

De nieuwe generatie Maasstuwen

Een geschikte uitvoeringsoplossing voor een nieuwe
stuw in de Maas bij Linne

De nieuwe generatie Maasstuwen

Een geschikte uitvoeringsoplossing voor een nieuwe stuw in de Maas bij Linne

Door

D.J. de Heer

Als afsluitend onderdeel van de:

Master of Science
in Civil Engineering

aan de Technische Universiteit Delft,

Afstudeercommissie:

Prof. ir. A.Q.C. van der Horst	TU Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences Section: Structural Engineering
Ir. W.F. Molenaar	TU Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences Section: Hydraulic Engineering
Dr. ir. R. Abspoel	TU Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences Section: Structural Engineering
Ir. P.L.M. Jansen	Rijkswaterstaat Department: Tunnels en Natte Kunstwerken

Afbeelding voorpagina: type staal-rubberen kering in Uganda, 33 m lang en 3.5 m hoog.

An electronic version of this thesis is available at <http://repository.tudelft.nl/>.



Preface

Dit onderzoek betreft mijn afstudeerwerk voor de masteropleiding Structural Engineering aan de Technische Universiteit Delft. De keuze voor het ontwerp van een nieuwe stuw is in lijn met mijn affiniteit naar waterbouwkundige constructies, wat ook de specialisatie is van mijn masterprogramma. Elk project op dit gebied is uniek en vergt een grote creativiteit om het tot een succes te brengen. Het onderwerp is aanvankelijk erg breed en daarom heb ik me gedurende het proces verdiept in veel verschillende disciplines, hierdoor heb ik een goede indruk gekregen hoe deze disciplines samenhangen, en soms ook juist tegen kunnen spreken. De scope van het onderzoek is gedurende het proces steeds concreter geworden, waarbij ik gedurende mijn stageperiode bij Rijkswaterstaat veel inhoudelijke, maar vooral ook sociale begeleiding heb gekregen van mijn dagelijkse begeleider, Peter Jansen. Ik hoop oprecht dat mijn bevindingen voor de Obermeyer stuw, van beoordelingskader tot verschillende manieren van uitvoeren, positief zullen bijdragen aan de uitvraag van de opdrachtgever voor de bouw van de nieuwe Maasstuwen. Tenslotte wil ik mijn afstudeercommissie van de TU Delft bedanken voor de inhoudelijke en procesmatige begeleiding. Met in het bijzonder het hydraulische ontwerp, waar ik de laatste periode met Wilfred Molenaar tot een steeds krachtiger en betrouwbaarder ontwerp ben gekomen. Ik heb de afgelopen periode veel geleerd en kijk met enthousiasme hierop terug.

Danny de Heer
Delft, 2020

Abstract

De stuwen in de Maas bereiken hun theoretische levensduur. De stuwen zijn begin jaren '30 gebouwd en nu staat men voor een vervangingsopgave. Diverse studies zijn de afgelopen jaren uitgevoerd over de toekomst van de Maasstuwen. Hierbij gaat het om onderzoek naar het gehele stuwsysteem, verschillende stuwtypen en de manier hoe de huidige stuwen moeten worden vervangen. Dit onderzoek richt zich niet op één specifiek onderwerp, maar gaat in op verschillende aspecten die van belang zijn voor de vervangingsopgave, zowel “softe” als “harde” technische aspecten. Het eerste aspect is het vinden van een geschikt beoordelingskader waar een nieuwe stuw aan moet voldoen. Door middel van literatuuronderzoek en interviews met specialisten van Rijkswaterstaat is er een beoordelingskader ontwikkeld, resulterend in een risico- en kansenplan speciaal voor stuwconstructies. Het beoordelingskader vormt hiermee de basis voor het vinden van zowel een geschikt stuwtype als een geschikte uitvoering van de bouw. Een variantenstudie is uitgevoerd naar verschillende stuwtypen. De beschouwde stuwtypen zijn afgebakend naar een conventionele variant, de klepstuw, en drie innovatieve varianten, namelijk varianten met opblaastechnologie. De staal-rubberen kering, ook wel de Obermeyer stuw, scoort het best. Dit stuwtype bestaat uit luchtgevulde kussens die de kleppen omhoog “duwen” en is onder andere onderscheidend op het gebied van afvoercapaciteit, hinder en onderhoudsgemak.

Het volgende aspect is het maken van een conceptueel ontwerp. Een nieuw stuwregime is ontwikkeld aan de hand van meerdere beschouwde stuwconfiguraties. Een stuwconfiguratie met twee stuwopeningen van 50 m met elk 5 afzonderlijke klep-balg componenten is ontworpen. Verder is de drempel ontworpen met een lengte van 34 m. Op basis van de maatgevende belastingen op de bodem is een bodembescherming ontworpen. Een blokkenmatras met een geotextiel als filter blijkt een geschikte bodembescherming te zijn. De ontwerplengte van de bodembescherming benedenstrooms is 50 m. Vervolgens zijn de krachten in de membraan bepaald, waarna er een geschikt doek/membraan wordt ontworpen. De laatste fase van dit onderzoek focust zich op het vinden van een geschikte uitvoeringsoplossing van de nieuwe stuw in Linne. Drie verschillende uitvoeringsvarianten zijn ontwikkeld, in-situ, nevengeul en prefab. Per uitvoeringsvariant worden de (globale) stuwdimensies geverifieerd voor de maatgevende belastingssituaties. Uiteindelijk wordt een geschikte uitvoeringsvariant gekozen op basis van een globale kostenindicatie en toetsingscriteria, ontleend uit het beoordelingskader dat eerder is samengesteld. Uitvoeringsvariant C, de prefab oplossing, scoort het beste. Het is een innovatieve oplossing waarbij de gehele stuw, inclusief klep en balgelementen, in een bouwdok wordt gebouwd en vervolgens getransporteerd met behulp van pontons met lieren. Grote uitdagingen van deze uitvoeringsoplossing is het drijvend transport waarbij de enorme stuwconstructie niet mag beschadigen, het koppelen van de luchttoevoerleidingen aan de compressoren in het landhoofd onder water door duikers en het waarborgen van een goede krachtsafdracht van de drempel naar de bodem. Daartegenover staat een groot voordeel ten opzichte van de andere beschouwde varianten op gebied van onder andere kosten en bouwtijd. De oplossing wordt daarom aangedragen als de uitvoeringsoplossing voor de Obermeyer stuw ter vervanging van de huidige stuw in Linne.

Bovendien is een strategie ontwikkeld die omgaat met onzekerheden in het ontwerp als verdieping van dit onderzoek. De casus van de bodembescherming van de stuw is hierbij gebruikt om de strategie toe te passen. Hierbij zijn verschillende stabiliteitsrelaties vergeleken die komen tot de benodigde nominale steendiameter. Aan de hand van een beschouwing op de impact in kosten, impact op falen en risico-mitigerende maatregelen die zijn meegenomen in de strategie, kan een breed onderbouwde keuze worden gemaakt voor het ontwerp van de bodembescherming.

Inhoudsopgave

Preface.....	i
Abstract.....	iii
Lijst van figuren en tabellen.....	vii
1 Introductie	10
1.1. De Maas – Introductie	10
1.2. De Maas – Normalisatie en kanalisatie.....	10
1.3. De Maas – Stuwen	11
1.4. Probleemomschrijving	12
1.5. Doel en onderzoeksvragen.....	14
1.5.1. Fase 1: Variantenstudie	14
1.5.2. Fase 2: Conceptueel ontwerp	14
1.5.3. Fase 3: Uitvoering.....	14
1.6. Afbakening onderzoek.....	14
1.6.1. Ontwerp.....	15
1.6.2. Belastingen.....	15
1.6.3. Fundatie	15
1.7. Structuur en methodiek.....	16
2 Beoordelingskader en variantenstudie stuw Linne.....	17
2.1. Huidige stuw Linne	17
2.2. Beoordelingskader Maasstuwen.....	19
2.3. Programma van Eisen	19
2.3.1. Functionele Eisen	19
2.3.2. Aspecteisen.....	20
2.3.3. Stabiliteitseisen.....	21
2.3.4. Normen voor rekenkundige eisen	21
2.4. Varianten klepmechanisme	22
2.4.1. Klepstuw.....	22
2.4.2. Lucht gevulde en water gevulde rubberen kering.....	22
2.4.3. Staal-rubberen kering (Obermeyer)	25
2.5. Eerste ontwerpstappen.....	26
2.5.1. Aantal openingen stuw.....	27
2.5.2. Uitvoeringsvarianten per stuwtype	27
2.5.3. Fasering - in den droge.....	27
2.6. Trade-off opblaasbare stuw.....	28
2.6.1. Resultaat – Staal-rubberen kering	31
3 Conceptueel ontwerp Obermeyer stuw.....	33
3.1. Aantal stuwopeningen staal-rubberen kering.....	33
3.1.1. Stuwopening: 1x100 m	34
3.1.2. Stuwopening: 2x50 m	34
3.1.3. Stuwopening: 3x50 m	34
3.1.4. Stuwopening: 2x 50 m en 1 x 10 m.....	34
3.1.5. Keuze stuwopening: 2x 50 m.....	34
3.2. Hydraulisch ontwerp	35
3.2.1. Huidige stuwregime met Poirée en Stoney	35
3.2.2. Nieuwe stuwregime staal-rubberen kering	39
3.3. Ontwerp omhullende constructie	43
3.3.1. Dimensies woelbak.....	43
3.4. Belastingen op de bodembescherming.....	48
3.4.1. Stabiliteitsrelatie van Pilarczyk.....	48
3.4.2. Onverdedigde bodem	49

3.4.3. Realisatiefase (bouw nieuwe stuw)	50
3.4.4. Gebruikersfase	50
3.4.5. Samenvatting belastingen.....	56
3.5. Ontwerp bodembescherming.....	57
3.6. Uitvoering bodembescherming	60
3.7. Hergebruik bestaande bodembescherming	61
3.8. Ontwerp rubberen membraan.....	62
3.8.1. Interne druk balg.....	62
3.8.2. Membraankrachten/trekkrachten	64
3.8.3. Ontwerp balg	64
3.9. Fundatie en uitwendige stabiliteit.....	64
4 Uitvoering Obermeyer stuw	66
4.1. Bouwmethoden	66
4.1.1. Bouwen in de waterloop.....	66
4.1.2. Bouwen buiten de waterloop.....	67
4.1.3. Prefabricatie met drijvend transport	67
4.2. Bouw huidige stuw Linne – buiten de waterloop	68
4.3. Benedenstrooms versus bovenstrooms bouwen	70
4.4. Bodemprofiel bij stuw Linne.....	70
4.5. Uitvoeringsconcepten	71
4.5.1. Prefab.....	71
4.5.2. In-situ.....	72
4.5.3. Conceptenmatrix.....	72
4.6. Uitvoeringsvariant A: Alles in-situ bovenstrooms	73
4.6.1. Fasering – Twee bouwkuipen	73
4.6.2. Fasering A2 – Eén bouwkuip, met waterkrachtcentrale.....	76
4.6.3. Krachtsafdracht	76
4.6.4. Maatgevende belastingsituaties	76
4.6.5. Risico's	79
4.7. Uitvoeringsvariant B: Alles in-situ in nevengeul	80
4.7.1. Fasering – Traditionele bouwput.....	80
4.7.2. Krachtsafdracht	81
4.7.3. Maatgevende belastingsituaties.....	81
4.7.4. Risico's	81
4.8. Uitvoeringsvariant C – Combinatie prefab en in-situ: drijvend transport.....	82
4.8.1. Fasering – Bouwdok en bouwkuip	82
4.8.2. Krachtsafdracht	84
4.8.3. Maatgevende belastingsituaties.....	84
4.8.4. Risico's	84
4.9. Toetsingscriteria	85
4.9.1. Kosten en risico's.....	85
4.9.2. Hinder voor de omgeving.....	85
4.9.3. Hinder voor scheepvaart.....	86
4.9.4. Beschikbaarheid afvoercapaciteit	86
4.10. Trade-off – Prefab oplossing.....	87
5 Omgaan met onzekerheden – Verdieping	88
5.1. Introductie.....	88
5.2. Strategie	90
5.3. Casus bodembescherming stuw Linne	91
6 Conclusie	95
7 Aanbevelingen	97
Bibliografie	99

Lijst van figuren en tabellen

Figuur 1 - De Maas bij Grevenbicht vóór de normalisatiewerken (l) en ná de normalisatiewerken (r) (Helmer et al)	11
Figuur 2 – a) Locaties stuwen in de Maas (Rijkswaterstaat) en b) een schematisering ervan (Verduijn, 2015).....	11
Figuur 3 – a) 3D aanzicht stuwcomplex Linne en b) bovenaanzicht locatie stuwcomplex	12
Figuur 4 - Probleemdiagram vervangingsopgave (auteur)	13
Figuur 5 – a) Typische doorsnede water gevulde rubberen kering(PIANC,2018) en b) typische doorsnede staal-rubberen kering (PIANC,2018)	13
Figuur 6 - Maximale hoek van de stuwklep	15
Figuur 7 - Report outline (auteur)	16
Figuur 8 – Vooraanzicht bovenstroomse Stuw Linne (Rijkswaterstaat)	17
Figuur 9 - Bovenaanzicht stuw Linne (IV-Infra, 2010)	17
Figuur 10 - Dwarsdoorsnede Poiréestuw (hier twee rijen schotten)	18
Figuur 11 - Dwarsdoorsnede Stoney stuw	18
Figuur 12 - Principe klepstuw, scharnierend verbonden aan de bodem (De Bakker, 2003)	22
Figuur 13 – Vormverschil luchtgevulde (links) en watergevulde (rechts) membraan (VNF, 2011).....	23
Figuur 14 - Doorsnede luchtgevulde rubberen kering (VNF, 2011).....	23
Figuur 15 - Doorsnede watergevulde rubberen kering (VNF, 2011).....	24
Figuur 16 - Principe communicerende vaten (VNF, 2011)	24
Figuur 17 - Doorsnede lucht- en watergevulde rubberen kering (VNF, 2011)	25
Figuur 18 - Doorsnede staal-rubberen kering (VNF, 2011)	26
Figuur 19 - Nanming stuw in China (PIANC, 2018)	26
Figuur 20 - Voorbeeld bouwen in den droge (Stormvloedkering Ramspol) (Rijkswaterstaat)	28
Figuur 21 – Samenhang componenten conceptueel ontwerp (auteur).....	33
Figuur 22 - Mogelijke stuwconfiguraties (auteur)	33
Figuur 23 - Invloedsgebied stuw Linne (Verduijn, 2015)	35
Figuur 24 - Afvoerregeling Stoney (poster bij stuw in Linne).....	36
Figuur 25 - Volkomen overlaat (IV-Infra, 2010).....	36
Figuur 26 - Onvolkomen overlaat (IV-Infra, 2010).....	37
Figuur 27 - Onderlaat met vrije afvoer (IV-Infra, 2010)	38
Figuur 28 - Proces strijken stuw (poster bij stuw Linne).....	39
Figuur 29 - Ratio hoogte klep/overstroming (auteur).....	40
Figuur 30 - Stuwregime t/m 700 m ³ /s	41
Figuur 31 - Stuwregime staal-rubberen kering bij afvoeren van 800 t/m 1687 m ³ /s (auteur)	42
Figuur 32 - Watersprong (Dictaat Vloeistofmechanica CT2140)	43
Figuur 33 - Grafiek voor lengte watersprong (Snel, 1987)	44
Figuur 34 - Woelbak met verticale blokken [Chanson, 2004].....	45
Figuur 35 - Ontwerp drempel (auteur)	47
Figuur 36 - Stroming met bouwkuip (auteur)	50
Figuur 37 - Stroombeeld tijdens overstort stuw (IV-Infra, 2010).....	51
Figuur 38 - Stroombeeld in geval van overstort [Rijkswaterstaat, 2018].....	51
Figuur 39 - Stroombeeld bij vrije afvoer (IV-Infra, 2010)	52

Figuur 40 - Afvoer door één gestreken stuwopening (auteur)	52
Figuur 41 - Lange volkomen overlaat (CT2140)	53
Figuur 42 - Stroombeeld over gestreken stuwklep (auteur)	53
Figuur 43 – Principe contractie door één gestreken stuwklep (auteur)	54
Figuur 44 – Bovenaanzicht stroming door gestreken stuwklep (auteur).....	54
Figuur 45 - Illustratie parameters Schroefstraalstroming (IV-Infra, 2010).....	56
Figuur 46 - Verticale opbouw bodembescherming (auteur)	58
Figuur 47 - Afschuiving ter plaatse van stuw (Ontwerp van Schutssluisen)	58
Figuur 48 - Bovenaanzicht stuw met bodembescherming (auteur)	59
Figuur 49 – Aanleg bodembescherming (Rock Manual, 2007)	60
Figuur 50 – Aanleg bodembescherming (Rock Manual, 2007)	60
Figuur 51 - Bestaande bodembescherming (auteur)	61
Figuur 52 - Detail klep- balgverbinding (Pover, 2000).....	62
Figuur 53 - schematisering krachtwerking voor bepaling druk in balg (auteur).....	62
Figuur 54 - Druk in de balg ten opzichte van contactlengte (auteur)	63
Figuur 55 - Samenhang uitvoering (auteur)	66
Figuur 56 - Voorbeeld bouwput voor pijler in rivier (Bezuyen, 1999).....	67
Figuur 57 - Voorbeeld nevengeul in bochtafsnijding (De Bakker, 2003).....	67
Figuur 58 - Principe prefab met drijvend transport (De Bakker, 2003)	68
Figuur 59 - Bouw pijlers Stoneystuw Belfeld (Arends, 1994)	69
Figuur 60 - Opbouw vloerconstructie en bodembescherming (Arends, 1994).....	69
Figuur 61 - Straal bouw nieuwe stuw (auteur)	70
Figuur 62 - Bodemprofiel nabij stuw Linne (auteur)	71
Figuur 63 - Drijvende kraan prefab (auteur).....	71
Figuur 64 - Conceptenmatrix (auteur).....	72
Figuur 65 - Fasering met twee bouwkuipen (auteur).....	73
Figuur 66 - Afmetingen bouwkuip 1 (auteur).....	73
Figuur 67 - Monteren balg en klep (Poligot-Pitsch et al, 2007)	74
Figuur 68 a) Bouwkuip en b) bouw landhoofd en middenpijler (auteur)	75
Figuur 69 - Bouw drempel en aanleg stuwklep met kussen (auteur).....	75
Figuur 70 - Bouwen bouwkuip 2 (auteur).....	75
Figuur 71 - Belastingssituatie 1: Gebruikersfase (niet op schaal!)	76
Figuur 72 - Onderhoudssituatie (auteur).....	77
Figuur 73 - Deflectie en deformatie van uitkragende damwand (Manual Hydraulic Structures, 2016).....	78
Figuur 74 - Situatie inheidiepte damwand (auteur)	78
Figuur 75 - Locatie nevengeul (auteur).....	80
Figuur 76 - Bovenaanzicht prefab met drijvend transport (auteur)	82
Figuur 77 - Principe kabels aan pontons (De Bakker, 2003 en dictaat CT3330).....	83
Figuur 78 - Mogelijkheden van krachtsafdracht (De Bakker, 2003).....	84
Figuur 79 - Limit state functie	88
Figuur 80 - Flow Chart keuze ontwerp (auteur)	89
Figuur 81 - Verschillende outputs (auteur).....	90
Figuur 82 - Strategie keuze ontwerp (auteur)	91
Figuur 83 - Vergelijking stabiliteitsrelaties (auteur)	93
Tabel 1 - Functionele eisen	19
Tabel 2 - Eigenschappen scheepvaartklasse CEMT Vb	20
Tabel 3 - Aspecteisen.....	20
Tabel 4 - Relevantie risico's en kansen	31
Tabel 5 - Score trade-off	32
Tabel 6 – Huidige aangenomen stuwregime (bron: IV Infra, 2010)	37
Tabel 7 - Afvoerdeling huidige stuw: Normaal beheer (Bron: IV Infra, 2010).....	38
Tabel 8 - Nieuwe stuwregime	41
Tabel 9 – Toelaatbare stroomsnelheid onverdedigde bodem	49

Tabel 10 - Berekening retourstroomsnelheid	55
Tabel 11 - Berekening schroefstraalstroming	56
Tabel 12 - Samenvatting toelaatbare stroomsnelheden onverdedigde bodem.....	56
Tabel 13 - Resultaten belastingen in gebruikersfase	56
Tabel 14 – Dikte blokmatras	57
Tabel 15 - Lengte bodembescherming	58
Tabel 16 - Bestaande bodembescherming	61
Tabel 17 - Berekeningen aan de balg.....	63
Tabel 18 - Voordelen boven en benedenstreams	70
Tabel 19 - Samenvatting resultaten belastingsituatie 1	77

1 Introductie

In dit hoofdstuk wordt het onderwerp van de scriptie geïntroduceerd en de relevantie van het onderzoek benoemd. De probleemomschrijving legt uit waarom de huidige Maasstuwen moeten worden vervangen en welke oplossingen er voor handen zijn. Vervolgens wordt het doel van dit onderzoek omschreven, en de onderzoeksvragen die leiden tot dit doel. Na het afbakenen van de scope wordt de structuur van dit rapport gekoppeld aan de onderzoeksvragen en methodiek.

