stuw vrij eenvoudig aangepast worden. Dit is bij geprefabriceerde onderdelen in den natte moeilijker te realiseren.

sluizencomplex:

De uitvoering van het sluizencomplex kan zowel in den natte als ter plaatse gebeuren. In deze situatie gaat de voorkeur uit naar het bouwen ter plaatse, omdat de overige onderdelen vrijwel zeker ook ter plaatse gebouwd zullen worden.

Het is mogelijk om het sluizencomplex te prefabriceren, maar het lijkt niet rendabel om speciaal voor de bouw van het sluizencomplex een bouwdok te maken. Het ligt meer voor de hand om het sluizencomplex in dezelfde bouwput te maken als het meest westelijke deel van de stuw.

5.3 Schematisch verloop uitvoering

In §5.2 is gebleken dat er verschillende mogelijkheden zijn voor het uitvoeren van het stuwcomplex. In deze paragraaf volgt een kort schematisch verloop van een mogelijke uitvoeringswijze van het stuwcomplex.

Het verloop van de uitvoering en een dwarsdoorsnede over het stuwcomplex zijn terug te vinden in bijlage D.1, figuur D.1.1 en figuur D.1.2:

- 1 uitbaggeren doorsnede tussen geleidedammen op een diepte tot vlak onder het toekomstige niveau van de uitstroombrempel van de stuw (ca. PWD) en ter plaatse van de toekomstige centrales moet de bodem uitgebaggerd worden tot onder het niveau van de turbines. Hierna volgt het aanbrengen van de bodembescherming, opgebouwd uit een bepaald geotextiel afgewerkt met een beschermende laag stortsteen, bovenstrooms en benedenstrooms over de benodigde lengte (I).
- 1a Ter plaatse van het toekomstige stuwcomplex moet een tijdelijke bodembescherming aangebracht worden, omdat hier de rivierbodem verder uitgebaggerd of ontgraven moet worden voor de bouw (of het plaatsen) van de verschillende onderdelen van het stuwcomplex (Ia).

-
- 1b het vrijkomende bodemmateriaal uit I kan gebruikt worden om de uitschuring ter plaatse van de geleidedammen te beperken door de uitgeschuurde geul op te vullen en te voorzien van een drempelconstructie. Deze drempel kan opgebouwd worden met zinkstukken over een relatief korte lengte van bijvoorbeeld 50 m bovenstrooms en 150 m benedenstrooms. Dit geldt ook voor de oostelijke geleidedam, omdat hier de uitschuring tot aan de toekomstige stuw kan reiken (Ib)
- 2 bouwput maken d.m.v. celwanden voor centrale b (II)
- 2a noodbrug aanleggen tussen west-oever en bouwput centrale b? (IIa)
- 3 bouwput centrale b op diepte ontgraven (III)
- 4 maken ruwbouw centrale b (=exclusief turbines e.d) (IV)
- 5 bouwput stuwgedeelte tussen centrale b en centrale a (stuw A) aansluiten op de bouwput van centrale b (V)
- 6 verwijderen bouwput centrale b (VI)
- 7 bouwen stuw A (VII)
- 8 bouwput maken voor centrale a (VIII)
- 9 verwijderen bouwput stuw A (IX)
- 10 maken ruwbouw centrale a (X)
- 11 verwijderen bouwput voor centrale a (XI)
- 12 bouwput maken voor stuwgedeelte ten westen van centrale b (stuw B) en sluiscomplex (XII)
- 13 bouwen stuw B en sluiscomplex inclusief strekdammen ter bescherming van scheepvaart (XIII)
- 14 verwijderen bouwput (+ verwijderen noodbrug) (XIV)
- 15 aanleggen van circa 1 km dam tussen westelijke geleidedam en het sluiscomplex op de onder (1) genoemde drempel (+ verwijderen noodbrug) (XV)
- 16 in fases uitbouwen van de stuw ten oosten van centrale a (stuw C) in verschillende bouwputten (XVI)
- 17 aanleggen van circa ½ km dam tussen de oostelijke geleidedam en stuw C op de onder (1) genoemde drempel (XVII)
- 18 plaatsen turbines in centrale a en b (XVIII a/b)
- 19 Aanbrengen definitieve bodembescherming ter plaatse van het stuwcomplex. Dit kan in fases gebeuren, steeds nadat de bouw van één of meerdere delen van het stuwcomplex zijn afgerond (inclusief verwijderen van de eventuele aanwezige bouwput).

5.4 bouwput voor geprefabriceerde onderdelen

5.4.1 Inleiding

Voor de bouw van componenten of onderdelen daarvan kan men gebruik maken van een bouwput. Het ligt voor de hand om deze bouwput zo dicht mogelijk in de buurt te maken van het uiteindelijke project, om zo tijd en kosten te besparen.

5.4.2 Lokatie

De meest voor de handliggende lokatie voor een bouwput in deze situatie is één van de zandplaten, waarop de geleidedammen zijn gebouwd. Deze liggen een lange tijd van het jaar droog en het is de lokatie die het dichtst bij de lokatie van het stuwcomplex ligt. In de tijd dat deze platen droog liggen kan hier een bouwput gemaakt worden. Voor de bouw van de Jamuna-brug wordt ook gebruik gemaakt van deze zandplaten.

De voorkeur gaat uit naar de westelijke zandplaat, omdat hier binnen de geleidedammen de meeste ruimte is om een bouwput te maken; aan de oostzijde is minder ruimte. De westelijke oever ligt eventueel ook gunstiger in verband met aanvoer van materieel, materiaal en dergelijke vanuit Sirajganj.

De bouwput kan ten noorden van de Jamuna-brug gemaakt worden, om problemen met aan- en afvoer van onderdelen van componenten, materieel, materiaal en dergelijke te voorkomen door de afmetingen van de brug. Ook de toeritten naar de brug blokkeren een vrije doorgang naar de noordkant van de brug.

Het maken van een bouwput ten zuiden van de Jamuna-brug heeft echter als voordeel dat in de luwte van de geleidedammen gebouwd kan worden. Hier is de stroming van het water minder dan bovenstrooms van de Jamuna-brug, zodat de bouwput minder door het rivierwater wordt beschadigd. Het nadeel van deze lokatie is dat er hier meer sedimentatie optreedt, zodat hier de waterdiepte kleiner is. Dit maakt het transporteren van onderdelen naar het stuwcomplex moeilijker.

De zandplaat tussen de brug en de toekomstige stuw is de lokatie waarbij de afstand van de bouwput naar het bouwterrein het kortst is.

Ten noorden van de stuw, bij de kop van de geleidedam, is de zandplaat in principe ook groot en droog genoeg om een bouwput te maken, maar in de natte tijd zal dit deel onder water staan en zal er een sterke stroming staan.

Een andere mogelijke lokatie is het gedeelte van de zandplaat dat achter de geleidedam ligt. Het voordeel ten opzichte van de andere lokatie is dat de zandplaat hier hoger ligt en niet in de hoofdgeul ligt. Hierdoor heeft de bouwput minder last van het hoge water in de natte tijd (zeker niet als de geul achter de geleidedam afgesloten is) en is dus beter te beschermen.

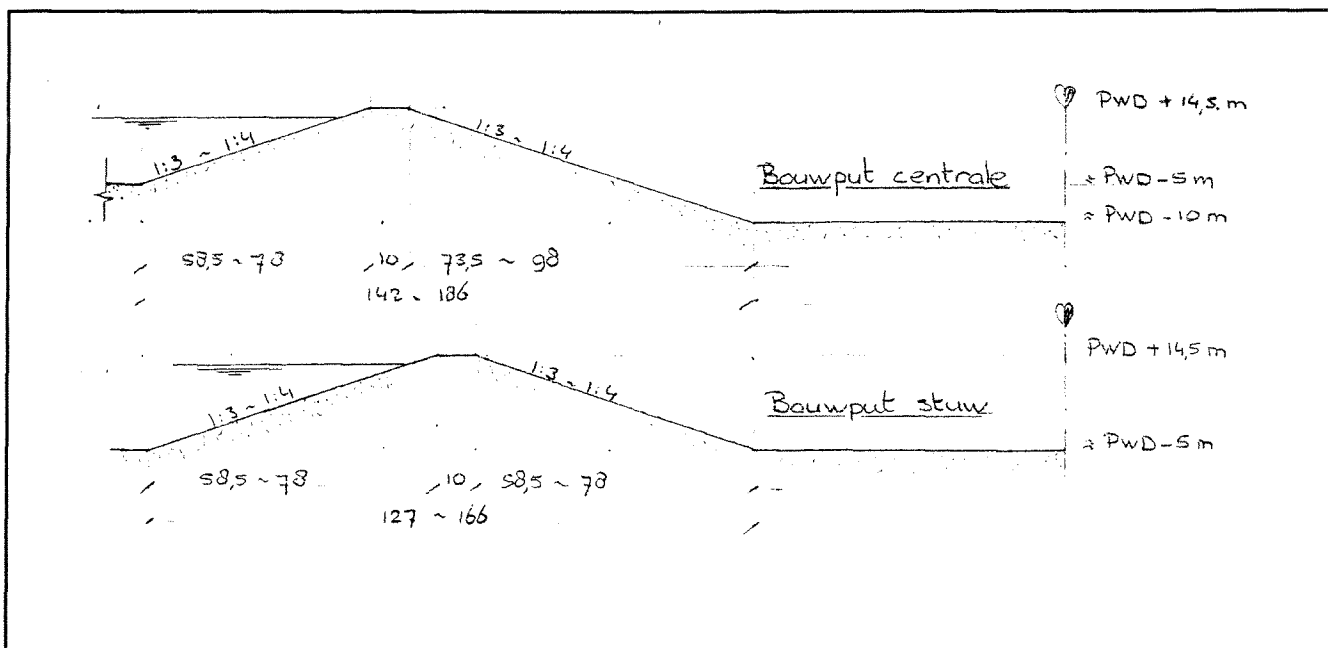
Het nadeel van deze lokatie is dat de afstand tot de bouwlokatie van de stuw veel groter is.

5.5 Bouwput in de rivier

5.5.1 Traditionele ringdijken

In §5.2.1 is gebleken dat de diepte van de bouwput voor de stuw en de centrales respectievelijk minimaal 18 m en 24,5 m moet zijn. (De bouwput voor de stuw wordt circa 19,5 m diep door de ontgraving van de bodem tot PWD -5 m).

Wordt de bescherming van de bouwput uitgevoerd als een traditionele ringdijk met een helling van 1:3 tot 1:4, dan is de breedte van de ringdijk voor de bouwput van de stuw al minimaal $2 \times (2 \times 58,5 + 10) \approx 254$ m en voor de centrales $2 \times (58,5 + 10 + 73,5) \approx 284$ m (zie figuur 5.1).



Figuur 5.1

Dit betekent dat een bouwput met ringdijken een aanzienlijk deel van de dwarsdoorsnede in beslag neemt en §5.2.1 is al vermeld dat dit problemen veroorzaakt, zoals opstuwning, stroomversnellingen en uitschuring van de bodem.

Om deze problemen te voorkomen moet een type bouwput toegepast worden dat een minder groot deel van het dwarsprofiel in beslag neemt. In de volgende paragraaf zal een dergelijk type bouwput besproken worden.

5.5.2 Bouwput met celdamwanden

Een voorbeeld van een type bouwput dat minder ruimte in beslag neemt is een bouwput die is samengesteld uit losse celwanden (zie bijlage D.2, figuur D.2.1). Losse damwandplanken worden hierbij langs een cirkelvormige mal in de rivierbodem geheid, zodat een gesloten cirkelvormige damwandconstructie ontstaat. Deze damwandconstructie wordt daarna gevuld met bijvoorbeeld zand, zodat een zware en stijve cel wordt gevormd. Op deze wijze wordt de bouwput opgebouwd tot een kofferdam, bestaande uit losse cellen die tenslotte met losse damwandconstructies aan elkaar gekoppeld worden. Door de grote stijfheid en het grote eigen gewicht van de cellen kan op deze wijze een diepe bouwput gemaakt worden zonder dat er een stempeling gebruikt hoeft te worden. De omvang van de bouwput kan hierdoor in principe ook onbeperkt groot worden.

Het nadeel van deze methode is dat er door het maken van de losse cellen en de onderlinge verbindingen veel damwandplanken geheid moeten worden. Het heien van de cellen kost door de grote hoeveelheid benodigde damwandplanken veel tijd.

5.5.2.1 Globale afmetingen celdamwanden

Diameter:

Uit verschillende praktijkvoorbeelden blijkt dat een cel een diameter heeft die ligt in de orde van ongeveer 20 m, zodat voor de celdamwand totaal ongeveer een breedte van 40 m nodig is.

Dat is veel minder dan de in §5.5.1 gevonden 254 m en 284 m die nodig is bij het toepassen van een traditionele ringdijk.

Inheidiepte:

Voor de bepaling van de inheidiepte moet gelet worden op 2 punten:

- 1) De inklemmingslengte in de ondergrond beneden de bouwputbodem die nodig is om de belastingen van het rivierwater op de celwanden op te kunnen nemen.
- 2) De uitschuring van de bodem aan de buitenzijde van de celdamwanden. De inheidiepte moet zodanig zijn dat de uitschuring zodanig ver boven de onderzijde van de damwandplanken blijft dat de stabiliteit van de celdamwanden niet in gevaar komt.

ad 1)

Een ruwe schatting is dat de inheidiepte een 1/2 tot 2/3 deel van de te keren hoogte is. Daar er hier uiteindelijk sprake is van een starre damwandconstructie wordt de totale lengte van de damplanken geschat op 1,5 maal de te keren hoogte.

Er gelden dan de volgende damplanklengtes:

Centrales : 1,5x24,5 ≈ 37 m
Stuw : 1,5x19,5 ≈ 30 m

ad 2)

De rivierbodem is uitgebaggerd tot een diepte van PWD -5 m en daarna voorzien van een bodembescherming. Er zal op de rivierbodem aan de buitenzijde van de celdamwanden misschien enige schade aan deze bodembescherming ontstaan maar die zal beperkt blijven. Eventueel kan de bodembescherming rond de bouwput extra beschermd worden. In Bijlage D.2, figuur D.2.2 is een schematische doorsnede over een celdamwand te zien.

5.6 Conclusie

Door de constant aanwezige waterstroming en het steeds veranderende waterpeil en dwarsprofiel is het plaatsen van geprefabriceerde onderdelen van het stuwcomplex moeilijk te realiseren op deze lokatie. Het bouwen van het stuwcomplex in verschillende fasen in bouwputten ter plaatse is een arbeidsintensieve methode, maar in deze situatie is deze methode, mede door het feit dat er in het ruime dwarsprofiel van de rivier weinig hinder ondervonden wordt van profielvernauwing door de aanwezige bouwput of bouwputten, waarschijnlijk de beste oplossing.

6. Conclusies en aanbevelingen

Tot slot van dit afstudeerproject volgen er een aantal conclusies en aanbevelingen met betrekking tot de bij van een stuw in de rivier de Jamuna.

De meest geschikte bouwlocatie voor een stuwcomplex is ter plaatse van de geleidedammen, aangelegd voor de bouw van de Jamuna-brug, nabij Sirajganj. De dwarsdoorsnede van de rivier is hier vastgelegd en er zijn maatregelen genomen om de invloed van de stuw op de rivier de Dhaleswari te beperken. De voorbereidende werkzaamheden voor de inpassing in de omgeving zijn hierdoor al voor een belangrijk gedeelte achter de rug en dit bespaart de nodige tijd en kosten.

De uitvoering van het stuwcomplex kan het beste ter plaatse in bouwputten gebeuren. Het prefabriceren en het daarna op de juiste plaats op de rivierbodem plaatsen van de onderdelen voor het stuwcomplex is moeilijk uit te voeren, omdat door het grote sedimenttransport in de Jamuna de bodem voortdurend in beweging is. Door de stuw ter plaatse te bouwen kan flexibeler omgegaan worden met het bodemverloop en ter plaatse kunnen maatregelen genomen worden om de bodem en/of de constructie aan te passen aan de omstandigheden.

De bouw van het stuwcomplex mag het dwarsprofiel en de waterstand van de rivier niet te veel beïnvloeden, zodat de bouw in meerdere fasen, verdeeld over kleine bouwputten uitgevoerd moet worden. Traditionele ringdijken ter bescherming van de bouwput nemen veel ruimte in het dwarsprofiel in beslag en zijn gevoeliger voor beschadiging door stroomversnellingen en uitschuring dan bijvoorbeeld celdamwanden.

Het aanbrengen van een ring van celdamwanden om een bouwput is erg arbeidsintensief, maar zorgt voor een betere bescherming van de bouwput en neemt minder ruimte in, in het dwarsprofiel.

Literatuurlijst:

- 1 Lamers, W.J.M.
Voorstudie voor een Stuw in de Jamuna, Bangladesh
(Afstudeerrapport en bijlagen bij afstudeerrapport)
Augustus 1994
 - 2 Jamuna Bridge Project,
Phase II study,
River Training Works,
Design Report, Volume I,
Render, Palmer and Tritton, NEDECO,
Bangladesh Consultants Ltd.,
Mei 1990.
 - 3 Jamuna Bridge Project,
Phase II study,
River Training Works,
Design Report, Volume II,
Render, Palmer and Tritton, NEDECO,
Bangladesh Consultants Ltd.,
Mei 1990.
 - 4 Design Of Small Dams,
United States Department Of The Interior,
Bureau Of Reclamation,
A Water Resources Technical Publication,
Third Edition, 1987.
 - 5 Prof.Dr.-Ing. H.Press,
Stauanlagen und Wasserkraftwerke,
II. Teil,
Zweite, erweiterte Auflage,
1959.
 - 6 Prof.Dr.-Ing. H.Press,
Stauanlagen und Wasserkraftwerke,
III. Teil,
Zweite, erweiterte Auflage,
1967.
 - 7 CUR Report 169,
Manual on the use of Rock in Hydraulic Engineering,
Ministry of Transport, Public Works and Water Management,
Road and Hydraulic Engineering Division,
Nov. 1994.
 - 8 H.Ackermann,
Aus der Entwicklung der Beweglichen Wehrverschlüsse,
Verlag Mensch und Arbeit - Zürich,
1950?
 - 9 Handleiding ontwerpen granulaire bodemverdediging,
Bouwdienst RWS,
1995.
 - 10 Meijers, P.
Ontwerp van een stuw in de Narmade,
Afstudeerverslag,
TH Delft, faculteit CT,
1987.
- Dictaten Faculteit der Civiele techniek, TU Delft:
- f3 d'Angremond/Bezuijen e.a.,
Waterbouwkunde,
Augustus 1993.
 - f4 G.J.Schiereck,
Introduction to bank shore protection,
September 1993.
 - f9 Prof.ir.A.Glerum,
Waterbouwkundige kunstwerken,
Januari 1992.
 - f20 Ir.J.v.Duivendijk,
Energiewaterbouwkunde,
Februari 1993.
 - g20a Prof.dr.ir.J.C.Walraven,
Gewapend beton,
Februari 1993.

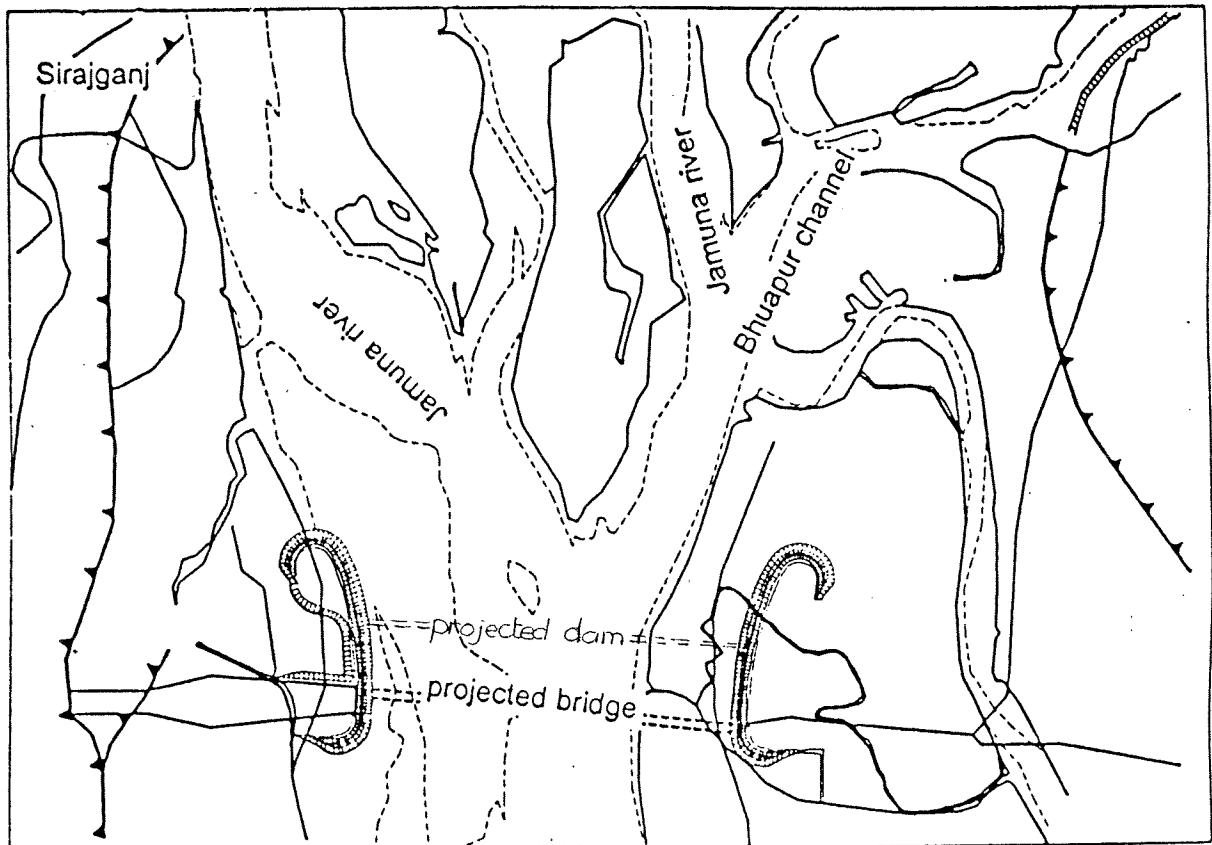
STUW IN DE JAMUNA, BANGLADESH

Stuwcomplex op de lokatie "Jamuna-brug" nabij Sirajganj

Bijlagen

Augustus 1996

R.M.W.Bommelijn



A. Samenvatting afstudeerrapport "Stuw in de Jamuna, Bangladesh" van W.J.M.Lamers (1994)

A.1 Gegevens van de Jamuna

A.1.1 Debieten

Door het Waterloopkundig Laboratorium (WL) zijn meetwaarden van het meetstation Bahadurabad uit de jaren 1973 tot en met 1984 beschikbaar gesteld. Waarden voor het debiet, aan de hand van de meetgegevens te Bahadurabad:

- De Standaard Hoog Waterafvoer (SHW, waarde die 18 dagen per jaar wordt overschreden) bedraagt: 52.000 m³/s.
- De gemiddelde hoogste afvoer per jaar is 65.000 m³/s.
- 1:100 jaar; 91.000 m³/s.
- Q_{bankfull}= 44.000 m³/s= debiet waarbij de waterstand van de rivier tot oeverhoogte staat.
- Afvoer bij Standaard Laag Water (SLW, waarde die 18 dagen, dat wil zeggen 5% van de tijd, wordt onderschreden): 3.800 m³/s.
- De gemiddelde jaarafvoer is ongeveer 612 km³ (circa 19400 m³/s).

A.1.2 Waterstanden

Waterstanden en andere hoogten worden weergegeven ten opzichte van het **Public Works Datum** (PWD), het referentieniveau in Bangladesh.

Bij de lokatie voor de Jamuna-brug nabij Sirajganj gelden de volgende waarden (t.o.v. PWD):

- Gemiddelde jaarlijkse hoogste waterstand: +13,66 m
- 1:100 jaar hoogwaterstand: +15,08 m
- Standaard Hoog Water (SHW): +12,8 m (gedurende 5% van de tijd overschreden).
- Standaard Laag Water (SLW): +6,77 m (gedurende 5% van de tijd onderschreden).

A.1.3 Dwarsprofiel van de rivier

De gemiddelde diepte en de totale breedte van de geulen op de lokatie van de toekomstige brug bij Sirajganj zijn bij benadering te beschrijven als functie van het debiet.

Het WL heeft hiervoor de volgende formules afgeleid [3,p.B-26]:

$$B_{\text{gem}} = 18,9 * Q^{0,51} \quad (\text{m}) \quad (\text{A1})$$

$$h_{\text{gem}} = 0,56 * Q^{0,23} \quad (\text{m}) \quad (\text{A2})$$

A.1.4 Bodemruwheid

Door het WL werd de volgende formule afgeleid:

$$C = 0,126 * Q^{0,14} / \sqrt{i} \quad (\text{m}^{1/2}/\text{s}) \quad (\text{A3})$$

Deze formule is verkregen door benaderingen voor B/Q-krommen en h/Q-krommen in te vullen in bovenstaande formule. Bij een hoge afvoer is de weerstand lager.

A.2 Het reservoir

A.2.1 Hoeveelheid water die afgenomen kan worden

In de droge tijd is het debiet in de Jamuna nog altijd gemiddeld ruim 4000 m³/s. De vraag is hoeveel hiervan afgenomen kan worden voor irrigatie, zonder benedenstrooms van de stuw problemen te veroorzaken.

Het grootste probleem is de zoutindringing vanuit zee. Dit probleem is maatgevend voor de af te nemen hoeveelheid water. Er wordt gestreefd naar het gebruik van een maximaal debiet van 500 m³/s voor irrigatie, zodat de afvoer bij SLW (3800 m³/s) niet daalt onder de afvoer die eens per 10 jaar voorkomt (3300 m³/s), om de zoutindringing vanuit zee enigszins te beperken.

Ook de wijze van beheer van de stuw is mede bepalend voor de hoeveelheid water die kan worden afgenomen voor irrigatie.

Verder moet bepaald worden bij welke waarde voor de afvoer de stuw gestreken moet worden. Deze waarde bepaalt de lengte van de stuwperiode en is daarmee een belangrijke grootte in het scenario.

A.2.2 Lengte van de stuwperiode

De lengte van de stuwperiode wordt bepaald door de maximale waarde van het rivierdebiet tijdens het stuwven. Een lange stuwperiode is gunstig voor de landbouw en de energiewinning, maar wel is dit van negatieve invloed op de sedimentatie van het reservoir. In [1] is berekend dat bij een maximaal debiet van $20000 \text{ m}^3/\text{s}$ al sedimentatie optreedt en dat bij grotere waarden voor het debiet de sedimentatie snel toeneemt.

Bij dit debiet is de stuw gedurende 136 dagen per jaar gestreken ($Q = 20000 \text{ m}^3/\text{s}$ heeft een overschrijdingskans van $\approx 37\%$, zie debietsduurlijn in bijlage

B.8), terwijl er maar ongeveer 100 dagen per jaar geen behoefte aan irrigatie is (zie fig.A.1). Het maximale stuwdebiet wordt daarom iets hoger gekozen, namelijk $25000 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij dit debiet is de stuw maar 120 dagen per jaar gestreken (overschrijdingskans van $\approx 33\%$) en is de behoefte aan irrigatie nog erg gering als er nog geen water beschikbaar is.

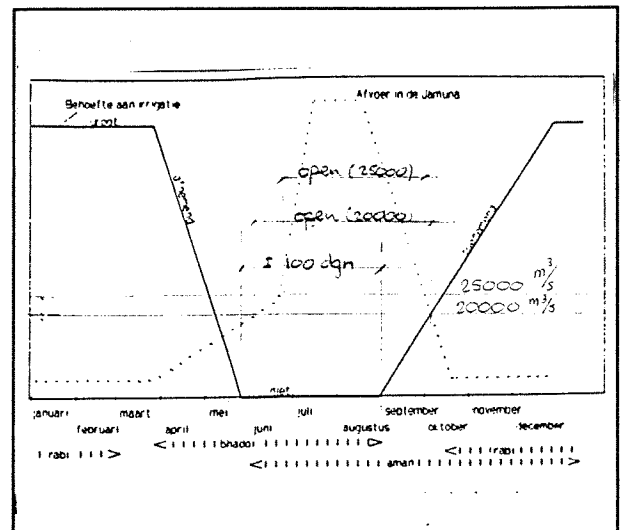


Fig.A.1: Schematische weergave van de behoefte aan irrigatie water gedurende het jaar.

A.2.3 Stuwhoogte

De stuwhoogte bepaalt de hoeveelheid water die in het reservoir geborgen kan worden en bepaalt de lengte van het reservoir.

Een stuwpeil van 1 à 2 m boven oeverhoogte (rond het hoogwaterpeil van PWD +12,8 m) wordt hierbij als toelaatbaar beschouwd.

A.2.3.1 Berekening van de stuwkromme en inhoud reservoir

De lengte waarover het water merkbaar zal worden opgestuwd is afhankelijk van de volgende factoren:

- De afvoer in de rivier
- De hoogte van opstuwen
- De vorm van het dwarsprofiel over het gebied waar de opstuwing merkbaar is.
- Het verhang van de rivier
- Ruwheid van de bedding

Om de stuwkromme te berekenen is in [1] een numeriek model van de rivier opgezet in een spreadsheet. De vorm van het dwarsprofiel van de rivier is in deze berekening overal gelijk gesteld en alleen afhankelijk van de waterdiepte via de relatie met de afvoer uit §A.1.3 en §A.1.4 (formule A1 t/m A3). In [1] zijn voor diverse debieten en waterdiepten bij de stuw de stuwkrommen bepaald.

Met het model is uit het oppervlak van het dwarsprofiel en de lengte van een rekenstap per stap het volume bepaald.

De inhoud van het reservoir is bepaald door de hoeveelheid water te berekenen die er, ten opzichte van de evenwichtsituatie, meer in het riviervak aanwezig is. De formules voor diepte en breedte gelden alleen tot oeverhoogte, zodat voor de berekening van de reservoirinhoud in de uiterwaarden andere waarden aangenomen moeten worden. De uiterwaarden zijn in de berekening als geheel vlak en met een vaste breedte geschematiseerd. In tabel A.1 staan enkele resultaten behorende bij een afvoer van 4000 m³/s (= Q_{irrigatie} (500 m³/s) + Q_{min, 1:10 jaar} (3300 m³/s) + reserve).