1.1. De Maas – Introductie

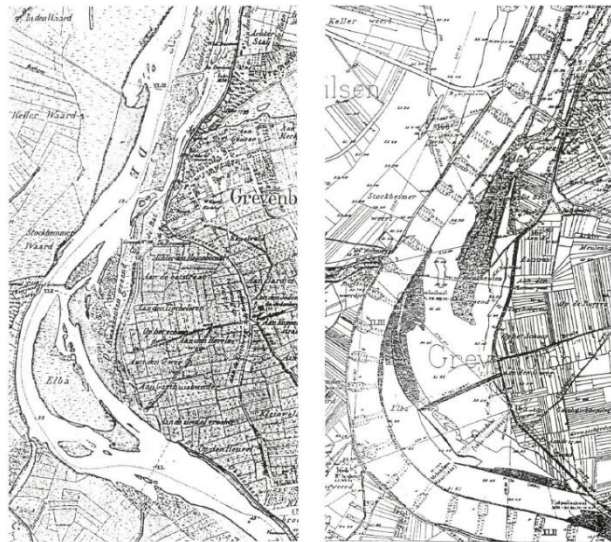
De Maas is Nederlands op één na grootste rivier, na de Rijn. De Maas ontspringt in het noorden van Frankrijk op +409 m NAP en komt via België in Nederland binnen, bovenstrooms van Eijsden. Hier vormt het ook de grensrivier tussen Nederland en België. De totale lengte van de Maas is 850 km, waarvan 250 km in Nederland stroomt (ter vergelijking met de Rijn: de Rijntakken beslaan in totaal zo'n 300 km in Nederland). Het stroomgebied beslaat in totaal 33000 km² (Rijkswaterstaat, 1992).

1.2. De Maas – Normalisatie en kanalisatie

De Maas kende in het verleden veel problemen met de afwatering en scheepvaart. Dit heeft te maken met de sterk fluctuerende afvoeren. Problemen met afwatering leiden tot te hoge waterstanden, met overstromingen als gevolg. Te lage waterstanden gaan ten koste van de scheepvaart en kunnen problemen veroorzaken ten aanzien van drinkwater. De afvoeren variëren van ongeveer 2000 m³/s in de winter tot 0 m³/s in de zomer.

Verschillende oplossingen voor het verbeteren van de afwatering zijn gebruikt, zoals het normaliseren van de Maas en het gebruiken van overlaten. Normalisatie betekent het rechte trekken van een meanderende waterloop. De normalisatiewerken aan het eind van de 19^e eeuw hebben het aanzien van de Maas sterk veranderd. In Figuur 1 is de Maas bij Grevenbicht in 1849 en 1905 afgebeeld, respectievelijk voor en na de normalisatiewerken. Na de normalisatiewerken begon men de Maas en de Waal te scheiden. Belangrijke ingrepen hierbij zijn de aanleg van het Heusdenkanaal en het graven van de Bergsche Maas.

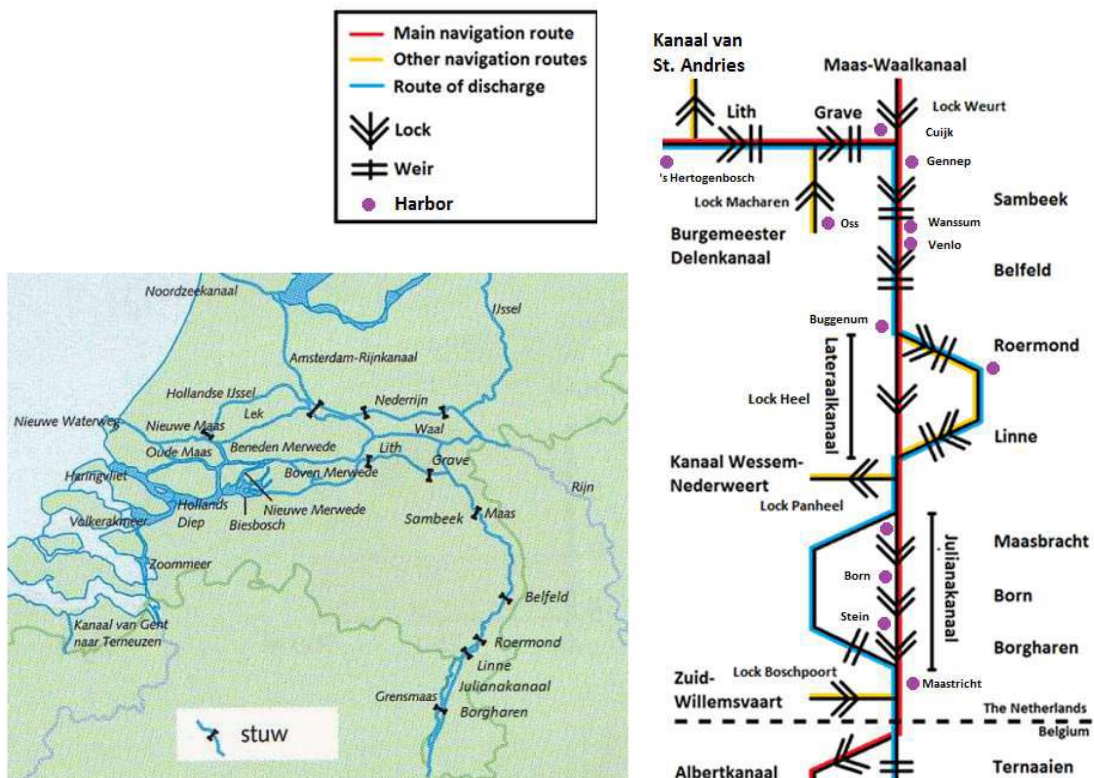
Tussen 1918 en 1929 is de Maaskanalisatie van start gegaan tussen Grave en Maasbracht. In deze periode zijn de stuwen en sluisen ter plaatse van Grave, Sambeek, Belfeld, Roermond en Linne gebouwd. Daarnaast is ook het Maas-Waalkanaal aangelegd. In 1935 is het Julianakanaal aangelegd tussen Borgharen en Maasbracht. Hiermee is het verval van ongeveer 23 meter over de 47 kilometer lange Grensmaas overbrugd. Ook is de stuw te Borgharen aangelegd. In 1936 is de laatste stuw in de Maas te Lith aangelegd, die onderdeel uitmaakte van de verbeteringswerken benedenstrooms van Grave. Na deze periode zijn meerdere verbeteringswerken uitgevoerd. De lengte van de Maas is ongeveer 20 kilometer korter door de afsnijding van de bochten (Rijkswaterstaat, 1992).



Figuur 1 - De Maas bij Grevenbicht vóór de normalisatiewerken (l) en ná de normalisatiewerken (r) (Helmer et al)

1.3. De Maas – Stuwen

Begin vorige eeuw zijn er zeven stuwen gerealiseerd als onderdeel van de eerste kanalisatie om de Maas bevaarbaar te houden. Hierdoor bestaat het Nederlandse deel van de Maas uit zeven stuwpannen. Verder zijn er ook twee kanaalpannen gerealiseerd in het Julianakanaal. De stuwen zijn gelokaliseerd (bovenstrooms tot benedenstrooms) bij Borgharen, Linne, Roermond, Belfeld, Sambeek, Grave en Lith, zie Figuur 2. Een impressie van de stuw- en kanaalpannen met bijbehorende stuwen en sluisen is geïllustreerd in Figuur 2b.



Figuur 2 – a) Locaties stuwen in de Maas (Rijkswaterstaat) en b) een schematisering ervan (Verduijn, 2015)

1.4. Probleemomschrijving

De stuwen in de Maas bereiken op korte termijn hun theoretische ontwerplevensduur. Er zijn in Nederland in totaal zeven stuwen in de Maas. De aanlegperiode varieert van 1921 (Linne en Roermond) tot 1936 (Lith). Uit onderzoeksrapporten en inspecties is gebleken dat deze stuwen niet meer in staat zijn om hun functies op de gewenste manier te vervullen. Met de functies worden beschikbaarheid, bediening, betrouwbaarheid en veiligheid bedoeld.

De meeste stuwen in de Maas worden handmatig bediend. Doordat de afvoeren zullen toenemen (en vaker extreem worden), moeten de stuwen vaker worden geopend. Rijkswaterstaat wil daarom zoveel mogelijk de stuwen vanuit een centraal punt kunnen bedienen. Dit zal de verkeerstromen in de Maas verbeteren en zo kan er beter worden geanticipeerd op hoge afvoeren.

Er zijn de afgelopen jaren meerdere onderzoeken gedaan naar deze “vervangingsopgave”. Eén van de overwegingen was om extra stuwen op meerdere locaties in de Maas te realiseren (Antea,2014). Verwijdering en/of verplaatsing van stuwcomplexen hebben echter een te grote negatieve invloed op het waterpeil, de grondwaterstanden en de directe omgeving. Hierdoor wordt een-op-een vervangen gezien als de meest realistische optie.



Figuur 3 – a) 3D aanzicht stuwcomplex Linne en b) bovenaanzicht locatie stuwcomplex

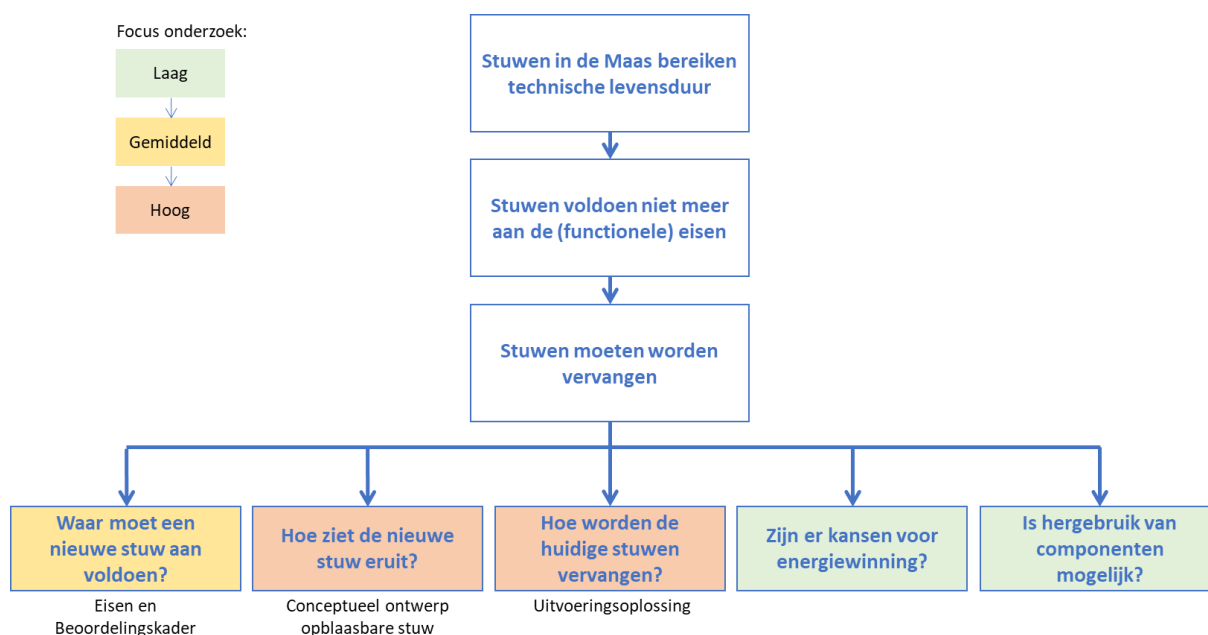
De stuwcomplexen in Linne, Roermond, Belfeld en Sambeek zijn op dezelfde manier opgebouwd. Ze bestaan uit een Poiréegedeelte en een Stoney gedeelte (zie Figuur 3a). Uit een gevoeligheidsanalyse is gebleken dat de Stoney schuiven behouden kunnen blijven en dat de Poiréestuw delen moeten worden vervangen (Antea,2014). Voor de stuwen in Linne en Roermond is de noodzaak voor vervanging groter, aangezien de stuwen bij Belfeld en Sambeek recent groot onderhoud hebben gehad. Dit onderzoek richt zich op Stuw Linne. In Bijlage A2 – De Maasstuwen worden de stuwen verder toegelicht en in 2.1. Huidige stuw Linne wordt stuw Linne uitvoerig beschreven.

De hoofdredenen voor het vervangen van het Poiréegedeelte zijn:

- Belangrijke onderdelen zijn versleten;
- Beschikbaarheid reserveonderdelen is gering;
- De exploitatie is relatief duur en arbeidsintensief;
- Het is geen veilig systeem (ARBO);
- Onderhoud is relatief duur;
- Kennis van de techniek en bediening van de stuw wordt steeds minder;
- Automatisering is niet mogelijk, eveneens als besturing op afstand;
- De techniek biedt geen invulling aan aanvullende wensen en eisen;
- Het lekdebiet is te groot, waardoor er groot risico op watertekorten is bij laagwater.

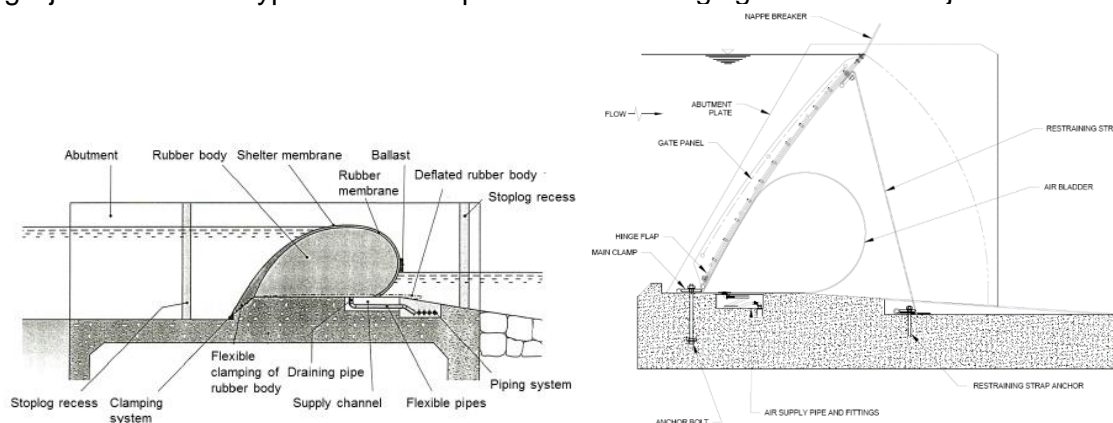
Gedurende dit onderzoek is de doelstelling van Rijkswaterstaat over de vervangingsopgave veranderd. In plaats het vervangen van alleen de Poiréestuwdelen, wil men de gehele stuw vervangen. Dit komt met name doordat er veel restricties zitten aan het behoud van de Stoneystuwdelen. Dit heeft onder andere te maken met de doorvaarbaarheid van de stuw die bij behoud van de Stoneystuwdelen niet kan voldoen aan de vereiste breedte.

Rijkswaterstaat heeft behoefte aan inzicht in innovatieve oplossingen voor de vervanging van de hele stuw. Welke vraagstukken hangen samen met het vervangen van de huidige stuwen en waar moet Rijkswaterstaat rekening mee houden? Het onderstaande probleemdiagram (Figuur 4) laat deze vraagstukken zien en de relevantie voor dit onderzoek.



Figuur 4 - Probleemdiagram vervangingsopgave (auteur)

Eén van deze oplossingen is een stuw met opblaastechnologie. Dit type stuw bestaat uit een opblaasbare rubberen kering die wordt verhoogd door het toepassen van druk in het rubberen lichaam (zie Figuur 5a). Binnen dit ontwerp bestaan er verschillende varianten. Een variant heeft een stalen klep in combinatie met een rubberen blaas (staal-rubberen kering), zie Figuur 5b. Dit type stuw staat ook wel bekend als de Obermeyer stuw, vernoemd naar de bedenker Henry Obermeyer. De opblaasbare stuw kent een aantal voordelen ten opzichte van de traditionele stuwen en is wereldwijd veel toegepast. Rijkswaterstaat wil inzicht in de mogelijkheden om dit type stuw toe te passen ter vervanging van de stuw bij Linne.



Figuur 5 – a) Typische doorsnede water gevulde rubberen kering(PIANC,2018) en b) typische doorsnede staal-rubberen kering (PIANC,2018)

1.5. Doel en onderzoeksvragen

Doelstelling: Het opstellen van een beoordelingskader voor een nieuwe stuw in de Maas ter vervanging van de huidige stuwen en anderzijds het maken van een conceptueel ontwerp van een opblaasbare stuw met een geschikte bouwmethode. Hiermee wordt de volgende hoofdvraag beantwoord:

Wat is een geschikte uitvoeringsoplossing voor een opblaasbare stuw ter vervanging van de huidige Maasstuwen?

In het afstudeeronderzoek zijn negen deelvragen verdeeld over drie fases.

1.5.1. Fase 1: Variantenstudie

In de eerste fase wordt een variantenstudie uitgevoerd om het type stuw te bepalen. De hypothese is dat de opblaasbare stuw een geschikte oplossing is voor de vervanging van de stuw Linne. Voorafgaand aan deze studie is eerst een beoordelingskader ontwikkeld aan de hand van een literatuurstudie en interviews naar bestaande Economisch Meest Voordelige Inschrijving (EMVI) -criteria voor waterbouwkundige projecten. Vragen die in deze fase moeten worden beantwoord zijn:

- 1) **Wat zijn de criteria waarop een nieuwe stuw wordt beoordeeld?**
- 2) **Welke eisen worden er gesteld aan de nieuwe stuw bij Linne?**
- 3) **Welk type opblaasbare stuw bij Linne biedt de meeste meerwaarde?**

1.5.2. Fase 2: Conceptueel ontwerp

In de tweede fase wordt de configuratie van de stuw bepaald, waarna het nieuwe stuwregime is ontwikkeld. Deze fase wordt afgesloten met een conceptueel ontwerp van de nieuwe stuw en de vereiste bodembescherming bij Linne, waarbij invulling wordt gegeven aan de gestelde eisen. Vragen die in deze fase worden beantwoord zijn:

- 4) **Welke configuraties van de van de stuw bij Linne zijn er mogelijk?**
- 5) **Wat zijn de globale dimensies van het conceptuele ontwerp van de stuw bij Linne?**

1.5.3. Fase 3: Uitvoering

De derde fase heeft als doel te komen tot een geschikte uitvoeringsoplossing gebaseerd op drivers die voortkomen uit het eerder opgestelde beoordelingskader. Uiteindelijk wordt er een uitvoeringsoplossing aangedragen voor de nieuwe stuw in Linne. Vragen die in deze fase worden beantwoord zijn:

- 6) **Welke drivers worden gebruikt voor het bepalen van een geschikte uitvoeringsoplossing?**
- 7) **Welke uitvoeringsvarianten zijn er mogelijk om te komen tot het voorgestelde conceptuele ontwerp voor de stuw bij Linne?**
- 8) **Wat zijn de kritische factoren (risico's) die invloed hebben op de fasering van de voorgestelde uitvoeringsvarianten?**
- 9) **Welke uitvoeringsvariant is het meest geschikt voor de nieuwe stuw bij Linne?**

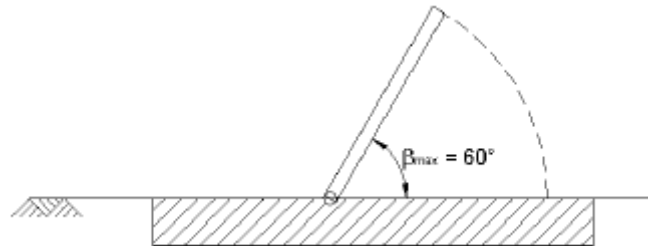
1.6. Afbakening onderzoek

Afbakening van het onderzoek is nodig om een eerste ontwerp-iteratie door te komen. In de praktijk zijn bij een ontwerp-opdracht verschillende partijen betrokken (zoals opdrachtgevers, ingenieursbureaus en aannemers) die allemaal een bijdrage leveren aan het eindontwerp.