Tabel A.1: Geborgen volume in het reservoir bij Q = 4000 m³/s

Diepte bij stuw/stuwpeil t.o.v. oeverhoogte (m)	11/-2	12/-1	13/0	14/1	15/2	16/3	17/4
Volume in het reservoir (km ³)	0,36	0,60	0,93	1,41	2,09	3,00	4,16
Aantal dagen dat een debiet van 500 m ³ geleverd kan worden	8	14	22	32	48	69	96
Vrijkomend volume bij peildaling 1 m (km ³)	0,16	0,24	0,33	0,48	0,68	0,91	1,16

Bij het gekozen scenario moet in een 1:10 droog jaar, wanneer de afvoer kleiner is dan 3800 m³/s, een debiet van ± 500 m³/s gedurende 18 dagen kunnen worden afgelaten. Hiervoor is ongeveer een volume van 500x18x24x3600 ≈ 0,7 km³ nodig (stuwhoogte is ± 2 m boven oever, zie tabel A.1). Dit is alleen te leveren als het water boven oeverhoogte wordt opgestuwd, zonder het waterpeil al te sterk te laten dalen.

A.2.4 Energiewinning

De opbrengst aan energie die te behalen is, is afhankelijk van het stuwpeil, de lengte van de stuwperiode en de geïnstalleerde capaciteit van de turbines. Het totaal geleverde vermogen bij verval H is berekend met de vereenvoudigde formule:

$$P = 8xQxH \text{ (kW)} \quad (\text{A4})$$

Hierin is Q het debiet dat door de turbines wordt gevoerd.

Met deze formule en de gemeten afvoeren uit 1973/1984 is voor verschillende waarden een schatting gemaakt voor de totale jaaropbrengst.

Uit berekening in [1] blijkt dat voor het maximale stuwdebiet van 25000 m³/s de grafiek voor de totale jaaropbrengst begint af te vlakken bij een turbinecapaciteit van 15000 m³/s (de diepte bij de stuw is 15 m). Een grotere capaciteit is dus niet rendabel en daarom is als benodigde doorvoercapaciteit van de centrale de waarde 15000 m³/s aangenomen.

A.3 Lokatiekeuze

A.3.1 Globale eisen, te stellen aan de lokatie

Voor de lokatie waar de stuw gebouwd kan worden zijn in [1] de volgende eisen en wensen geformuleerd:

1. Het gebied waar de stroming vertraagt moet op een plaats liggen waar de ligging van de rivier stabiel is, zodat de rivier er door blijft stromen.
2. Geringe invloed morfologische veranderingen; Het is te verwachten dat benedenstrooms van de stuw de rivierbodem zal dalen. Dit kan een negatieve invloed hebben op eventueel benedenstrooms aanwezige brugpijlers, oeververdedigingen etc.
3. Vorm van het dwarsprofiel; er mogen geen extreme dieptes voorkomen en het profiel mag ook niet te smal (geen plaats voor de stuw) of te breed (extra bouwkosten) worden.
4. Ligging ten opzichte van te bevoeien gebied; hoe verder naar het noorden, des te gemakkelijker kan het gebied ten zuiden van de stuw door middel van kanalen bevoeid worden.
5. Bovenstroomse vorm van de rivier; Bovenstrooms van de stuw mag het stroombed niet uit te veel verschillende geulen bestaan. Hierdoor zouden aparte reservoirs ontstaan. Als er bewoonde eilanden liggen, kunnen deze onderstromen of permanent onbereikbaar worden en daarom moeten extra voorzieningen worden getroffen.
6. Invloed op zijrivieren
7. Nut van een mogelijke oeververbinding over de stuw.
8. Zo min mogelijk scheepvaart
9. Geschikte bodem
10. Relatief geringe bevolkingsdichtheid
11. Behoeftte aan elektriciteit.

A.3.2 Stabiele lokaties

Stabiele punten, die dienen als instromingsgebied voor het reservoir, die volgens [1] in aanmerkingen als lokatie voor de stuw zijn:

1. Sirajganj; het gebied waar de stroming vertraagt begint dan bij het stabiele deel bij Bahadurabad en loopt tot Gaibanda.
2. Bera; het instroomgebied van het reservoir ligt dan tussen Bahadurabad en Madarganj.
3. Aricha; het instroomgebied ligt dan bij het stabiele deel bij Madarganj en zuidelijker.
4. Madarganj; de rivier is hier relatief smal en stabiel, zodat een eventuele stuw hier dus kleiner (korter) kan zijn. Over de stabiliteit van het instroomgebied is echter niets bekend, omdat dit buiten het bereik van het genoemde onderzoek viel.

(Voor de ligging van de 4 lokaties; zie fig. 1.2, § 1.2)

A.3.3 Bepaling lokatie

In tabel A.2 is de beoordeling te lezen, zoals die in [1], tabel 5.2, is gegeven. Hierin is een beoordeling gegeven van de belangrijkste eisen en wensen voor de lokatiekeuze (punt 1 t/m 7). Per lokatie komen hierdoor de sterke en zwakke punten van desbetreffende lokatie naar voren.

Tabel A.2:

Beoordeling punt 1 t/m 7 voor de 4 lokaties:

	S	B	A	M	
1	+	+	+	?	1= Stabiliteit instroomgebied
2	---	0	--	+	2= Invloed morf.veranderingen
3	++	0	0	++	3= Invloed zijrivieren
4	++	0	--	+++	4= ligging t.o.v te bevoeien gebied
5	--	0	0	++	5= Vorm rivier bovenstreams
6	++	---	-	--	6= Dwarsprofiel v.d. rivier
7	---	+	++	++	7= Nut oeververbinding

*Bijzonderheden:

S (=Sirajganj): dicht bij Jamuna-brug en eilanden

B (=Bera) : dicht bij Dhaleswari

A (=Aricha) : te dicht bij samenvloeiing met de Ganges

M (=Madarganj): opstuwing in India merkbaar

Conclusie:

In [1] wordt de conclusie uitgesproken dat Sirajganj (belemmering bouwwerkzaamheden door Jamuna-brug) en Aricha (alleen oeververbinding heeft nut) minder geschikt zijn als lokatie voor het project.

A.4 Vormgeving van het stuwcomplex

A.4.1 Eisen ten behoeve van het bepalen hoofdafmetingen

De volgende onderdelen van het stuwcomplex zijn het meest bepalend voor de indeling van het gehele complex:

- de "overlaat" voor hoogwater
- de centrale

A.4.1.1 Benodigde breedte van de doorlaatopeningen in de stuw

De drempel van de stuw kan gezien worden als een onvolkomen, lange overlaat (zie naaststaand figuur A.2).

De gemiddelde diepte d_2 , is bekend via formule (A2) als functie van de afvoer. Bij drempelhoogte a geldt dat $h_2 = d_2 - a$. Via formule (A1) en (A2) en de formule voor het debiet bij een lange onvolkomen overlaat kan ook de gemiddelde stroomsnelheid bepaald worden, omdat het debiet en het oppervlak van het profiel bekend is. Hieruit wordt het energieniveau H_2 berekend en als een waarde voor het geaccepteerde energieverlies over de overlaat wordt aangenomen is de benodigde netto-breedte nu uit te rekenen.

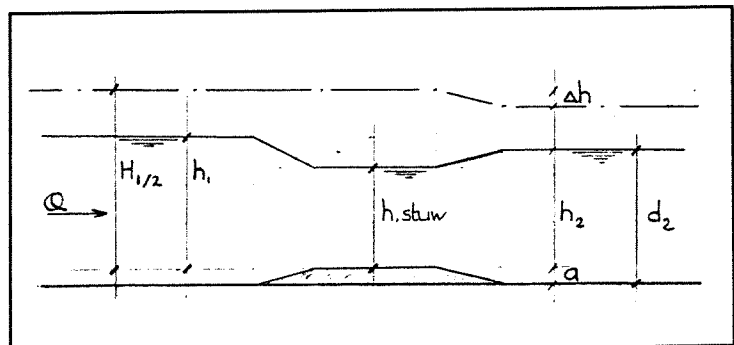


Fig. A.2: De stuw als overlaat

In [1] is voor verschillende afvoeren, energiehoogte-verliezen en drempelhoogten de benodigde netto-breedte van de overlaat berekend.

Maatgevende situaties voor de bepaling van de benodigde breedte zijn:

- De gemiddelde afvoer tijdens hoogwaterfase: Wanneer de stuw bij een debiet van 25000 m³/s wordt gestreken is de gemiddelde afvoer bij gestreken stuw 41000 m³/s. Dit gemiddelde is gewogen naar aantal dagen van optreden per meetwaarde.
- Hoogwaterafvoer: Ontwerp-hoogwaterafvoer; waarde 1:100 jaar= 91000 m³/s. Na voltooiing van de stuw moeten deze afvoeren kunnen worden doorgelaten zonder dat er bovenstrooms te grote extra verhogingen van de waterstand optreden.

A.4.1.2 Toelaatbaar verval over de constructie bij gestreken stuw

Omdat de Jamuna een sedimentrijke rivier is en omdat de hoogwaterperiode bepalend is voor de sedimentologische processen, zal de verhoging van de waterstand tot gevolg hebben dat op termijn de bodem bovenstrooms van de stuw stijgt. Deze bodemverhoging komt ongeveer overeen met de gemiddelde waarde van het verval van het energieniveau over de stuw.

In het vlakke Bangladesh is deze bodemstijging zeer ongewenst, omdat de gevolgen van overstromingen nog groter worden. Het verval over de gestreken stuw moet daarom zo klein mogelijk gehouden worden. Bij extreme afvoeren mag het verval wat groter zijn, omdat deze afvoeren veel korter duren en de morfologische evenwichtstoestand niet bereikt zal worden.

Zodoende zijn de volgende waarden voor het toelaatbare verval, ($h_1 - h_2$) in fig.A.1, over de stuw aangenomen:

bij gemiddelde afvoer tijdens stuwfase, 41000 m ³ /s:	10 à 20 cm
bij gemiddelde topafvoer, 65000 m ³ /s:	30 à 40 cm
bij extreme afvoer, ontwerpwaarde 91000 m ³ /s:	50 à 100 cm

A.4.1.3 Drempelhoogte overlaat

Hierbij spelen de volgende factoren een rol:

- **Sedimentatie:** Ter plaatse van de overlaat is bij gesloten stuw de stroomsnelheid laag zodat hier sedimentatie zal plaatshebben. Als er veel sediment rond de afsluiting wordt afgezet ontstaan problemen bij het openen. Hoe hoger de drempel boven de bodem ligt, hoe minder problemen er te verwachten zijn."

-
- **Hydraulische eisen:** "Er moet voldoende doorstroomprofiel zijn. Bij een hogere drempel moet dat in een grotere breedte gezocht worden."
 - **Bouwkosten:** "Hoe hoger de drempel ligt, hoe minder er ontgraven moet worden." De drempelhoogte beïnvloedt dus de kosten.

In [1] is aangenomen dat de bovenkant van de drempel op het niveau van de bodem ligt en dus een hoogte van 0 m heeft. De drempel volgt hierdoor het bodemprofiel, zoals aangenomen is in [1].

A.4.1.4 Ontwerpwaarden voor verval en afvoer centrale

De afmetingen van turbines worden gewoonlijk bepaald aan de hand van het kleinste verval dat nog een optimale energieproductie geeft. De theoretisch optimale opbrengst, uitgaande van de relatie tussen afvoer en verval blijkt, volgens [1], te liggen rond een afvoer van 35000 m³/s. Deze waarde is groter dan de eerder gevonden 15000 m³/s. De waarde van 15000 m³/s is gebaseerd op de totale jaarlijks geleverde produktie. Het aantal dagen per jaar dat de afvoer groter is dan deze waarde is gering. Het is daarom niet aantrekkelijk een grotere capaciteit voor deze afvoer te installeren.

Het dimensioneren van de turbines wordt gebaseerd op de waarde van 15000 m³/s.

Geschikte turbines:

Er is sprake van een laag-verval-centrale met variërend verval en afvoer. In [1] wordt geconcludeerd dat de dimensionering plaats vindt op basis van een horizontaal doorstroomd turbine-type.

Afmetingen van de turbines:

Een belangrijke kenmerkende afmeting van een turbine is de diameter van de turbinewaaier. Deze afmetingen worden geschat met behulp van de berekeningsmethode van Schweiger. Deze methode is gebaseerd op een inventarisatie van de karakteristieken van diverse turbines van meerdere fabrikanten (zie bijlage B.8).

A.4.1.5 Beperkende factoren voor de afmetingen van de centrale

- Indien in een bouwput gewerkt wordt mag de ontgraving niet te veel worden, omdat anders de bouwput moeilijk droog te houden is. In [1] is uitgegaan van een diepste ontgraving van 4 à 6 m onder het diepste punt van de geul. Om een fundering te krijgen die voldoende stijf is om trillingen van de turbines op te vangen is een minimale betondikte van 2 à 4 m nodig.

-
- Cavitatie in de turbine: Voor de hier toegepaste horizontaal gelegen turbines is cavitatie geen probleem als de waaier onder de benedenwaterstand ligt.
 - Als de in- en uitstroomopeningen van de turbines te diep onder de oorspronkelijke bodem liggen zal teveel sediment neerslaan. De diepteligging van de turbines moet daarom beperkt gehouden worden.

A.4.2 Indeling van het stuwcomplex

A.4.2.1 Eisen aan de indeling

Naar aanleiding van het voorgaande zijn in [1] enkele algemene eisen aan de situering van de hoofdcomponenten opgesteld:

De centrale:

- Toepassing in de diepe geulen gewenst, in verband met rendement van de centrale.
- De breedte beperkt houden, het liefst opsplitsen, in verband met het beperken van sedimentatie achter de centrale bij hoogwaterafvoer.

De overlaat:

- De overlaat moet voldoende nat oppervlak hebben voor de benodigde afvoercapaciteit.
- (Hierbij mag het verval over de overlaat niet te groot worden).
- Plaatsing in het diepe gedeelte resulteert in een kleinere breedte van de overlaat.

De sluis:

- De sluis moet in de diepste geul liggen, zodat de sluis goed bereikbaar blijft als het waterpeil daalt.
- De sluis moet zodanig beschermd liggen, dat schepen zo min mogelijk hinder ondervinden van dwarsstromingen.
- De sluis moet tijdig zichtbaar zijn vanuit de rivier bovenstrooms (ongeveer 1,5 km) en een richtpunt vormen voor het scheepvaartverkeer.
- Hieruit volgt bij voorkeur een ligging in een buitenbocht.

A.4.2.2 Opties voor de indeling

Uitgaande van de eisen en overwegingen uit voorgaande paragrafen zijn in [1] een aantal concepten voor de indeling voor één enkele riviergeul opgesteld.

De opties 1-A en 1-B (zie fig.A.3 en A.4) moeten aan de volgende zaken getoetst worden:

- De mogelijkheid om de constructie in de lokatie in te passen met de afmetingen die nodig zijn om te voldoen aan de capaciteitseisen van de doorlaat in de stuw en de centrale.
- Morfologische effecten boven- en benedenstrooms van de stuw.
- Benodigde maatregelen ter bescherming van de constructies en de omgeving.
- De manier waarop de bouw wordt uitgevoerd.

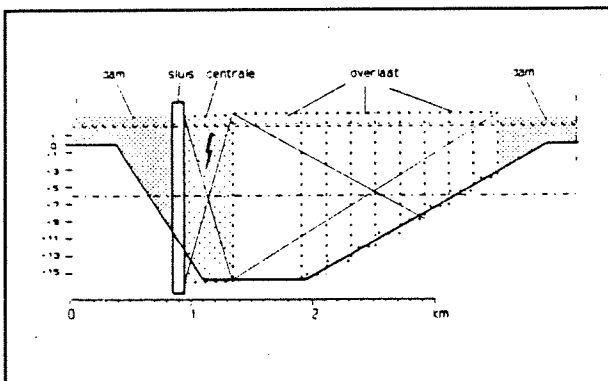


Fig.A.3: Optie 1-A: Stuwcomplex in 1 geul, alle eenheden in een geheel

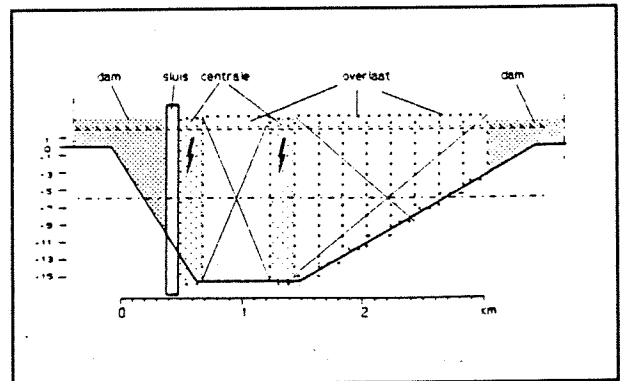


Fig.A.4: Optie 1-B: Complex in 1 geul, de centrale is verdeeld opgesteld.

De variatie tussen 1-A en 1-B is het verdeeld opstellen van de centrale en de overlaat. Bij 1-B kan de centrale ook aan beide oevers worden geplaatst. Dit vereist voldoende diepte, welke bij de standaarddwarsprofielen niet aanwezig is. In een reële situatie kan dat anders zijn. Het bouwen in één geul kan de uitvoering bemoeilijken.

B BIJLAGEN BEHORENDE BIJ HOOFDSTUK 2:

B.1: GELEIDEDAMMEN TER PLAATSE VAN DE JAMUNA-BRUG

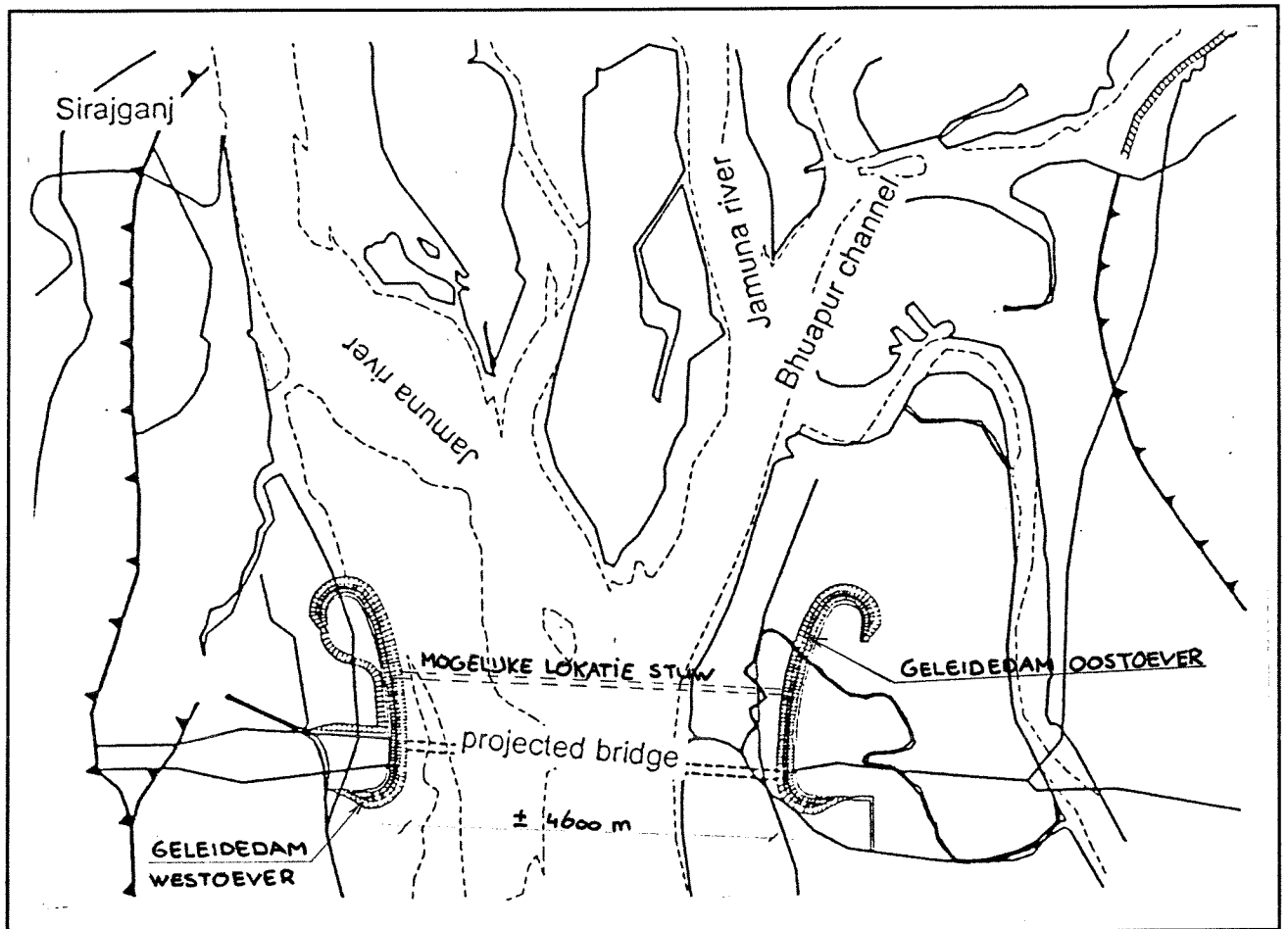
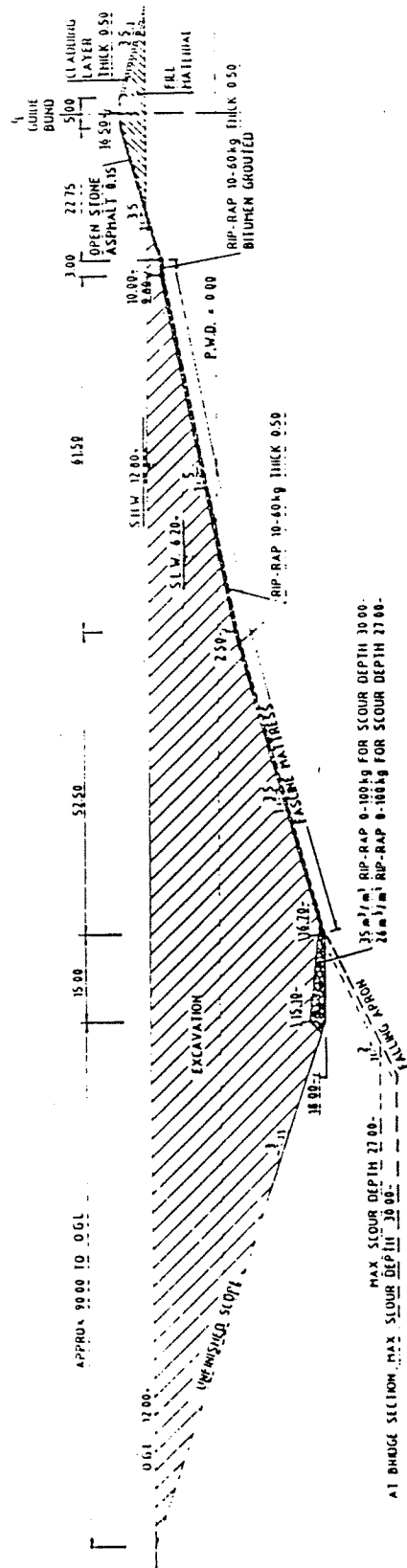


Fig.B.1.1: Overzicht lokatie "Jamuna-brug"

Fig.B.1.2: Dwarsdoorsnede geleidedam



TYPICAL CROSS SECTION OF GUIDE BUND

B.2: MEETGEGEVENS JAMUNA-BRUG + OVERZICHT

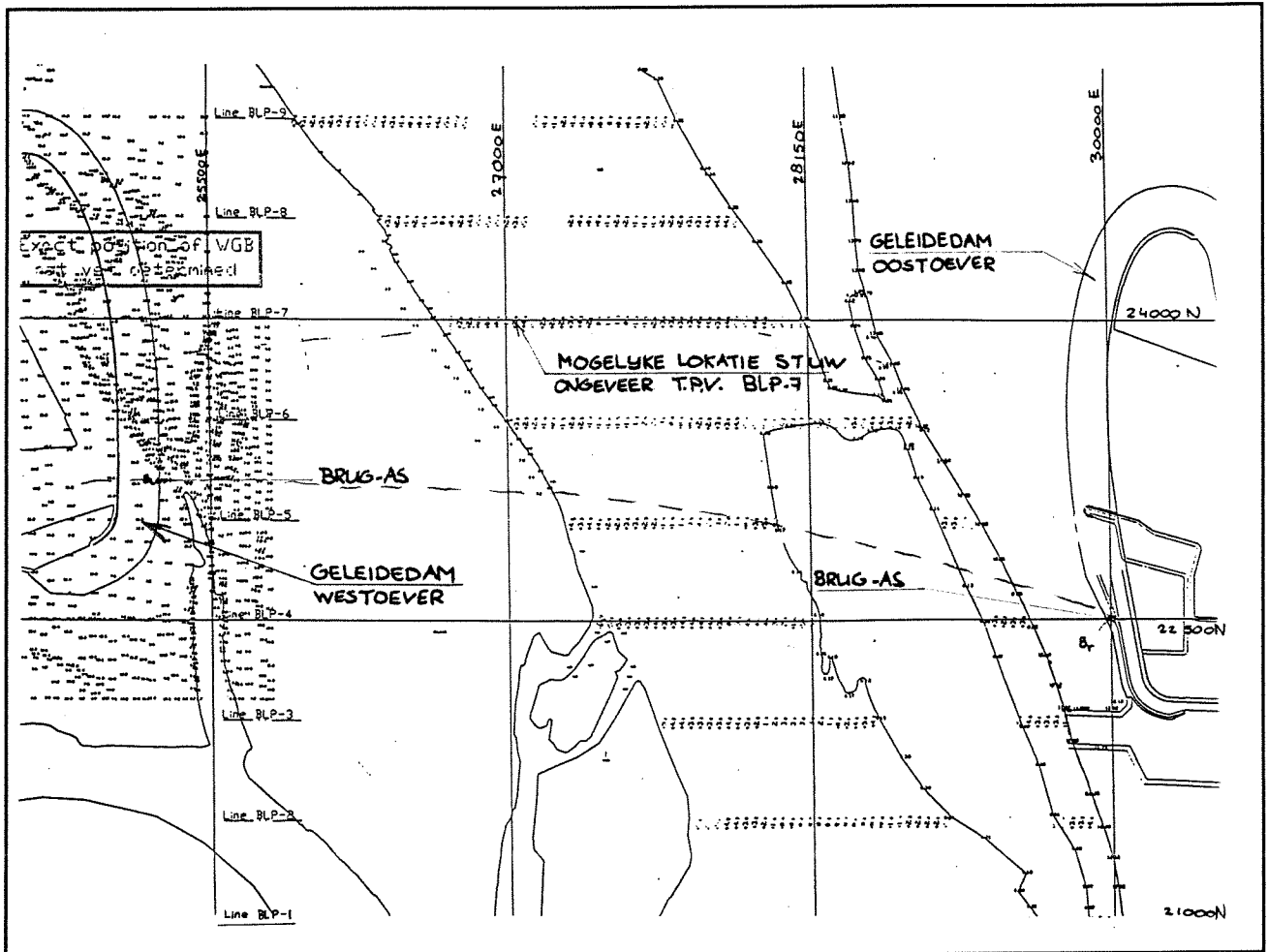


Fig.B.2.1: Overzicht BLP-1 t/m BLP-7

Verklaring fig.B.2.2 t/m B.2.7:

Omcirkelde cijfers bij metingen:

- 1: meting 1 november 1994
- 2: meting 16 december 1994
- 3: meting 15 januari 1995
- 4: meting 24 februari 1995
- 5: meting 21 maart 1995
- 6: meting 14 april 1995

Opmerking:

De metingen van 24 februari 1995 zijn vrijwel in het geheel weggevallen bij het kopiëren van de originele tekeningen. Er blijven echter voldoende meetgegevens over om een representatief bodemverloop te kunnen bepalen.

Verticaal genummerde lijnen:

Deze cijfers komen overéén met het coördinatenstelsel, zoals dat in fig.B.2.1 is aangegeven; in de figuren B.2.2 t/m B.2.7 komt 7000 bijvoorbeeld overéén met 27000E in fig.B.2.1.

Horizontaal genummerde lijnen:

Het cijfer 0 komt overéén met het referentieniveau PWD.

Negatieve getallen geven een metingswaarden aan die hoger liggen dan PWD, terwijl positieve getallen metingswaarden aangeven die lager liggen dan PWD. Deze tegengestelde waarden worden waarschijnlijk veroorzaakt door de methode van meten in de praktijk.