Aangezien dit onderzoek mede bedoeld is om tot nieuwe inzichten te komen voor de opdrachtgever (RWS) is voor de volgende afbakening gekozen.

1.6.1. Ontwerp

De pré-oplossing is een stuwtype met opblaastechnologie. Er zullen geen variaties in materiaalsoort zijn. De omhullende constructie zal worden uitgevoerd in beton en het keermiddel zal worden uitgevoerd in staal. Verder wordt, op basis van literatuur, een maximale hoek van de klep, wanneer deze volledig is geopend, met de horizontaal van 60 graden aangenomen (De Bakker, 2003), zie Figuur 6.



Figuur 6 - Maximale hoek van de stuwklep

Het ontwerp van de stuwklep, het stalen paneel, valt niet binnen dit onderzoek. Er wordt een klepgewicht aangenomen van $2,4 \text{ kN/m}^2$. Deze waarde is gebaseerd op vergelijkbare stuwen met kleppen, zoals de stuw in Sambeek en de Overijsselse Vecht.

1.6.2. Belastingen

Het onderzoek richt zich alleen op statische belastingen. Deze zijn namelijk maatgevend voor het ontwerp. Trillingen die ontstaan door dynamische belastingen vinden plaats op een gedetailleerd niveau. Hierdoor vallen ze buiten de doelstelling van dit onderzoek. Verder wordt in de literatuur uitvoerig aandacht besteed aan het voorkomen en mitigeren van deze trillingen. Waar nodig zal worden verwezen naar deze literatuur.

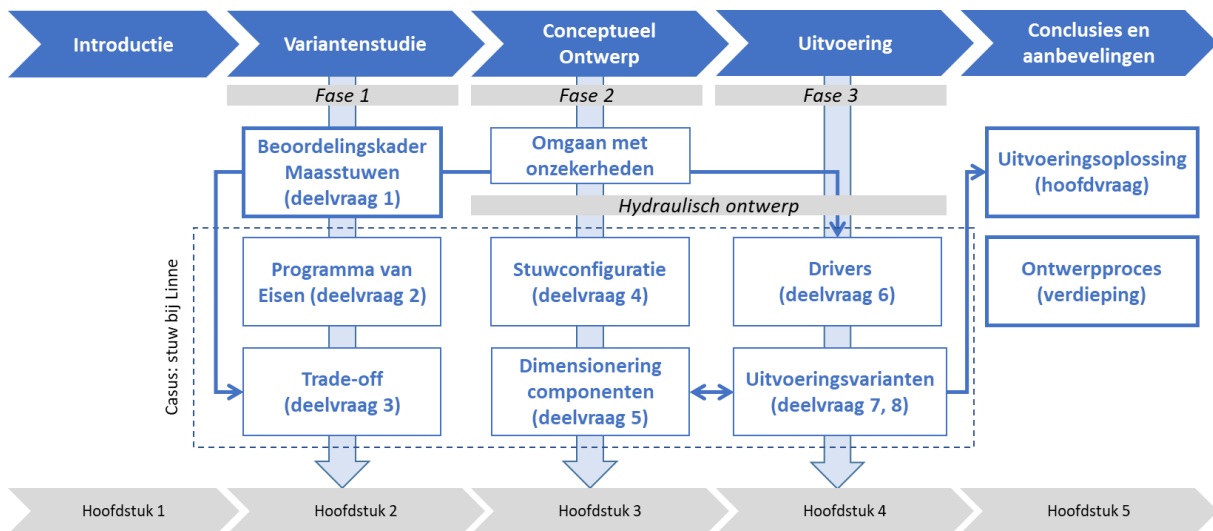
1.6.3. Fundatie

Er wordt uitgegaan van een fundatie op staal. Dit wordt geverifieerd met controles voor uitwendige stabiliteit en een bodemanalyse, zoals vermeld in 2.3.3. Stabiliteitseisen en 4.4. Bodemprofiel bij stuw Linne.

1.7. Structuur en methodiek

Eerst is er in samenwerking met de opdrachtgever (RWS) een nieuw beoordelingskader opgesteld, resulterend in (EMVI-) criteria. Deze criteria zijn algemeen geldend en kunnen worden toegespitst op elk stuwproject. Verder is volgens de principes van ‘system engineering’ een eisenspecificatie opgesteld, toegepast op de nieuwe stuw bij Linne. Met behulp van de EMVI- criteria en de eisenspecificatie zijn varianten met opblaastechnologie kwalitatief getoetst in de variantenstudie.

Voor de gekozen oplossing zijn verschillende stuwconfiguraties (aantal openingen, breedte) onderzocht. Vervolgens wordt het conceptueel ontwerp verder uitgewerkt voor de stuw bij Linne waarbij de globale dimensies van het keermiddel en de omhullende constructie worden bepaald. Hierbij wordt geanalyseerd of de huidige bodembescherming kan worden hergebruikt. Hiermee is het conceptuele ontwerp bepaald en worden er uitvoeringsvarianten uitgewerkt voor de nieuwe stuw bij Linne om te voldoen aan het conceptuele ontwerp. Deze uitvoeringsvarianten hebben een wisselwerkend karakter met de eerder bepaalde stuwconfiguratie en zouden na iteratieslagen een aanpassing in het eerder gemaakte ontwerp kunnen forceren. Voor de uitvoeringsvarianten zijn de kritische factoren om te komen tot de gestelde fasering geanalyseerd. Na een trade-off wordt een uitvoeringsoplossing aangedragen. De “outline” van dit onderzoek is geïllustreerd in Figuur 7.



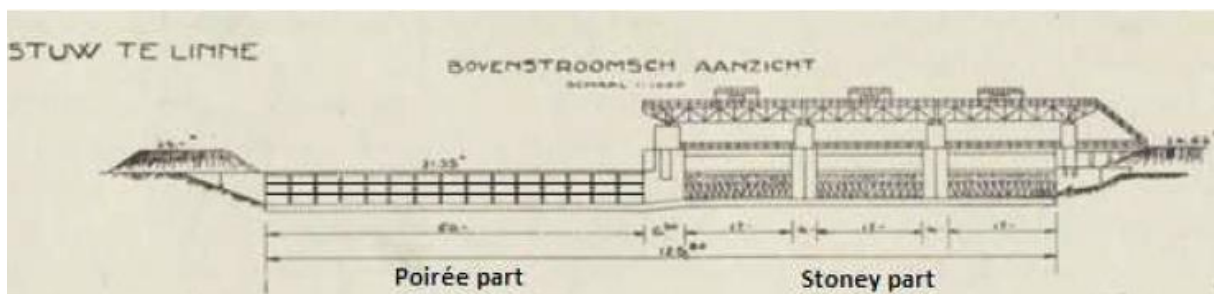
Figuur 7 - Report outline (auteur)

2 Beoordelingskader en variantenstudie stuw Linne

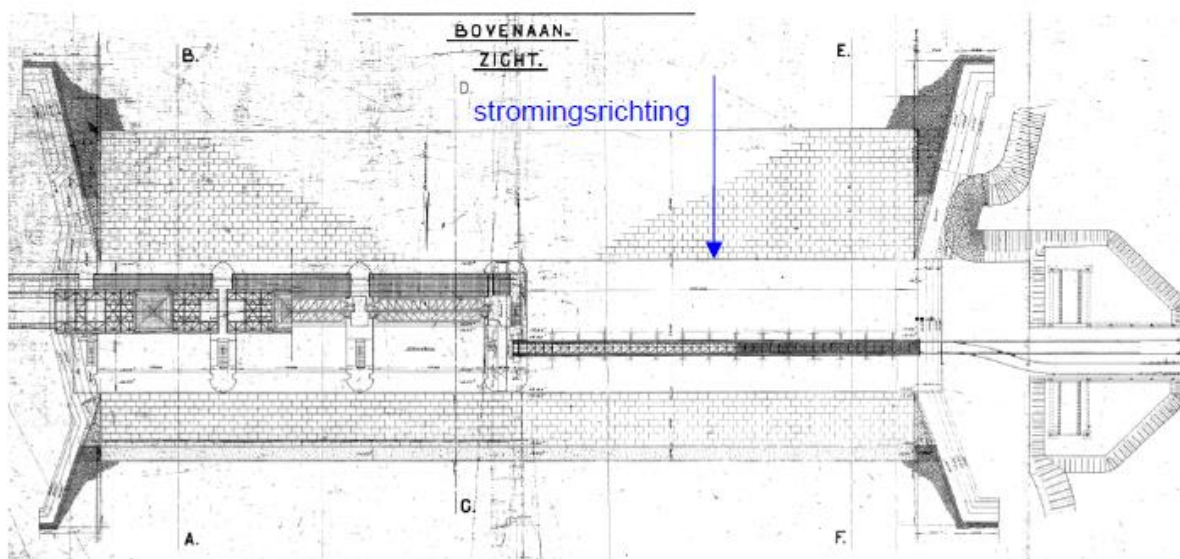
In deze fase wordt een algemeen beoordelingskader opgesteld voor stuwen en de eisen voor de nieuwe stuw geformuleerd. Op basis hiervan zal een variantenstudie plaatsvinden om te bepalen welk type stuw het meest geschikt is voor de vervanging van de huidige stuw bij Linne.

2.1. Huidige stuw Linne

Stuw Linne is de tweede stuw benedenstrooms vanaf de grens tussen Nederland en België. De stuw heeft twee hoofdfuncties, het mogelijk maken van scheepvaart door het stuwpan en het afvoeren van water door de Maas. Tijdens lage afvoeren zorgt de stuw voor een gemiddelde waterstand van 20.8 m + NAP. Tijdens hoge afvoeren heeft de stuw geen kerende functie meer. De stuw is vanaf een debiet van 1250 m³/s volledig gestreken, dit geldt voor zowel het Stoney als Poiréegedeelte van de stuw. Het huidige stuwregime is behandeld in 3.2.1. Huidige stuwregime met Poirée en Stoney.

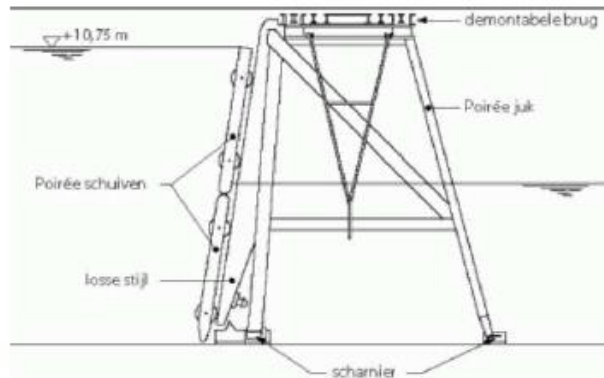


Figuur 8 – Vooraanzicht bovenstroomse Stuw Linne (Rijkswaterstaat)



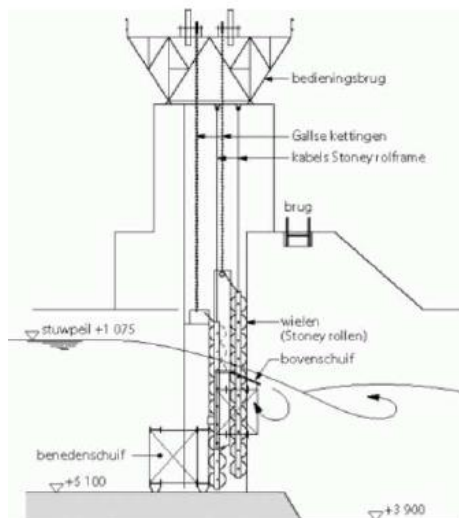
Figuur 9 - Bovenaanzicht stuw Linne (IV-Infra, 2010)

De Poiréestuw is een variant van de naaldstuw en ontwikkeld door de Franse ingenieur Charles Poirée. De stuw bestaat uit jukken die scharnierend zijn verbonden aan de drempel en heeft een breedte van 60 m. Een totaal van drie rijen van vijftien schotten zijn tegen de jukken geplaatst en vormen als het ware een muur (bijna) loodrecht op de rivierbodem.



Figuur 10 - Dwarsdoorsnede Poiréestuw (hier twee rijen schotten)

De Stoneystuw is ontwikkeld door de Britse ingenieur Francis Stoney. De stuw bestaat uit mechanisch opererende keringen die tussen twee pijlers zijn geplaatst. De kering bestaat uit drie openingen van 17 m breed met elk twee kleppen, een hoge en een lage klep. Door de stuw is zowel boven- als onderafvoer mogelijk. In tegenstelling tot de Poiréestuw zijn afvoeren veel nauwkeuriger te reguleren.



Figuur 11 - Dwarsdoorsnede Stoney stuw

Aan de zuidzijde van het stuwcomplex staat een waterkrachtcentrale. Deze centrale bestaat uit vier turbines en regelt de afvoeren tot een debiet van 450 m³/s. Tussen 450-600 m³/s wordt de waterkrachtcentrale ingezet in combinatie met het Stoneygedeelte van de stuw. Na 600 m³/s is de waterkrachtcentrale niet meer in werking door een te klein verval en gaat de gehele afvoer door de stuw. 287 dagen van het jaar is het debiet lager dan 450 m³/s en wordt de waterkrachtcentrale ingezet. De waterkrachtcentrale genereert een totaal aan 11.5 MW, goed voor circa 10.000 huishoudens.

Op het stuwcomplex en in het kanaalpand bevinden zich ook een vistrap, natuurlijke overlaat, havens, sluizen, de Clauscentrale en de Maasplassen. Dit wordt uitgebreid beschreven in bijlage D- Stuwcomplex Linne.

2.2. Beoordelingskader Maasstuwen

Een variantenstudie geschiedt op basis van een beoordelingskader. Tijdens aanbestedingen van (waterbouwkundige) projecten, wordt het beoordelingskader meegegeven aan de inschrijver (opdrachtnemer). Echter bestaat er nog geen beoordelingskader voor stuwprojecten. In geval van aanbestedingen op basis van EMVI, is het beoordelingskader vormgegeven aan de hand van zogeheten EMVI-criteria. In deze sectie zijn deze criteria bepaald op basis van:

- Studie naar soortgelijke waterbouwkundige projecten
- Overleg met specialisten van Rijkswaterstaat

Hieruit zijn EMVI-criteria ontwikkeld voor stuwen die bestaan uit risico's en kansen. De EMVI-criteria zijn toegevoegd in bijlage C - EMVI-criteria. Deze criteria worden gebruikt om de verschillende stuwtypen te toetsen, zowel in de variantenstudie als in het toetsen van de uitvoeringsmethoden in fase 3.

2.3. Programma van Eisen

Samen met de opdrachtgever is een eisenspecificatie opgesteld, zie bijlage B – Eisenspecificatie. In de eisenspecificatie zijn er drie schaalniveaus gedefinieerd, Sectie Linne, Stuwcomplex Linne en Stuw Linne. Deze specificatie is in deze sectie vertaald naar een Programma van Eisen (PvE), waar vooral de eisen van de stuw Linne aan bod komen en een aantal relevante aspecten zijn hieraan toegevoegd. De eisen spelen een grote rol bij het maken van het ontwerp en de uitvoeringsoplossing. De eisen zijn onderverdeeld in:

- Functionele eisen
- Aspecteisen
- Raakvlakeisen (enkel in bijlage)

2.3.1. Functionele Eisen

In deze sectie worden de functionele eisen bepaald. De functionele eisen worden bepaald aan de hand van de functies die de stuw moet kunnen vervullen:

- Water keren
- (Hoog)waterafvoeren
- Scheepvaart doorlaten
- Sediment en ijs afvoeren

Deze functies zijn vertaald in de volgende functionele eisen, zie Tabel 1.

Tabel 1 - Functionele eisen

Functionele eisen	
FE.3.1.	De stuw dient onder gebruikerscondities water te kunnen keren tot een maximale hoogte van 21.00 m + NAP bovenstrooms en een minimale hoogte van 16.85 m + NAP benedenstrooms, wat resulteert in een maximum verval van 4.15 m.
FE.3.2.	De stuw dient bij calamiteiten (1: stuw benedenstrooms faalt) water te kunnen keren tot een maximale hoogte van 21.00 m + NAP bovenstrooms en een minimale hoogte van 15.95 m + NAP benedenstrooms (drempelhoogte), wat resulteert in een maximaal verval van 5.05 m.
FE.3.3.	De stuw dient water te kunnen afvoeren tussen de 0 en 1250 m ³ /s met minimaal dezelfde nauwkeurigheid (5%) als de huidige Stoney Schuiven.
FE.3.4.	De stuw dient in staat te zijn bovenafvoer af te voeren.

FE.3.5.	De stuw dient bij afvoeren boven 1250 m ³ /s een doorvaartmogelijkheid te bieden voor scheepvaartklasse CEMT Vb.
FE.3.6.	Het stuwbeheer dient te geschieden volgens het huidige stuwbeheer (vanuit het nautisch centrum te Heel).
FE.3.7.	De bodembescherming dient stabiel te zijn ten aanzien van de stroomsnelheden achter de stuw.
FE.3.8.	De openingsprocedure van de stuw dient korter te zijn dan 8 uur, waarna de originele doorstroomoppervlakte kan worden bereikt in geval van hoge afvoeren (Q > 1250 m ³ /s).

De stuw heeft een doorvaartfunctie voor scheepvaartklasse CEMT Vb met een maximale diepgang van 3.5 m. Voor deze schepen gelden de volgende eigenschappen, zie Tabel 2.

Tabel 2 - Eigenschappen scheepvaartklasse CEMT Vb

Max. scheepslengte	190 m
Max. scheepsbreedte	11,40 m
Max. doorvaarthoogte voor vierlaags containervaart	9,10 m
Max. doorvaarthoogte voor drielaags containervaart	7,00 m
Max. diepgang	3,50 m
Max. daadvermogen overeenkomend met de diepgang	6000 ton * 0,75 (beladingsgraad) = 4500 ton

2.3.2. Aspecteisen

In deze sectie worden de aspecteisen behandeld, zie Tabel 3. De aspecteisen zijn onderverdeeld in de volgende aspecten:

- Betrouwbaarheid en beschikbaarheid
- Bediening
- Duurzaamheid
- Vormgeving
- Beheer en onderhoud
- Uitvoering
- Veiligheid

Daarnaast zijn ook de stabiliteitseisen met betrekking tot de omhullende constructie toegevoegd.

Tabel 3 - Aspecteisen

Betrouwbaarheid en beschikbaarheid	
ABB.3.1	De stuw dient zijn functies gedurende 100 jaar te kunnen vervullen met een beschikbaarheid van 99.9%.
ABB.3.2	De niet-vervangbare onderdelen (omhullende constructie) van de stuw dienen ongevoelig te zijn voor aanvaringen.
ABB.3.3	Onderdelen van de stuw die gevoelig zijn voor aanvaringen (keermiddel) dienen vervangbaar te zijn binnen 8 uur.
Bediening	
AB.3.1	De stuw dient op afstand te kunnen worden bediend.
AB.3.2	Het bedieningssysteem dient te passen bij het aanwezige systeem in de bedieningscentrale.

Duurzaamheid	
AD.3.1	De stuw dient een energie-0-concept te hebben, waarbij de energie wordt opgewekt door middel van zonnepanelen.
Vormgeving	
AE.3.1	De stuw dient in de omgeving worden ingepast, zoals beschreven in het landschaps- en vormgevingsplan (in ontwikkeling).
Beheer en onderhoud	
AI.3.1	Alle te inspecteren onderdelen van de stuw dienen goed bereikbaar te zijn.
AI.3.2	Groot onderhoud moet mogelijk zijn terwijl afvoer en peilbehoud gegarandeerd blijven.
Uitvoering	
AU.3.1	De stuw dient binnen een straal van 100 m bij van het huidige stuwcomplex te worden gebouwd.
AU.3.2	Hoogwater moet afgevoerd kunnen worden tijdens de bouw van de stuw.
AU.3.3	Eventuele obstakels als gevolg van hulpconstructies t.b.v. de realisatie moeten binnen 24 uur kunnen worden verwijderd.
AU.3.4	De beschikbaarheid van het stuwcomplex voor de functie passeren scheepvaart moet tijdens de realisatie boven de 98% (één week) liggen.
Veiligheid	
AV.3.1	De stuw dient te voldoen aan de ARBO eisen.
AV.3.2	Het stuwcomplex dient zodanig uitgevoerd te worden dat, een afname van de beschikbaarheid van de rivier en een afname met de betrouwbaarheid van de stuw, als gevolg van vandalisme wordt uitgesloten.

2.3.3. Stabiliteitseisen

Het stuwcomplex dient stabiel te zijn ten aanzien van afschuiven, kantelen, onderloopsheid, zettingen en fundatie. Stabiliteit van de onderdelen dient voldoende te zijn voor alle fasen waarin de onderdelen zich bevinden, zoals transportfase en uiteindelijke fase. De bijbehorende relaties komen terug in 3.9. Fundatie.