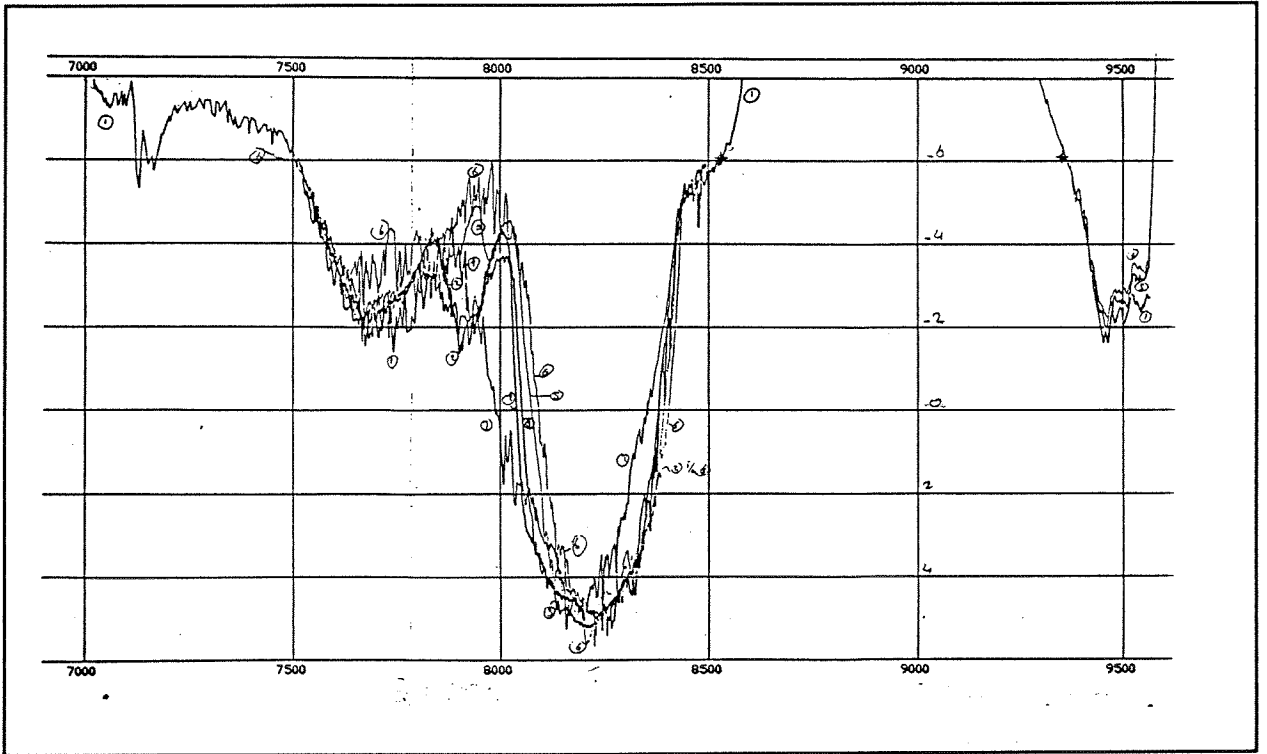


Fig.B.2.2: Doorsnede BLP-4

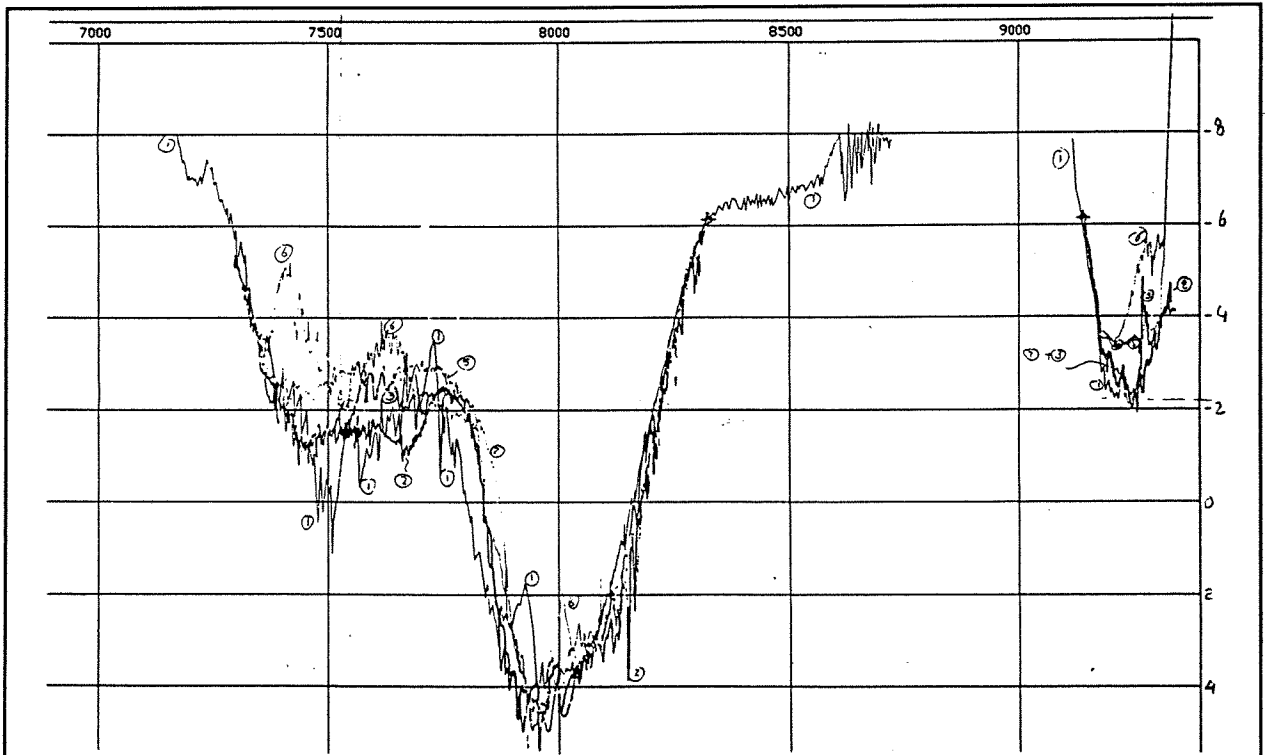


Fig.B.2.3: Doorsnede BLP-5

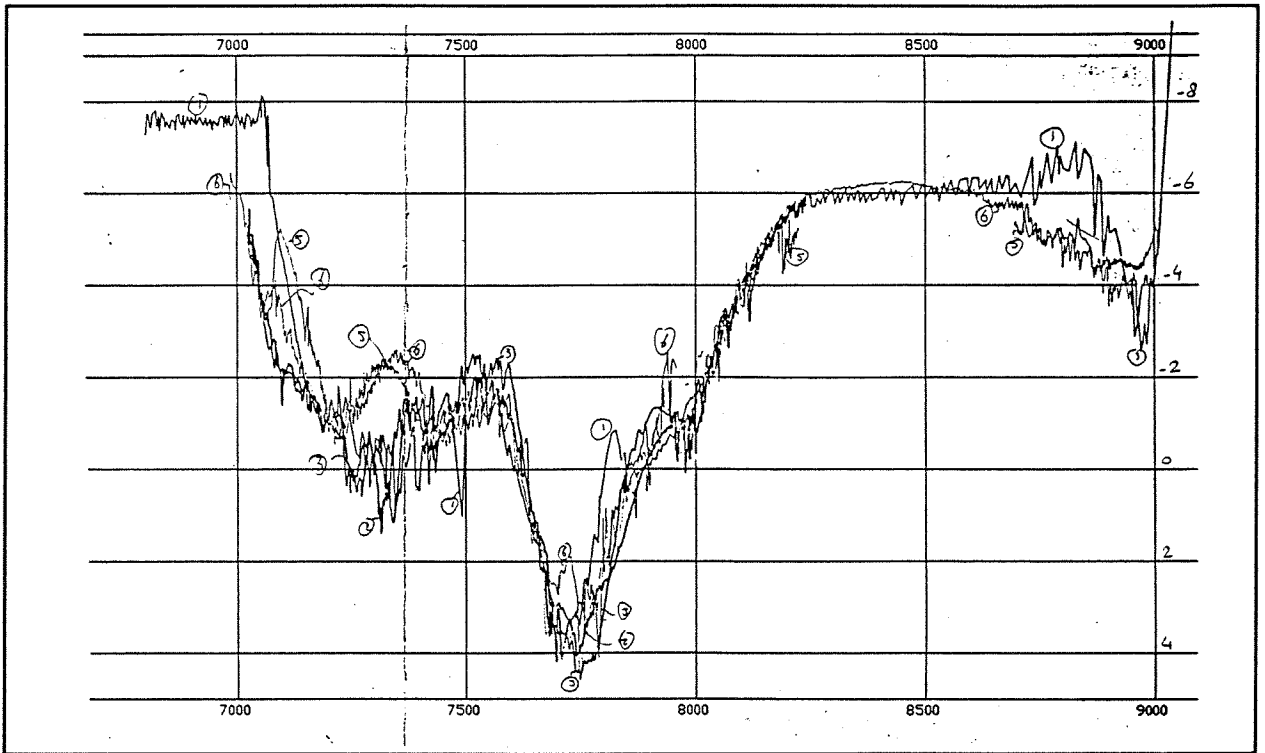


Fig.B.2.4: Doarsnede BLP-6

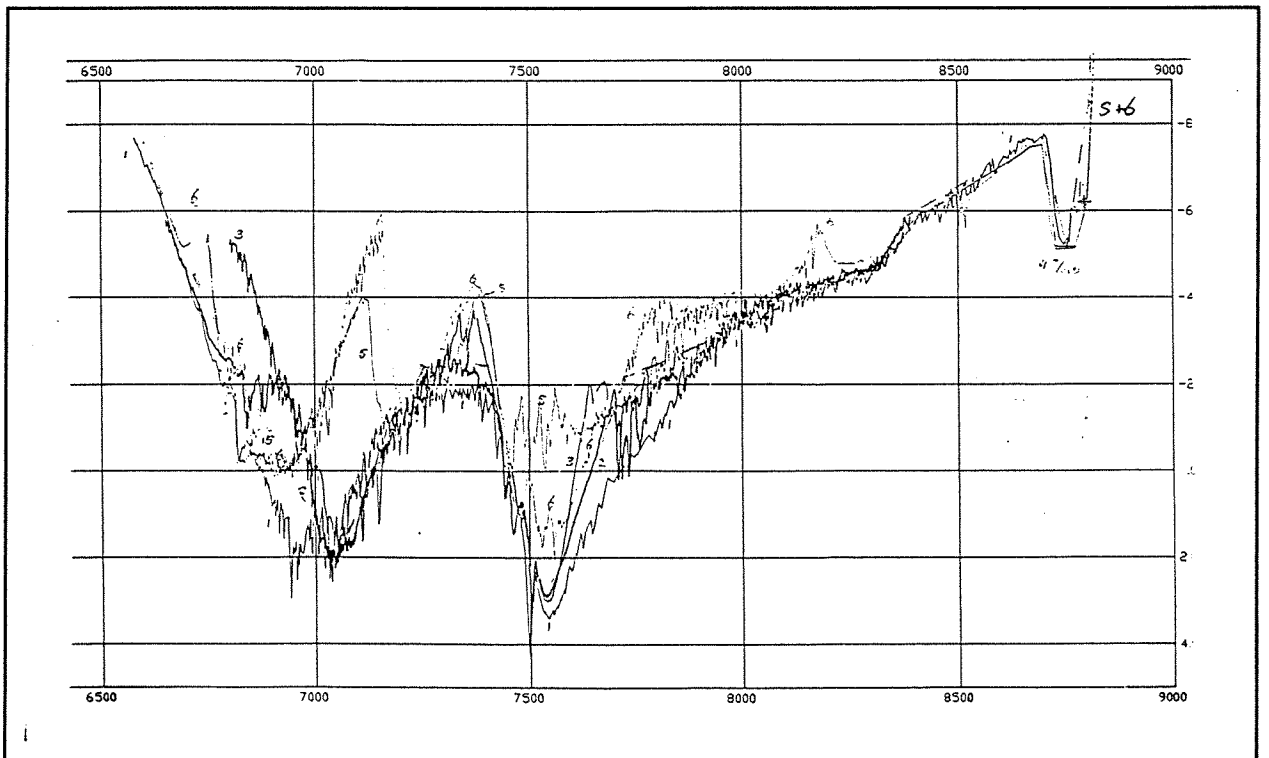


Fig.B.2.5: Doarsnede BLP-7

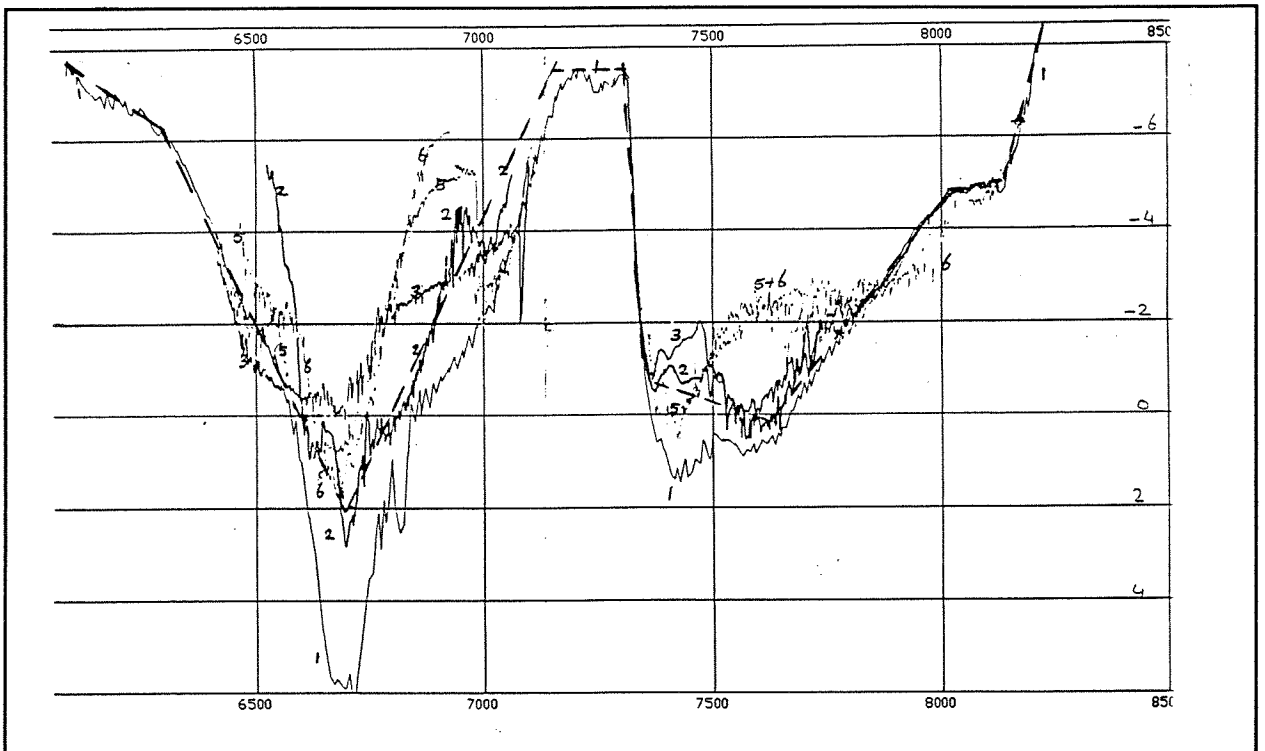


Fig.B.2.6: Doornede BLP-8

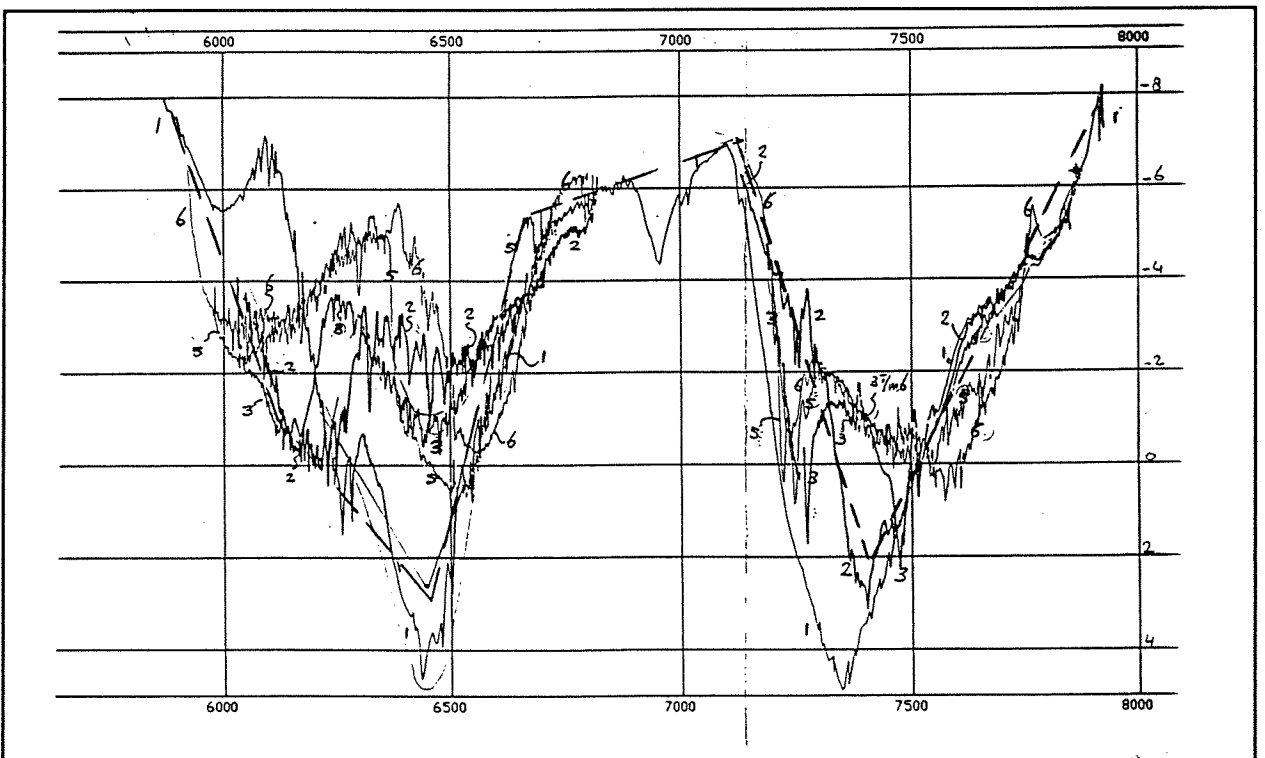


Fig.B.2.7: Doornede BLP-9

4000		5500	
① Water Level	+ 8.96 (1-Nov)		
			-8
② Water Level	+ 7.01 (16-Dec)	⑥ Water Level	+ 6.98 (14-Apr)
③ Water Level	+ 6.31 (15-Jan)	⑤ Water Level	+ 6.21 (23 Mar)
④ Water Level	+ 5.98 (24-Feb)		
			-6
			-4
			-2

Fig.B.2.8: Gemeten waterstandsverloop lokatie "Jamuna-brug"

B.3: RELEVANTE DOORSNEDEN T.P.V JAMUNA-BRUG (BLP-6 T/M BLP-9)

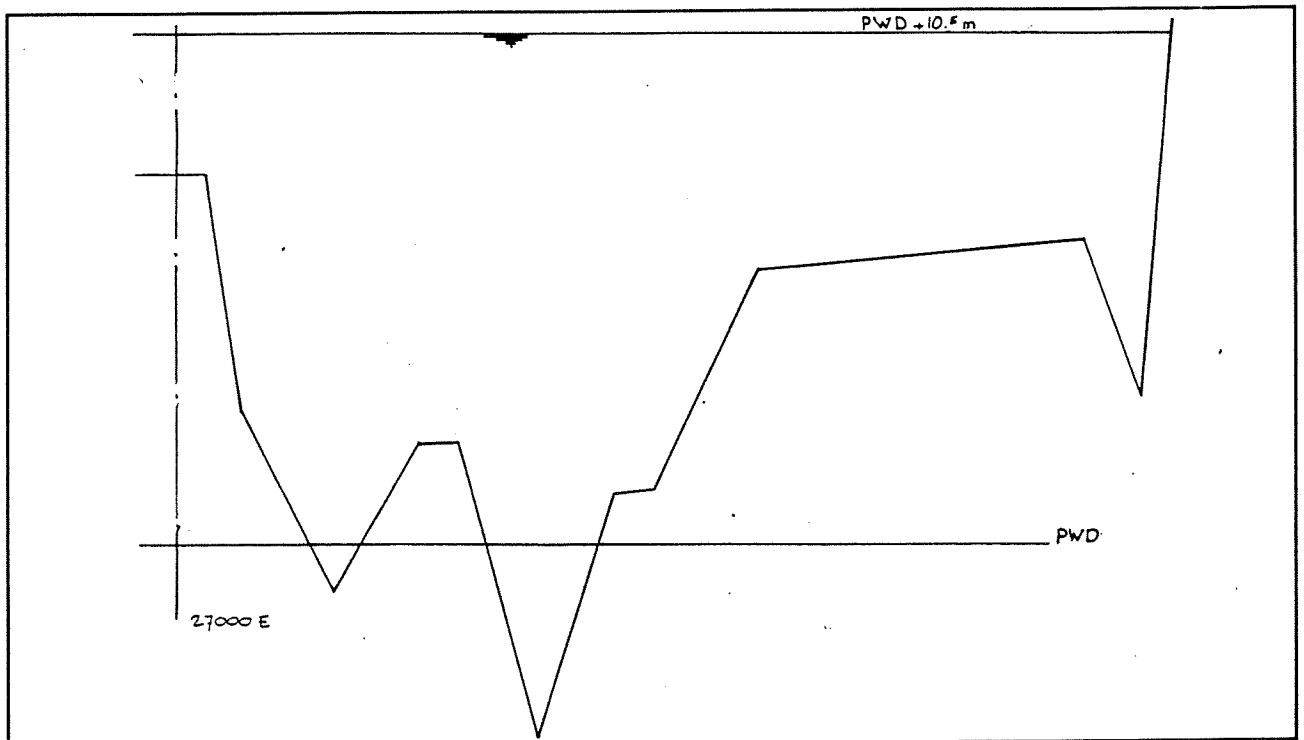


Fig.B.3.1: Geschematiseerde doorsnede BLP-6 (meting november 1994)

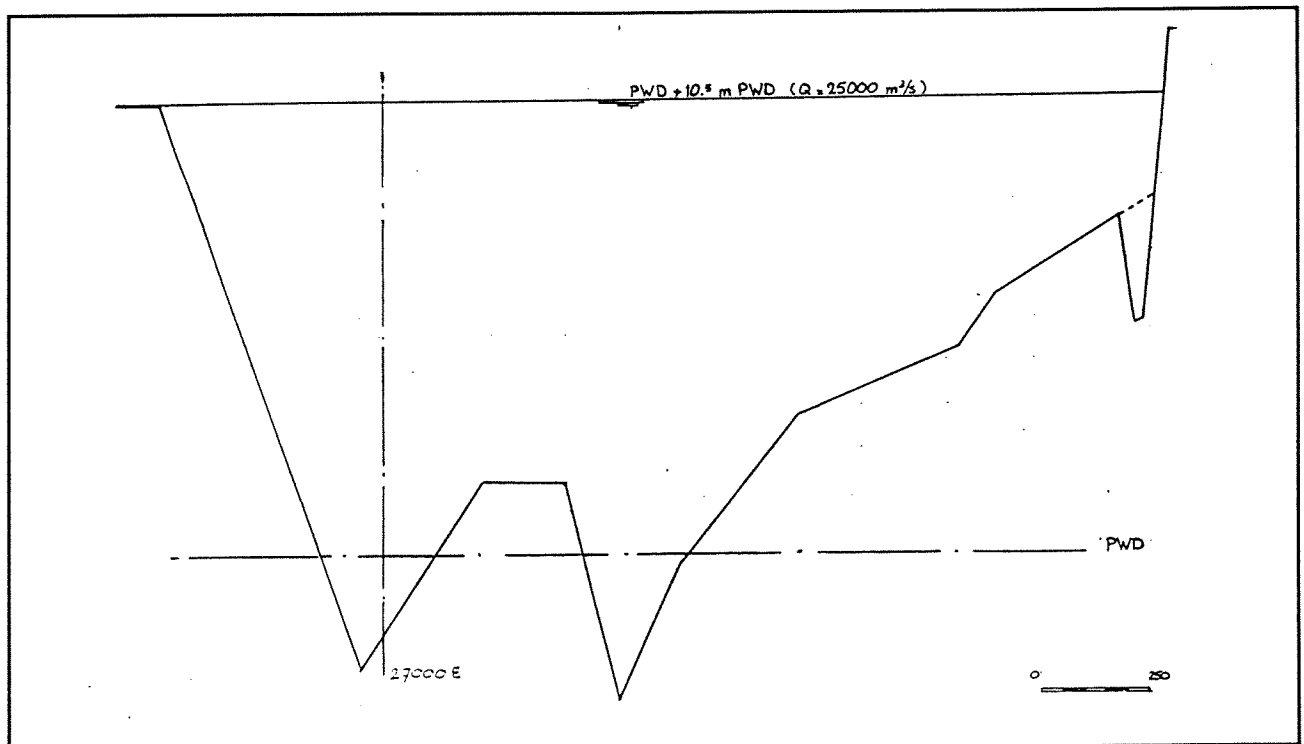


Fig.B.3.2: Geschematiseerde doorsnede BLP-7 (meting november 1994)

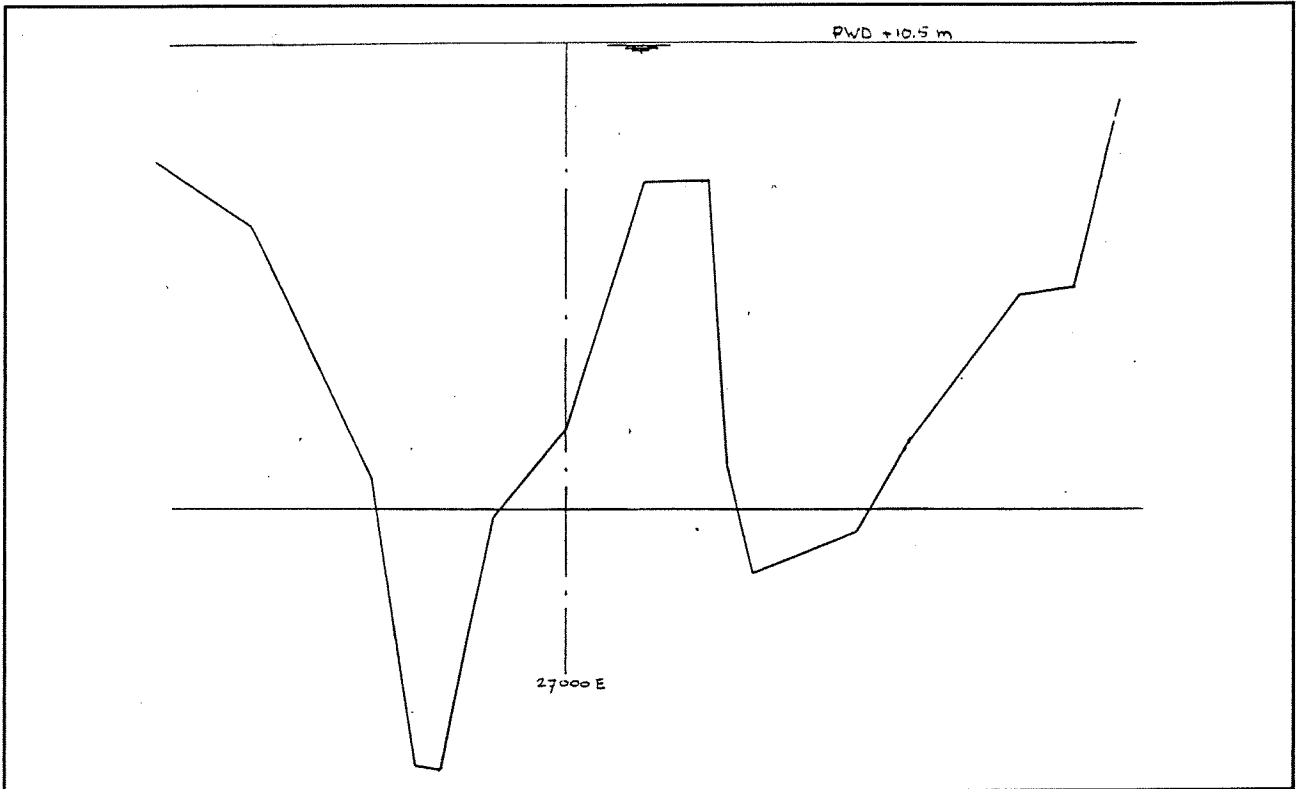


Fig.B.3.3: Geschematiseerde doorsnede BLP-8 (meting november 1994)

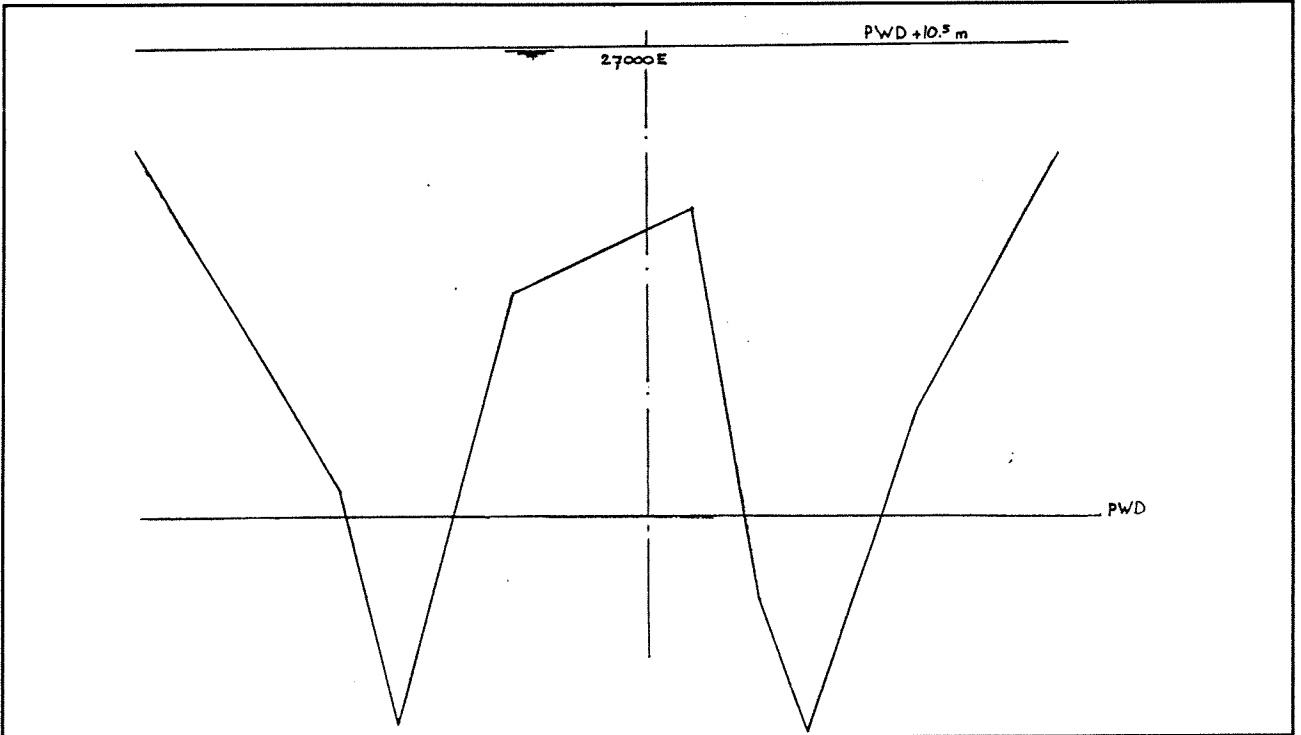


Fig.B.3.4: Geschematiseerde doorsnede BLP-9 (meting november 1994)

B.4: BODEMBESCHERMING (Tabel 9.3 [1])

Tabel B.4.1:

Diepte van de ontgrondingskuil ten opzichte van de oorspronkelijke bodem voor de verschillende lengte van de bodembescherming. (berekend voor diepste deel van de grootste geul)					
L (m)	500	600	700	800	900
h_{sm} (als $Q=41.000 \text{ m}^3/\text{s}$)	55,6	28,3	16,7	11,2	8,2
L / h_{sm}	9,0	21	42	71	108
h_{sm} (als $Q=25.000 \text{ m}^3/\text{s}$; sedimentaanvoer laag)	41	22,9	11,4	8,4	6,7

Voor beschrijving rekenmethode; zie §4.5.4 en bijlage C.14.