2.3.4. Normen voor rekenkundige eisen

Voor het constructief ontwerp van de opblaasbare constructie en het ontwerp van de bodembescherming wordt er gebruik gemaakt van volgende normen:

- [NEN,1990]
- Japanse standaard (speciaal voor staal-rubberen keringen constructies)/PIANC Inflatable Structures
- Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken Ontwerpverificaties voor de Hoogwatersituatie

2.4. Varianten klepmechanisme

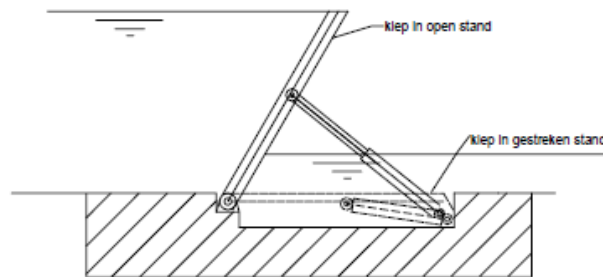
In deze sectie worden vier type stuwen beschreven die aan het einde van dit hoofdstuk worden getoetst in de trade-off. Hierbij gaat het om het vergelijken van een conventionele oplossing met opblaasbare stuwen. Als conventionele oplossing, ook wel de nul-variant, is gekozen voor de klepstuw, die scharnierend is verbonden aan de drempel.

De vier onderzochte varianten zijn:

- Klepstuw, scharnierend verbonden aan de drempelc(nul-variant)
- Lucht gevulde rubberen kering
- Water gevulde rubberen kering
- Staal-rubberen (met lucht gevulde) kering (Obermeyer)

2.4.1. Klepstuw

De nul-variant is een conventionele oplossing: de klepstuw, scharnierend verbonden met de drempel. De constructie bestaat uit een wrijvingsklep die met scharnieren aan de drempel is verbonden. Het bewegingsmechanisme is een hydraulische cilinder, bevestigd onder de klep. Dit in tegenstelling tot de balgaandrijving beschreven in de volgende paragrafen.

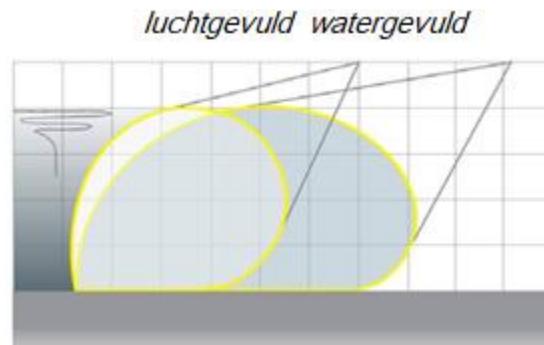


Figuur 12 - Principe klepstuw, scharnierend verbonden aan de bodem (De Bakker, 2003)

2.4.2. Lucht gevulde en water gevulde rubberen kering

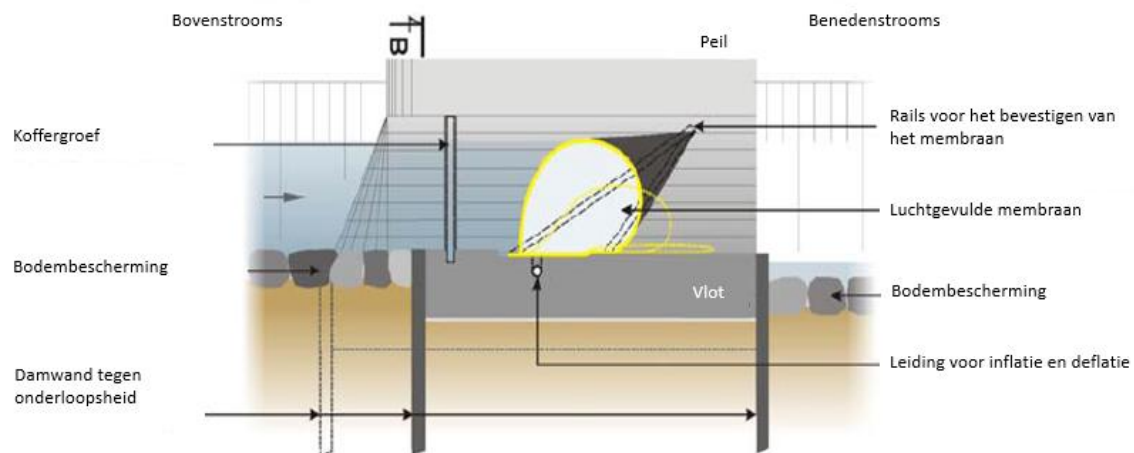
Een rubberen kering bestaat uit een rubber membraan met verschillende lagen. Het membraan is composietmateriaal, bestaande uit geweven kunststof (polymeer) bedekt met rubber (elastomeer). Er kunnen verschillende soorten polymeren en elastomeren worden gebruikt voor het membraan, zoals natuurrubber en polyester.

De kering is gevuld met lucht, water of een combinatie hiervan. Een belangrijk verschil tussen een membraan gevuld met lucht en een membraan gevuld met water is het verschil in het toe te passen materiaal. Bij eenzelfde kerende hoogte is er minder membraan vereist bij een lucht gevulde rubberen kering dan bij een watergepulde membraan. Dit is het gevolg van de hogere samendrukbaarheid van lucht, waardoor het gemakkelijker wordt om druk in het membraan aan te brengen, evenals het gewicht van het water dat op de binnenwand van het membraan wordt uitgeoefend, zie Figuur 13 (VNF, 2011).



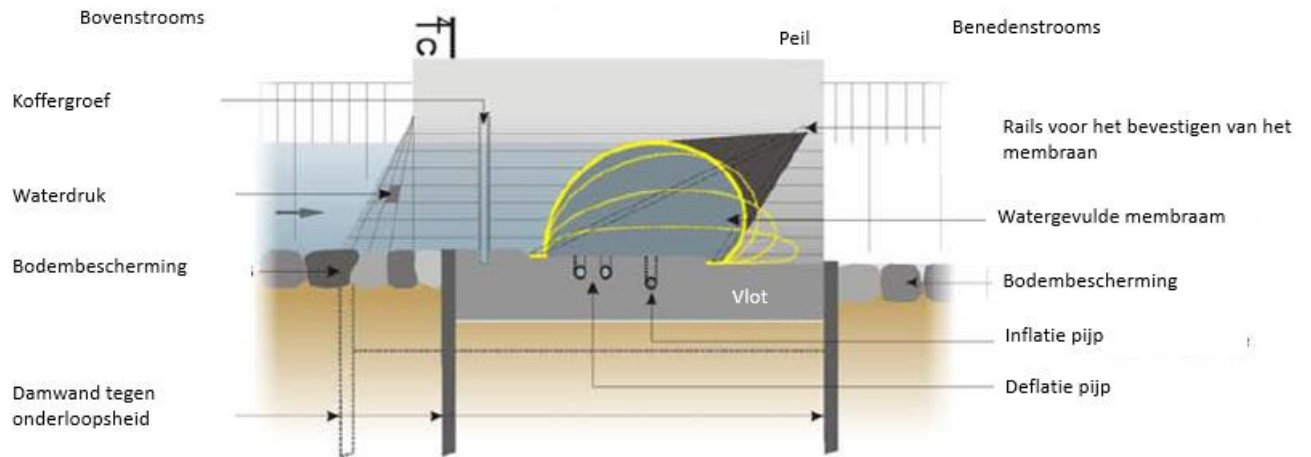
Figuur 13 – Vormverschil luchtgevulde (links) en watergevulde (rechts) membraan (VNF, 2011)

Het opblazen **van het membraan met lucht** gebeurt door middel van een compressor. De compressor voert lucht aan via één of meerdere lijnen, waarvan de ingangen gelijk verdeeld zijn over de balg. De compressor kan zowel handmatig als automatisch worden bediend. De inwendige druk van het membraan is een functie van de waterhoogte die door de balg moet worden vastgehouden. De druk is afhankelijk van de verschillende belastingsituaties tegen het membraan. Als vuistregel wordt 0.1 bar/m aangehouden.

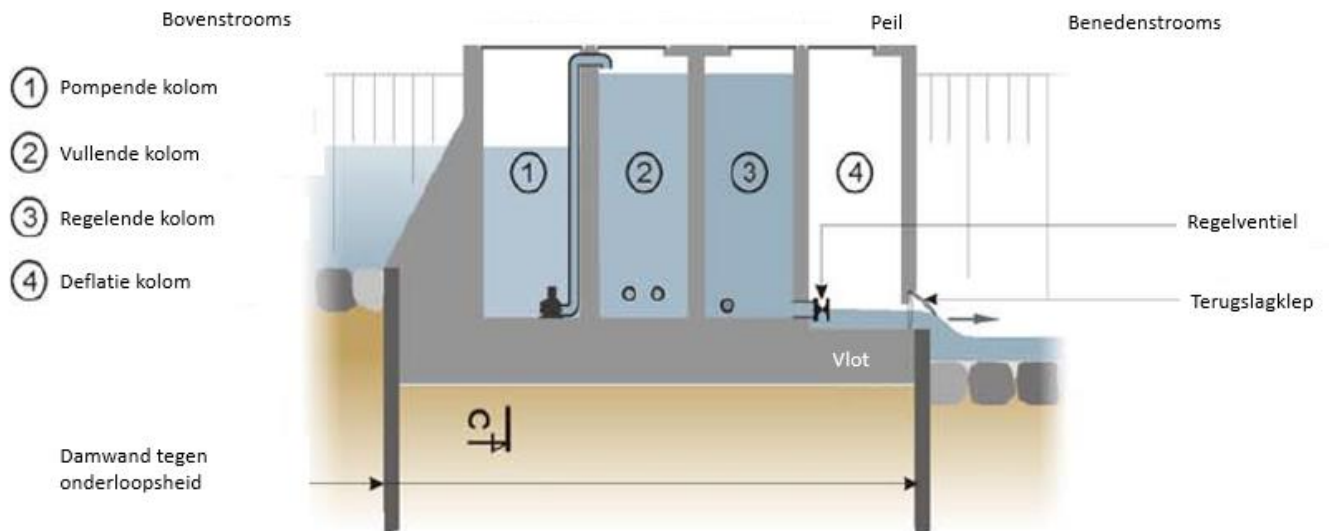


Figuur 14 - Doorsnede luchtgevulde rubberen kering (VNF, 2011)

Inflatie van het **membraan met water** is gebaseerd op het principe van communicerende vaten. Eerst wordt er water gehaald uit de rivier met vaten. Met behulp van een pomp is het mogelijk een tweede waterkolom te verhogen dat leidt tot het vullen van het membraan. Deze waterkolom is met een toevoerleiding verbonden aan het membraan. Deflatie werkt op dezelfde manier met de communicatie van het membraan met een derde waterkolom waarvan het niveau geregeld kan worden door middel van een klep. Een vierde waterkolom maakt volledige deflatie van het membraan mogelijk, zie Figuur 16. Dit kan met behulp van alleen zwaartekracht. De leeglatingsstijd kan worden versneld door een pomp in de vierde waterkolom.

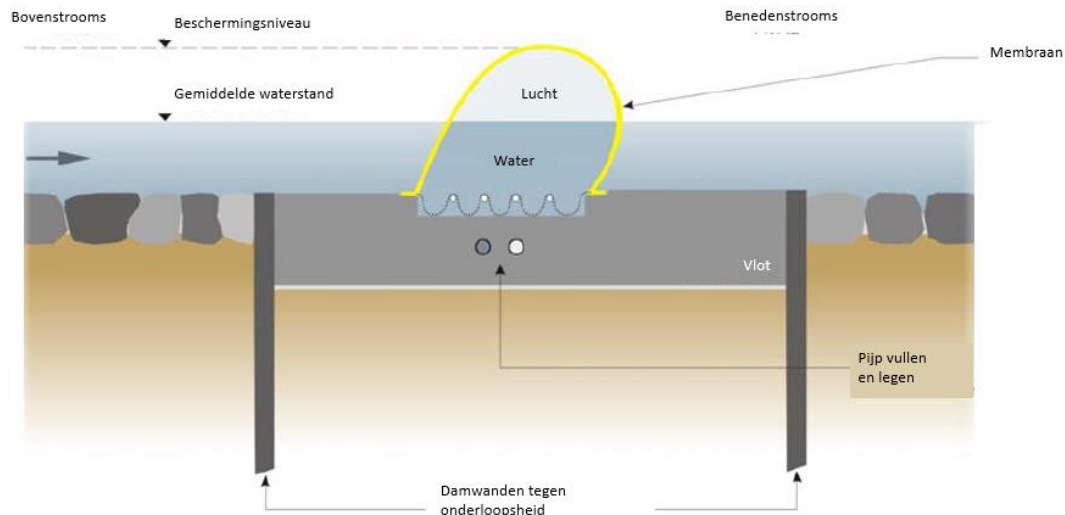


Figuur 15 - Doorsnede watergevulde rubberen kering (VNF, 2011)



Figuur 16 - Principe communicerende vaten (VNF, 2011)

Het membraan kan ook worden gevuld met een combinatie van lucht en water. Een voorbeeld is de stormvloedkering in Ramspol, zie ook bijlage A5 - Referentieprojecten. Bij dit type inflatie kan gebruik worden gemaakt van de voordelen van lucht en water. Voor lucht is dit het beperken van de omvang van het membraan en voor water het omgaan met hydrodynamische belastingen.

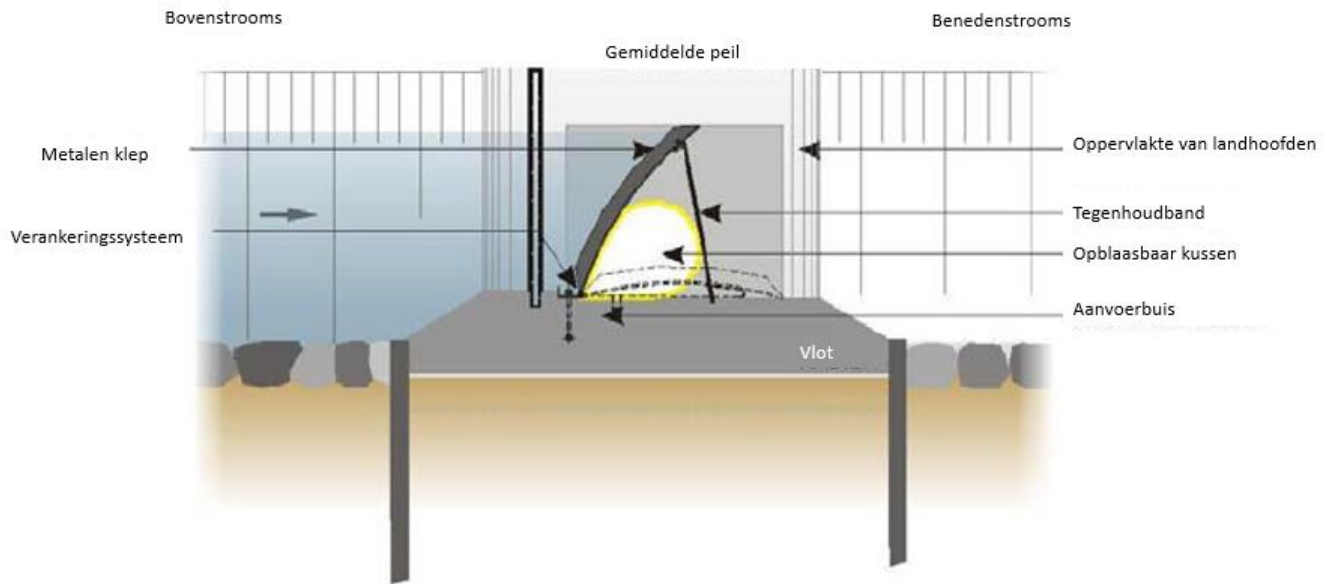


Figuur 17 - Doorsnede lucht- en watergevulde rubberen kering (VNF, 2011)

Zie Bijlage A – Literatuurstudie Hoofdstuk 4 voor meer informatie over de opblaasbare stuwen.

2.4.3. Staal-rubberen kering (Obermeyer)

Een staal-rubberen kering, ook wel de Obermeyer uitvoering, bestaat uit een kussenvormige rubberen blaas (membraan) in combinatie met een scharnierende stalen kerende paneel. Er bestaan inmiddels uitvoeringen in andere materiaalsoorten waaronder beton. De rubberen blaas is gesitueerd aan de benedenstroomse zijde en wordt opgeblazen en leeggelopen om het stalen paneel te verhogen of te verlagen. Dit principe is ontwikkeld in de Verenigde Staten door Henry Obermeyer in 1988. In tegenstelling tot het enkel toepassen van rubberen keringen, wordt de rubberen blaas bijna altijd gevuld met lucht in plaats van met water. Verder is de interne druk in het lichaam gemiddeld tien keer hoger dan bij een watergevulde membraan. Het opblazen en leeglopen gaat op dezelfde wijze als bij de rubberen kering gevuld met lucht. In de meeste gevallen worden meerdere stalen panelen ondersteund door één of meerdere rubberen blazen. Deze panelen kunnen aan elkaar verbonden zijn en kunnen op deze manier worden toegepast op grote rivierbreedten. De grootste Obermeyer stuw bevindt zich in de Nanming rivier in China. De klep komt tot 8 m hoog en de totale stuw heeft een breedte van 60 m, zie Figuur 19. Het stalen paneel wordt meestal uitgevoerd met verticale verstijvers om structurele stijfheid te garanderen. Tegenhoudbanden (restraining straps) zijn vastgemaakt aan de bovenkant van het stalen paneel tot aan de vloer aan benedenstroomse kant om het volledig roteren van het stalen paneel te voorkomen. De rubberen blazen kunnen ook worden opgestapeld om zo tot een extra kerende hoogte te kunnen komen. Om instabiliteit door trillingen te voorkomen moeten er ook overslagbrekers (nappe breakers) aan de bovenkant van het paneel worden toegepast bij een Obermeyer stuw.



Figuur 18 - Doorsnede staal-rubberen kering (VNF, 2011)



Figuur 19 - Nanming stuw in China (PIANC, 2018)

2.5 Eerste ontwerpstappen

In hoofdstuk 4 – Uitvoering worden verschillende uitvoeringsvarianten in detail omschreven en vergeleken. Om te kunnen beoordelen welk type keermiddel geschikt is, moet er echter grof worden ingeschat welke uitvoeringsvariant voor de hand ligt per ontwerpvariant. Er zijn namelijk risico's beschreven in de EMVI-criteria die betrekking hebben op de uitvoering, zoals het risico op hinder tijdens de realisatiefase. Daarom wordt in deze sectie een eerste stap gezet naar mogelijke uitvoeringsvarianten. Deze zijn echter nog niet bindend voor de uiteindelijke uitvoeringsopties, dat zal namelijk worden bepaald in Hoofdstuk 4 - Uitvoering.

Om de uitvoeringsvarianten te evalueren worden de volgende ontwerpstappen alvast doorlopen:

- Het aantal openingen van de stuw
- Uitvoeringsvarianten omhullende constructie
- Fasering

2.5.1. Aantal openingen stuw

Bij sommige stuwtypen zijn tussenpijlers vereist. Deze noodzaak voor tussenpijlers is niet alleen van invloed op de bouwmethode van de stuw, maar kan ook in strijd zijn met de scheepvaartseisen van de stuw. De benodigde breedte ten behoeve van scheepvaart is namelijk minimaal twee keer 45 of één keer 90 m breed. Voor de beschouwde varianten hebben de klepstuw en staal-rubberen kering constructief gezien geen tussenpijlers nodig, aangezien ze in meerdere kleppen naast elkaar kunnen worden uitgevoerd. Wel kan hiervoor gekozen worden voor onderhoudsdoeleinden. In geval van de balgstuw zijn er geen praktijkvoorbeelden bekend waarbij in één keer 90 m wordt overspannen. Deze stuw zou dan, in combinatie met een tussenpijler, twee keer 45 m overspannen. De uiteindelijke keuze van het aantal stuwopeningen is beschreven in 3.1. Aantal stuwopeningen staal-rubberen kering.

2.5.2. Uitvoeringsvarianten per stuwtype

De manier van bouwen van de omhullende constructie (drempel, landhoofd en eventuele tussenpijlers) kan grofweg op drie manieren:

- In situ (op locatie)
- Prefab
- Combinatie van in situ en prefab

Het keermiddel zelf wordt prefab aangeleverd.