B.5: REPRESENTATIEVE DWARSDOORSNEDE BLP-7

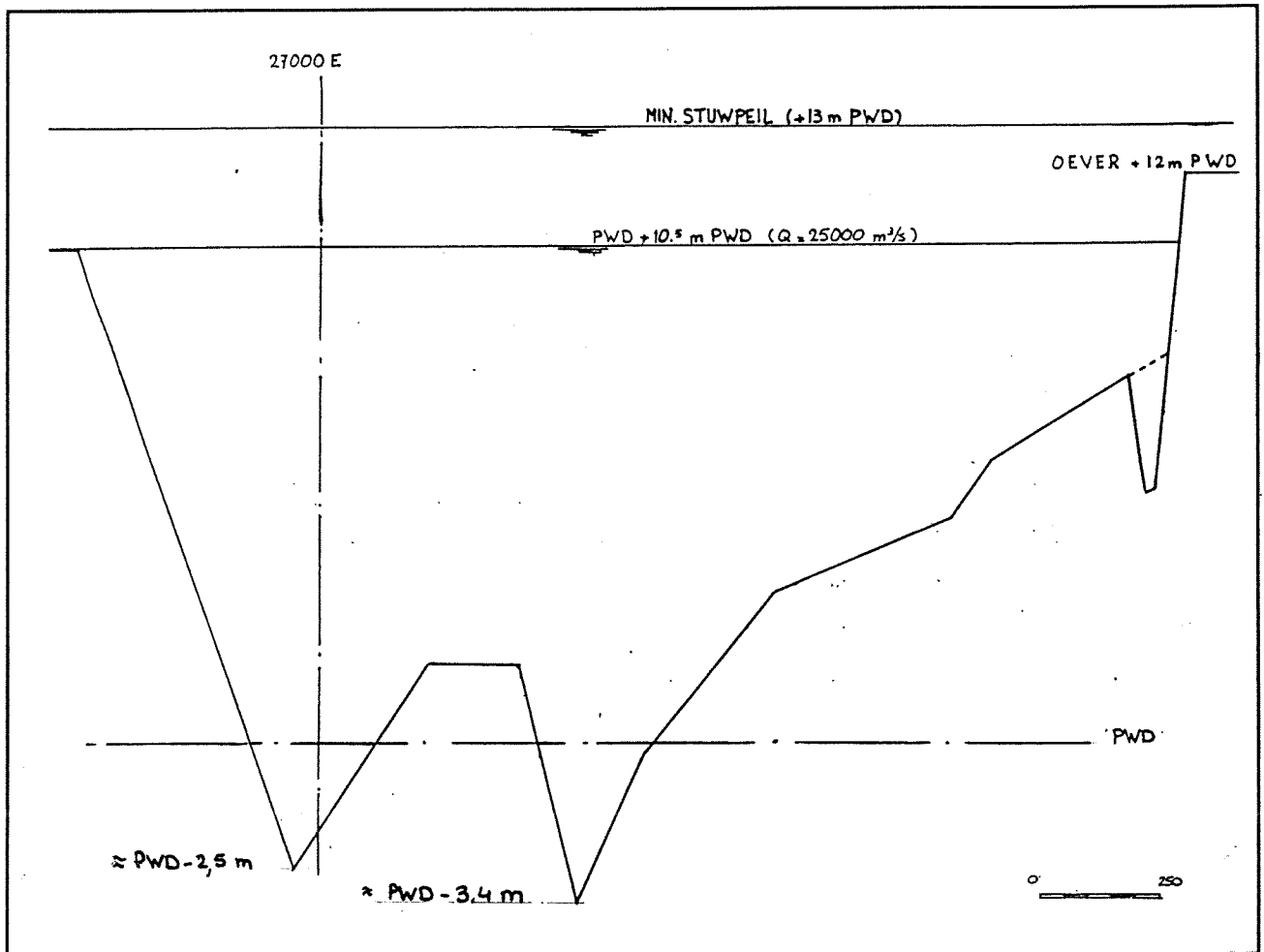


Fig.B.5.1: Representatieve dwarsdoorsnede BLP-7

B.6: GEMIDDELDE BOVENSTROOMSE WATERDIEPTE

In tabel B.6.1 wordt de gemiddelde bodemligging ten opzichte van het referentievlak PWD berekend. Deze berekening is gemaakt voor dwarsdoorsnede BLP-7 uit bijlage B.5, geprojecteerd in de dwarsdoorsnede ter plaatse van de geleidedammen bij de Jamuna-brug (zie tekening in bijlage C.1).

De gemiddelde bodemligging is bepaald door het gemiddelde van het bodemverloop van de dwarsdoorsnede te berekenen.

Het dwarsprofiel is voor de berekening vereenvoudigd volgens doorsnede BLP-7 uit bijlage B.5. De gemiddelde bodemligging wordt berekend met de formule $\text{bodem}_{\text{gem}} = \Sigma(\Delta h \times \Delta x) / \Sigma(\Delta x)$ (zie fig.B.6.1).

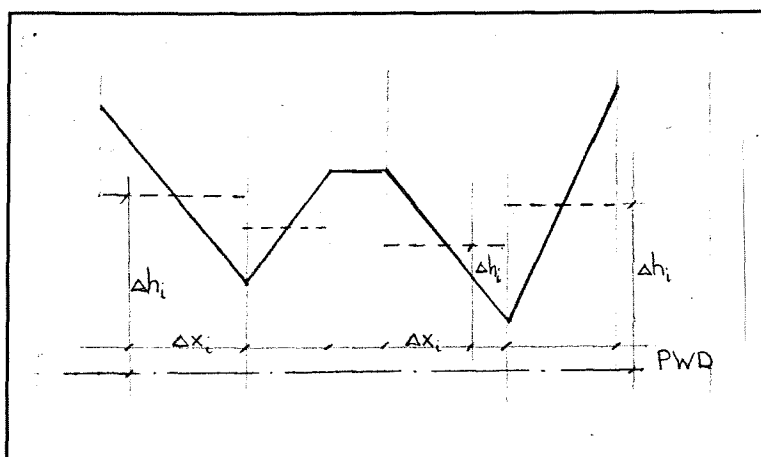


Fig.B6.1

In tabel B.6.1 wordt tevens de gemiddelde waterdiepte berekend bij een aangenomen stuwpeil van PWD +13 m. Hiermee kan de fictieve waterdiepte berekend worden. De fictieve waterdiepte wordt geïntroduceerd ten behoeve van het bepalen van de gemiddelde waterdiepte bij het stuwcomplex voor de berekening van de reservoirinhoud. (fictieve waterdiepte en reservoirinhoud; zie bijlage B.7).

Uit tabel B.6.1 volgt:

$$\text{Bodem}_{\text{gem}} = 33871,5 / 4750 = \text{PWD} +7,13 \text{ m}$$

$$h_{\text{gem}} = 13 - 7,13 = 5,87 \text{ m}$$

$$h_{\text{fictief}} = 5,87 / 0,52 = 11,29 \text{ m}$$

TABEL B.6.1:

Dwarsprofiel (exclusief stuw)				
h	x	dh	dx	dh * dx
10,50	0,00	10,50	1500,00	15750,00
10,50	1500,00	4,00	440,00	1760,00
-2,50	1940,00	-0,40	290,00	-116,00
1,70	2230,00	1,70	200,00	340,00
1,70	2430,00	-0,85	120,00	-102,00
-3,40	2550,00	-1,80	140,00	-252,00
-0,20	2690,00	1,55	270,00	418,50
3,30	2960,00	4,05	375,00	1518,75
4,80	3335,00	6,55	330,00	2161,50
8,30	3665,00	6,85	50,00	342,50
5,40	3715,00	6,75	50,00	337,50
8,10	3765,00	10,05	55,00	552,75
12,00	3820,00	12,00	930,00	11160,00
12,00	4750,00			
			4750,00	33871,50
bodem, gem = 7,13 m +P W D stuwpeil = 13,00 m +P W D h, gem = 5,87 m beta = 0,52 h, fictief = 11,29 m				

B.7: RESERVOIRINHOUD

B.7.1 Berekening van de stuwkromme en inhoud reservoir

Om de stuwkromme te berekenen is in [1] een numeriek model van de rivier opgezet in een spreadsheet.

De vorm van het dwarsprofiel van de rivier is in deze berekening overal gelijk gesteld en alleen afhankelijk van de waterdiepte via de relatie met de afvoer uit §A.1.3 en §A.1.4 (formule A1 t/m A3):

$$\text{formule A2: } Q = (h_{\text{gem}}/0,56)^{(1/0,23)} \implies$$

$$\text{formule A1: } B = 18,9 \times [(h_{\text{gem}}/0,56)^{(1/0,23)}]^{0,51}$$

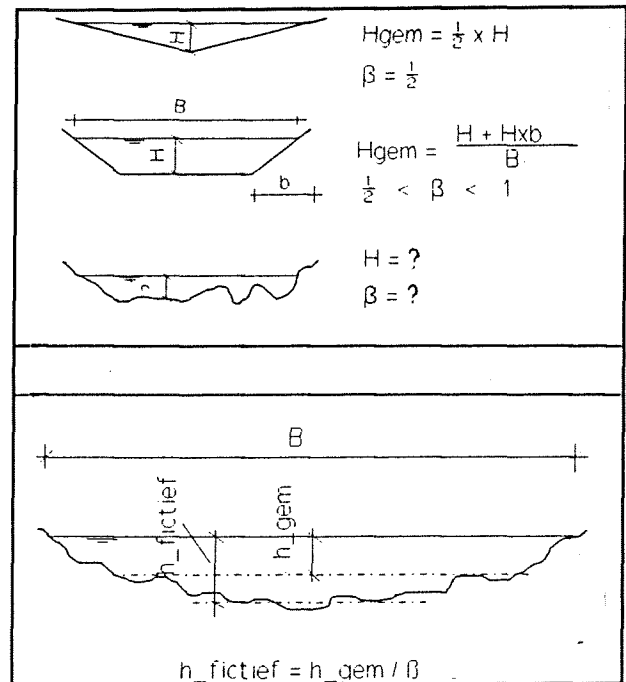


Fig.B7.1: fictieve bodemligging [1]

$$\text{Oppervlak dwarsprofiel (A)} = B \times h = 68,36 \times (h_{\text{gem}})^{3,2174}$$

Het bezwaar van het gebruik van deze formules voor de diepte en de oppervlakte van het dwarsprofiel is dat de waarde van de gemiddelde diepte, bij een stijging van de waterspiegel met bijvoorbeeld 1 m, niet met 1 m toeneemt. Om dit bezwaar te ondervangen is de factor β gebruikt. Deze grootte is als volgt gedefinieerd:

$$\beta = \frac{\text{toename gemiddelde diepte}}{\text{toename ware diepte}}$$

Aangenomen is dat dit overeen komt met:

$$\beta = \frac{\text{gemiddelde diepte}}{\text{ware diepte}}$$

De gemiddelde diepte betekent hier het gemiddelde van de diepte van het dwarsprofiel en de ware diepte is de grootste diepte van het dwarsprofiel.

(zie fig.B.7.1.a)

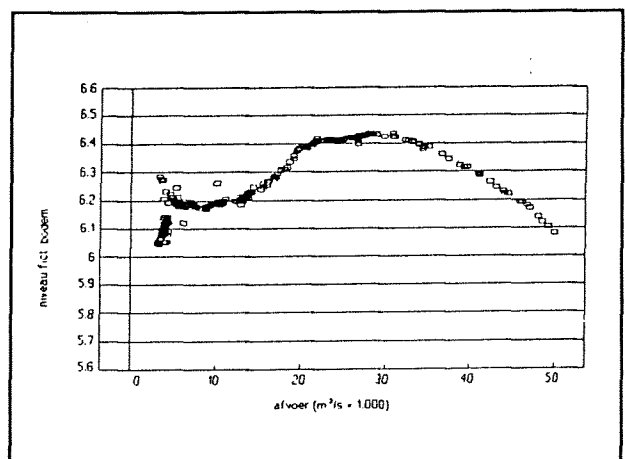


Fig.B7.2: Spreiding van de fictieve bodemligging bij verschillende waarden van de afvoer; $\beta=0,52$ [1]

De ware diepte in fig.B.7.1.b is een fictieve waarde, omdat voor een natuurlijke waterloop meestal niet over *de* diepte gesproken kan worden, evenzo kan men niet over *het* niveau van de bodem spreken. Men kan echter wel een fictieve bodemligging definiëren, namelijk; waterspiegel - (gemiddelde diepte / β).

De waarde van β is bij natuurlijke waterlopen niet bij voorbaat bekend en is ook niet gelijk voor elke waterstand. In [1] is voor verschillende waarden van β het niveau van de fictieve bodem berekend, uitgaande van de gemeten waterstand en de gemiddelde diepte volgens formule (A2) bij de gemeten afvoer. De bodem moet dan bij alle waarden van de afvoer op hetzelfde niveau liggen. Dit blijkt het best op te gaan voor $\beta \approx 0,52$. De spreiding in de fictieve bodemligging ligt dan binnen 40 cm (zie fig.B.7.2).

Voor de berekening van de stuwkromme zijn de volgende grootheden ingevoerd:

- debiet in de rivier (Q)
- stuwhoogte W (via de waterdiepte bij de stuw, welke als benedenstroomse rand voorwaarde wordt gebruikt)
- verhang (i)
- lengte rekenstap (Δx)
- β

In [1] zijn voor diverse debieten en waterdiepten bij de stuw de stuwkrommen bepaald. In fig.B.7.3 staat de stuwkromme bij $Q=4000 \text{ m}^3/\text{s}$ en een diepte van 13 m ter plaatse van de stuw (\approx oeverhoogte) als voorbeeld gegeven.

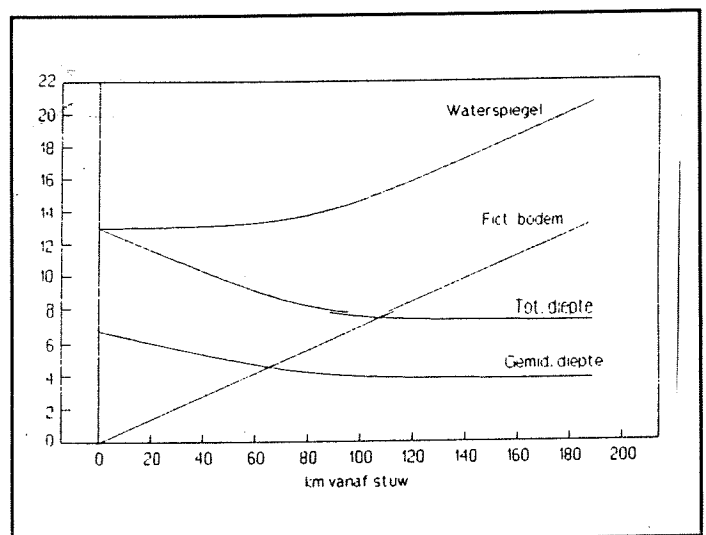


Fig.B7.3: Voorbeeld berekening stuwkromme [1]

Met het model is uit het oppervlak van het dwarsprofiel en de lengte van een rekenstap per stap het volume bepaald.

De inhoud van het reservoir is bepaald door de hoeveelheid water te berekenen die er, ten opzichte van de evenwichtssituatie, meer in het riviervak aanwezig is.

De formules voor diepte en breedte gelden alleen tot oeverhoogte, zodat voor de berekening van de reservoirinhoud in de uiterwaarden andere waarden aangenomen moeten worden.

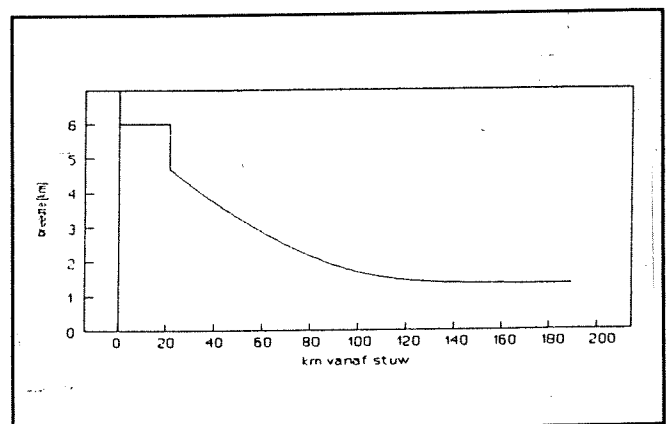


Fig.B7.4: Verloop v.d. breedte v.h. reservoir bij stuwen tot boven oeverhoogte volgens model bij [1]

De uiterwaarden zijn in de berekening als geheel vlak en met een vaste breedte geschematiseerd. Een voorbeeld van het resultaat van het breedteverloop (voor $Q=4000 \text{ m}^3/\text{s}$) is te zien in fig.B.7.4 en in bijlage A, tabel A.1 staan enkele resultaten behorende bij een afvoer van $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ (minimale afvoer in de droge tijd).

De berekening van de reservoirinhoud is in het kort als volgt (zie ook fig.B.7.5):

Bereken voor stap x en $x+1$, met de gegeven invoer en startwaarden $Z=0$, W = stuwpeil en $V=0$, de gemiddelde waarden $((x)+(x+1)) \times \frac{1}{2} = x+\frac{1}{2}$:

$$h_{\text{gem},x+\frac{1}{2}} = \beta \times (W-Z), \quad A_{,x+\frac{1}{2}} = 68,4 \times h_{\text{gem}}^{3,2175} \quad \text{en} \quad u_{,x+\frac{1}{2}} = Q/A,$$

Hieruit volgt het weerstandsverhang (iw);

$$iw_{,x+\frac{1}{2}} = u_{,x+\frac{1}{2}}^2 / (C^2 \times h_{\text{gem},x+\frac{1}{2}})$$

en het weerstandsverlies (Δs);

$$\Delta s_{,x+\frac{1}{2}} = \Delta x \times iw_{,x+\frac{1}{2}}$$

Het verlies in snelheidshoogte ($\alpha \times \Delta u$, met $\alpha=0,8$);

$$\alpha \Delta u_{,x+\frac{1}{2}} = 0,8 / (2 \times g) \times (u_{,x}^2 - u_{,x+1}^2)$$

Het verlies in waterhoogte (Δh);

$$\Delta h_{,x+\frac{1}{2}} = \Delta s_{,x+\frac{1}{2}} - \alpha \Delta u_{,x+\frac{1}{2}}$$

De nieuwe waterdiepte:

$$W_{,x+2} = W_{,x+1} + \Delta h_{,x+\frac{1}{2}}$$

De reservoirinhoud:

$$V_{,x+1} = V_{,x} + \Delta x \cdot (A_{,x+\frac{1}{2}} - A_{,\text{gem}})$$

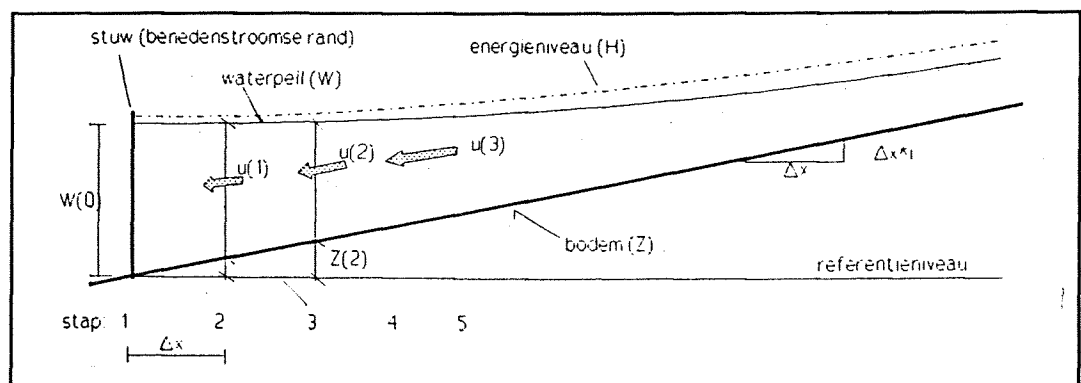


Fig.B.7.5: Geschematiseerd reservoir [1]

B.8: BEREKENING CENTRALE

B.8.1 Ontwerpwaarden voor verval en afvoer

De afmetingen van turbines worden gewoonlijk bepaald aan de hand van het kleinste verval dat nog een optimale energieproductie geeft. De theoretisch optimale opbrengst, uitgaande van de relatie tussen afvoer en verval blijkt, volgens [1] (zie fig.B.8.1), te liggen rond een afvoer van 35000 m³/s. Deze waarde is groter dan de eerder gevonden 15000 m³/s (zie bijlage A.2.4). De waarde van 15000 m³/s is gebaseerd op de totale jaarlijks geleverde produktie. Het aantal dagen per jaar dat de afvoer groter is dan deze waarde is gering. Het is daarom niet aantrekkelijk een grotere capaciteit voor deze afvoer te installeren.

Het dimensioneren van de turbines wordt gebaseerd op de waarde van 15000 m³/s (zie §B.8.2).

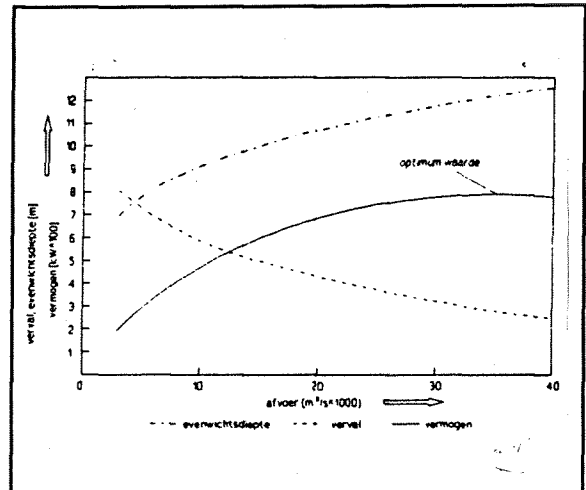


Fig.B8.1: Ligging van de theoretische optimale waarde van de afvoer voor energie opwekking [1]

Geschikte turbines:

In dit project is sprake van een laag-verval-centrale met variërend verval en afvoer. In [1] wordt geconcludeerd dat de dimensionering plaats vindt op basis van een horizontaal doorstroomd turbine-type (Kaplan-turbine).

Afmetingen van de turbines:

Een belangrijke kenmerkende afmeting van een turbine is de diameter van de turbinewaaier, D_r . Deze afmetingen worden geschat met behulp van de berekeningsmethode van Schweiger. Deze methode is gebaseerd op een inventarisatie van de karakteristieken van diverse turbines van meerdere fabrikanten. Kenmerken zijn door middel van dimensieloze parameters vergeleken en het uitgangspunt van de berekening is het verval H over en het debiet Q door de te berekenen turbine.

De berekening is gebaseerd op het verband tussen het specifieke toerental n_q en een aantal andere grootheden:

$$\begin{aligned} \text{als } P < 0,5 \text{ MW:} & \quad H = 255000 \times n_q^2 \\ \text{als } 0,5 < P < 1 \text{ MW:} & \quad H = 355000 \times n_q^2 \\ \text{als } 1 < P < 2 \text{ MW:} & \quad H = 455000 \times n_q^2 \\ \text{als } P > 2 \text{ MW:} & \quad H = 920650 \times n_q^{2,058} \end{aligned}$$

Het vermogen P in kW kan hierbij geschat worden uit $P = 8 \times Q \times H$

Het toerental n van de turbine in omwentelingen per minuut volgt dan uit de relatie:

$$n_q = n \times \sqrt{Q} \times H^{-0,75}$$

De relatie tussen n_q en D_r volgt uit de dimensieloze factor voor de omtreksnelheid K_u , gedefinieerd volgens:

$$K_u = (\pi \times D_r \times n) \times (2g \times H)^{-0,5} \times 60^{-1}$$

Voor K_u geldt volgens Schweiger:

$$\begin{aligned} P < 2 \text{ MW:} & \quad K_u = 0,9801 + 0,00391 \times n_q \\ P > 2 \text{ MW:} & \quad K_u = 0,8434 + 0,00456 \times n_q \end{aligned}$$

$$\implies D_r = 60 \times K_u \times \sqrt{(2gH)/(\pi n)}$$

Relevant bij de keuze van de diameter van de turbinewaaier met het oog op de hoogte van de constructie zijn de volgende gegevens

(zie fig.B.8.3):

- De minimale waterstand benedenstrooms (LW)
- De ligging van de turbine-as ten opzichte van de laagste waterstand. Bij horizontaal doorstroomde turbines ligt de uitstroomopening nog onder het benedenwaterpeil. De as ligt op minimaal $1,5 \times D_r$ onder de laagste benedenwaterstand.
- De diepte van de geul (d) ten opzichte van de laagste waterstand (LW).

Beperkende factoren voor de afmetingen van de centrale zijn:

- Kosten van de ontgraving.

Indien in een bouwput gewerkt wordt mag de ontgraving niet te veel worden, omdat anders de bouwput moeilijk droog te houden is. In [1] is uitgegaan van een diepste ontgraving van 4 à 6 m onder het diepste punt van de geul. Om een fundering te krijgen die voldoende stijf is om de trillingen van de turbines op te vangen is een minimale betondikte van 2 à 4 m nodig (afstand z).

- Cavitatie in de turbine.

Voor de hier toegepaste horizontaal gelegen turbines is cavitatie geen probleem als de waaier onder de benedenwaterstand ligt.

- Sedimentatie bij de in- en uitstroomopeningen.

Als de in- en uitstroomopeningen van de turbines te diep onder de oorspronkelijke bodem liggen zal teveel sediment neerslaan. De waarde van d_s moet daarom beperkt gehouden worden.

(zie fig.B.8.3).

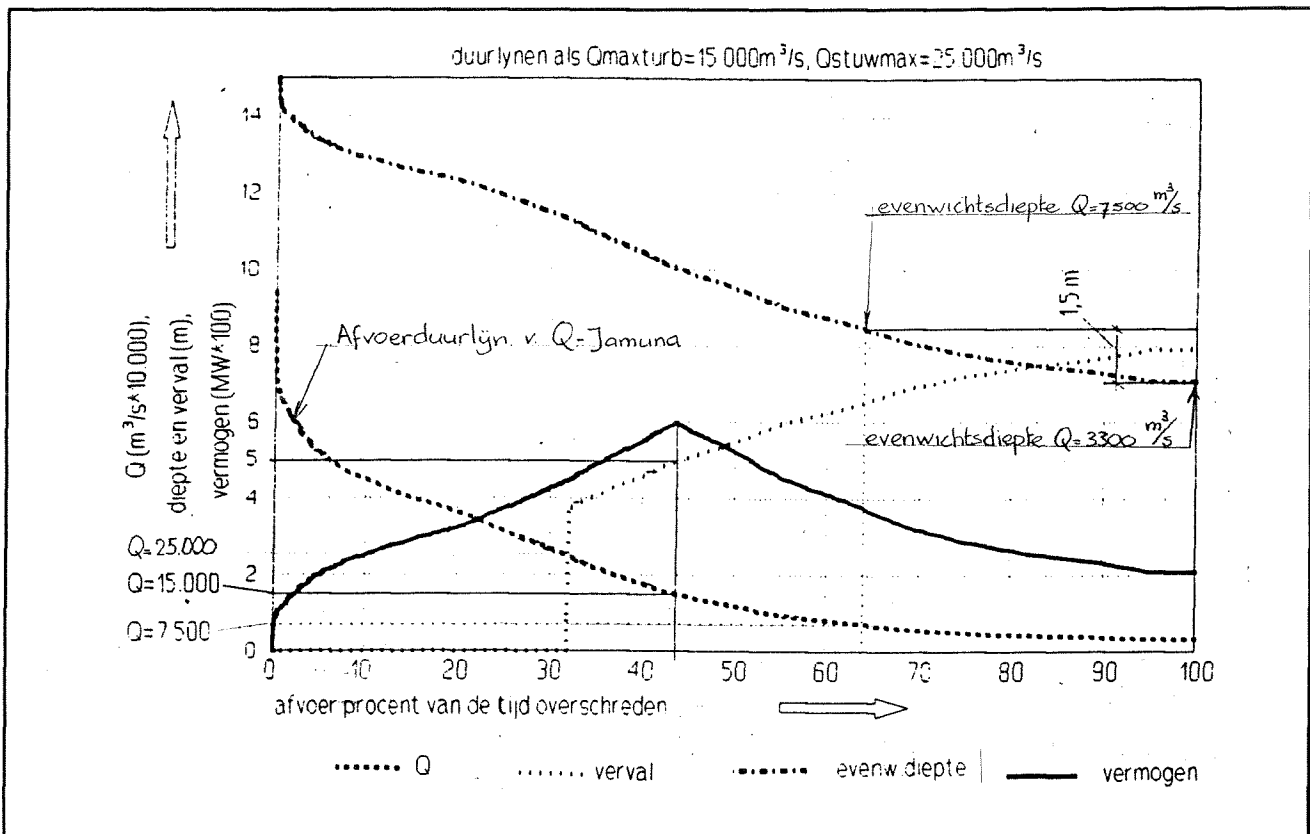


Fig.B8.2: Debietsduurlijn, met bijbehorende waarden voor verval, vermogen en diepte. Het geleverde vermogen is ook aangegeven bij waarden als stuw al gestreken is (fictief) [1].