Het verschil wordt duidelijk beschreven in hoofdstuk 4 – Uitvoering. Hieruit volgen de volgende uitvoeringsvarianten:

- De gehele constructie in situ (drempel, landhoofd en eventuele tussenpijler)
- Pijler, landhoofd in situ en drempel prefab
- Prefab caisson constructie

Voor een gehele in situ uitvoering zijn alle keermiddelen mogelijk waarbij de uitvoering volledig in den droge geschiedt. Wanneer de drempel prefab wordt uitgevoerd, kan dit problemen opleveren bij de lucht- en watergevulde rubberen keringen en staal-rubberen keringen. Dit heeft te maken met de installatie van luchttoevoerleidingen. Een luchtdichte aansluiting lijkt moeilijk te realiseren wanneer de drempel prefab wordt uitgevoerd. Dit wordt onderzocht in Hoofdstuk 4: Uitvoering. Ook voor de klepstuw kunnen er problemen worden verwacht indien de klep wordt geplaatst zonder dat de plaats van aansluiting droog wordt gezet. Voor een volledige prefab uitvoering kunnen er problemen ontstaan bij de klepstuw. Door de benodigde inkassing voor de cilinders is er een dermate grote dikte nodig voor de vloer waardoor drijvend transport van de caisson niet mogelijk is.

2.5.3. Fasering - in den droge

De fasering is afhankelijk van de gekozen variant. Hierin zijn twee uitvoeringseisen van belang: hoogwater, moet als het optreedt, ten alle tijden kunnen worden afgevoerd tijdens de bouw en scheepvaart moet in minimaal één richting (45 m breed) de stuw kunnen passeren. Een vuistregel dat hierbij wordt gebruikt is dat er altijd minimaal 2/3 van de breedte van de rivier beschikbaar moet blijven en dat in geval van hoogwater dient de bouwkuij verwijderd te worden. Voor alle varianten kan met een bepaalde fasering de benodigde afvoerbreedte bereikt worden. Alleen is er bij de balgstuw één moment waarbij minimaal de lengte van de balg de lengte van een bouwput moet zijn, omdat de balg gewoonlijk niet in den natte wordt aangebracht. De overige varianten kunnen wel in segmenten worden aangebracht.



Figuur 20 - Voorbeeld bouwen in den droge (Stormvloedkering Ramspol) (Rijkswaterstaat)

2.6. Trade-off opblaasbare stuw

In deze sectie wordt bepaald welke opblaasbare stuw het meest geschikt is voor de vervanging van de huidige stuw bij Linne. De vier eerdergenoemde varianten worden getoetst aan de hand van criteria die in samenwerking met RWS zijn vastgesteld (zie bijlage C - EMVI-criteria). Deze criteria beschrijven de risico's en kansen die gepaard gaan met deze opgave. Hierbij gaat het onder andere om hoe varianten omgaan met risico's tijdens de realisatiefase en de gevoeligheid van een variant ten opzichte van aanvaringen, trillingen en vandalisme. Ook wordt er getoetst of een variant meerwaarde biedt op onder andere het gebied van een tevreden beheerder en in hoeverre de stuw toonbeeld is van de vernieuwende waterbouw. De criteria zijn verwerkt in een Trade-off matrix. Eerst is er bepaald welke criteria onderscheidend zijn voor de Trade-off. Dit zijn de volgende risico's en kansen:

Risico 1.1: Het risico dat de nieuw te bouwen stuw en de huidige stuw niet voldoen aan de stabiliteitseisen tijdens de realisatiefase.

Dit risico heeft betrekking op de uitvoeringsmethode van de stuw. Hierbij wordt gekeken naar welke belastingsituaties er gelden per uitvoeringsmethode, voor zowel de nieuw te bouwen stuw als de huidige stuw. In hoofdstuk 4 - Uitvoering hier uitvoerig naar worden gekeken, echter wordt dit risico niet onderscheidend geacht in de variantenstudie.

Risico 1.2: Het risico op hinder en hinderbeleving voor scheepvaart, als gevolg van de werkzaamheden tijdens de realisatiefase.

Dit risico heeft betrekking op de beschikbaarheid van de scheepvaart in en door het kanaalpand van Linne. Tijdens de bouw van de stuw moet er scheepvaart kunnen passeren. Verder moet peilbeheer tijdens de bouw gehandhaafd blijven om de vereiste diepgang in het stuwpannd te garanderen. In 2.5.3. Fasering - in den droge is geconcludeerd dat het niet geheel duidelijk is hoe de fasering per stuwtype geschiedt. Daarom wordt dit risico niet onderscheidend geacht tijdens de variantenstudie en komt in Hoofdstuk 4 - Uitvoering verder aan de orde.

Risico 1.3: Het risico op hinder en hinderbeleving voor de omgeving als gevolg van de werkzaamheden tijdens de realisatiefase.

Dit risico heeft betrekking op de uitvoeringstijd. In het algemeen is de uitvoeringstijd significant kleiner voor opblaasbare constructies in vergelijking met de klepstuw. Dit heeft te maken met de grotere overspanningen van opblaasbare constructies, de installatietijd is kort (ongeveer

twee weken ten opzichte van ongeveer 2 maanden voor klep) en door de relatief simpele uitvoering van het pneumatische of hydraulische aandrijf- en regelsysteem (PIANC, 2018).

Type stuw:	Score hinder omgeving:
Klepstuw	-
Luchtgevulde rubberen kering	+
Watergevulde rubberen kering	+
Staal-rubberen kering	+

Risico 1.4: Het risico dat de betrouwbaarheid van de stuw niet wordt gehaald als gevolg van aanvaringen.

Dit risico heeft betrekking op de robuustheid van de stuw. Aanvaringen met schepen kan leiden tot schade aan de kering. Recent is het Poirée gedeelte van de huidige stuw geraakt door losgeraakte duwbak door een storm. Eerst moet het risico worden bepaald dat een aanvaring plaatsvindt. Voor de stuw in Linne wordt er een stuw ontworpen die beschikbaar gesteld zal worden voor scheepvaart, maar in de huidige situatie gaat alle scheepvaart door de nabijgelegen sluizen. Toch kan de situatie in de toekomst veranderen en moet het risico moeten worden meegenomen in de beoordeling. Het risico is gedefinieerd als kans * impact. Het risico kan worden verkleind door de kans op aanvaringen te beperken of door de impact te verkleinen door een de stuw robuuster te maken. De robuustheid wordt bepaald door de reparatietijd in geval van aanvaring, want vanuit wordt gegaan dat elk keermiddel zal falen bij een aanvaring. De kans op aanvaringen is voor elke variant nagenoeg hetzelfde. Men kan concluderen dat voor de lucht- en watergevulde rubberen keringen deze in tegenstelling tot de andere type stuwen minder zichtbaar zijn en daardoor kan leiden tot een grotere kans op aanvaringen.

Type stuw:	Score aanvaringen:
Klepstuw	-
Luchtgevulde rubberen kering	+/-
Watergevulde rubberen kering	+/-
Staal-rubberen kering	+

Risico 1.5: Het risico dat de betrouwbaarheid van de stuw niet wordt gehaald als gevolg van trillingen.

Dit risico heeft betrekking op de gevoeligheid van trillingen per type stuw. Vanwege de elasticiteit verandert de rubberen kering van geometrie, afhankelijk van de drukverdeling langs het oppervlak. Volgens (Muramatshu and Ogura, 1985) zijn luchtgevulde rubberen keringen meer gevoelig voor trillingen dan watergevulde rubberen keringen. De type vibraties zijn beschreven in Bijlage A4 - trillingen. Er is echter veel onderzoek gedaan naar tegenmaatregelen die trillingen reduceren of zelfs compleet voorkomen. De Japanse standaard beschrijft bijvoorbeeld trilling onderdrukkende apparaten, zoals spoilers en deflectoren. Ook is de toepassing van vin systemen bewezen een goede oplossing te zijn. Voor staal-rubberen keringen is echter weinig (experimentele) data beschikbaar ten opzichte van het vibrerende gedrag. Men beschouwt het gedrag van een staal-rubberen kering van gelijke aard als van een klepstuw. Ook bij de staal-rubberen keringen worden trilling onderdrukkende apparaten toegepast; de overslagbreker. De Japanse standaard heeft op basis van onderzoek vastgesteld dat de maximale overstroomdiepte niet groter mag zijn dan $h/H = 0.3-0.5$ (JICE,2007). Verder is er bij een luchtgevulde rubberen kering het risico op het V-notch fenomeen. Dit ontstaat door drukverschillen van water en lucht, sinds de rubberen membraan relatief erg dun zijn met een lage buigstijfheid. Het systeem kan hierdoor onstabiel

worden waardoor het membraan lokaal invouwt, resulterend in functieverlies van het beheersen van het debiet.

Type stuw:	Score trillingen:
Klepstuw	++
Luchtgevulde rubberen kering	--
Watergevulde rubberen kering	+
Staal-rubberen kering	+

Risico 1.6: Het risico dat de betrouwbaarheid van de stuw niet wordt gehaald als gevolg van vandalisme.

Dit risico heeft betrekking op de gevoeligheid van de stuw als gevolg van vandalisme. Bij varianten die gebruik maken van het rubberen materiaal wordt al snel de robuustheid van de oplossing in twijfel gebracht. Veilige operatie en onderheid is van essentieel belang. Vandalisme is voor beheerders een belangrijk onderwerp en wordt als een te groot risico gezien bij een opblaasbare oplossing. Er is veel onderzoek gedaan naar de weerstand van het rubberen membraan tegen verschillende vormen van vandalisme, zie bijlage A4.8 – Vandalisme . Voor rubberen keringen zijn er een aantal gevallen bekend waarbij er schade is geleden aan de kering ten gevolge van vandalisme. Echter blijkt in de meeste gevallen het gevolg relatief klein te zijn. PIANC (2018) beschrijft een aantal methoden die de weerstand van de rubberen membraan vergroten, zoals keramische chips en roestvast stalen gaas. Echter, dit zijn kostbare en relatief minder duurzame maatregelen. Voor staal-rubberen keringen zijn vooralsnog geen incidenten met vandalisme bekend. Staal-rubberen worden minder kwetsbaar geacht dan rubberen keringen. Het stalen paneel beschermt de luchtblaas en creëert daarmee een veiligere omgeving voor de stuw. Wel moet worden opgemerkt dat de luchtblaas in tegenstelling tot de lucht-gevulde rubberen keringen een grotere interne druk ervaren en dus sneller kunnen leeglopen.

Type stuw:	Score vandalisme:
Klepstuw	++
Luchtgevulde rubberen kering	-
Watergevulde rubberen kering	-
Staal-rubberen kering	+

Kans 1.7: De kans op een tevreden beheerder.

Hier zal worden beschreven in hoeverre de varianten meerwaarde bieden ten opzichte van een tevreden beheerder. De mate van tevredenheid van de beheerder wordt bepaald door:

- Behoud afvoercapaciteit tijdens realisatiefase

Voor alle stuwtypen kan de afvoercapaciteit behouden blijven tijdens de realisatiefase. In 2.5.3. Fasering - in den droge is bepaald dat voor de water- en luchtgevulde rubberen kering de beschikbaarheid minder is omdat er een moment nodig is om de balg in één keer te monteren.

- Onderhoudsgevoeligheid en onderhoudsgemak

De onderhoudsgevoeligheid ligt lager bij de klepstuw in vergelijking met de andere varianten. De verwachte levensduur van de rubberen membraan is voor de lucht- en watergevulde kering 30 jaar, waarbij het relatief eenvoudig is om het systeem te vernieuwen. Bij de staal-rubberen kering is de verwachte levensduur van het membraan ook 30 jaar, echter moet hier wel de vervanging van de stalen panelen worden meegenomen. De verwachte levensduur van de

klepstuw ligt tussen de 40 en 50 jaar, echter is er wel veel onderhoud vereist (bijv. repareren en conserveren van het staal elke 15 tot 20 jaar). Door de eenvoud van de constructie kan de klep van de staal-rubberen kering duurzamer worden uitgevoerd in vergelijking met de klep van de klepstuw.

Type stuw:	Score afvoercapaciteit	Score onderhoud
Klepstuw	+	-
Luchtgevulde rubberen kering	+-	++
Watergevulde rubberen kering	+-	++
Staal-rubberen kering	+	+

Kans 1.8: De kans op een tevreden (vaar)weggebruiker.

Deze kans heeft betrekking op de functie scheepvaart door de stuw en peilbeheer. Geacht wordt dat voor alle varianten deze functies worden vervuld en zijn daarom niet onderscheidend in deze fase.

Kans 1.9: De kans dat stuw Linne toonbeeld wordt van de vernieuwende waterbouw.

Deze kans beschrijft innovatieve en esthetische aspecten en gaat over de mate waarin er gebruik wordt gemaakt van innovatieve en toekomstgerichte technologie. Verder kijkt het naar de wijze waarop vernieuwingen leiden tot het toonbeeld van de eigentijdse waterbouw. Tenslotte wordt gekeken naar in hoeverre het ontwerp positief bijdraagt aan de beeldvorming van de waterbouwkundige oplossing.

Type stuw:	Score innovatie:
Klepstuw	-
Luchtgevulde rubberen kering	+
Watergevulde rubberen kering	+
Staal-rubberen kering	+

Kans 1.10: De kans dat er meer afvoercapaciteit behaald kan worden dan is vereist.

Deze kans beschrijft hoe toekomstvast de oplossing is en in hoeverre rekening wordt gehouden met toekomstige klimaatscenario's in het kader van afvoeren door de Maas. De invulling van deze kans wordt voornamelijk bepaald door de uitvoering (wel/niet plaatselijke verbreding rivier of gebruik maken van nevengeul). In deze fase is de kans dus niet onderscheidend.

2.6.1. Resultaat – Staal-rubberen kering

Er is binnen RWS geïnventariseerd naar de mate van relevantie per risico en kans. Hieruit zijn wegingsfactoren gekoppeld aan de risico's en kansen.

Tabel 4 - Relevantie risico's en kansen

Risico/kans	Relevantie	Onderscheidend
Risico 1.1	Laag	Nee
Risico 1.2	Laag	Nee
Risico 1.3	Midden/hoog	Ja
Risico 1.4	Midden	Ja
Risico 1.5	Hoog	Ja
Risico 1.6	Midden	Ja
Kans 1.7	Zeer hoog	Ja
Kans 1.8	Midden	Nee
Kans 1.9	Midden	Ja

Kans 1.10	Laag	Nee
------------------	------	-----

Nu kunnen de varianten ten opzichte van elkaar worden getoetst. In een trade-off matrix zijn de volgende scores bepaald.

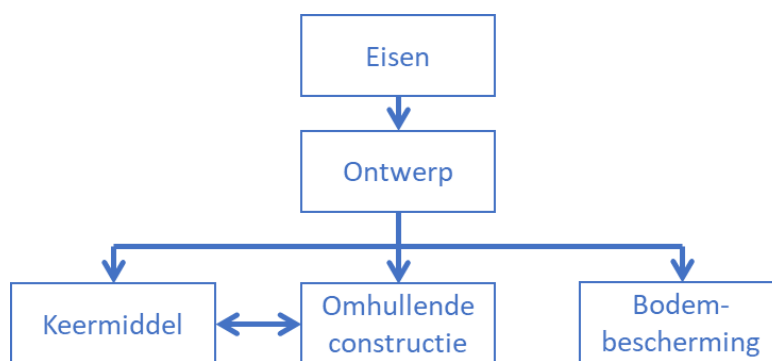
Tabel 5 - Score trade-off

Variant	Score:
Klepstuw	3.17
Lucht-gevulde rubberen kering	3.00
Water-gevulde rubberen kering	3.50
Staal-rubberen kering	4.00

De staal-rubberen kering scoort het gunstigst uit de variantenstudie. Let wel: de kosten voor het uitvoeren van de stuw zijn hier niet in beschouwing genomen. De keuze zou in dat geval toch nog naar een traditionele stuw kunnen leiden. In de komende fasen zal de staal-rubberen kering verder worden uitgewerkt, voor zowel het conceptuele ontwerp als de uitvoeringsoplossing.

3 Conceptueel ontwerp Obermeyer stuw

Nu het type klepmechanisme is bepaald in de variantenstudie, kan er een conceptueel ontwerp worden gemaakt. Het ontwerp vertaalt de functies naar vorm voor het systeem. Vorm heeft betrekking op de structuur, materiaal en dimensies. Eerst wordt de breedte en het aantal openingen van de stuw bepaald. Aan de hand hiervan wordt het hydraulisch ontwerp gemaakt. Op basis van het huidige stuwregime en bijbehorende waterstanden wordt een nieuw stuwregime ontwikkeld voor de staal-rubberen kering. Daarna wordt de omhullende constructie van de stuw ontworpen. Vervolgens zijn de belastingen op de bodembescherming berekend om een passende bodembescherming te ontwerpen. Dit hoofdstuk sluit af met een ontwerp van het rubberen membraan onder de klep van de stuw.

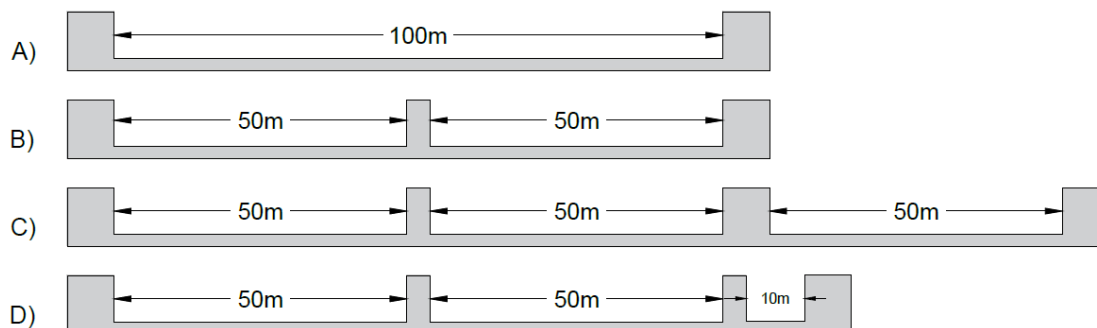


Figuur 21 – Samenhang componenten conceptueel ontwerp (auteur)

3.1. Aantal stuwopeningen staal-rubberen kering

Voorafgaand aan het hydraulisch ontwerp wordt het benodigd aantal stuwopeningen bepaald. Dit is afhankelijk van de doorvaarbaarheid, afvoercapaciteit en redundantie. De volgende configuraties zijn beschouwd;

- 1 opening van 100 m breed
- 2 openingen van 50 m breed
- 3 openingen van 50 m breed
- 2 openingen van 50 m breed en 1 opening van 10 m breed



Figuur 22 - Mogelijke stuwconfiguraties (auteur)

3.1.1. Stuwopening: 1x100 m

Deze configuratie zou dubbel moeten worden uitgevoerd vanwege redundantie, betrouwbaarheid en onderhoudsgemak. De staal-rubberen kering zou één keer 100 m kunnen overspannen omdat de stuw in meerdere kleppen kan worden uitgevoerd. Doordat er geen obstakels (middenpijlers) in de rivier aanwezig zijn, is dit gunstig voor de scheepvaart door de stuw in de gebruikersfase.

3.1.2. Stuwopening: 2x50 m

Bij deze configuratie is het niet noodzakelijk om de stuw redundant uit te voeren. Een deel van de rivier blijft namelijk beschikbaar en dus is er behoud van afvoercapaciteit tijdens onderhoud en calamiteit. Echter levert men in op de robuustheid van het systeem. Een goed voorbeeld is de situatie bij stuw Grave dat door een calamiteit een groot deel van de rivier moest worden afgesloten. Daarom zou men ook kunnen overwegen deze configuratie redundant uit te voeren. Dit geeft een hogere betrouwbaarheid en beschikbaarheid.

3.1.3. Stuwopening: 3x50 m

In dit alternatief is het mogelijk om één van de stuwen af te sluiten door een calamiteit of groot onderhoud zonder dat dit leidt tot grote problemen voor de afvoer of de scheepvaart. Redundantie is hier dus niet nodig. Bij onderhoud wordt de opening dichtgezet door middel van schotbalken en gaat de afvoer door de andere openingen. Bij het falen van de stuw (gestreken stuw sluit niet) kunnen de schotten worden ingezet om de waterstand in het stuwpond te kunnen blijven waarborgen. Hiervoor is echter wel een verbreding van de Maas nodig en dus een grotere stuw. Dit is mogelijk aan de rechteroever van stuw Linne. Door de verbreding van de stuw is er kans op aanzanding door de lagere stroomsnelheden. Dit kan leiden tot noodzaak van extra onderhoudsbaggerwerk. Er wordt aangenomen dat de voordelen voor de scheepvaart en afvoer niet opwegen tegen de meerkosten en daarom is gekozen om deze variant niet verder uit te werken.

3.1.4. Stuwopening: 2x 50 m en 1 x 10 m

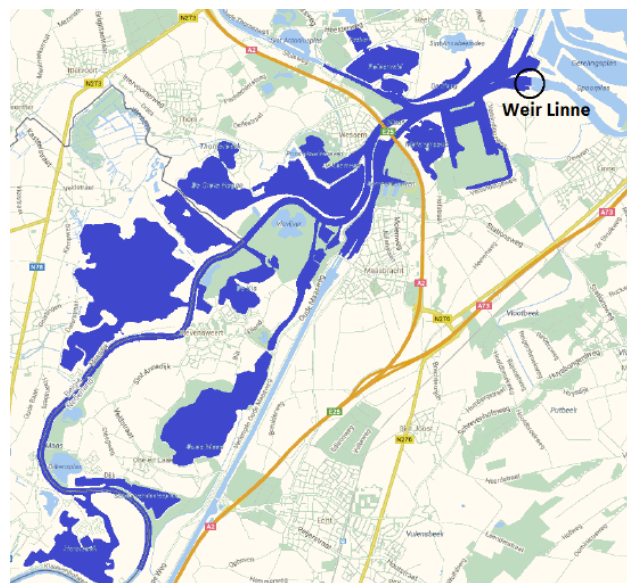
Deze configuratie maakt het mogelijk om gepland onderhoud te voeren tijdens lage afvoeren voor beide stuwopeningen. De afvoer gaat door de kleine stuwopening. Ervan uit wordt gegaan dat er een te hoog risico is van te hoge stroomsnelheden door de kleine stuwopening en wordt deze configuratie buiten beschouwing gelaten.

3.1.5. Keuze stuwopening: 2x 50 m

Er wordt gekozen op het hydraulisch ontwerp te baseren op een stuwconfiguratie van 2x 50 m met een middenpijler. Binnen deze configuratie kan een stuwopening uit meerdere onafhankelijke kleppen bestaan. Het aantal kleppen en de breedte hiervan wordt iteratief bepaald aan de hand van het stuwregime, behandeld in 3.2.2. Nieuwe stuwregime staal-rubberen kering. In het geval van een staal-rubberen kering zijn pijlers niet nodig met betrekking tot krachtsoverdracht. Wel kunnen ze gewenst zijn met betrekking tot het plegen van onderhoud. Het is van belang dat de stuw zijn functie kan vervullen tijdens onderhoudswerkzaamheden. Bij het toepassen van meerdere kleppen is het mogelijk om de stuw gedeeltelijk af te sluiten. Echter zou hiervoor een volledige hulpconstructie nodig zijn om een gedeelte van de stuw droog te leggen bij afwezigheid van een pijler.

3.2. Hydraulisch ontwerp

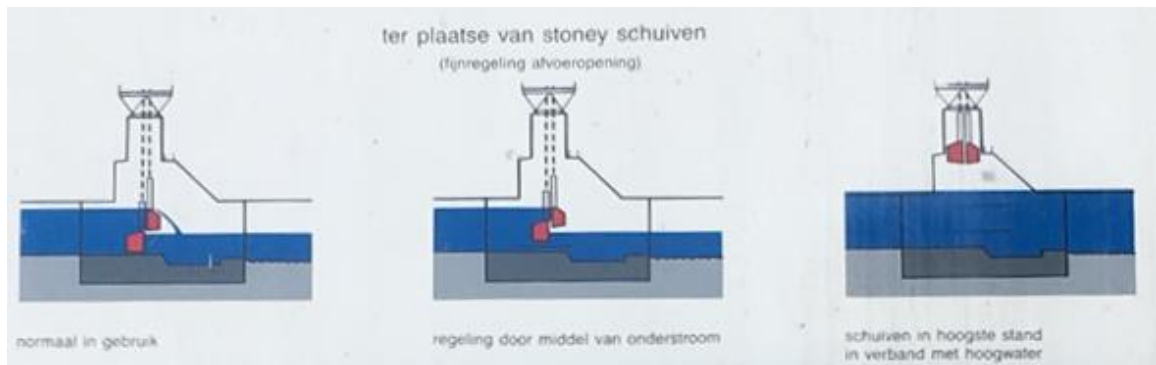
In deze sectie worden de hydraulische aspecten van het stuwontwerp behandeld. Eerst is de huidige situatie geanalyseerd. De optredende waterstanden, zowel boven als benedenstrooms, worden vervolgens gebruikt om een nieuw stuwregime te ontwerpen voor de staal-rubberen kering. Door de waterstanden als constante waarde aan te houden, kan worden bepaald of de eis ten aanzien van afvoercapaciteit kan worden behaald. Hierbij kunnen zowel de dimensies van de stuw in de breedte als in de diepte worden aangepast. Uit dit iteratieve proces is een stuwconfiguratie bepaald (hoogte drempel, aantal stuwkleppen, breedte stuwkleppen). Met deze configuratie kan de omhullende constructie worden ontworpen en kunnen de maatgevende stroomsnelheden (belastingen) achter de stuw worden bepaald.



Figuur 23 - Invloedsgebied stuw Linne (Verduijn, 2015)

3.2.1. Huidige stuwregime met Poirée en Stoney

De belangrijkste functie van de stuw is het handhaven van de waterstanden ten behoeve van de scheepvaart. Het invloedsgebied is ongeveer 15 km bovenstrooms van stuw Linne, zie Figuur 23. Deze functie vervult de stuw tot afvoeren van $1250 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij overschrijding van deze afvoer dient de stuw volledig te zijn gestreken en behaalt de rivier zijn maximale afvoercapaciteit. De stuw heeft dan geen invloed meer op de waterstanden. Het handhaven van de waterstanden gaat het grootste gedeelte van de tijd via de aanwezige waterkrachtcentrale. Vanuit het nautisch centrum in Heel wordt de doorlaat geregeld. Er wordt gestreefd naar een zoveel mogelijke doorlaat door de waterkrachtcentrale, zodat maximale energie kan worden opgewekt. De waterkrachtcentrale bestaat uit vier turbines. Tot een afvoer van $450 \text{ m}^3/\text{s}$ gaat de gehele regeling via de waterkrachtcentrale en is de stuw volledig gezet. Bij afvoeren tussen 450 en $600 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt de waterkrachtcentrale samen met de stuw ingezet, waarbij de stuw deels doorlaat. Bij afvoeren boven de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ worden de turbines dichtgezet en wordt er volledig via de stuw gespuid. De stuw heeft drie Stoney openingen en deze worden gebruikt voor de fijnregeling van de waterstanden, zie Figuur 24. De onderschuiven van het Stoneygedeelte blijven op de grond staan en de normale regeling geschiedt via de bovenschuif. De mogelijke bovenafvoer door de Stoneyopeningen bedraagt ongeveer $220 \text{ m}^3/\text{s}$. De stoneyschuiven worden in stappen van 10 cm verhoogd of verlaagd. Het Poiréegedeelte bestaat uit vijftien boven-, midden- en onderschuiven. Elke schuif kan afzonderlijk er worden uitgehaald en ingezet, afhankelijk van de gewenste afvoer.



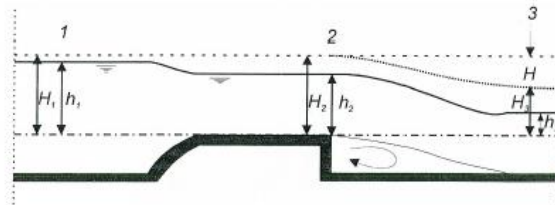
Figuur 24 - Afvoerregeling Stoney (poster bij stuw in Linne)

Voor het bepalen van de afvoerdeling per stuwonderdeel wordt gebruik gemaakt van de formules voor volkomen en onvolkomen overlaat. Bij een volkomen afvoer is de afvoer niet afhankelijk van de benedenstroomse waterstand, deze situatie geldt bij $h_{\text{boven}} > 1.5 * h_{\text{beneden}}$. De afvoerformule luidt:

$$Q_{\text{vol}} = B * m * \sqrt{gh_1^3} \text{ waarbij } h_1 > \frac{3}{2}h_3 \quad (1)$$

Deze formule kan worden omgeschreven naar:

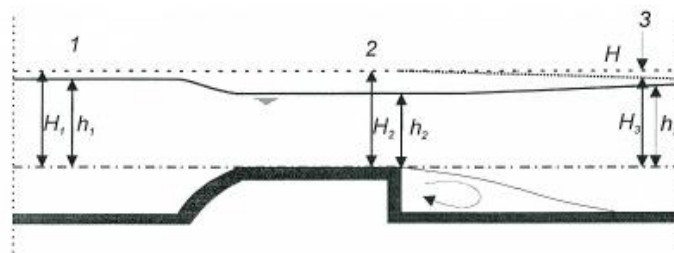
$$Q_{\text{vol}} = B * m * \sqrt{g} * \sqrt{h_1^3} = B * c * h_1^{\frac{3}{2}} \text{ waarbij } c = m * \sqrt{g} \quad (2)$$



Figuur 25 - Volkomen overlaat (IV-Infra, 2010)

Literatuur beschrijft een waarde van $c = 1.7$ voor een lange overlaat en een waarde van de afvoercoëfficiënt $c = 1.9$ voor een korte overlaat. Vertaald naar de huidige stuw wordt aangenomen dat voor afvoer de Poiréeschotten een $c = 1.9$ geldt en voor afvoer over de drempel (volledig gestreken) een $c = 1.7$ geldt. Voor de Stoneyschuiven geldt een $c = 2.1$ over de schuiven en $c = 1.7$ over de drempel. Uit de gegevens van Rijkswaterstaat blijkt dat tot een afvoer van $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ $h_1 > \frac{3}{2}h_3$ geldt, en dus gebruik kan worden gemaakt van de formule voor overlaat met volkomen afvoer. Bij overschrijding van deze afvoer is $h_1 < \frac{3}{2}h_3$ en geldt de formule voor overlaat met onvolkomen afvoer.

$$Q_{\text{onvol}} = B * m * h_3 \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \text{ waarbij } m = 0.61 \quad (3)$$



Figuur 26 - Onvolkomen overlaat (IV-Infra, 2010)

Voor de afvoerverdeling is een conservatieve benadering aangenomen. Eerder is gezegd dat tussen 450-600 m³/s een samenwerking heerst tussen de waterkrachtcentrale en de stuw. Nu wordt aangenomen dat tot een debiet van 500 m³/s enkel de waterkrachtcentrale in werking is en bij overschrijding van dit debiet zal de gehele afvoer door de stuw worden overgenomen. Het huidige aangenomen stuwregime is weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6 – Huidige aangenomen stuwregime (bron: IV Infra, 2010)

Rivierafvoer [m ³ /s]	Situatie Poirée	Situatie Stoney
0-500	Dicht	Dicht
600	Alle bovenschotten getrokken, 9 middenschotten getrokken, 3 onderschotten getrokken.	Eén bovenschuif verlaagd tot 20,45 m +NAP. Twee bovenschuiven verlaagd tot 19,10 m +NAP. Eén onderschuif verhoogd tot onbekende hoogte.
700	Alle bovenschotten getrokken, 12 middenschotten getrokken, geen onderschotten getrokken.	Eén bovenschuif verlaagd tot 20,00 m +NAP. Eén bovenschuif verlaagd tot 19,10m. Eén onderschuif verhoogd tot onbekende hoogte.
800	Alle boven- en middenschotten getrokken.	Twee bovenschuiven verlaagd tot 20,00 m +NAP. Eén onderschuif verhoogd tot onbekende hoogte.
900	Alle boven- en middenschotten getrokken.	Eén bovenschuif verlaagd tot 19,10 m +NAP. Eén bovenschuif verlaagd tot 19,55 m +NAP. Twee onderschuiven verhoogd tot onbekende hoogte.
1000	Alle boven- en middenschotten getrokken.	Eén bovenschuif verlaagd tot 19,10 m +NAP. Twee onderschuiven verhoogd tot onbekende hoogte.
1125	Alle boven- en middenschotten getrokken.	Eén bovenschuif verlaagd tot 19,55 m +NAP. Drie onderschuiven verhoogd tot onbekende hoogte.
1250	Alle boven- en middenschotten getrokken.	Onderschuiven volledig geheven, stuw volledig gestreken.
1627	Stuw volledig gestreken.	Stuw volledig gestreken.

Toepassing afvoerformules bij huidige stuwregime:

Bij een rivierafvoer van 800 m³/s is de bovenwaterstand 20.77 m +NAP, zie Tabel 7 (blauw gearceerd). Vanaf dat moment zijn alle boven- en middenschotten van de Poiréestuw getrokken (in totaal 30 schotten). De onderschotten komen tot een niveau van 18.50 m + NAP. Hierbij is h_1 gelijk aan $20.77 - 18.50 = 2.27$ m. De breedte van de Poiréestuw is 60 m en $c = 1.9$. In deze situatie ($Q < 1000$ m³/s) geldt de formule voor volkomen overlaat.

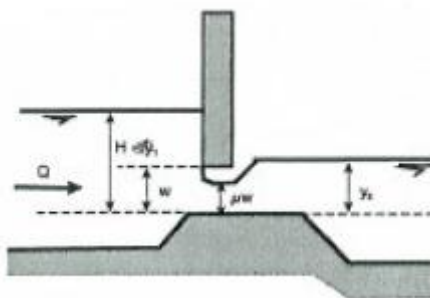
$$Q_{\text{poirée}} = B * c * h_1^{\frac{3}{2}} = 60 * 1,9 * 2,27^{\frac{3}{2}} = 390 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (4)$$

De Stoneystuw heeft in deze situatie doorstroom via boven- en onderafvoer. Twee van de drie bovenschuiven zijn verlaagd tot een niveau van 19,10 m + NAP. Dit komt overeen met een breedte van $2 * 17 \text{ m} = 34 \text{ m}$. Voor het Stoneygedeelte is een $c = 2.1$ aangenomen.

$$Q_{\text{stoney,bovenafvoer}} = B * c * h_1^{\frac{3}{2}} = 34 * 2,1 * (20,77 - 19,10)^{\frac{3}{2}} = 154 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (5)$$

De overige afvoer geschiedt via onderstroom. Echter is niet bekend tot hoe hoog de onderschuif wordt gehesen. Wel is bekend dat bij deze rivierafvoer 265 m³/s van de afvoer door onderstroom geschiedt. De berekende en daadwerkelijke rivierafvoer zijn nagenoeg gelijk.

$$Q_{\text{stoney,onderafvoer}} = B * (\mu w) \sqrt{2g(H - \mu d)} = 265 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (6)$$

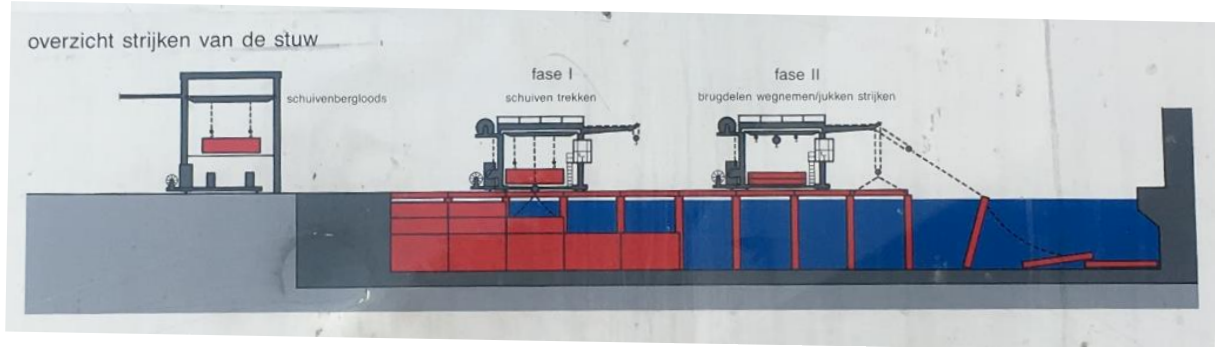


Figuur 27 - Onderlaat met vrije afvoer (IV-Infra, 2010)

Tabel 7 - Afvoerverdeling huidige stuw: Normaal beheer (Bron: IV Infra, 2010)

Rivierafvoer [m ³ /s]	Linne Boven [m +NAP]	Linne Beneden [m + NAP]	kans [dagen/jaar]	Poirée [m ³ /s]	Stoney [m ³ /s]	Totaal [m ³ /s]
50	20,87	16,87	272	0	0	50
125	20,85	16,94	188	0	0	125
250	20,81	17,1	109	0	0	250
500	20,74	17,66	47	0	0	500
600	20,75	17,95	33	280	295	602
700	20,76	18,24	23	335	364	701
800	20,77	18,52	16	390	420	819
900	20,78	18,81	12	392	516	904
1000	20,79	19,1	9	395	614	1093
1125	20,72	19,46	6,5	415	708	1127
1250	20,65	19,81	4	495	784	1235

Bij afvoeren boven de 1250 m³/s dient het Poirégedeelte als volledige doorstroomopening te fungeren. De stuw wordt dan gestreken nadat de boven- en middenschuiven zijn verwijderd, de onderschuiven om en om zijn verwijderd en de Stoneyschuiven omhoog zijn getrokken. De resterende onderschuiven worden vervolgens getrokken en vervolgens kunnen de vijftien brugdelen worden verwijderd en deze worden opgestapeld in de schuivenloods. Uiteindelijk wordt de stuw volledig gestreken en worden de jukken dwars in stroomrichting neergeklapt. Het gehele proces is geïllustreerd in Figuur 28. Ook dient de stuw gestreken te worden bij ijsvorming.



Figuur 28 - Proces strijken stuw (poster bij stuw Linne)

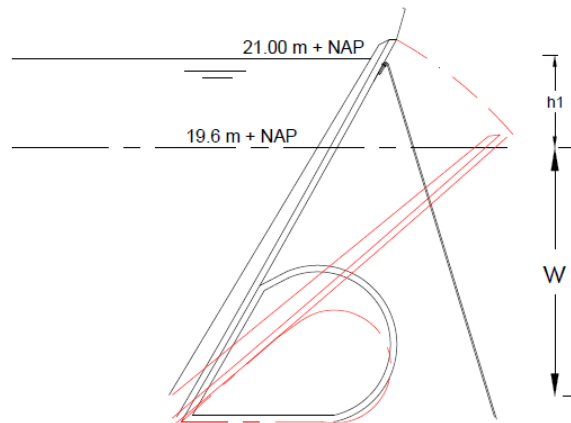
3.2.2. Nieuwe stuwregime staal-rubberen kering

Bij de staal-rubberen kering zal de gehele afvoer geschieden via bovenafvoer. In tegenstelling tot de huidige Poiréestuw zijn er restricties ten opzichte van de bovenstroom. Op basis van literatuur is bepaald dat de maximale overstroomhoogte h_1/w van een staal-rubberen kering 0.3-0.5 is, om instabiliteit door trillingen te voorkomen. Voor een conservatieve benadering wordt een maximale overstroomhoogte $h_1/w = 0.3$ aangehouden. Dit gaat gepaard met een maximale overstroomdiepte van 1.4 m. Het keermiddel is dan $21 - 1.4 = 19.6$ m +NAP gezakt. De afvoercoëfficiënt is in tegenstelling tot de huidige stuwen aangenomen als een functie van de overstroomhoogte. Bij een gestreken klep is de afvoercoëfficiënt constant en geldt de situatie van een lange overlaat ($c = 1.7$).

$$m = 0,85 - 0,17 \frac{h_1}{w} \quad (\text{bron: Pianc}) \quad (7)$$

$$c_{open} = \sqrt{g} * m = \sqrt{g} * \left(0,85 - 0,17 \frac{h_1}{w}\right) = 2,66 - \frac{0,53h_1}{w} \quad (8)$$

$$c_{gestreken} = \sqrt{g} * m = 1.7 \quad (9)$$



Figuur 29 - Ratio hoogte klep/overstroming (auteur)

Verder wordt er een constante waterhoogte aangenomen bovenstrooms van 21 m + NAP voor afvoeren tussen 0 – 1250 m³/s. Deze waarde is circa 25 cm hoger dan bij het huidige stuwbeheer, maar biedt ruimte voor toekomstige scheepvaartseisen in het stuwpan. De nieuwe drempel zal worden verlaagd tot een diepte van +15 m NAP. Verlagen van de drempel is in tegenstelling tot verbreding van de stuw een effectievere manier om te gaan met de afvoer door de stuw. Dit is af te leiden uit de afvoerformules. Wel ontstaat er een risico dat slib zich ophoopt in de “kuil”. Ook is het mogelijk dat het plaatselijk verdiepen/baggeren een duurdere optie is dan het plaatselijk verbreden van de rivier. De stuw bestaat uit twee kleppen, elk 50 m breed. Per stuwopening zijn er vijf klep-balg kleppen. Deze bewegen afzonderlijk van elkaar en zijn elk 10 m breed. De keuze voor vijf stuwkleppen is gebaseerd op het feit dat hiermee altijd symmetrisch de kleppen kunnen worden verlaagd en omdat 10 m voor een klep-balg al eerder is toegepast, namelijk in de Namning rivier in China.