B.8.2 Dimensionering diepteligging centrale

Het dimensioneren van de turbines zal dus op basis van een afvoer van $15000 \text{ m}^3/\text{s}$ gebeuren. Uit de debietsduurlijn (fig.B.8.2) blijkt dat er bij deze afvoer een verval van 5 m over de centrale hoort.

Deze waarde geldt voor alle turbines als voor de gehele centrale dezelfde turbines worden gebruikt. Omdat de totale afvoer veel groter is dan wat één turbine kan verwerken is een relatief groot aantal turbines nodig. Het is dan te overwegen om niet allemaal identieke turbines te plaatsen. Als een deel van de turbines op een lagere afvoer (en er hierdoor dus een groter verval over de stuw aanwezig is) wordt ontworpen, kan het totale geleverde vermogen groter worden. De opbrengst die deze turbines leveren bij een hogere rivierafvoer wordt wel iets minder, omdat het rendement lager wordt.

Door de centrale op te splitsen in meerdere delen, bijvoorbeeld twee gelijke delen met elk een capaciteit van $7500 \text{ m}^3/\text{s}$, kunnen per centrale-deel turbines met elk een vast optimum-verval worden geïnstalleerd. In dat geval hoeft de laagste waterstand waarbij de turbines nog moeten werken, niet voor alle turbines gelijk te zijn. Hoe hoger de benedenwaterstand is ten opzichte van de bodem, hoe groter de maximale afmetingen van de turbines kunnen zijn.

Indien de centrale in twee delen wordt opgesplitst zal elk deel van de centrale een afvoercapaciteit van $7500 \text{ m}^3/\text{s}$ moeten verwerken, waarbij voor het eerste centrale-deel de benedenwaterstand bepaald wordt door de waterstand die hoort bij de minimale afvoercapaciteit van $3300 \text{ m}^3/\text{s}$ voor de centrale. Deze minimale afvoercapaciteit wordt bepaald door de afvoer bij SLW ($3800 \text{ m}^3/\text{s}$), verminderd met een debiet van $500 \text{ m}^3/\text{s}$, afgenomen ten behoeve van irrigatie.

De tweede centrale wordt in gebruik genomen wanneer het debiet is toegenomen tot $7500 \text{ m}^3/\text{s}$. Uit formule 2 (en tevens uit fig.B.8.2) blijkt dat de maatgevende benedenwaterstand voor het tweede deel dan 1,5 m hoger zal zijn.

B.8.2.3 Centrale ter plaatse van Jamuna-brug

De grootste diepte ligt ongeveer op SLW $-9,7 \text{ m} = \text{PWD } -3,4 \text{ m}$ (zie bijlage B.5, fig.B.5.1). Uit tabel B.8.1 (laatste kolom) volgt bij een geuldiepte van ongeveer 9,7 m een waaierdiameter $D_r = 6,75 \text{ m}$, met een afvoercapaciteit van $300 \text{ m}^3/\text{s}$. Dit geldt voor de helft van het totaal aantal turbines.

Uit §B.8.2 volgt dat de overige turbines een benedenwaterstand van $9,7 + 1,5 = 11,2 \text{ m}$ ($=\text{PWD } -4,9 \text{ m}$) hebben. Hierbij hoort een $D_r = 7,8 \text{ m}$ en een afvoercapaciteit van $400 \text{ m}^3/\text{s}$.

De totale breedte van de centrale volgt uit:

Breedte per turbine $\approx 2,5 \times D_r$

Turbines $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$ (centrale a):

Aantal turbines = $Q_{\text{tot}}/Q_{\text{turb}} = 7500/300 = 25$ eenheden

Breedte = $2,5 \times 6,75 \times 25 \approx 425 \text{ m}$

Turbines $Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$ (centrale b):

Aantal turbines = $7500/400 = 19$ eenheden

Breedte = $2,5 \times 7,8 \times 19 \approx 370 \text{ m}$

De totale lengte van de centrale (loodrecht op de stroomrichting) wordt zodoende: $425 + 370 \approx 800 \text{ m}$.

Diepteligging centrale:

In de tekening van de globale indeling van de centrale in fig.B.8.3 staan de belangrijkste afmetingen met betrekking tot de diepteligging aangegeven.

Hieronder volgen de belangrijkste diepteliggingen uit deze tekening:

Onderkant fundering (diepste ontgraving):

minimaal ($LW - 1,75 \times D_r - z(\text{min})$) tot maximaal ($LW - d$ -maximale ontgravingsdiepte):

Turb, $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$: PWD -7,5 m tot -9,4 m (\approx SLW -14 tot -15,5 m)

Turb, $Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$: PWD -7,8 m tot -8,5 m (\approx SLW -14 tot -15 m)

Binnen onderkant (b.o.k.) turbine:

Turb, $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$: PWD -2,14 m (PWD +6,31 m - $1,25 \times D_r$ ($D_r=6,75 \text{ m}$))

Turb, $Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$: PWD -1,94 m (PWD +7,81 m - $1,25 \times D_r$ ($D_r=7,8 \text{ m}$))

Bovenkant turbine (in verband met cavitatie): ($LW - \frac{1}{4}D_r$)

Turb, $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$: PWD +4,61 m (\approx 1,7 m onder SLW)

Turb, $Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$: PWD +5,86 m (\approx 0,5 m onder SLW)

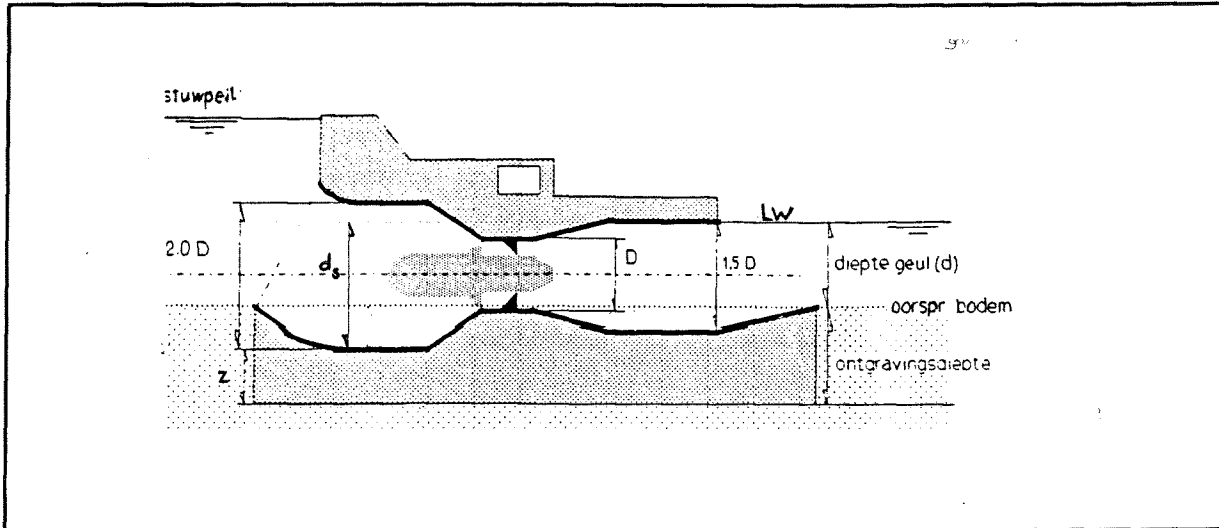


Fig.B8.3: Relevante afmetingen in de doorsnede over de centrale voor de bepaling van de hoogte van de constructie [1].

Tabel B.8.1: (Bron: tabel 7.4 [1])

Geschatte afmetingen van de centrale bij geïnstalleerde afvoercapaciteit van 15.000 m ³ /s; afmetingen turbines berekend volgens Scheiger met ontwerpverval 5 m.					
Q per turbine (m ³ /s)	waaierdiameter D _t (m)	aantal turbines nodig	breedte centrale (m)	diepste punt stroombuis onder laagwaterpeil (d _z)	gewenste diepte bij laagwater (m) (diepte geul (d))
50	2,94	300	2.200	5,2	3,2
100	3,9	150	1.460	6,8	4,8
150	4,78	100	1.200	8,4	6,4
200	5,51	75	1.030	9,6	7,6
250	6,16	60	925	10,8	8,8
300	6,75	50	845	11,8	9,8
400	7,8	38	740	13,7	11,7
500	8,72	30	655	15,3	13,3
600	9,55	25	595	16,7	14,7
700	10,32	22	570	18,0	16,0
800	11,03 (te groot)	19	525	--	--

C BIJLAGEN BEHORENDE BIJ HOOFDSTUK 4:

C.1: DOORSNEDE BLP-7 TER PLAATSE VAN GELEIDEDAMMEN

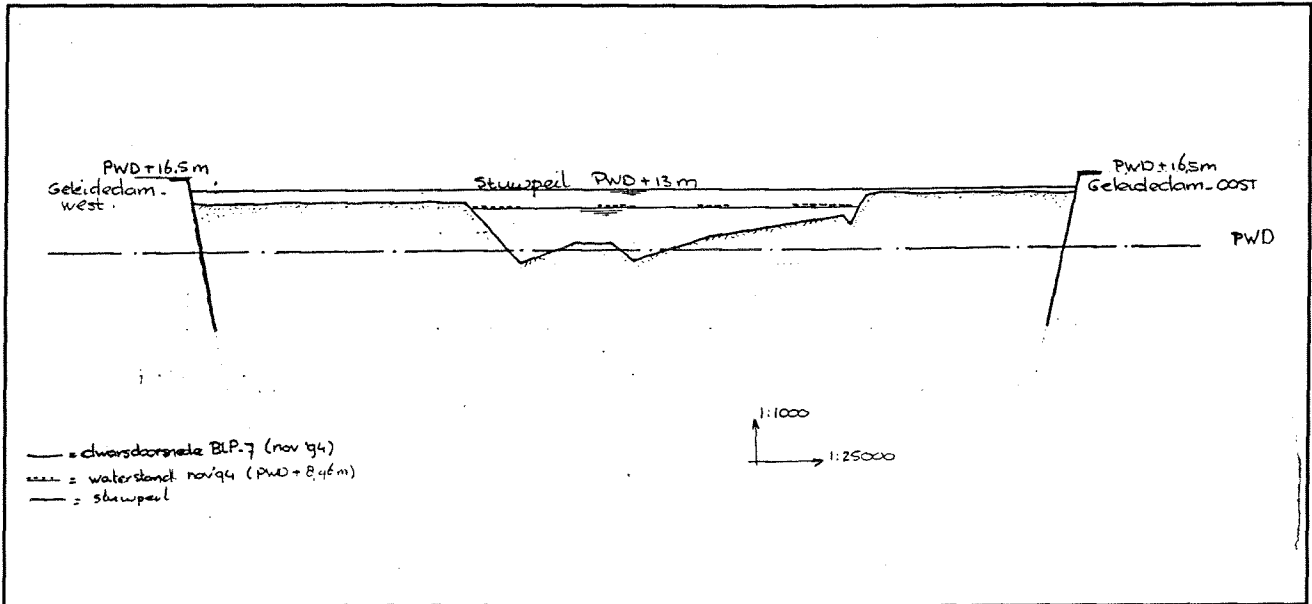


Fig.C.1: Doorsnede BLP-7 ter plaatse van geleidedammen

C.2: BENODIGDE BREEDTE EN DIEPTE OVERLAAT

$$q = mh_2\sqrt{2g(H_1 - h_2)}$$

$$q = Q / B_s$$

$$\Rightarrow B_s = Q / (mh_2\sqrt{2g(H_1 - h_2)})$$

$$B_s = B_t - n\mu B_p$$

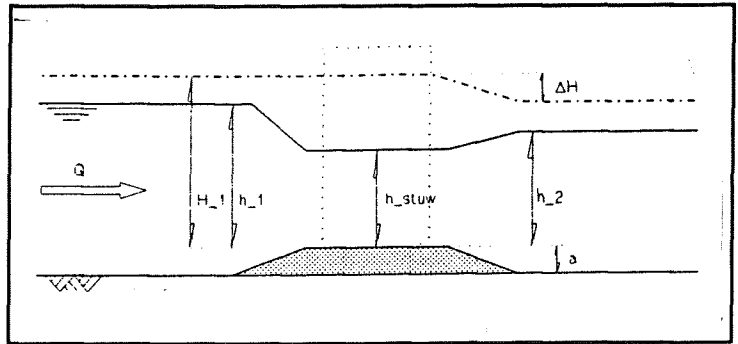


Fig.C.2.1: de stuw als overlaat

q : debiet per eenheid van breedte

H_1 : energiehogte bovenstrooms
t.o.v. drempel

h_2 : waterstand benedenstrooms boven drempel

B_s : netto breedte van de stuw

B_t : totale breedte van de stuw

B_p : breedte pijler

m = constante voor stroming over overlaat;
 $0,9 < m < 1,3$; gemiddeld 1,1

n = aantal pijlers

μ = constante voor contractie tussen pijlers;

$\mu = \pm 1,25$

De gemiddelde diepte, d_2 , is bekend via formule (A2) als functie van de afvoer. Bij drempelhoogte a geldt dat $h_2 = d_2 - a$. Via formule (A1) en (A2) kan ook de gemiddelde stroomsnelheid (u) bepaald worden, omdat het debiet en het oppervlak van het profiel bekend is. Hieruit wordt het energieniveau H_2 berekend en als een waarde voor het geaccepteerde energieverlies ΔH over de overlaat wordt aangenomen is de benodigde netto-breedte (in meters) nu uit te rekenen met de formule:

$$B_s = \frac{Q}{m(d_2 - a)\sqrt{2g(\Delta H + \frac{u_2^2}{2g})}} \quad (H_1 - h_2 = \Delta h + \frac{u_2^2}{2g})$$

In tabel C.2.1 t/m C.2.3 is de volgorde van deze berekening omgedraaid; met een variërende netto-breedte B_s en een berekende waterdiepte d_2 en drempelhoogte a wordt berekend of voor verschillende afvoeren de geëiste grootte van ΔH niet overschreden wordt.

Bovengenoemde formule wordt zodoende omgevormd naar (ΔH in m):

$$\Delta H = \frac{Q^2}{B_s^2 \cdot m^2 \cdot (d_2 - a)^2 \cdot 2g} - \frac{u_2^2}{2g} \quad (5)$$

Stroomsnelheid:

In bijlage B.7 is reeds vermeld dat de formules A1 en A2 (uit bijlage A.1.3) geldig zijn voor een waterstand tot ongeveer oeverhoogte (aangenomen is dat dit ongeveer bij $Q=44000 \text{ m}^3/\text{s}$ is; het waterpeil is dan PWD +12,16 m). Bij hogere waterstanden worden de uiterwaarden gevuld met water, maar ten opzichte van de stroomsnelheid in het dwarsprofiel van de rivier is de stroomsnelheid in de uiterwaarden te verwaarlozen. Voor het berekenen van de stroomsnelheid wordt de volgende benadering aangehouden (zie fig.C.2.2):

Dwarsprofiel t.b.v. stroomsnelheid =
Dwarsprofiel "volle" rivier + breedte "-
volle" rivier x overhoogte rivierwater-
stand t.o.v. de "volle" rivier.

In formulevorm:

$$A_{Q>44000} = B_{Q=44000} \times h_{Q=44000} +$$

$$B_{Q=44000} \times (H_{Q>44000} - H_{Q=44000})$$

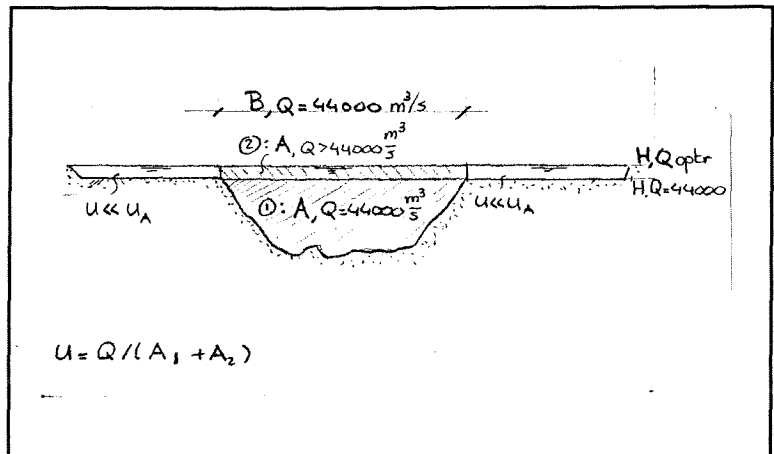


fig.C2.2

De stroomsnelheid wordt zodoende:

$$u_2 = Q_{>44000} / A_{Q>44000}$$

Voor $Q < 44000 \text{ m}^3/\text{s}$ mogen de formules A1 en A2 gebruikt worden om de stroomsnelheid te berekenen.

Voor verschillende afvoeren, energiehogte-verliezen en drempelhoogten is de benodigde netto-breedte van de overlaat berekend.

Als voorbeeld voor de berekening van de benodigde netto-breedte is gekozen voor een deel van de berekening van variant II (Voor gegevens en resultaten; zie tabel C.2.2).

Hierin zijn de volgende waarden van toepassing:

Het debiet $Q = 65000 \text{ m}^3/\text{s}$,

netto-breedte $B_s = 1850 \text{ m}$,

drempelhoogte $a = 1 \text{ m}$,

Nul-niveau drempel = PWD +1 m (Nul-niveau drempel = beginpunt aan de onderkant van de drempel aan de bovenstroomse zijde van de schuif; in dit geval ligt deze 11 m onder de aangenomen oeverhoogte van PWD +12 m).

De waterstand benedenstrooms; $H = \sqrt{((65000/1000-3,22)/1,09)} + 6,04 = \text{PWD} + 13,57 \text{ m} \implies d_2 = 13,57 - 1 = 12,57 \text{ m}$.

De benedenstroomse stroomsnelheid u_2 wordt bepaald door:

$$u_2 = 65000 / (28898 + 4411,9 \times (13,57 - 12,16)) = 1,84 \text{ m/s}$$

Netto-breedte B_s is geschat op 1850 m.

$$\Delta H = 65000^2 / (1850^2 \times 1,1^2 \times (12,57 - 1)^2 \times 2 \times 9,81) - 1,85^2 / 2 \times 9,81 = 0,22 \text{ m}$$

Verklaringen bij tabellen C.2.1 t/m C.2.3:

- Delta, h = energiehoogte-verlies ΔH
Dh, max = maximaal toegestane ΔH bij gegeven debiet $Q_{\text{tot, th}}$
Qtot, th = theoretische debiet Q dat totaal over de overlaat (de gestreken stuw) moet stromen.
Qtot, pr = totale debiet dat per geval over de overlaat stroomt bij de berekende ΔH .
u, d = (maximale) stroomsnelheid t.p.v de kleinste doorsnede van de overlaat (ter plaatse van de bovenkant drempel).

Tabel C.2.1: (indeling I)

A sname: Oever = +12 PWD		waterpeil: (0=oever)	-1,5	0	1,6	3
Drempelhoogte (m): 1		u (m/s):	1,31	1,5	1,84	2,4
		Delta,h:	0,06	0,18	0,39	0,6
		Dh,max:		0.1-0.2	0.3-0.4	0.5-1
Nul-niveau drempel (t.o.v. oever in m)	Bt (m)	Bs (m)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)
-15	125	102	2576	4047	6188	8456
-15	125	102	2576	4047	6188	8456
-14	125	102	2386	3777	5815	7987
-14	125	102	2386	3777	5815	7987
-13	250	203	4368	6980	10831	14960
-12	250	203	3988	6443	10089	14025
-11	250	203	3608	5906	9347	13090
-10	250	203	3229	5369	8606	12155
-8	250	203	2469	4295	7122	10285
H,gem:drempel=	11,86	Bt,tot=	Q tot,th=	Q tot,th=	Q tot,th=	Q tot,th=
		1750	25000	41000	65000	91000
			Q tot,pr=	Q tot,pr=	Q tot,pr=	Q tot,pr=
			27586	44641	70001	97401

Tabel C.2.2: (indeling II)

A sname: Oever = +12 PWD		waterpeil: (0=oever)	-1,49	-0,07	1,57	3,01
Drempelhoogte a (m): 1		u (m/s):	1,31	1,5	1,84	2,4
		u,d (m/s):	1,59	2,23	3,04	3,78
		Delta,h:	0,02	0,1	0,22	0,31
		Dh,max:		0.1-0.2	0.3-0.4	0.5-1
Nul-niveau drempel (t.o.v. oever in m)	Bt (m)	Bs (m)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)
-11	2000	1626	22102	36451	57431	80077
-11	275	224	3045	5022	7912	11031
H,gem:drempel=	11	Bt,tot=	Q tot,th=	Q tot,th=	Q tot,th=	Q tot,th=
		2275	25000	41000	65000	91000
			Q tot,pr=	Q tot,pr=	Q tot,pr=	Q tot,pr=
			25147	41473	65343	91108

Tabel C.2.3: (indeling IIa)

A sname: Oever = +12 PWD		waterpeil: (0=oever)	-1,49	-0,07	1,57	3,01
Drempelhoogte a (m): 1		u,o (m/s):	1,31	1,5	1,84	2,4
		u,d (m/s):	1,62	2,31	3,18	3,99
		Delta,h:	0,02	0,11	0,25	0,38
		Dh,max:		0.1-0.2	0.3-0.4	0.5-1
Nul-niveau drempel (t.o.v. oever in m)	Bt (m)	Bs (m)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)
-12	2000	1626	24699	41045	64735	91095
-12	0	0	0	0	0	0
H,gem:drempel=	12	Bt,tot=	Q tot,th=	Q tot,th=	Q tot,th=	Q tot,th=
		2000	25000	41000	65000	91000
			Q tot,pr=	Q tot,pr=	Q tot,pr=	Q tot,pr=
			24699	41045	64735	91095

C.3: INDELINGEN I T/M IIa

Fig.C.3.1: Indeling I

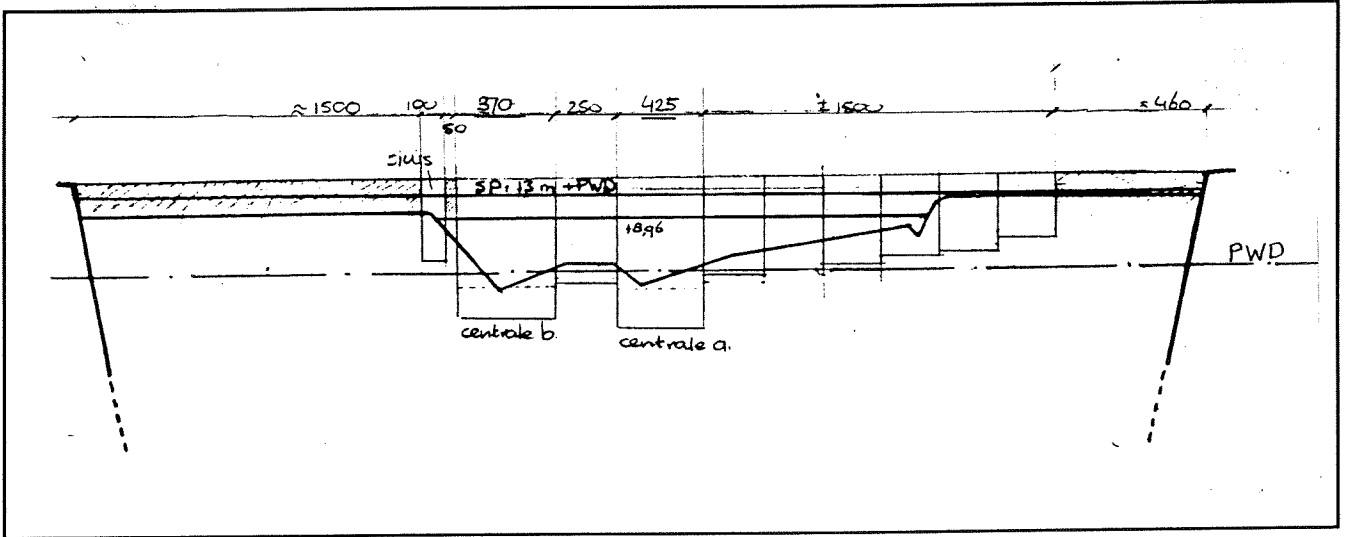
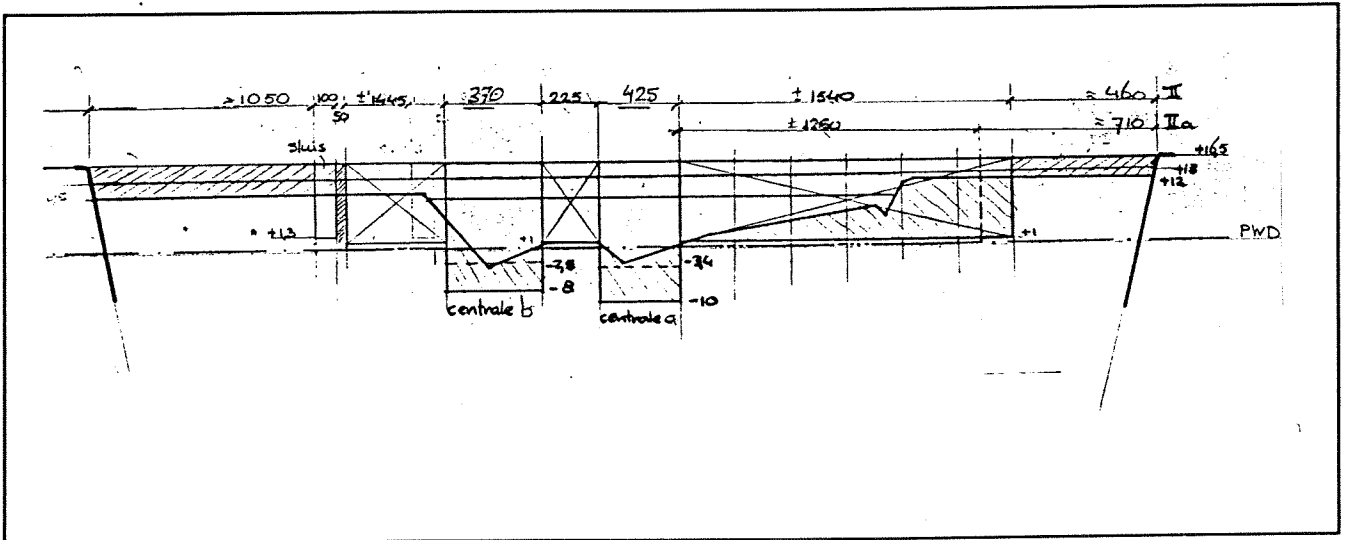


Fig.C.3.2: Indeling II en IIa



Tabel C.3.1:

Dwarsprofiel (inclusief stuw op PWD +1 m)				
h	x	dh	dx	dh*dx
10,50	0,00	10,50	1100,00	11550,00
10,50	1100,00	4,00	0,00	0,00
-2,50	1100,00	-2,50	425,00	-1062,50
-2,50	1525,00	-0,75	0,00	0,00
1,00	1525,00	1,00	750,00	750,00
1,00	2275,00	-1,20	0,00	0,00
-3,40	2275,00	-3,40	370,00	-1258,00
-3,40	2645,00	-1,20	0,00	0,00
1,00	2645,00	1,00	1500,00	1500,00
1,00	4145,00	6,50	0,00	0,00
12,00	4145,00	12,00	605,00	7260,00
12,00	4750,00		4750,00	18739,50
bodem,gem = 3,95 m +PWD				
stuwpeil = 13,00 m +PWD				
h,gem = 9,05 m				
beta = 0,52				
h,fictief = 17,40 m				

Tabel C.3.2:

Dwarsprofiel (inclusief stuw op PWD)				
h	x	dh	dx	dh*dx
10,50	0,00	10,50	1600,00	16800,00
10,50	1600,00	4,00	0,00	0,00
-2,50	1600,00	-2,50	425,00	-1062,50
-2,50	2025,00	-1,25	0,00	0,00
0,00	2025,00	0,00	250,00	0,00
0,00	2275,00	-1,70	0,00	0,00
-3,40	2275,00	-3,40	370,00	-1258,00
-3,40	2645,00	-1,70	0,00	0,00
0,00	2645,00	0,00	1670,00	0,00
0,00	4315,00	6,00	0,00	0,00
12,00	4315,00	12,00	435,00	5220,00
12,00	4750,00		4750,00	19699,50
bodem,gem = 4,15 m +PWD				
stuwpeil = 13,00 m +PWD				
h,gem = 8,85 m				
beta = 0,52				
h,fictief = 17,02 m				

Tabel C.3.3

Beta=	0,52	Ruwh.factor C=	48,1	A.gemiddeld=	4896,099				
Debiet=	4000	Breedte=	1298,7	h.gem=	3,77				
Verhang=	0,00007	Stap=	2500	n=	60				
Waterpeil W	Niv.bodem Z	h.gem	Opp.dwrspof A	Snelheid u	Weerst.verh iw	versch.sn.h.Ds	ADu	Dh	Volume (m3)
14,1	0	7,332	41582,38114	0,09619459					0
14,1		7,2865	40763,48375	0,09816666	5,71635E-07	0,001429088	-3,157E-05	0,0014607	
14,1	0,175	7,241	39944,58636	0,10013873					89668461,88
14,10073033		7,1959	39154,74991	0,10220033	6,2738E-07	0,00156845	-3,436E-05	0,0016028	
..
17,2559035		3,8316	5153,129269	0,77622874	6,79693E-05	0,169923149	-0,0001303	0,1700534	
17,34036759	9,975	3,83	5146,297959	0,77725776					1473725405
17,4253943		3,8287	5140,741856	0,77809872	6,83482E-05	0,170870603	-0,0001067	0,1709773	
17,51042102	10,15	3,8274	5135,185753	0,77893969					1474337012
17,59590968		3,8264	5130,673499	0,77962534	6,86585E-05	0,1716463	-8,719E-05	0,1717335	
17,68139834	10,325	3,8253	5126,161244	0,780311					1,47E+09