De maximale afvoercapaciteit van één gestreken stuwklep in de volkomen afvoer situatie ($Q < 1000 \text{ m}^3/\text{s}$) is gelijk aan:

$$Q_{\text{gestreken}} = B * c_{\text{gestreken}} * h_1^{\frac{3}{2}} = 10 * 1,7 * 6^{\frac{3}{2}} = 250 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (10)$$

De maximale afvoercapaciteit van een verhoogde klep is gelijk aan:

$$Q_{\text{verhoogd}} = B * c_{\text{verhoogd}} * h_1^{\frac{3}{2}} = 10 * \left(2,66 - \frac{0,53 * 1,4}{4,6} \right) * 1,4^{\frac{3}{2}} = 41 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (11)$$

De maximale afvoercapaciteit van één gestreken stuwklep in de onvolkomen afvoer situatie ($Q > 1000 \text{ m}^3/\text{s}$) is afhankelijk van de benedenstroomse waterstand. Bij een afvoer van $Q = 1125 \text{ m}^3/\text{s}$ is de benedenwaterstand $h_{\text{ben}} = 19,46 \text{ m} + \text{NAP}$ en bij een afvoer van $Q = 1250 \text{ m}^3/\text{s}$ is de benedenwaterstand $h_{\text{ben}} = 19,81 \text{ m} + \text{NAP}$.

$$\begin{aligned} Q_{1125, \text{gestreken}} &= B * m * h_3 \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \\ &= 10 * \frac{1,7}{\sqrt{9,81}} * 6 \sqrt{2 * 9,81 * (21 - 19,46)} = 132 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} Q_{1250, \text{gestreken}} &= B * m * h_3 \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \\ &= 10 * \frac{1,7}{\sqrt{9,81}} * 6 \sqrt{2 * 9,81 * (21 - 19,81)} = 125 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned} \quad (13)$$

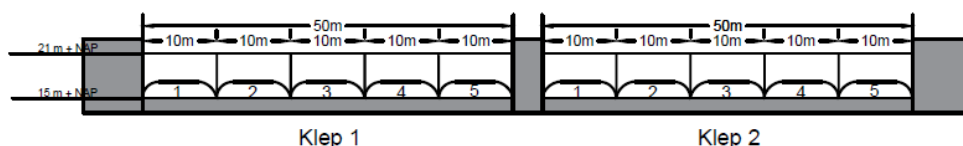
3 Conceptueel ontwerp Obermeyer stuw

Bij een afvoer van $Q = 1250 \text{ m}^3/\text{s}$ is de capaciteit per gestreken stuwklep $125 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor tien gestreken stuwkleppen is daarmee exact voldaan aan de eis van de afvoercapaciteit. Met de afvoercapaciteiten is het nieuwe stuwregime bepaald, zie Tabel 8. Dit stuwregime is geïllustreerd in Figuur 30 en Figuur 31.

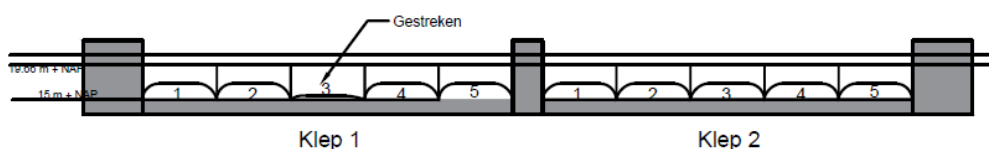
Tabel 8 - Nieuwe stuwregime

Rivierafvoer [m^3/s]	Situatie stuwopening 1	Situatie stuwopening 2
0-500	Dicht	Dicht
600	Klep 3 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 19,66 m +NAP.	Alle kleppen verlaagd tot 19,66 m +NAP.
700	Klep 3 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 20,00 m +NAP	Klep 3 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 20,00 m +NAP
800	Klep 3 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 19,70 m +NAP	Klep 3 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 19,70 m +NAP
900	Klep 1 en 5 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 20,10 m +NAP	Klep 3 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 20,10 m +NAP
1000	Klep 1 en 5 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 19,70 m +NAP	Klep 3 gestreken, overige kleppen verlaagd tot 19,70 m +NAP
1125	Stuw volledig gestreken	Klep 1 t/m 4 gestreken, Klep 5 maximaal verlaagd.
1250	Stuw volledig gestreken	Stuw volledig gestreken
1627	Stuw volledig gestreken	Stuw volledig gestreken.

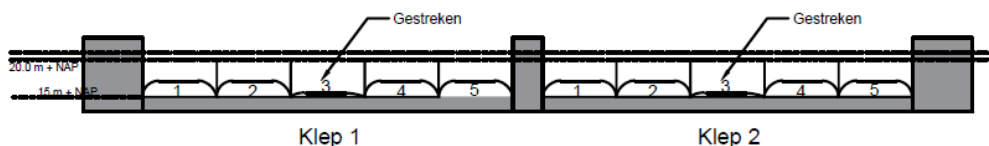
$Q = 0 - 500 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$

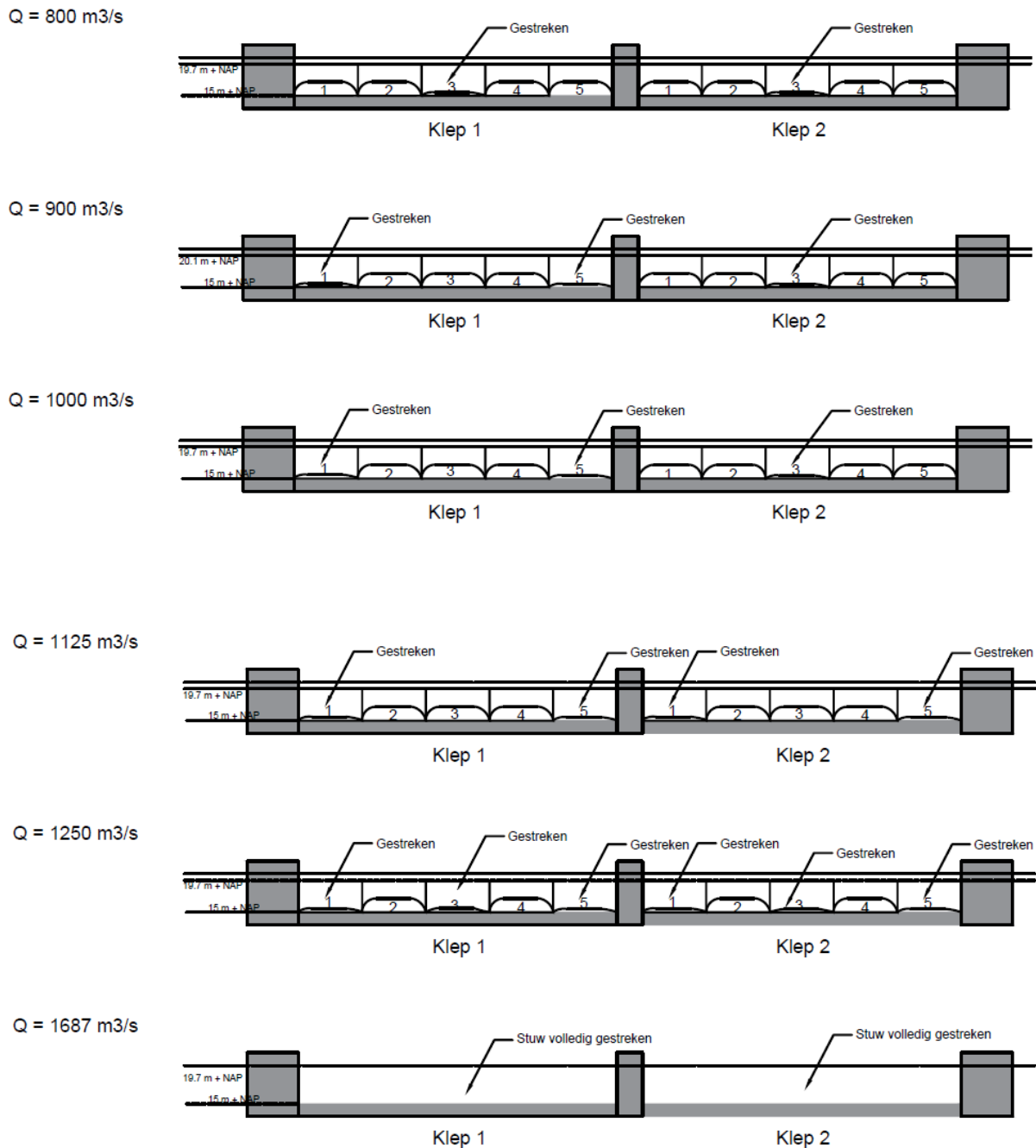


$Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$



Figuur 30 - Stuwregime t/m $700 \text{ m}^3/\text{s}$

3 Conceptueel ontwerp Obermeyer stuw



Figuur 31 - Stuwregime staal-rubberen kering bij afvoeren van 800 t/m 1687 m³/s (auteur)

In bijlage E1 - Nieuwe stuwregime zijn de Excel-sheets toegevoegd voor de afvoerverdeling door de stuwopeningen. De gekozen stuwregime voldoet nu aan de eis van afvoercapaciteit. De "optimale" configuratie zou verder kunnen worden onderzocht, waarbij het mogelijk is dat andere stuwkleppen worden gestreken. Verder is nu uitgegaan van een maximaal toelaatbare overstromingsratio. Mocht uit verder onderzoek blijken dat de kleppen verder kunnen worden verlaagd, zal dit invloed hebben op de stuwregime.

3.3. Ontwerp omhullende constructie

De omhullende constructie bevat de volgende elementen:

- Dremfels
- Landhoofden
- Middenpijler

De uiteindelijke dimensies van de drempel worden bepaald door de volgende aspecten:

- e) Ruimte voor onderhoud(voorzieningen)
- f) Ronde overgang bovenstrooms
- g) Ruimte voor verankering paneel en blaas
- h) Lengte van het volledig gestreken paneel, inclusief uitsparing
- i) Lengte van de woelbak

Er wordt aangenomen dat aan beide kanten van de drempel 1 m extra lengte nodig is voor onderhoudsvoorzieningen om de drempel tijdens onderhoud droog te kunnen zetten. Verder is uit hydraulische overwegingen een ronde transitie bovenstrooms van de stuw ontworpen zodat de "kritische diepte" verschuift naar het benedenstroomse deel op het moment dat de stuw volledig is gestreken (PIANC, 2018). De drempel fungeert dat als een lange overlaat en de watersprong vindt dan plaats ter plaatse van de woelbak. Verder is een halve meter aangenomen die nodig is voor het scharnier van de stuw. Het stalen paneel heeft een lengte van 7 m en dit is ook de ruimte die nodig is in de drempel om het paneel veilig op te bergen in geval van een gedeplatte staat. Voor dit gedeelte zal er een uitsparing worden gemaakt.

3.3.1. Dimensies woelbak

In de overstort-situatie wordt er achter de klep een superkritische stroming gecreëerd. De overgang naar een subkritische stroming vindt plaats in de vorm van een watersprong. Hier treden sterke vertragingen op en wordt lucht opgenomen in combinatie met intensieve wervelingen en een significant energieverlies. De woelbak vangt dit energieverlies een veilige manier op. Aan de hand van een aantal betrekking gerelateerd aan behoud van massa en impuls (zie bijlage E.2. Afleiding relaties watersprong) is de volgende vergelijking af te leiden:

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left((1 + 8Fr^2)^{\frac{1}{2}} - 1 \right) \quad (14)$$

Met:

$$Fr = \frac{u_1}{\sqrt{gd_1}} \quad (15)$$

Waarbij:

Fr = getal van fraude [-]

d_1 = waterdiepte net voor de sprong [m]

d_2 = waterdiepte na de sprong [m]



Figuur 32 - Watersprong (Dictaat Vloeistofmechanica CT2140)

Op het moment dat de overstortende straal vertrekt van de klep, is de stroming superkritisch. Met behulp van energievergelijkingen kan de waterdiepte en bijbehorende stroomsnelheid

worden bepaald. De energiehogte bovenstrooms is gelijk aan de waterhoogte (verwaarloosbare snelheidshogte).

$$H_1 = H_2 \quad (16)$$

$$h_1 = h_2 + \frac{u_2}{2g} = h_2 + \frac{Q^2}{b^2 * 2g * h_2^2} \quad (17)$$

De waterhoogte bovenstrooms h_1 is 6 m. Zie voor de situatie Figuur 35. Uit de berekeningen van het nieuwe stuwregime heeft een gedeeltelijk open klep met breedte van 10 m een afvoercapaciteit van $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$6 = h_2 + \frac{40^2}{10^2 * 2g * h_2^2} \rightarrow h_2 = 0,38 \text{ m} \quad (18)$$

$$u_2 = \frac{Q}{bh_2} = \frac{40}{10 * 0,38} = 10,5 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (19)$$

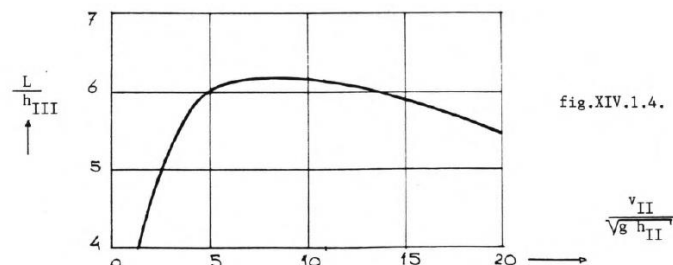
Hierbij is geen rekening gehouden met het water dat zich in de neer bevindt. Dit zal ter plaatse van doorsnede 2 extra drukhoogte en een lagere snelheidshogte opleveren. Er wordt voor een veilige marge van de dimensies van de drempel wel met deze waarden ontworpen. Het fraude getal in doorsnede 2 is gelijk aan:

$$Fr = \frac{u_2}{\sqrt{gd_2}} = \frac{10,5}{\sqrt{g * 0,38}} = 5.4 \quad (20)$$

Aan de hand van het fraude getal kan de lengte van de watersprong worden geschat met behulp van Figuur 33 . De waterhoogte benedenstroom is in de overstort situatie maximaal 3.5 m.

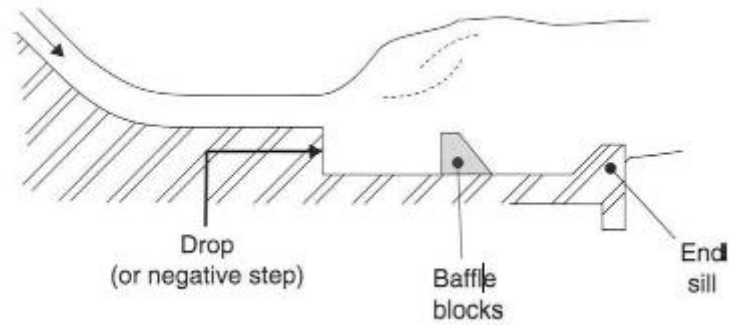
$$\frac{L_{sprong}}{h_3} \approx 6 \rightarrow L_{sprong} = 21\text{m} \quad (21)$$

Vervolgens moet worden bepaald of de watersprong direct plaats zal vinden bij een drempelhoogte van +15 m NAP. Aan de hand van de figuur in bijlage E.3. Bepaling benodigde energiehogte voor begin watersprong kan de benodigde energiehogte worden bepaald in doorsnede 2. Hieruit blijkt $H_{benodigd} = 5 \text{ m} < H_2 = 6 \text{ m}$. De watersprong zal direct plaatsvinden.



Figuur 33 - Grafiek voor lengte watersprong (Snel, 1987)

Het uitgangspunt is dat de lengte van de woelbak gelijk aan de lengte van de watersprong. Er bestaan ook woelbak ontwerpen die gebruik maken van obstructies in de woelbak. Hierdoor vindt er meer dissipatie (energieverlies) plaats en kan de lengte van de woelbak gereduceerd worden. Een voorbeeld van dit principe is weergegeven in Figuur 34.



Figuur 34 - Woelbak met verticale blokken [Chanson, 2004]

Tenslotte is het van belang waar de overstort straal maximaal zal plaatsvinden. Dit wordt berekend met behulp van de kogelbaanmethode. De maximale afvoer over één stuwklep is $40 \text{ m}^3/\text{s}$. Hierbij is de klep maximaal verlaagd met 1.4 m en de stuwkleppen zijn elk 10 m breed. De stroomsnelheid over de stuw wordt dan:

$$u = \frac{Q}{A} = \frac{40}{10 * 1,4} = 2,86 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (22)$$

De horizontale afstand die het water aflegt is:

$$s = u * t \quad (23)$$

Waarbij:

s = horizontaal afgelegde afstand [m]

u = stroomsnelheid water boven de klep [m/s]

t = tijd die nodig is om de bodem te bereiken [s]

Om de tijd te bepalen die het water nodig heeft om te bodem te bereiken, wordt de volgende formule gebruikt:

$$h = h_0 + v_{verticaal0} * t + \frac{1}{2} * at^2 \quad (24)$$

De hoogte die het hoogste waterdeeltje moet afleggen is 6m. De verticale snelheid is 0 de versnelling is de zwaartekrachtversnelling = $-9,81 \text{ m}^2/\text{s}$.

$$h = 6 + 0 - \frac{1}{2} * 9,81 t^2 \quad (25)$$

Nu kan de tijd die nodig is om het oppervlak te bereiken worden berekend.

$$t = \sqrt{\frac{6}{\frac{1}{2} * 9,81}} = 1,11 \text{ s} \quad (26)$$

De horizontale afstand van het hoogste waterdeeltje wordt hiermee:

$$s = u * t = 2,86 * 1,11 = 3,18 \text{ m} \quad (27)$$

Deze afstand legt het hoogste waterdeeltje af wanneer de stuwklep maximaal met 1.4 m is gezakt. De horizontale lengte over de stuw van de klep vanaf het scharnier is dan 5.5 m. De plaats waar het deeltje valt vanaf het scharnier is dan $5.5 \text{ m} + 3.18 \text{ m} = 8.68 \text{ m}$. Vanaf deze

afstand tot aan het scharnier van de klep zal de woelbak worden ontworpen. De dikte van de drempel is afhankelijk van de gekozen uitvoeringsoplossing. Mocht men de stuw volledig insitu bouwen, zal de stuw volledig worden ondersteund en is in het kader van de sterkte van het beton de keuze van de dikte enkel gebaseerd op praktische overwegingen. Wel zal de drempel gewapend worden uitgevoerd, net zoals bij de drempel voor de huidige stuw. Mocht de drempel worden afgezonken door een hijskraan (prefab op maaiveld) die de drempel op twee plaatsen ondersteund, kan de volgende vuistregel worden gebruikt:

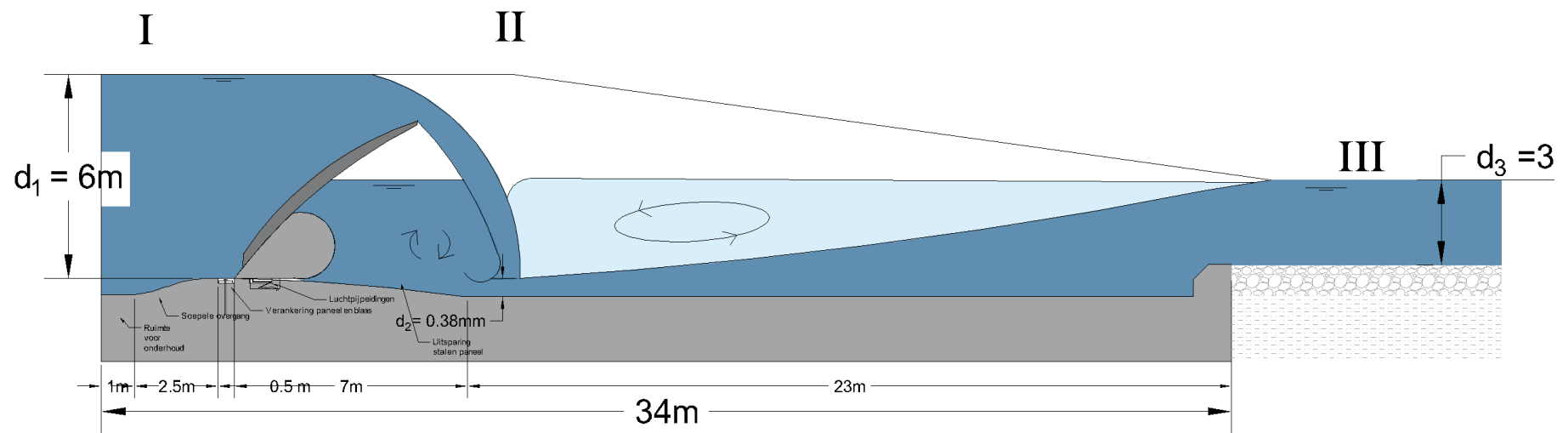
$$D = \frac{1}{25}L \text{ tot } \frac{1}{40} * L \quad (28)$$

Mocht de gehele drempel van één stuwopening worden afgezonken, zal de dikte van het beton minimaal $1/25 * 50 = 2$ m moet zijn. In geval van een prefab drempel met zelf drijvend transport zou de drempel hol moeten worden uitgevoerd om de gewenste diepgang te behalen.