Tabel C.3.4:

Beta=	0,52	Ruwh.factor C=	48,1	A.gemiddeld=	4896,099				
Debiet=	4000	Breedte=	1298,7	h.gem=	3,77				
Verhang=	0,00007	Stap=	2500	n=	60				
Waterpeil W	Niv.bodem Z	h.gem	Opp.dwrspof A	Snelheid u	Weerst.verh iw	versch.sn.h.Ds	ADu	Dh	Volume
15,1	0	7,852	51838,82962	0,077162236					0
15,1		7,8065	50884,68396	0,078636765	3,42377E-07	0,000855943	-1,891E-05	0,00087485	
15,1	0,175	7,761	49930,5383	0,080111293					114971462
15,10043743		7,71573	49005,4686	0,081652639	3,73485E-07	0,000933713	-2,053E-05	0,00095424	
..
17,39933398	9,975	3,86065	5280,041861	0,757569751					2068430795
17,47909383		3,85663	5262,371595	0,760122129	6,47543E-05	0,161885805	-0,0003164	0,16220224	
17,55885369	10,15	3,8526	5244,701329	0,762674507					2069346476
17,63995481		3,84928	5230,154765	0,76480164	6,56793E-05	0,164198191	-0,0002653	0,16446353	
17,72105592	10,325	3,84595	5215,608202	0,766928773					2,07E+09

Tabel C.3.5

Beta=	0,52	Ruwh.factor C=	62,2	A.gemiddeld=	19014,1				
Debiet=	25000	Breedte=	3306,8	h.gem=	5,75				
Verhang=	0,00007	Stap=	2500	n=	60				
Waterpeil W	Niv.bodem Z	h.gem	Opp.dwrspof A	Snelheid u	Weerst.verh iw	versch.sn.h.Ds	ADu	Dh	Volume
15,1	0	7,852	51838,82962	0,482263974					0
15,1		7,8065	50884,68396	0,491479779	7,99787E-06	0,019994667	-0,0007387	0,0207334	
15,1	0,175	7,761	49930,5383	0,500695583					79676459,9
15,1103667		7,72089	49109,75664	0,509206051	8,68038E-06	0,02170096	-0,0007068	0,02240776	
15,1207334	0,35	7,68078	48288,97498	0,517716518					154915601
..
21,20761513	9,975	5,84096	20008,70985	1,249455871					1216687733
21,29394254		5,84035	20001,99091	1,249875722	6,91376E-05	0,172843885	-8,559E-05	0,17292947	
21,38026995	10,15	5,83974	19995,27196	1,250295573					1219157460
21,46673469		5,8392	19989,34246	1,250666561	6,92387E-05	0,17309671	-7,568E-05	0,17317239	
21,55319943	10,325	5,83866	19983,41297	1,25103755					1,22E+09

Verklaring bij tabel C.3.3 t/m C.3.5:

$$ADu = \alpha \times \Delta u$$

$$Dh = \Delta h$$

Stap = lengtestap in m

n = aantal lengtestappen

versch.sn.h.Ds= verschil in snelheidshoogte (Δs)

Weerst.verh iw= weerstandsverhang i_w

C.4: KEUZE AFSLUITMIDDEL

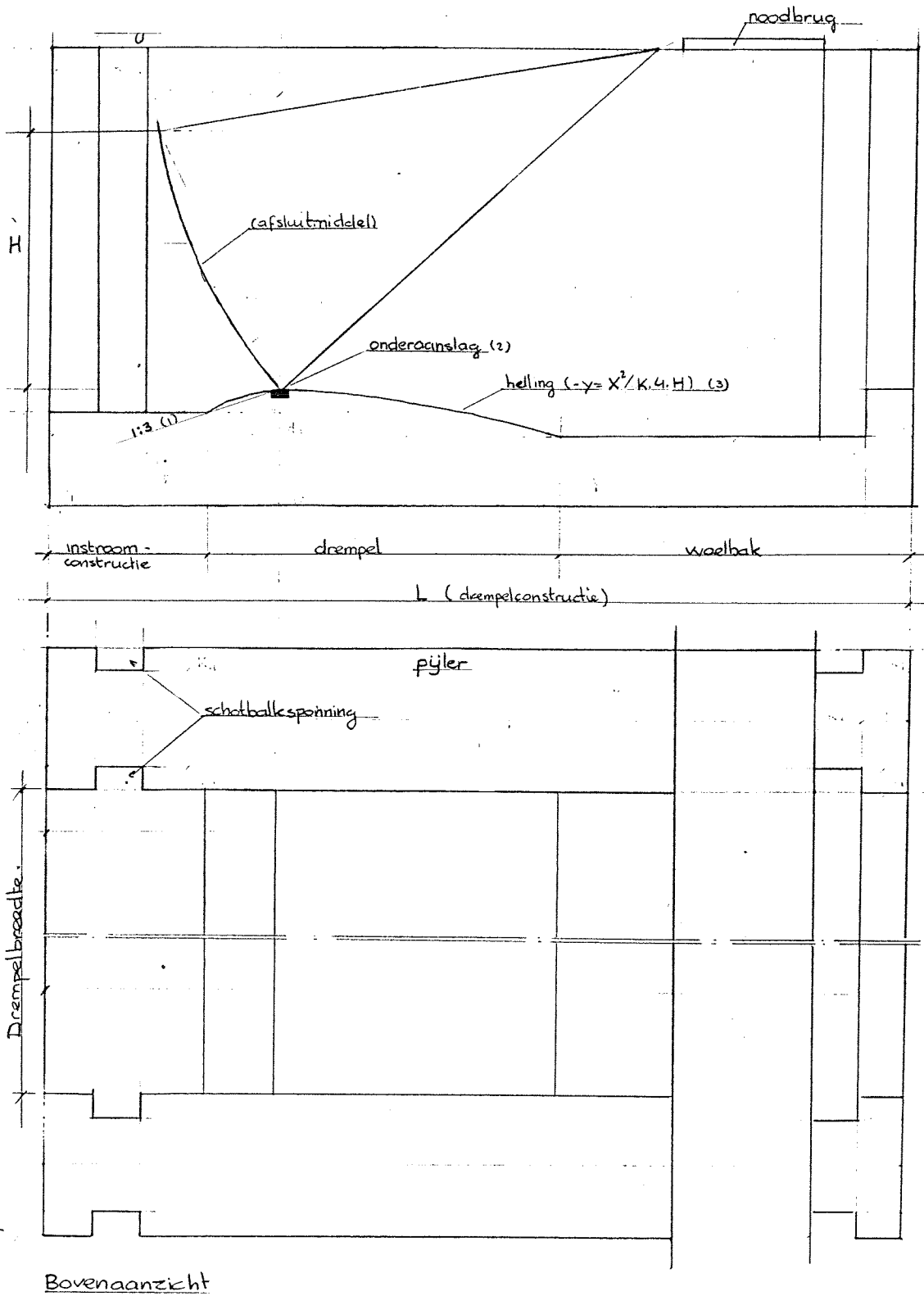
Tabel C.4.1:

	WAARDERING: criterium	detail	totaal	1: vold	waard	2: vold	waard	3: vold	waard
A: KOSTEN:	30								
volume staal+beton		4	120	6	720	7	840	8	960
ingewikkeldheid		1,5	45	6	270	7	315	7	315
bewegingswerk		1,5	45	7	315	7	315	6	270
slijtage		1	30	7	210	7	210	7	210
bereikbaarheid		2	60	7	420	7	420	7	420
B: ONDERHOUD:	10								
bewegingswerk		2	20	7	140	7	140	7	140
waterafdichting		3	30	7	210	7	210	7	210
schuif		2	20	7	140	7	140	7	140
aanzanding		3	30	7	210	7	210	7	210
C: OPENEN+SLUITEN:	35								
onder verval		3	105	8	840	6	630	6	630
in beperkte tijd		2	70	7	490	7	490	7	490
kans op weigeren		4	140	8	1120	7	980	7	980
begrenzing debiet		1	35	7	245	7	245	6	210
D: WATERDICHTHEID	25								
aantal lekwegen		3	75	6	450	6	450	6	450
zekerh. afdichting		3	75	7	525	6	450	7	525
vervormingen		3	75	7	525	6	450	7	525
beschadiging		1	25	6	150	6	150	6	150
E: SCHEEPVAART:	0	10	0	6	0	4	0	5	0
	100								
Totale waardering:					6980		6645		6835

NB: Afsluitmiddelen genummerd in overeenstemming met fig.4.1, §4.2.3:

- 1= Segmentschuif
- 2= Klep met onderafvoer
- 3= Hefschuif

C.5: ONDERBOUW



Bovenaanzicht

C.6: STUWSCENARIO; FASE 1 EN 2

fase 1: $Q_{,centrale} = 15000 \text{ m}^3/\text{s}$, $0 \leq Q_{,stuw} \leq 10000 \text{ m}^3/\text{s}$

fase 2: $Q_{,centrale} \rightarrow 0 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{,stuw}: 10000 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 25000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Voor fase 1 en 2 is de berekening van stroomsnelheden, schuif hefhoogten en Froude-getallen als volgt uitgevoerd:

De hefhoogte van de schuiven volgt uit:

(tekening; zie fig.4.5, §4.3.2.3)

$$h_{,hef} = a = q / (\mu \times \sqrt{(2 \times g \times z)})$$

Hierin is:

$q = Q_{,stuw} / B_s$, waarbij B_s de netto breedte van de stuw is ($B_s = 1850 \text{ m}$)

en $Q_{,stuw}$ varieert voor fase 1 en 2.

$z =$ het verval over de stuw. Dit is het verschil tussen het stuwpeil (PWD +13 m) en de benedenwaterstand, welke behoort bij het optredende rivierdebiet.

$\mu =$ contractie = 0,7; $\mu \times h_{,hef} = d_1$ is de waterdiepte ter plaatse van de kleinste doorsnede onder de dekker en is de doorsnede waar de stroomsnelheid het grootst is.

Voor $Q_{,stuw} = 10000 \text{ m}^3/\text{s}$ geldt:

$$q = 10000 / 1850 = 5,41 \text{ m}^3/\text{s/m}^1$$

Beneden waterstand = PWD +10,51 m (met formule 1, §2.2.2) \implies

$$z = 13 - 10,51 = 2,49 \text{ m}$$

$$h_{,hef} = 5,41 / (0,7 \times \sqrt{(2 \times 9,81 \times 2,49)}) = 1,11 \text{ m.}$$

Maximale stroomsnelheid ter plaatse van doorsnede 1 (zie fig.C.6.1):

$$u_{,max} = q / (\mu \times h_{,hef}) = 5,41 / (0,7 \times 1,11) = 6,96 \text{ m/s.}$$

Bepaling stromend-/schieterend water:

$$F = u_{\max} / \sqrt{(g \times d_1)} = 6,96 / \sqrt{(9,81 \times 0,7 \times 1,11)} = 2,5 \implies$$

Bij een debiet $Q_{\text{stuw}} = 10000 \text{ m}^3/\text{s}$ en een hefhoogte van de schuiven van 1,11 m is het water schietend in doorsnede 1.

In tabel C.6.1 is voor de fases 1 en 2 deze berekening uitgevoerd.

Tabel C.6.1:

Stuwpeil (m tov PWD): 13		contr: 0,7					
stuwdiepte (m): 12		g: 9,81 m/s ²					
Netto breedte (m): 1850		delta: 1,65					
Opstorthoogte (m): 2							
Debiet centrale: 15000 m ³ /s							
Debiet onder stuw:	Q/B:	Ben.wst: (m+PWD)	z (m):	h,hef (m):	u,max (m/s):	Froude	
50	0,03	9,33	3,67	0,01	4,29	16,4	
850	0,46	9,44	3,56	0,08	8,21	11,1	
900	0,49	9,45	3,55	0,08	8,75	11,8	
950	0,51	9,46	3,54	0,09	8,1	10,3	
1000	0,54	9,46	3,54	0,09	8,57	10,9	
1050	0,57	9,47	3,53	0,1	8,14	9,8	
2500	1,35	9,66	3,34	0,24	8,04	6,3	
5000	2,7	9,96	3,04	0,5	7,71	4,2	
6000	3,24	10,08	2,92	0,61	7,59	3,7	
7000	3,78	10,19	2,81	0,73	7,4	3,3	
8000	4,32	10,3	2,7	0,85	7,26	3	
9000	4,86	10,41	2,59	0,97	7,16	2,8	
10000	5,41	10,51	2,49	1,11	6,96	2,5	
12000	6,49	10,51	2,49	1,33	6,97	2,3	
14000	7,57	10,51	2,49	1,55	6,98	2,1	
16000	8,65	10,51	2,49	1,77	6,98	2	
18000	9,73	10,51	2,49	1,99	6,98	1,9	
20000	10,81	10,51	2,49	2,21	6,99	1,8	
22000	11,89	10,51	2,49	2,43	6,99	1,7	
23500	12,7	10,51	2,49	2,6	6,98	1,7	
25000	13,51	10,51	2,49	2,76	6,99	1,6	

C.7: WOELBAKCONSTRUCTIE

De berekening van de lengte van de woelbakconstructie wordt uitgevoerd voor de fases 1 en 2 en voor fase 3, zolang er schietend water voorkomt. Zodra het water stromend wordt ($F \leq 1$) zal de dekneer verdwenen zijn en is er geen woelbakconstructie meer nodig.

Voor $Q_{\text{stuw}} = 25000 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt de woelbaklengte:

(Voor gegevens zie tabel C.6.1)

$$q = 13,5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}'$$

$$u_{\text{max}} = 6,99 \text{ m/s}$$

$$d_1 = 0,7 \times 2,76 = 1,93 \text{ m}$$

$$F = 1,6$$

Berekening L (zie fig.C.7.1. en fig.C.7.1.a/b):

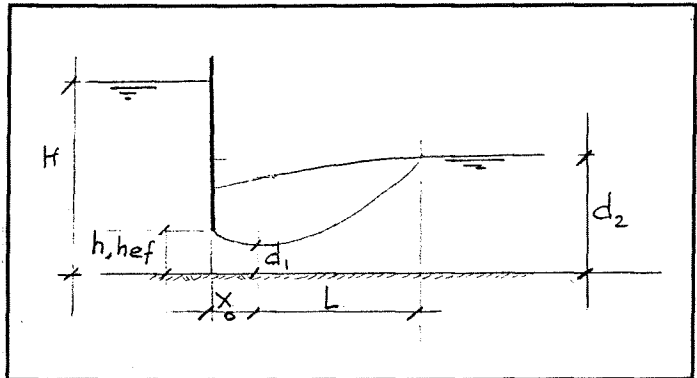


Fig.C.7.1

$$d_2/d_1 = \frac{1}{2} \times (\sqrt{(1+8 \times 1,6^2)} - 1) = 1,82 \implies d_2 = 1,82 \times 1,93 = 3,52 \text{ m}$$

$$\text{met } F = 1,6 \text{ volgt } L/d_2 \approx 4 \implies L = 14 \text{ m}$$

Berekening x_0 : (zie fig.4.7)

$$x_0 = 2 \text{ à } 4 \times h_{\text{hef}} = 2,76 \times 2 \text{ à } 4 = 5,5 \text{ à } 11 \text{ m}$$

Lengte woelbakconstructie: $14 + 11 = 25 \text{ m}$ maximaal.

De overige berekeningen zijn terug te vinden in tabel C.7.1.

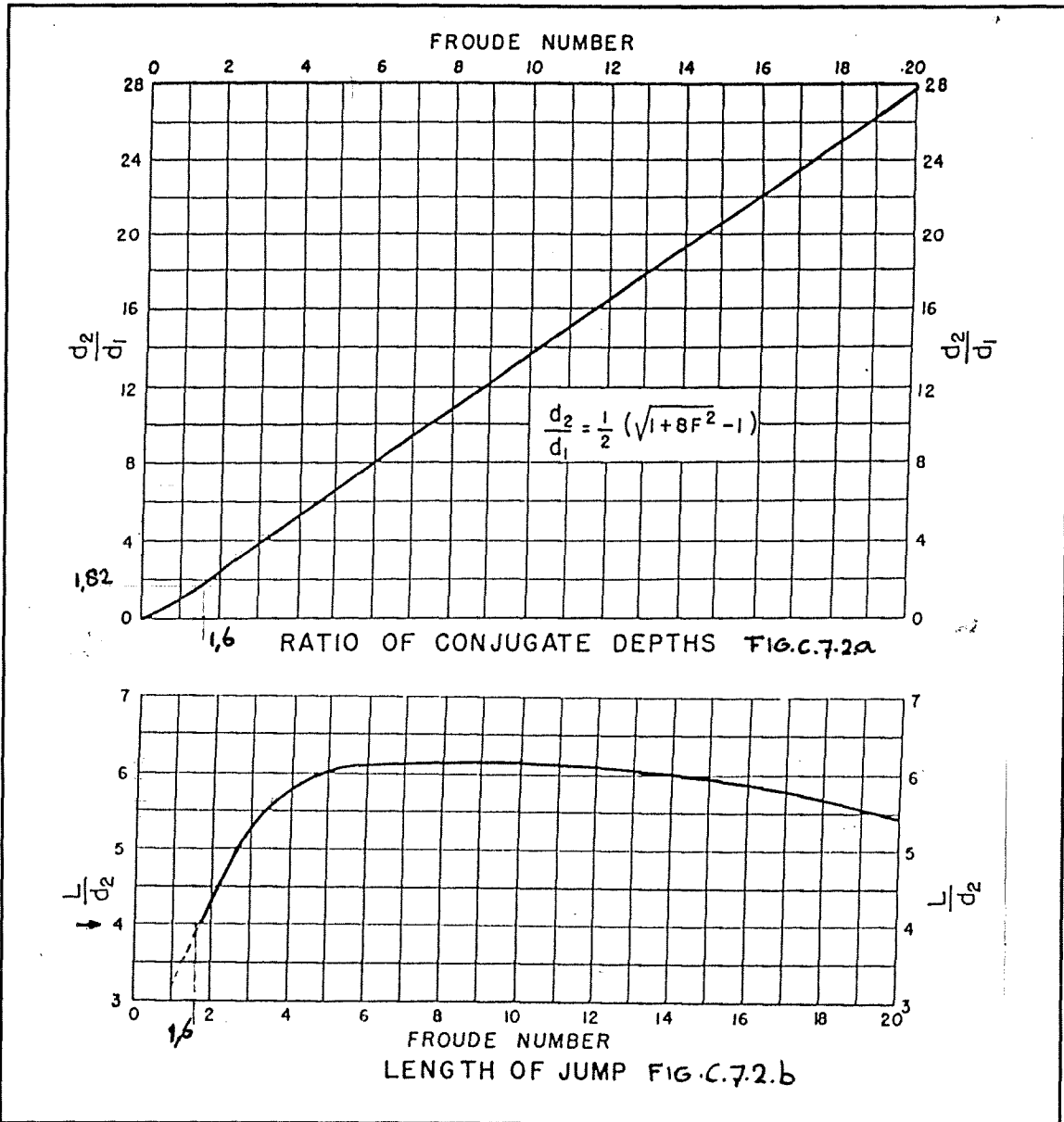


Fig.C.7.2.a en b

Tabel C.7.1:

Q,onderspui (m ³ /s):	z (m):	h,bef:	d ₂ /d ₁ :	d ₂ (m):	L/d ₂ (F):	L (m):	x ₀ (m):	L _{wb} (m):
50	3,67	0	22,7	0,2	5,75	1,2	0,04	1,2
850	3,56	0,08	15,21	0,9	6,2	5,6	0,32	5,9
900	3,55	0,08	16,2	0,9	6,1	5,5	0,32	5,8
14000	2,49	1,55	2,51	2,7	4,5	12,2	6,2	18,4
16000	2,49	1,77	2,37	2,9	4,4	12,8	7,08	19,9
18000	2,49	1,99	2,23	3,1	4	12,4	7,96	20,4
20000	2,49	2,21	2,09	3,2	4	12,8	8,84	21,6
22000	2,49	2,43	1,96	3,3	4	13,2	9,72	22,9
23500	2,49	2,6	1,96	3,6	4	14,4	10,4	24,8
25000	2,49	2,76	1,82	3,5	4	14	11,04	25

C.8 VERKLARING GEBRUIKTE AFKORTINGEN

(De scheiding tussen de aanduidingen "bovenstroomse zijde" en "benedenstroomse zijde" wordt gevormd door de segmentschuif)

- alpha = hoek α = scheefstand van de segmentschuif t.o.v loodlijn l
- Bb = breedte van de noodbrug
- Bp = breedte van de pijler
- Bd = breedte van de drempel tussen twee pijlers
- d = dikte vloerconstructie aan bovenstroomse zijde
- dl = lengte vloer constructie bovenstrooms tot aan begin drempel
- H = totale hoogte van de pijler
- h = waterdiepte bovenstroomse zijde
- hi = drempelhoogte bovenstroomse zijde
- hs = verticale schuifhoogte
- hu = drempelhoogte benedenstroomse zijde
- hop = hoogte opstort aan einde woelbakconstructie
- kb = breedte van de inkassing voor de schotbalkconstructie
- kd = diepte van de inkassing voor de schotbalkconstructie
- L = lengte drempelconstructie
- Ldi = drempellengte bovenstroomse zijde
- Ldu = drempellengte benedenstroomse zijde
- Lkw = totale kwallengte (stuw + waterdichte bodembescherming)
- Lwb = lengte waterdichte bodembekleding
- Lop = lengte opstort aan einde woelbakconstructie
- Lu = lengte woelbak
- rhob = ρ_b = gewicht van beton in kN per m³
- rhos = ρ_s = gewicht van staal in kN per m³
- rhow = ρ_w = gewicht van water in kN per m³
- (G)b = (gewicht) noodbrug
- Gsch = gewicht schuif
- (G)wb1 = (gewicht) water op bovenstroomse drempelconstructie
- (G)wb2 = teveel aan bovenstrooms (gewicht) water als gevolg van scheefstand schuif
- (G)wb3 = teveel aan bovenstrooms (gewicht) water door aanwezigheid van een drempel
- (G)wo1 = (gewicht) water op benedenstroomse drempelconstructie
- (G)wo2 = (gewicht) water op segmentschuif aan benedenstroomse zijde
- (G)wop1 = (gewicht) opwaartse waterdruk onder de drempelconstructie
- (G)wop2 = (gewicht) opwaartse waterdruk onder de drempelconstructie
- (G)d1 t/m (G)d5 = (gewicht) drempelonderdelen d1 t/m d5

C.9: PRINCIPESCHETS VOORONTWERP

Fig.C.9.1: Belastinggeval 1/1a

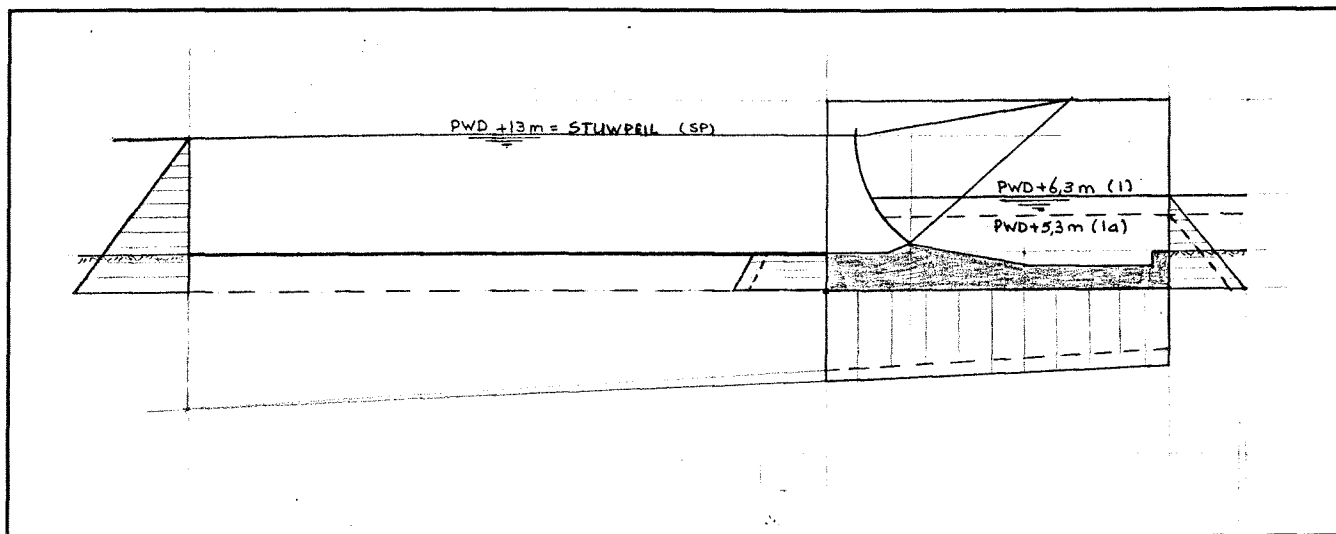


Fig.C.9.1: Belastinggeval 1/1a

Fig.C.9.2: Belastinggeval 2/2a

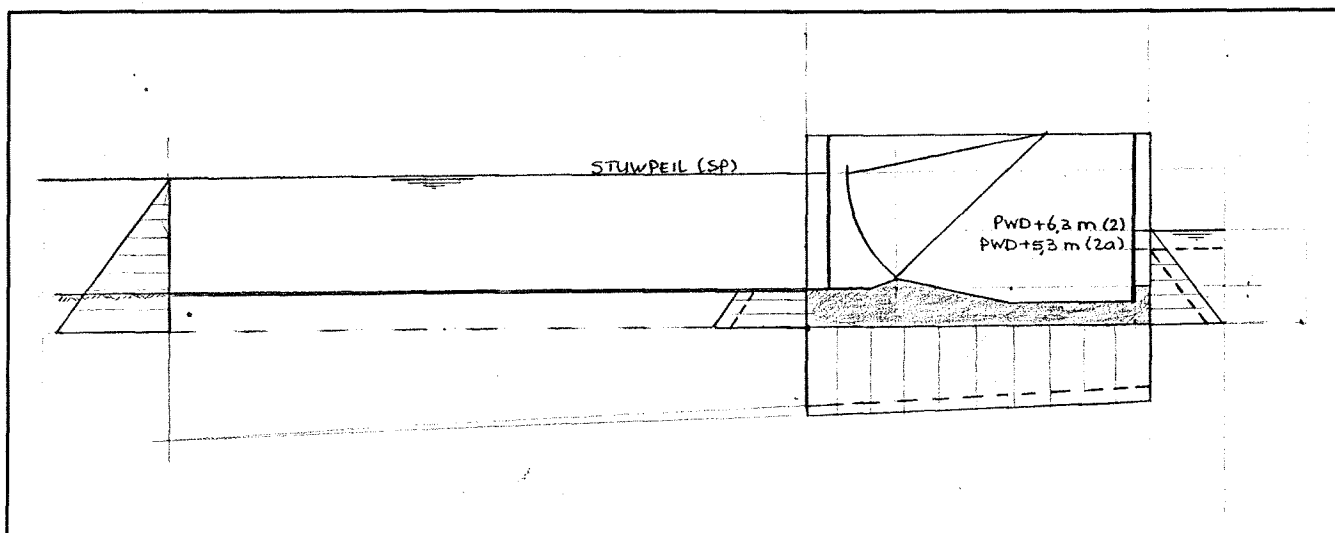
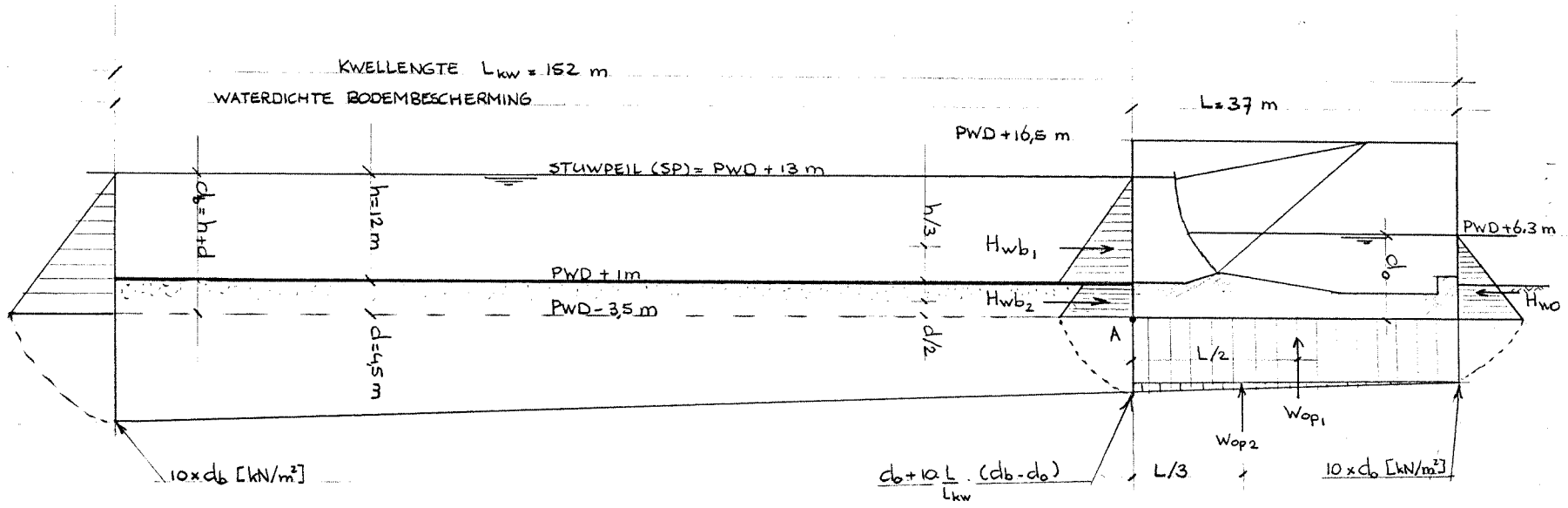
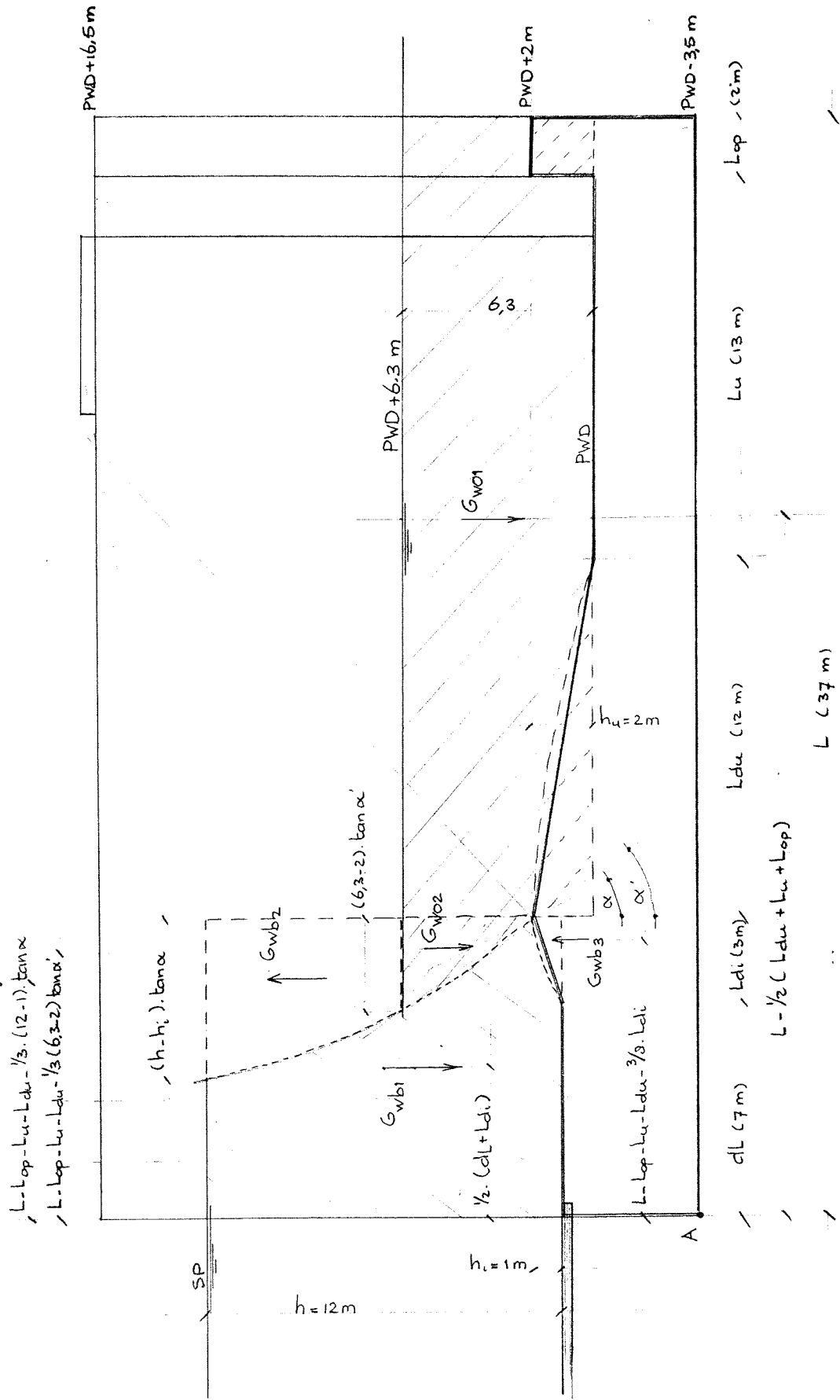