De diepgang wordt bepaald met:

$$D_g = \frac{A_{caisson/drempel} * \rho_{beton}}{B_{drempel/caisson} * \rho_{water}} \quad (29)$$

Voor de dimensies van de middenpijler is de krachtsafdracht van de drempel bepalend. Indien de drempels niet worden opgelegd op de middenpijler, is de breedte alleen bepalend voor de ruimte die nodig is voor de installaties van de staal-rubberen kering. Een pijlerbreedte van 4 m wordt als voldoende beschouwd. De pijler is in dit geval enkel aanwezig voor onderhoud strategieën en daarom is er dus geen sprake van krachtsafdracht van de drempel. Dit geldt ook voor de landhoofden. Uitgegaan wordt dat er aan de oevers meer ruimte nodig is voor de installaties en daarom wordt er een breedte van 8 m per landhoofd aangenomen. In de landhoofden en pijler zijn voorzieningen gemaakt ter plaatste van begin en einde van de klep om de stuw tijdens onderhoud droog te kunnen zetten met onderhoudsschotten.



Figuur 35 - Ontwerp drempel (auteur)

3.4. Belastingen op de bodembescherming

Een waterbouwkundige constructie in de rivier zorgt voor turbulente stromingen in de rivier. Deze stromingen zijn een vorm van een belasting op de rivierbodem en moeten in kaart worden gebracht. De bodembescherming van stuw Linne beschermt de bodem nabij de stuw tegen erosie als gevolg van deze stromingen. Hierdoor komt de stabiliteit van de stuw niet in gevaar. Er worden aan de volgende aspecten eisen gesteld:

- Toplaag bodembescherming
- Filterconstructie
- Lengte bodembescherming

Snelle stroomsnelheden treden op tijdens de bouw van de nieuwe stuw, ook wel de realisatiefase en wanneer de stuw in bedrijf is, de gebruikersfase. Er wordt gezocht naar de maatgevende stroomsnelheid die zal worden gebruikt om de bodembescherming te kunnen ontwerpen. De verschillende (calamiteiten) situaties worden later in dit hoofdstuk beschreven.

3.4.1. Stabiliteitsrelatie van Pilarczyk

Er zijn verschillende stabiliteitsrelaties beschreven in literatuur ten aanzien van bodembescherming. Voor het bepalen van de toelaatbare stroomsnelheid (gemiddeld over de diepte) wordt de formule van Pilarczyk gebruikt: een breed geaccepteerde stabiliteitsrelatie.

$$\Delta d_n = 0,035 \left(\frac{\phi_c K_t K_s K_h u^2}{2g\psi_c} \right) \quad (30)$$

Voor de toplaag is falen gedefinieerd als een overschrijding van een stroomsnelheid waarbij individuele stenen beginnen te bewegen. De drempelwaarde voor begin van bewegen is volgens de 'mobiliteitsfactor van Shields' gelijk aan $\psi_c=0,032$.

Voor filters wordt voor de faaldefinitie onderscheid gemaakt in twee verschillende filters. Een 'geometrisch dicht filter' faalt wanneer de toplaag faalt en een 'geometrisch open filter' faalt wanneer het materiaal in de filter- of bodemlaag in beweging komt. Voor de lengte van de bodembescherming is falen gedefinieerd als het reiken van de ontgrondingskuil, welke ontstaat na afschuiving, tot de constructie van de stuw. De relaties voor het bepalen van de lengte van de bodembescherming zijn beschreven in 3.5. Ontwerp bodembescherming.

De formule van Pilarczyk kan worden omgeschreven naar de kritische stroomsnelheid.

$$u = \sqrt{\frac{\Delta d_n 2g \psi_c}{0,035 * \phi_c * K_T * K_S * K_h}} \quad (31)$$

Waarin d_n de nominale diameter is, zijnde de diameter van d_{50} als ronde bol: $d_n = 0,84d_{50}$. K_h is de snelheidsprofiel-factor (voor een niet ontwikkeld snelheidsprofiel met h als waterdiepte) en wordt bepaald volgens: $K_h = (1 + h/D_n)^{-0,2}$.

De factor voor de ligging van de steen (ϕ_c) wordt op 0,75 (doorgaande bodembescherming) gesteld en de turbulentiefactor (K_t) is 1,5 (niet-uniforme stroming met verhoogde turbulentie). De hellingsfactor (K_s) wordt gelijkgesteld aan 1, omdat er nagenoeg geen bodemhelling is en voor de Shields-factor is de waarde voor begin van bewegen aangehouden (0,032). De snelheidsprofielfactor hangt af van de waterdiepte in het benedenpand. De waterdiepte hangt af van de afvoer en het bijbehorende stuwbedrijf. Een kleinere waterdiepte geeft een kleinere

snelheidsprofiel-factor, welke resulteert in een lagere toelaatbare stroomsnelheid over de bodembescherming. Er is gekozen voor een waterdiepte van 1 m. Dit is een conservatieve benadering want in realiteit is de waterdiepte benedenstrooms altijd hoger.

3.4.2. Onverdedigde bodem

Eerst wordt de toelaatbare stroomsnelheid bepaald van de onverdedigde bodem. De onverdedigde bodem bestaat uit basismateriaal van grind 20-150 mm met een D_{n50} van 0,064 m. Dit blijkt uit inspectierapporten.

Tabel 9 – Toelaatbare stroomsnelheid onverdedigde bodem

<i>Dieptegemiddelde stroming</i>			
<i>Invoer</i>		<i>eenheid</i>	<i>omschrijving</i>
G	9,81	m/s	gravitatiesnelheid
Δ	1,65	[-]	relatief gewicht steen
Ψ_c	0,032	[-]	Shields-coëfficiënt
h	1	m	waterdiepte
D_{n50}	0,064	m	diameter stortebed
K_{sl}	1	[-]	hellingsreductiefactor
Φ_{continue}	0,75	[-]	stabiliteitsfactor doorgaande bodembescherming
Φ_{einde}	1,5	[-]	stabiliteitsfactor einde bodembescherming
K_t	1,5	[-]	Turbulentiefactor
K_h	0,57	[-]	snelheidsprofielfactor
<i>Uitvoer</i>			
u_{continue}	1,72	m/s	toelaatbare stroomsnelheid doorgaande bodembescherming
u_{einde}	1,21	m/s	toelaatbare stroomsnelheid einde bodembescherming

Voor geconcentreerde stroming wordt een andere formule gehanteerd, namelijk de aangepaste formule van Shields. Hierbij gaat het om de belastingen als retourstroming en (boeg)schroefstraalstroming. De turbulentiefactoren voor zowel de retourstroming als schroefstraalstroming komen uit het Ontwerp van Schutssluzen handboek.

$$u_b = 0,85 \left(\frac{1,3}{1+3r} \right) 25 (h l d_n)^{\frac{1}{6}} \sqrt{\Delta d_n \Psi_c} \text{ uitgaande van } \Psi_c = 0,032 \quad (32)$$

Hieruit volgt:

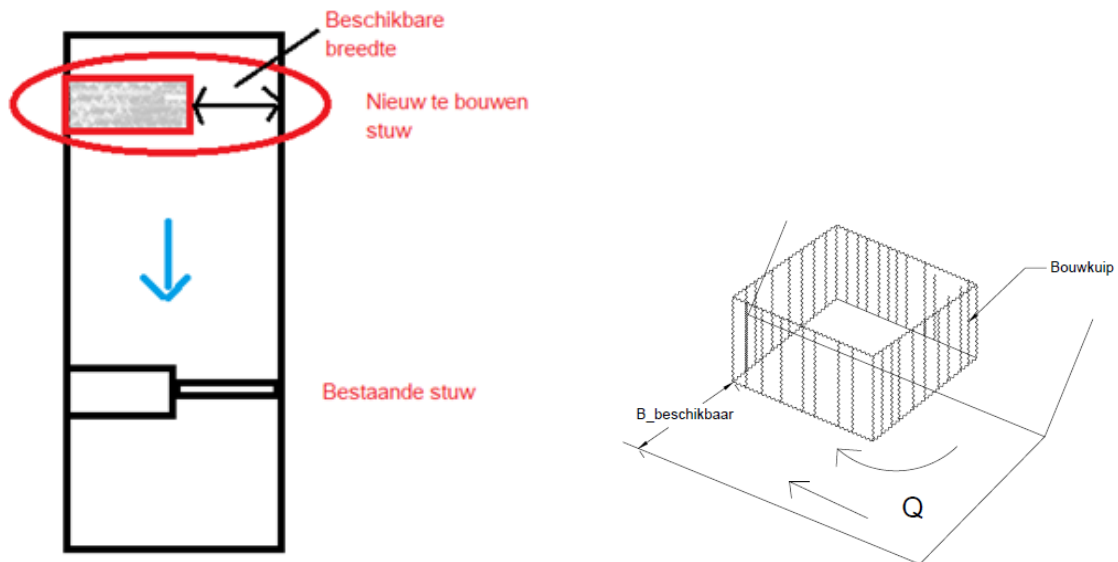
$$D_n = \left(\frac{0,80 (u_b (1 + 3r))^2}{\Delta h^{\frac{1}{3}} 2g} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (33)$$

$$U_{retour} = 1,59 \frac{m}{s} (r = 0,2) \quad (34)$$

$$U_{boegstraal} = 1,15 \frac{m}{s} (r = 0,4) \quad (35)$$

3.4.3. Realisatiefase (bouw nieuwe stuw)

In de realisatiefase is de bestaande stuw nog in bedrijf. Voor de realisatiefase is het van belang wat de maatgevende afvoeren zijn per doorstroomoppervlak. Tijdens de bouw kan namelijk, afhankelijk van de gekozen uitvoeringsoplossing, een gedeelte van de rivier worden afgesloten, waardoor er een beperkte breedte van de rivier beschikbaar is, zie Figuur 36. In deze situatie moet dus worden gekeken of de bodembescherming voldoende is doordat de stroomsnelheden verhogen bij de vernauwing.



Figuur 36 - Strooming met bouwkuip (auteur)

Tijdens de bouw van een bouwkuip in de stromende rivier is er een beperkte rivierbreedte. Er ontstaat dan een beperkte riviergeul. De stroomsnelheid door riviergeul moet hierbij worden berekend. Voor de bepaling van de stroomsnelheid wordt gebruik gemaakt van de volgende vergelijking:

$$v_{gem} = \frac{Q}{b(h_{tussen} - h_{bodem})} \quad (36)$$

Waarbij:

Q = afvoer rivier [m³/s] = variabel 0-1250 m³/s

b = beschikbare breedte [m]

h_{tussen} = waterhoogte in beperkte riviergeul [m + NAP]

h_{bodem} = rivierbodem in beperkte riviergeul [m + NAP]

Langs de randen van de bouwkuip is er kans op erosie. De damwand moet diep genoeg worden geheid om instabiliteit te voorkomen. Voor een eerste indicatie is waterdiepte in de geul 1 m lager dan de waterdiepte bovenstrooms.

3.4.4. Gebruikersfase

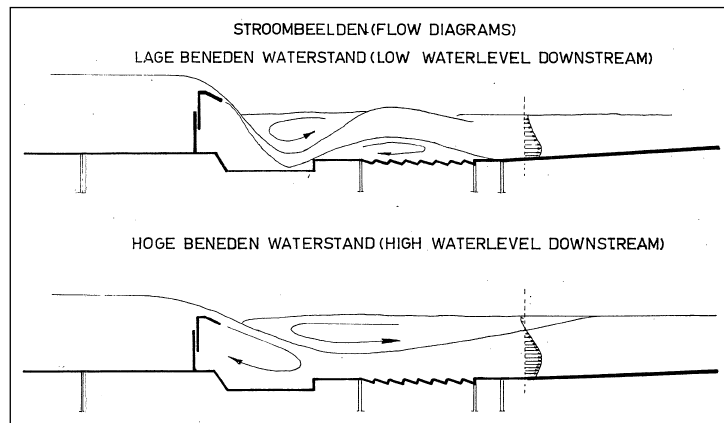
In de gebruikersfase is bouw van de nieuwe stuw afgerond en is de stuw operationeel. In deze situatie worden drie situaties beschouwd:

- Afvoer over één verhoogde stuwklep
- Afvoer over één gestreken stuwklep
- Afvoer door gehele gestreken stuwopening

Aangezien de stuwopening ook een doorvaartfunctie heeft, moeten belastingen door scheepvaart ook in kaart worden gebracht. Deze belastingen zijn geconcentreerde stromingen door retourstroming en (boeg)straalstroming.

Afvoer over één verhoogde stuwklep

Het stroombeeld bij deze situatie is een overstortende straal over één stuwklep, zie Figuur 37.



Figuur 37 - Stroombeeld tijdens overstort stuw (IV-Infra, 2010)

De stroomsnelheid op het moment van bereiken van het wateroppervlak is gelijk aan:

$$v_{\max} = \sqrt{2g\Delta H} \quad (37)$$

Met ΔH als verval over de stuw (= bovenwaterstand – benedenwaterstand). De straaldikte is op de plaats waar het wateroppervlak bereikt wordt:

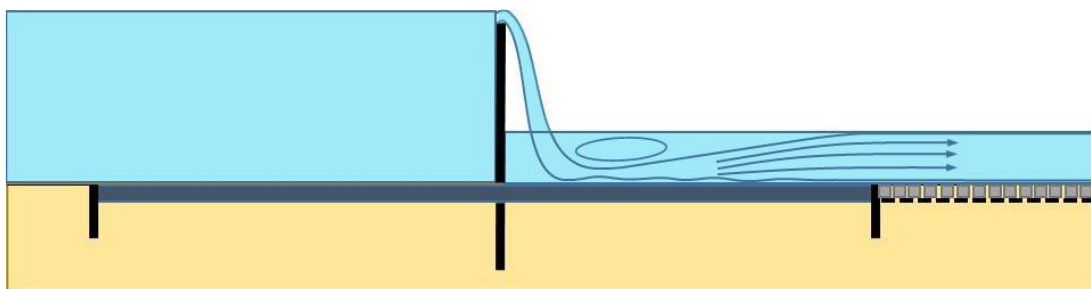
$$d_{\min} = \frac{Q}{bv_{\max}} \quad (38)$$

Hierin is b de breedte van één stuwopening [m].

De stroomsnelheid op afstand x van de stuw is gelijk aan:

$$v_x = \frac{Q}{b \left(d_{\min} + \left(\frac{1}{6}\right)h + \left(\frac{1}{12}\right)x \right)} \quad (39)$$

Voor de berekening wordt ervan uitgegaan dat de straal met bij de bodem net voor het bereiken van het stortebed horizontaal gericht is. Aangenomen wordt dat de straal nabij de bodem blijft en aan de bovenzijde spreidt. De bovenzijde spreidt met een hoek van 1:12 en wel zo ver dat de bovenkant van de straal de waterspiegel bereikt. Voordat de straal de bodem bereikt heeft, wordt de straaldikte (d_{\min}) vergroot door spreiding van 1:6 over de waterdiepte (h).



Figuur 38 - Stroombeeld in geval van overstort [Rijkswaterstaat, 2018]

De stroomsnelheid is het grootst als het verval tussen boven- en benedenstrooms het grootst is en de waterdiepte benedenstrooms minimaal is. De waterdiepte bovenstrooms is 6 m. Benedenstrooms wordt een minimale waterdiepte aangenomen van 1 m. Tijdens normale omstandigheden is deze waterdiepte altijd hoger, maar in geval van een calamiteit (benedenstrooms van de stuw) wordt dit als een realistische waarde beschouwd. Tijdens de bepaling van het nieuwe stuwregime is berekend dat de maximale afvoer over één stuwklep van 10 m breed 40 m³/s is. De afstand vanaf waar het water overstort tot aan het einde van de drempel is 21 m.

$$v_{\max} = \sqrt{2g\Delta H} = \sqrt{2g * 5} = 10 \frac{m}{s} \quad (40)$$

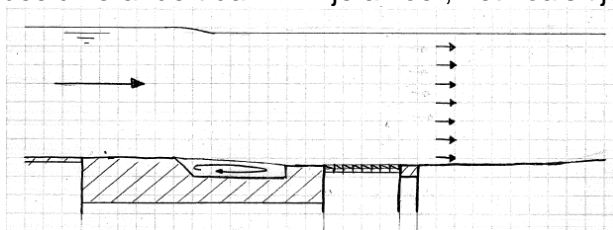
$$d_{\min} = \frac{Q}{bv_{\max}} = \frac{40}{10 * 10} = 0,4 \text{ m} \quad (41)$$

$$v_x = \frac{Q}{b \left(d_{\min} + \left(\frac{1}{6} \right) h + \left(\frac{1}{12} \right) x \right)} = \frac{40}{10 \left(0,4 + \left(\frac{1}{6} \right) 1 + \left(\frac{1}{12} \right) 21 \right)} = 1,73 \frac{m}{s} \quad (42)$$

Hieruit komt een gemiddelde stroomsnelheid van 1.73 m/s bij het stroombeeld overstort. Deze relatief lage waarde is verwacht, aangezien de drempel aan benedenstroomse zijde is voorzien van een relatief lange woelbak.

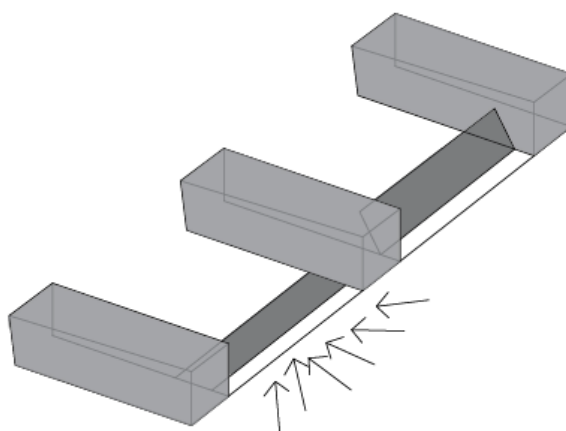
Afvoer door gehele gestreken stuwopening

Verder moet er ook worden gekeken naar de situatie waarbij de stuwkleppen volledig zijn gestreken. Het stroombeeld verandert dan in vrije afvoer, net zoals tijdens de realisatiefase.



Figuur 39 - Stroombeeld bij vrije afvoer (IV-Infra, 2010)

Voor de maatgevende gemiddelde snelheid wordt een calamiteitensituatie aangenomen waarbij één stuwopening van 50 m niet in staat is om omlaag te bewegen. Hierdoor moet de volledige afvoer door één stuwopening van 50 m. De maatgevende afvoer is de afvoercapaciteit van 1250 m³/s.



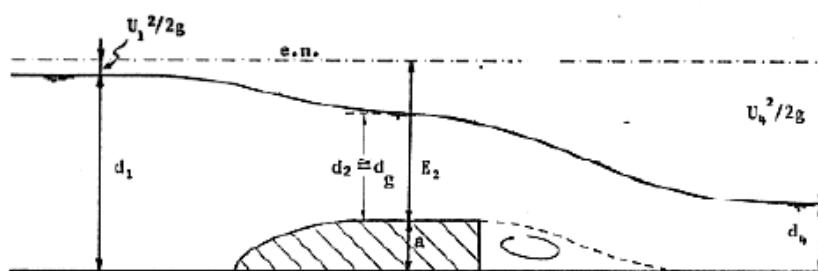
Figuur 40 - Afvoer door één gestreken stuwopening (auteur)

$$v_{gem} = \frac{Q}{b(h_{bov} - h_{bodem})} = \frac{1250}{50(6)} = 4,2 \frac{m}{s} \quad (43)$$

Hieruit volgt een maximale gemiddelde stroomsnelheid van 4.2 m/s.