Fig.C.9.2: Belastinggeval 2/2a

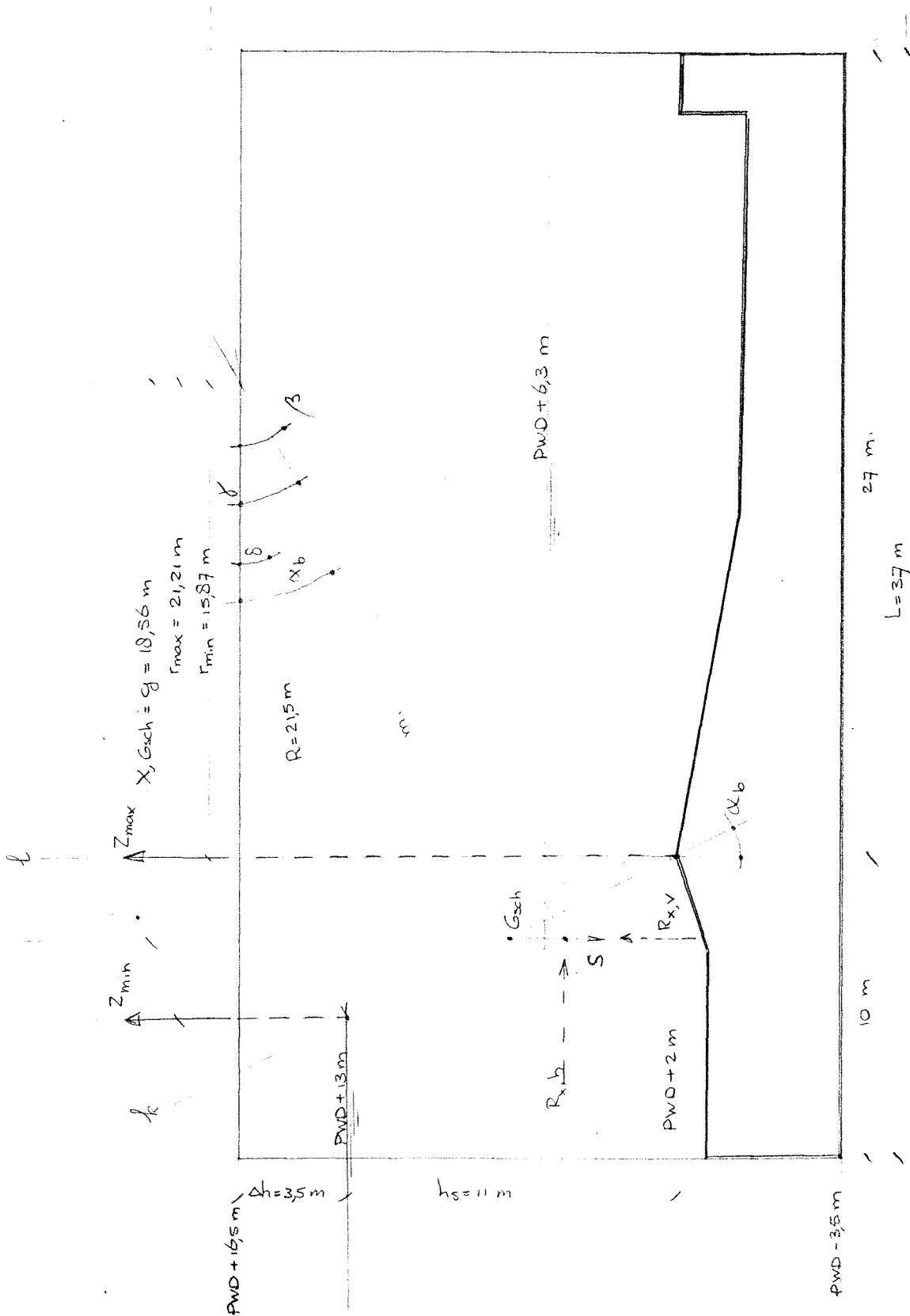
Figuur C.9.3:



Figuur C.9.4:



Figuur C.9.5:



C10: ONTWERP SEGMENTSCHUIF

Tabel C.10.1

Berekening hefkracht:			
L,woelbak+Lop:	27 m		
Bb+kb+Lop:	10 m		
X,R,max:	16 m		
Schuifhoogte (hs):	11 m		
dh:	3,5 m		
Schuifbreedte (B):	25 m		
Gew.schuif G,sch:	2250 kN		
Bened.waterst.(ho):	4,3 m		
Max. straal R,max=	21,6 m	Hor.waterdr Whb=	15125 kN
Keuze R=	21,5 m	Opwaartse waterdruk Wop=	7032,6 kN
Hoek Betha=	42,4 gr	Vert.waterdr. Wvo=	1215,8 kN
Hoek Delta=	9,4 gr	Hor.waterdr. Who=	2311,3 kN
Hoek Alpha=	25,9 gr	Hoek Gamma,onder=	37,43 gr
Hoek Gamma=	30,3 gr	Hoek Alpha,onder=	27,75 m
Hoek Delta2=	28,3 gr	Afstand X,Wo (Xo)=	16,71 m
Hoek Alpha2=	35,4 gr	Afstand Y,Wo (Yo)=	13,07 m
		Waterdruk,onder=	2611,6 kN
Vert. resultante=	-4782,6 kN	Afstand X,Rmin (r,min)=	15,87 m
Hor.resultante=	12813,7 kN	Afstand X,Rmax (r,max)=	21,21 m
Resultante Rx=	<u>13677,1</u> kN	Afstand X,Gsch (g)=	18,56 m
Hoek Alpha,Rx=	<u>20,5</u> gr	Afstand X,G=	2,69 m
Excentriciteit e,Rx=	3,66 m	Excentriciteit eb=	1,65 m
Hefkracht Z:			
<u>Belastinggeval 1:</u>		<u>Belastinggeval 2:</u>	
Max.hefkracht (met r,min)=	3154 kN	Max.hefkracht (met r,min)=	2631 kN
Min.hefkracht (met r,max)=	2360 kN	Min.hefkracht (met r,max)=	1969 kN
Wrijving ZWR,hmax=	315 kN	Wrijving ZWR,hmax=	263 kN
Wrijving ZWR,hmin=	236 kN	Wrijving ZWR,hmin=	197 kN
Totale hefkracht Z,max=	3469 kN	Totale hefkracht Z,max=	2894 kN
Totale hefkracht Z,min=	2596 kN	Totale hefkracht Z,min=	2166 kN

C.11: BEREKENING AFSCHUIVING EN KANTELEN

C.11.1: Belastinggeval 1

1) Verticale belasting (= ΣV):

-Pijler: $G_p = p_b \times \{B_p \times L_x (h+d+3,5)\}$

$$G_p = 25 \times \{6 \times 37 \times (12 + 4,5 + 3,5)\} = 111000 \text{ kN}$$

-Noodbrug: $G_b = p_b \times B_d \times B_b \times \{B_d + B_p\} / 20$

$$G_b = 25 \times 25 \times 6 \times \{25 + 6\} / 20 = 5812,5 \text{ kN}$$

-Schuif: $G_{sch} = 2250 \text{ kN}$

-Drempel: $G_{d1} = p_b \times B_d \times d \times \{L - L_{op} - L_u - L_{du}\}$

$$G_{d1} = 25 \times 25 \times 4,5 \times \{37 - 2 - 13 - 12\} = 28125 \text{ kN}$$

$$G_{d2} = p_b \times B_d \times L_{di} \times h_i \times 2/3$$

$$G_{d2} = 25 \times 25 \times 3 \times 1 \times 2/3 = 1250 \text{ kN}$$

$$G_{d3} = p_b \times B_d \times \{(L_{du} + L_u + L_{op}) \times (d + h_i - h_u)\}$$

$$G_{d3} = 25 \times 25 \times \{(12 + 13 + 2) \times (4,5 + 1 - 2)\} = 59062,5 \text{ kN}$$

$$G_{d4} = p_b \times B_d \times L_{du} \times h_u \times 2/3$$

$$G_{d4} = 25 \times 25 \times 12 \times 2 \times 2/3 = 10000 \text{ kN}$$

$$G_{d5} = p_b \times B_d \times L_{op} \times h_{op}$$

$$G_{d5} = 25 \times 25 \times 2 \times 2 = 2500 \text{ kN}$$

-Waterdruk: $G_{wb1} = 10 \times B_d \times h \times (L - L_{op} - L_u - L_{du})$

$$G_{wb1} = 10 \times 25 \times 12 \times (37 - 2 - 13 - 12) = 30000 \text{ kN}$$

$$G_{wb2} = -10 \times B_d \times (h - h_i)^2 \times 2/3 \times \tan \alpha$$

$$G_{wb2} = -10 \times 25 \times (12 - 1)^2 \times 2/3 \times \tan 26^\circ = -9835,9 \text{ kN}$$

$$G_{wb3} = -10 \times B_d \times 2/3 \times L_{di} \times h_i$$

$$G_{wb3} = -10 \times 25 \times 2/3 \times 3 \times 1 = -500 \text{ kN}$$

$$G_{wo1} = 10 \times B_d \times (SLW \times (L_{op} + L_u + L_{du}) - h_u \times L_{op} - L_{du} \times h_u \times 2/3)$$

$$G_{wo1} = 10 \times 25 \times (6,3 \times (2 + 13 + 12) - 2 \times 2 - 12 \times 2 \times 2/3) = 37525 \text{ kN}$$

$$G_{wo2} = 10 \times B_d \times (SLW - h_u)^2 \times 2/3 \times \tan \alpha'$$

$$G_{wo2} = 10 \times 25 \times (6,3 - 2)^2 \times 2/3 \times \tan 32,4^\circ = 1955,7 \text{ kN}$$

$$G_{wop1} = -10 \times L \times (B_d + B_p) \times (SLW + d - 1)$$

$$G_{wop1} = -10 \times 37 \times (25 + 6) \times (6,3 + 4,5 - 1) = -112406 \text{ kN}$$

$$Gwop2 = -10 \times \frac{1}{2} \times L \times (Bd+Bp) \times L/Lkw \times ((h+d)-(SLW+d-1))$$

$$Gwop2 = -10 \times \frac{1}{2} \times 37 \times (25+6) \times 37/152 \times ((12+4,5)-(6,3+4,5-1)) = -9353,3 \text{ kN}$$

2) Horizontale belasting (= ΣH):

-Waterdruk: $Hwb1 = 10 \times \frac{1}{2} \times h^2 \times (Bd+Bp)$
 $Hwb1 = 10 \times \frac{1}{2} \times 12^2 \times (25+6) = 22320 \text{ kN}$
 $Hwb2 = 10 \times d \times (Bd+Bp) \times (L/Lkw \times ((h+d)-(SLW+d-1)) - d/2 + (SLW+d-1))$
 $Hwb2 = 10 \times 4,5 \times (25+6) \times (37/152 \times ((12+4,5)-(6,3+4,5-1)) - 4,5/2 + (6,3+4,5-1))$
 $= 12807 \text{ kN}$
 $Hwo = -10 \times \frac{1}{2} \times (SLW+d-1)^2 \times (Bd+Bp)$
 $Hwo = -10 \times \frac{1}{2} \times (6,3+4,5-1)^2 \times (25+6) = -14886,2 \text{ kN}$

C.11.2: Belastinggeval 2

1) Verticale belasting (= ΣV):

-Pijler: $Gp = 111000 \text{ kN}$

-Noodbrug: $Gb = 5812,5 \text{ kN}$

-Schuif: $Gsch = 2250 \text{ kN}$

-Drempel: $Gd1 = 28125 \text{ kN}$
 $Gd2 = 1250 \text{ kN}$
 $Gd3 = 59062,5 \text{ kN}$
 $Gd4 = 10000 \text{ kN}$
 $Gd5 = 2500 \text{ kN}$

-Waterdruk: $Gwb1 \text{ t/m } Gwb3 = 0 \text{ kN}$ en $Gwo1 \text{ t/m } Gwo2 = 0 \text{ kN}$
 $Gwop1 = -112406 \text{ kN}$
 $Gwop2 = -9353,3 \text{ kN}$

2) Horizontale belasting (= ΣH):

-Waterdruk: $H_{wb1} = 22320 \text{ kN}$
 $H_{wb2} = 12807 \text{ kN}$
 $H_{wo} = -14886,2 \text{ kN}$

C.11.3: Kantelen

De verticale belasting is dezelfde als bij het berekenen van het glijcriterium. Bij de daar gevonden horizontale- en verticale belastingen moet de afstand van punt A tot het zwaartepunt van elke belasting gevonden worden. Deze zijn als volgt:

Belasting: Afstand tot punt A:

Gp: $e_p = \frac{1}{2} \times L$
Gb: $e_b = L - L_{op} - k_b - \frac{1}{2} \times B_b$
Gsch: $e_{sch} = L - L_{op} - L_u - L_{du} - X_g$
Gd1: $e_{d1} = \frac{1}{2} \times (L - L_{op} - L_u - L_{du})$
Gd2: $e_{d2} = L - L_{op} - L_u - L_{du} - \frac{3}{8} \times L_{di}$
Gd3: $e_{d3} = L - \frac{1}{2} \times (L_{du} + L_u + L_{op})$
Gd4: $e_{d4} = L - L_{op} - L_u - \frac{5}{8} \times L_{du}$
Gd5: $e_{d5} = L - \frac{1}{2} \times L_{op}$
Gwb1: $e_{wb1} = \frac{1}{2} \times (L - L_{op} - L_u - L_{du})$
Gwb2: $e_{wb2} = L - L_{op} - L_u - L_{du} - (W_{db} - h_i) / 3 \times \tan \alpha$
Gwb3: $e_{wb3} = L - L_{op} - L_u - L_{du} - \frac{3}{8} \times L_{di}$
Gwo1: $e_{wo1} = L - \frac{1}{2} \times (L_{du} + L_u + L_{op})$
Gwo2: $e_{wo2} = L - L_{op} - L_u - L_{du} - (S_{LW} - h_u) / 3 \times \tan \alpha$
Gwop1: $e_{wop1} = L \times \frac{1}{2}$
Gwop2: $e_{wop2} = L / 3$
Hwb1: $e_{wb1} = d + h / 3$
Hwb2: $e_{wb2} = d / 2$
Hwo: $e_{wo} = (d + h_i - h_u + S_{LW}) / 3$

Tabel C.12.1 en tabel C.12.2

Tabel C.12.1

Kanteleisen:					
Parameters:		Verticale kracht:	Gewicht (kN)	Arm tot A (m)	Gew x arm
alpha=	26 gr	Pijler:	111000	18,5	2053500
Bb=	6 m	Brug:	5812,5	30	174375
Bd=	25 m	Schuif:	2250	7,2	16200
Bp=	6 m	Drempel:			
d=	4,5 m	d1:	28125	5	140625
dl=	7 m	d2:	1250	8,9	11125
h=	12 m	d3:	59062,5	23,5	1387968,8
hi=	1 m	d4:	10000	14,5	145000
hu=	2 m	d5:	2500	36	90000
hop=	2 m	Waterdruk:			
kb=	2 m	wb1:	30000	5	150000
kd=	1 m	wb2:	-9835,9	8,2	-80654,4
Ldi=	3 m	wb3:	-500	8,9	-4450
Ldu=	12 m	wol1:	37525	23,5	881837,5
Lop=	2 m	wo2:	1955,7	9,3	18188
Lkw=	152 m	wop1:	-112406	18,5	-2079511
Lu=	13 m	wop2:	-9353,3	12,3	-115045,6
rhob=	25 kN/m3				
rhos=	78,5 kN/m3	V,totaal:	157385,5	Som M,v:	2789158,3
rhov=	10 kN/m3				
SLW=	6,3 m	Horizontale kracht:			
Inh,schuif=	28,66 m3	Waterdruk:			
Xg=	2,8 m	Hwb1:	22320	8,5	189720
		Hwb2:	12807	2,3	29456,1
		Hwo:	-14886,2	3,3	-49124,5
Drempel L=	37 m	H,totaal:	20240,8	Som M,h:	170051,6

Tabel C.12.2

Kantelcriterium:	Glijcriterium:
<u>Bel.geval 1:</u>	
L/3: 12,3 m	Inw. wrijvingshoek: 30 gr
Som,M/som,V: 18,8 m	Gamma: 1,5
2*L/3: 24,7 m	Min. veiligheid: 4,1
	Som,V/som,H: 7,8
<u>Bel.geval 2:</u>	
L/3: 12,3 m	Inw. wrijvingshoek: 30 gr
Som,M/som,V: 20,3 m	Gamma: 1,5
2*L/3: 24,7 m	Min. veiligheid: 4,1
	Som,V/som,H: 4,9
<u>Opdrijven:</u>	
<u>Bel.geval 1:</u>	<u>Bel.geval 2:</u>
Verticale belasting: 279144,8 kN	In onderhoud: 10 Componenten
0.9*V: 251230,3 kN	Vol water: 64 Componenten
Opwaartse belast: 121759,3 kN	Verticale belasting: 20065267,2 kN
Veiligheid: 2,1	0.9*V: 18058740,5 kN
	Opwaartse belast: 9010188,2 kN
	Veiligheid: 2,0

Tabel C.12.1.a en tabel C.12.2.a

Tabel C.12.1.a

Kanteleisen:		Verticale kracht:	Gewicht (kN)	Arm tot A (m)	Gew x arm
Parameters:					
alpha=	26 gr	Pijler:	111000	18,5	2053500
Bb=	6 m	Brug:	5812,5	30	174375
Bd=	25 m	Schuif:	2250	7,2	16200
Bp=	6 m	Drempel:			
d=	4,5 m	d1:	28125	5	140625
dl=	7 m	d2:	1250	8,9	11125
h=	12 m	d3:	59062,5	23,5	1387968,8
hi=	1 m	d4:	10000	14,5	145000
hu=	2 m	d5:	2500	36	90000
hop=	2 m	Waterdruk:			
kb=	2 m	wb1:	30000	5	150000
kd=	1 m	wb2:	-9835,9	8,2	-80654,4
Ldi=	3 m	wb3:	-500	8,9	-4450
Ldu=	12 m	wol:	30775	23,5	723212,5
Lop=	2 m	wo2:	1151,8	9,5	10942,1
Lkw=	152 m	wop1:	-100936	18,5	-1867316
Lu=	13 m	wop2:	-10749,4	12,3	-132217,6
rhob=	25 kN/m ³	V,totaal:	159905,5	Som M,v:	2818310,4
rhos=	78,5 kN/m ³	Horizontale kracht:			
rhow=	10 kN/m ³	Waterdruk:			
SLW=	5,3 m	Hwb1:	22320	8,5	189720
Inh,schuif=	28,66 m ³	Hwb2:	11752	2,3	27029,6
Xg=	2,8 m	Hwo:	-12003,2	2,9	-34809,3
Drempel L=	37 m	H,totaal:	22068,8	Som M,h:	181940,3

Tabel C.12.2.a

Kantelcriterium:	Glijcriterium:
Bel.geval 1:	
L/3: 12,3 m	Inw. wrijvingshoek: 30 gr
Som,M/som,V: 18,8 m	Gamma: 1,2
2*L/3: 24,7 m	Min. veiligheid: 3,3
	Som,V/som,H: 7,2
Bel.geval 2:	
L/3: 12,3 m	Inw. wrijvingshoek: 30 gr
Som,M/som,V: 20,3 m	Gamma: 1,2
2*L/3: 24,7 m	Min. veiligheid: 3,3
	Som,V/som,H: 4,9
Opdrijven:	
Bel.geval 1:	Bel.geval 2:
Verticale belasting: 271590,9 kN	In onderhoud: 10 Componenten
0.9*V: 244431,8 kN	Vol water: 64 Componenten
Opwaartse belast: 111685,4 kN	Verticale belasting: 19581817,6 kN
Veiligheid: 2,2	0.9*V: 17623635,8 kN
	Opwaartse belast: 8264719,6 kN
	Veiligheid: 2,1

Tabel C.13.1 en C.13.2

Tabel C.13.1

Korrelspanning:			
Bel.geval 1:		Bel.geval 2:	
Zw.punt (x):	17,7 m	Zw.punt (x):	18,6 m
excentr,V:	0,8 m	excentr,V:	-0,1 m
excentr,H:	8,4 m	excentr,H:	8,4 m
W(x):	7073,2 m ³	W(x):	7073,2 m ³
Sigma,k:	137,2 kN/m ²	Sigma,k:	85,7 kN/m ²
+ of -:	6,2 kN/m ²	+ of -:	25,4 kN/m ²
Sigma,r:	143,4 kN/m ²	Sigma,r:	111,1 kN/m ²
Sigma,l:	131,0 kN/m ²	Sigma,l:	60,3 kN/m ²

Tabel C.13.2

"Shields" met $C = 18 \log(12h/2d)$:					
phi:		0,03	turb (%):		30
delta:		1,65	Kt:		1,46
breedte B:		1850 m			
Ben.str. bodempeil:		1 m +PWD			
Debiet Q:	d,water (h):	u,max:	d,geschat:	d,berek:	
25000	9,51	1,42	0,024	0,024	
30000	10,00	1,62	0,033	0,033	
35000	10,44	1,81	0,044	0,044	
40000	10,85	1,99	0,056	0,056	
45000	11,23	2,17	0,070	0,070	
50000	11,59	2,33	0,085	0,085	
55000	11,93	2,49	0,101	0,101	
60000	12,26	2,65	0,120	0,120	
70000	12,87	2,94	0,160	0,160	
80000	13,43	3,22	0,204	0,204	
90000	13,96	3,48	0,254	0,254	
91000	14,01	3,51	0,260	0,260	

Tabel C.13.1.a en C.13.1.3

Tabel C.13.1.a

Korrelspanning:			
Bel.geval 1:		Bel.geval 2:	
Zw.punt (x):	17,6 m	Zw.punt (x):	18,6 m
excentr,V:	0,9 m	excentr,V:	-0,1 m
excentr,H:	8,2 m	excentr,H:	8,2 m
W(x):	7073,2 m3	W(x):	7073,2 m3
Sigma,k:	139,4 kN/m2	Sigma,k:	94,4 kN/m2
+ of -:	5,2 kN/m2	+ of -:	27,1 kN/m2
Sigma,r:	144,6 kN/m2	Sigma,r:	121,5 kN/m2
Sigma,l:	134,2 kN/m2	Sigma,l:	67,3 kN/m2

Tabel C.13.3

"Shields" met $C=25x(h/Dn)^{1/6}$: ($K=0,6x0,7xh,hef/h,ben \times 2,2$)						
Stuwpeil(m tov PWD):	13	contr:	0,7			
stuwdiepte (m):	12	phi:	0,032			
Netto breedte (m):	1850	g:	9,81 m/s2			
Opstorthoogte (m):	2	delta:	1,65			
Debiet centrale: 15000 m3/s						
Debiet onder stuw:	Q/B:	Ben.wst: (m +PWD)	z (m):	h,hef (m):	K;	Dnx:
50	0,03	9,33	3,67	0,01	0,60	0
750	0,41	9,43	3,57	0,07	0,61	0
1000	0,54	9,46	3,54	0,09	0,61	0
2500	1,35	9,66	3,34	0,24	0,64	0
5000	2,70	9,96	3,04	0,50	0,68	0
10000	5,41	10,51	2,49	1,11	0,76	0,0002
20000	10,81	10,51	2,49	2,21	0,92	0,0023
22000	11,89	10,51	2,49	2,43	0,96	0,0035
25000	13,51	10,51	2,49	2,76	1,00	0,0059
44000	23,78	10,51	2,49	4,86	1,31	0,0721
Woelbaklengte L:	25 m		Stuwpeil:	h,hef (PWD):	K:	Dnx:
Hoogte opstort s:	2 m					
Waterdiepte woelb:	10,51 m		13	6,9	1,39	0,086
			12	8,3	1,62	0,137
Maximaal debiet/m:	23,8 m2/s		11,5	9,7	1,85	0,204
Verval, stuwpeil=			11,25	10,9	2,04	0,273
Onderkant schuif:	0,7 m		11,205	11,2	2,09	0,294

C.14: LENGTE BODEMBESCHERMING

Tabel C.14.1

Sh.coef= 0,06		d,geul= -3,4		d50,zand= 0,0002		B,uitstr= 2275 m	
Q= 41000		Delta= 1,65		C= 66,62		B,netto= 1850 m	
h0= 15,3		cot b1= 4		u,cr= 0,3		Q,bankf= 44000 m ³ /s	
u= 1,5		cot b2= 40		B/Bo= 0,57		B,bankf= 4411,9 m	
S= 0,00024539		Breedte= 4256		alfa,5= 3,5		h,bankf= 6,55 m	
				Br.fact= 1		A,bankf= 28897,95 m ²	
						H,bankf= 12,2 m +PWD	
L:	L/h0:	alfa:	K:	t,eq(hr):	h,sm:	L/h,sm:	u,eind:
400	26,1	2,27	15,3	510660	160,1	2	1,56
450	29,4	2,16	12,7	201230	100,5	4	1,55
500	32,7	2,07	10,8	89494	67,0	7	1,54
550	35,9	2,00	9,5	47129	48,6	11	1,53
600	39,2	1,93	8,3	23992	34,7	17	1,52
650	42,5	1,87	7,4	13516	26,0	25	1,51
700	45,8	1,82	6,7	8223	20,3	34	1,50
750	49,0	1,78	6,1	5144	16,1	47	1,49
800	52,3	1,74	5,6	3354	13,0	62	1,48
850	55,6	1,70	5,1	2101	10,3	83	1,47
900	58,8	1,68	4,9	1721	9,3	97	1,46
950	62,1	1,65	4,6	1254	7,9	120	1,45
1000	65,4	1,63	4,4	1004	7,1	141	1,44

Tabel C.14.2

Sh.coef= 0,06		d,geul= -3,4		d50,zand= 0,0002		B,uitstr= 2275	
Q= 41000		Delta= 1,65		C= 66,62		B,netto= 1850	
h0= 15,3		cot b1= 4		u,cr= 0,3		Q,bankf= 44000	
u= 1,5		cot b2= 40		B/Bo= 0		B,bankf= 4411,9	
S= 0,00024539		Breedte= 4256		alfa,5= 2		h,bankf= 6,55	
				Br.fact= 0		A,bankf= 28897,95	
						H,bankf= 12,2	
L:	L/h0:	alfa:	K:	t,eq(hr):	h,sm:	L/h,sm:	u,eind:
100	6,5	1,96	8,8	32143	40,2	2	1,63
125	8,2	1,93	8,3	23992	34,7	4	1,62
150	9,8	1,90	7,8	17585	29,7	5	1,62
175	11,4	1,87	7,4	13516	26,0	7	1,61
200	13,1	1,84	6,9	9526	21,9	9	1,61
225	14,7	1,82	6,7	8223	20,3	11	1,60
250	16,3	1,80	6,4	6540	18,1	14	1,59
275	18	1,78	6,1	5144	16,1	17	1,59
300	19,6	1,76	5,8	3998	14,2	21	1,58
325	21,2	1,74	5,6	3354	13,0	25	1,58
350	22,9	1,72	5,4	2797	11,8	30	1,57
375	24,5	1,71	5,2	2316	10,8	35	1,57
400	26,1	1,69	5,0	1903	9,8	41	1,56

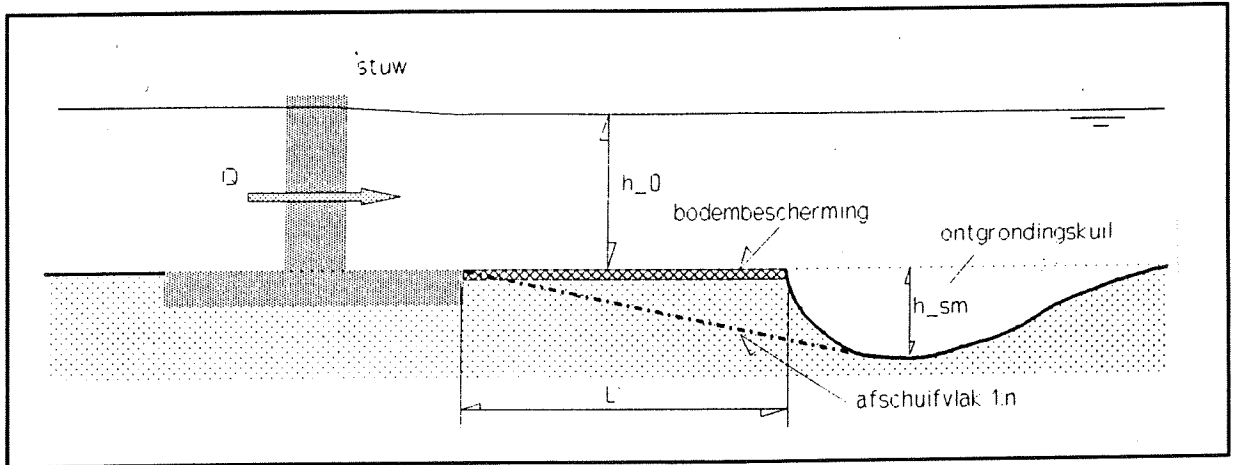


Fig.C.14.1: Bodembescherming

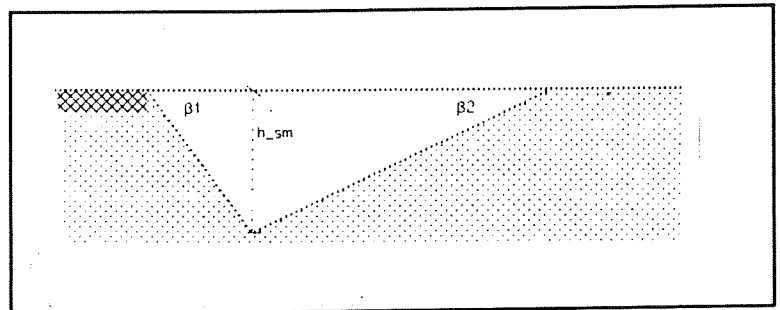
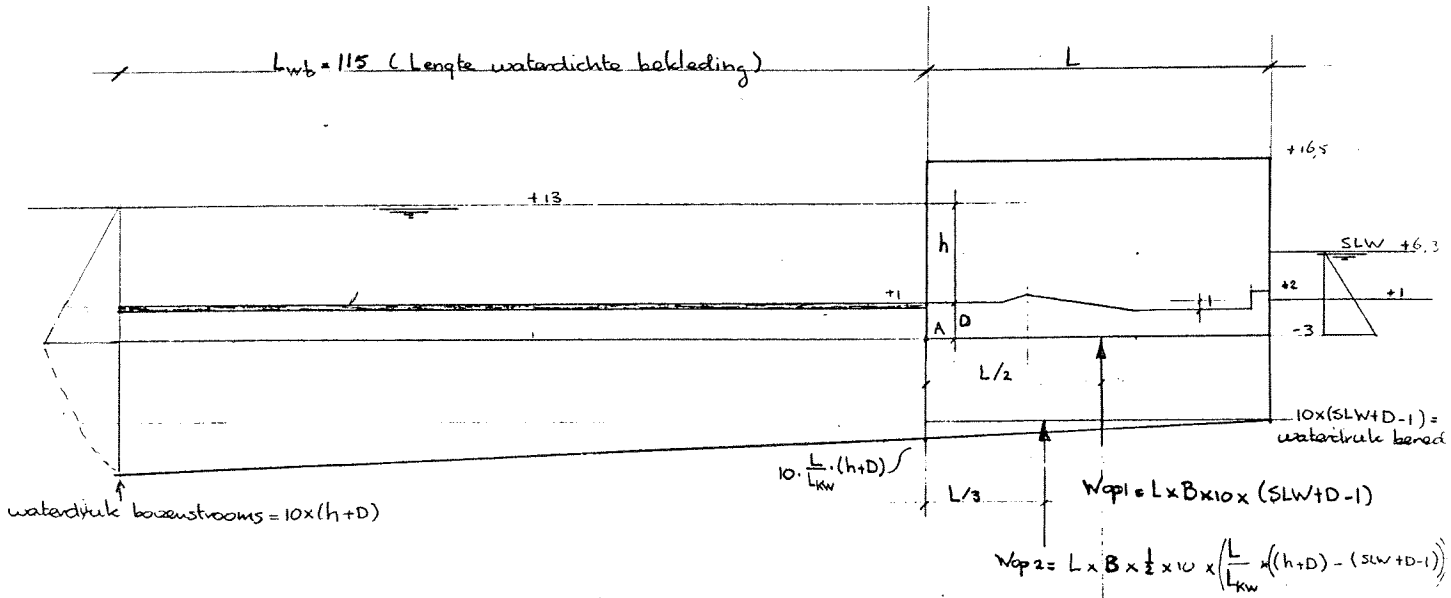


Fig.C.14.1.a: Geschematiseerde ontgrondingskuil

Fig.C.14.2: Waterdichte bodembescherming bovenstrooms

C14: bekening 2:



Figuur C.15.2

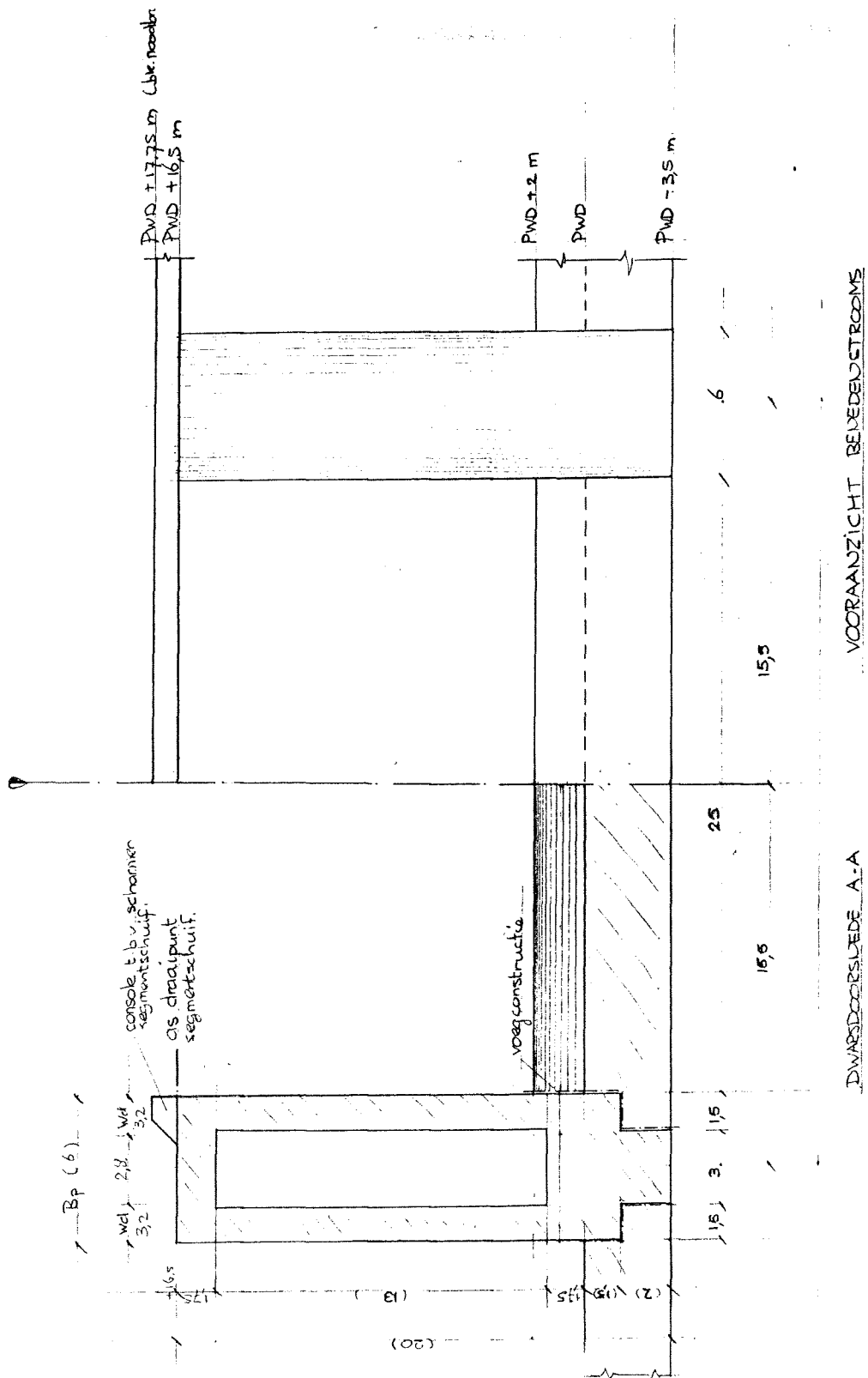
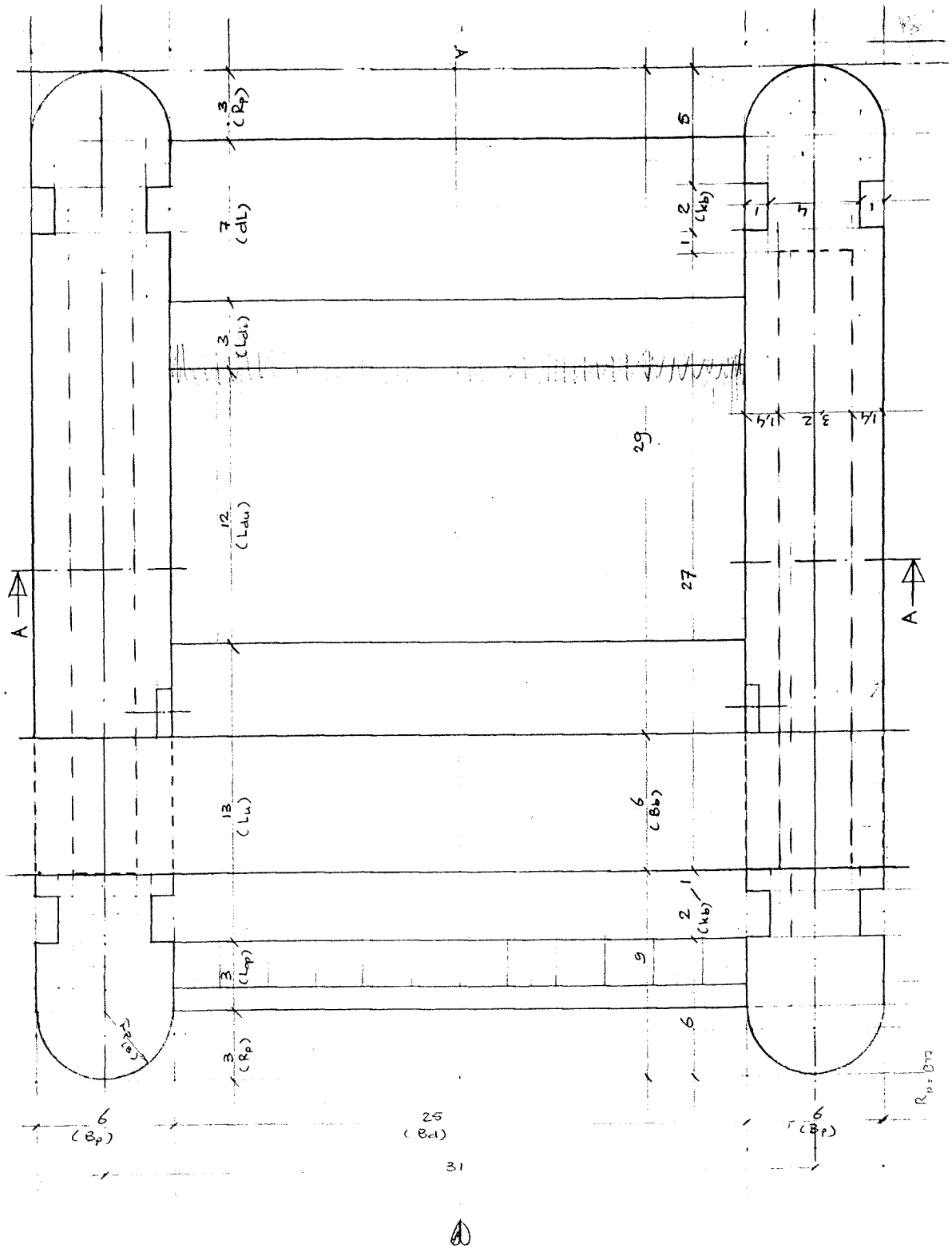


Fig. C.15.3

DWARSDOORSNEDEN A-A VOORANZICHT BEVEDENSTROOMS

Figuur C.15.3



C.15.1: Definitieve berekening belastinggeval 1

1) Verticale belasting (= ΣV):

-Pijler: $G_p = 100367 \text{ kN}$

-Noodbrug: $G_b = 25 \times 25 \times 6 \times \{25 + 6\} / 20 = 5812,5 \text{ kN}$

-Schuif: $G_{sch} = 2250 \text{ kN}$

-Drempel: $G_{d1} = 25 \times 25 \times 4,5 \times \{37-2-13-12\} = 28125 \text{ kN}$

$$G_{d2} = 25 \times 25 \times 3 \times 1 \times 2/3 = 1250 \text{ kN}$$

$$G_{d3} = p_b \times B_d \times \{(L_{du} + L_u + L_{op}) \times (d + h_i - h_u)\}$$

$$G_{d3} = 25 \times 25 \times \{(12+13+3) \times (4,5+1-2)\} = 61250 \text{ kN}$$

$$G_{d4} = 25 \times 25 \times 12 \times 2 \times 2/3 = 10000 \text{ kN}$$

$$G_{d5} = 25 \times 25 \times 2 \times 2 = 2500 \text{ kN}$$

-Waterdruk: $G_{wb1} = 10 \times 25 \times 12 \times (37-2-13-12) = 30000 \text{ kN}$

$$G_{wb2} = -10 \times 25 \times (12-1)^2 \times 2/3 \times \tan 26^\circ = -9835,9 \text{ kN}$$

$$G_{wb3} = -10 \times 25 \times 2/3 \times 3 \times 1 = -500 \text{ kN}$$

$$G_{wo1} = 10 \times B_d \times (SLW \times (L_{op} + L_u + L_{du}) - h_u \times (L_{op} - 1) - L_{du} \times h_u \times 2/3)$$

$$G_{wo1} = 10 \times 25 \times (6,3 \times (3+13+12) - 2 \times 2 - 12 \times 2 \times 2/3) = 39100 \text{ kN}$$

$$G_{wo2} = 10 \times 25 \times (6,3-2)^2 \times 2/3 \times \tan 32,4^\circ = 1955,7 \text{ kN}$$

$$G_{wop1} = -10 \times L \times (B_d + B_p) \times (SLW + d - 1)$$

$$G_{wop1} = -10 \times 38 \times (25+6) \times (6,3+4,5-1) = -115444 \text{ kN}$$

$$G_{wop2} = -10 \times \frac{1}{2} \times L \times (B_d + B_p) \times \frac{L}{L_{kw}} \times ((h+d) - (SLW + d - 1))$$

$$G_{wop2} = -10 \times \frac{1}{2} \times 38 \times (25+6) \times \frac{38}{152} \times ((12+4,5) - (6,3+4,5-1)) = -9865,8 \text{ kN}$$

2) Horizontale belasting (= ΣH):

-Waterdruk: $H_{wb1} = 10 \times \frac{1}{2} \times 12^2 \times (25+6) = 22320 \text{ kN}$

$$H_{wb2} = 10 \times d \times (B_d + B_p) \times \frac{L}{L_{kw}} \times ((h+d) - (SLW + d - 1)) - d/2 + (SLW + d - 1)$$

$$H_{wb2} = 10 \times 4,5 \times (25+6) \times \frac{38}{152} \times ((12+4,5) - (6,3+4,5-1)) - 4,5/2 + (6,3+4,5-1) = 12807 \text{ kN}$$

$$H_{wo} = -10 \times \frac{1}{2} \times (6,3+4,5-1)^2 \times (25+6) = -14886,2 \text{ kN}$$

C.15.2: Definitieve berekening belastinggeval 2

1) Verticale belasting ($= \Sigma V$):

-Pijler: **Gp= 100367,2 kN**

-Noodbrug: **Gb= 5812,5 kN**

-Schuif: **Gsch= 2250 kN**

-Drempel: **Gd1= 28125 kN**

Gd2= 1250 kN

Gd3= 61250 kN

Gd4= 10000 kN

Gd5= 2500 kN

-Waterdruk: **Gwb1 t/m Gwb3 = 0 kN en Gwo1 t/m Gwo2= 0 kN**

Gwop1= -115444 kN

Gwop2= -9865,8 kN

2) Horizontale belasting ($= \Sigma H$):

-Waterdruk: **Hwb1= 22320 kN**

Hwb2= 12807 kN

Hwo= -14886,2 kN

C.15.3: Kantelen

De verticale belasting is dezelfde als bij het berekenen van het glijcriterium. Bij de daar gevonden horizontale- en verticale belastingen moet de afstand van punt A tot het zwaartepunt van elke belasting gevonden worden. Deze zijn als volgt:

Belasting: Afstand tot punt A:

Gp:	$ep = \frac{1}{2} \times (L + 2 \times rp)$
Gb:	$eb = rp + L - Lop - kb - \frac{1}{2} \times Bb$
Gsch:	$esch = rp + L - Lop - Lu - Ldu - Xg$
Gd1:	$ed1 = rp + \frac{1}{2} \times (L - Lop - Lu - Ldu)$
Gd2:	$ed2 = rp + L - Lop - Lu - Ldu - \frac{3}{8} \times Ldi$
Gd3:	$ed3 = rp + L - \frac{1}{2} \times (Ldu + Lu + Lop)$
Gd4:	$ed4 = rp + L - Lop - Lu - \frac{5}{8} \times Ldu$
Gd5:	$ed5 = rp + L - Lop / 3$
Gwb1:	$ewb1 = rp + \frac{1}{2} \times (L - Lop - Lu - Ldu)$
Gwb2:	$ewb2 = rp + L - Lop - Lu - Ldu - (Wdb - hi) / 3 \times \tan \alpha$
Gwb3:	$ewb3 = rp + L - Lop - Lu - Ldu - \frac{3}{8} \times Ldi$
Gwo1:	$ewo1 = rp + L - \frac{1}{2} \times (Ldu + Lu + Lop)$
Gwo2:	$ewo2 = rp + L - Lop - Lu - Ldu - (SLW - hu) / 3 \times \tan \alpha$
Gwop1:	$ewop1 = (L + 2 \times rp) \times \frac{1}{2}$
Gwop2:	$ewop2 = (L + 2 \times rp) / 3$
Hwb1:	$ewb1 = d + h / 3$
Hwb2:	$ewb2 = d / 2$
Hwo:	$ewo = (d + hi - hu + SLW) / 3$

Opmerking:

De verticale waterdruk die, veroorzaakt door het tegengehouden water door de schotbalken, op de drempel rust is verwaarloosd ter compensatie van de opwaartse waterdruk onder de afrondingen van de pijlers. Deze belastingen heffen elkaar ongeveer op, zowel met het gewicht als met de momenten.

Tabel C.15.1 t/m C.15.3

Tabel C.15.1

Kanteleisen:		Verticale kracht:	Gewicht(kN)	Arm tot A(m)	Gew x arm:
Parameters:					
alpha=	26 gr	Pijler:	100367,2	22	2208078,4
Bb=	6 m	Brug:	5812,5	33	191812,5
Bd=	25 m	Schuif:	2250	10,2	22950
Bp=	6 m	Drempel:			
d=	4,5 m	d1:	28125	8	225000
dl=	7 m	d2:	1250	11,9	14875
d _w =	1,6 m	d3:	61250	27	1653750
h=	12 m	d4:	10000	17,5	175000
hi=	1 m	d5:	2500	40	100000
hu=	2 m	Waterdruk:			
hop=	2 m	wb1:	30000	8	240000
kb=	2 m	wb2:	-9835,9	11,2	-110162,1
kd=	1 m	wb3:	-500	11,9	-5950
Ldi=	3 m	wol1:	39100	27	1055700
Ldu=	12 m	wo2:	1955,7	12,3	24055,1
Lop=	3 m	wop1:	-115444	22	-2539768
Lkw=	152 m	wop2:	-9865,8	15,7	-154893,1
Lu=	13 m				
rhob=	25 kN/m3	V,totaal:	146964,7		3100447,8
rhos=	78,5 kN/m3				
rhov=	10 kN/m3	Horizontale kracht:			
rp=	3 m				
SLW=	6,3 m	Waterdruk:			
Inh,schuif=	28,66 m3	Hwb1:	22320	8,5	189720
Xg=	2,8 m	Hwb2:	12869	2,25	28955,3
		Hwo:	-14886,2	3,3	-49124,5
Drempel L=	38 m	H,totaal:	20302,8		169550,8

Tabel C.15.2

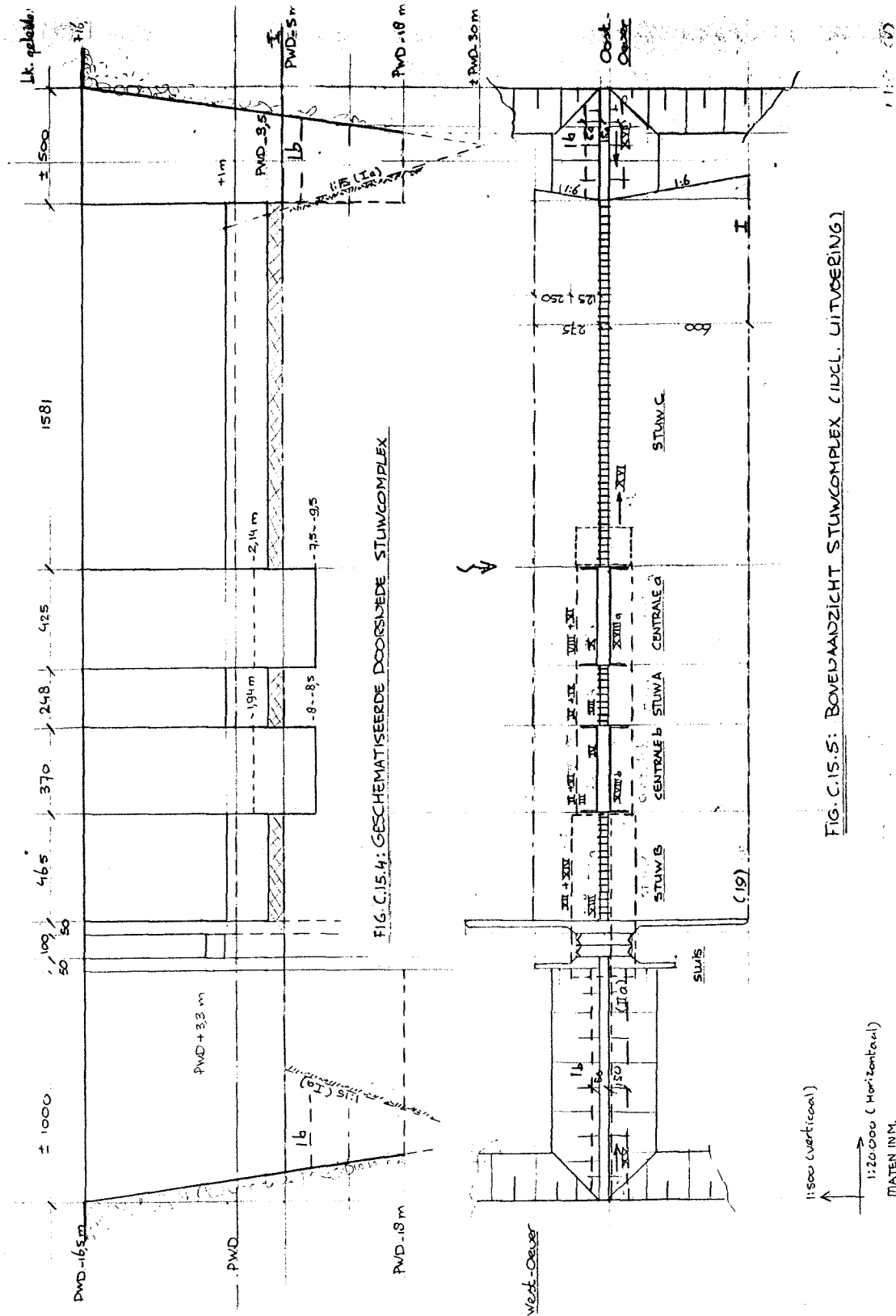
Kanteleisen:	Glijcriterium:
Bel.geval 1:	
L/3: 14,7 m	Inw.wrijvingshoek: 30 gr
Som,M/som,V: 22,3 m	Gamma: 1,5
2*L/3: 29,3 m	Min.veilig: 4,1
	Som,V/som,H: 7,2
Bel.geval 2:	
L/3: 14,7 m	Inw.wrijvingshoek: 30 gr
Som,M/som,V: 24 m	Gamma: 1,5
2*L/3: 29,3 m	Min.veilig: 4,1
	Som,V/som,H: 4,25
Opdrijven:	
Bel.geval 1:	Bel.geval 2:
Verticale belasting: 272274,5 kN	In onderhoud: 74 Componenten
0.9*V: 245047,1 kN	Vol water: 0 Componenten
Opwaartse belasting: 125309,8 kN	Verticale belasting: 15655047,8 kN
Veiligheid: 1,96	0.9*V: 14089543 kN
	Opwaartse belasting: 9272925,2 kN
	Veiligheid: 1,52

Tabel C.15.3

Korrelspanning:	
Bel.geval 1:	Bel.geval 2:
Zw.punt (x): 21,1 m	Zw.punt (x): 21,99 m
excentr,V: 0,9 m	excentr,V: 0,01 m
excentr,H: 8,4 m	excentr,H: 8,4 m
W(x): 10002,7 m3	W(x): 10002,7 m3
Sigma,k: 124,8 kN/m2	Sigma,k: 73,2 kN/m2
+ of -: 3,8 kN/m2	+ of -: 17 kN/m2
Sigma,r: 128,6 kN/m2	Sigma,r: 90,2 kN/m2
Sigma,l: 121 kN/m2	Sigma,l: 56,2 kN/m2

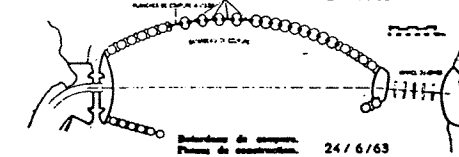
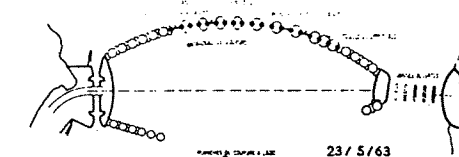
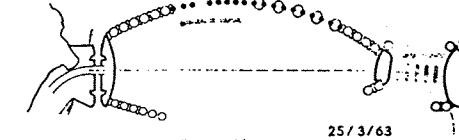
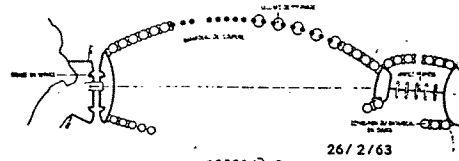
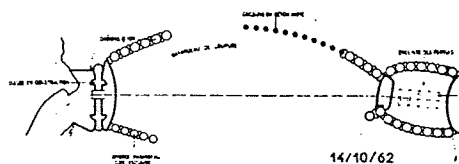
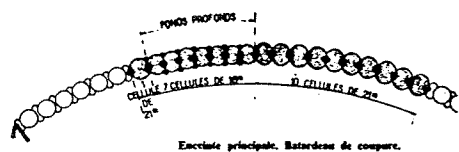
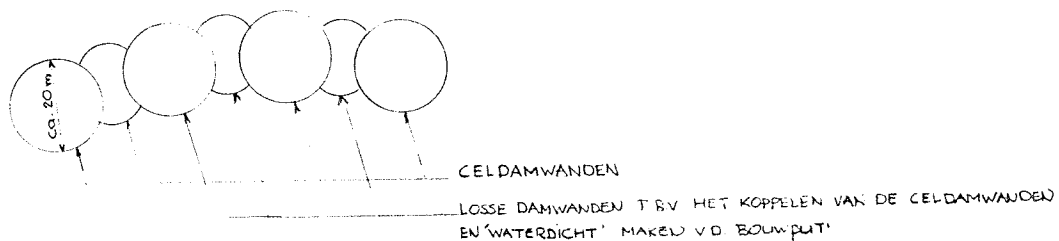
D BIJLAGEN BEHORENDE BIJ HOOFDSTUK 5:

D.1 GESCHEMATISEERDE UITVOERING STUWCOMPLEX



D.2 CELDAMWANDCONSTRUCTIE

Figuur D.2.1:



VOORBEELD VAN BOUWPUT MET CELWANDEN (BRON:[DICTAAT F20])

Figuur D.2.2:

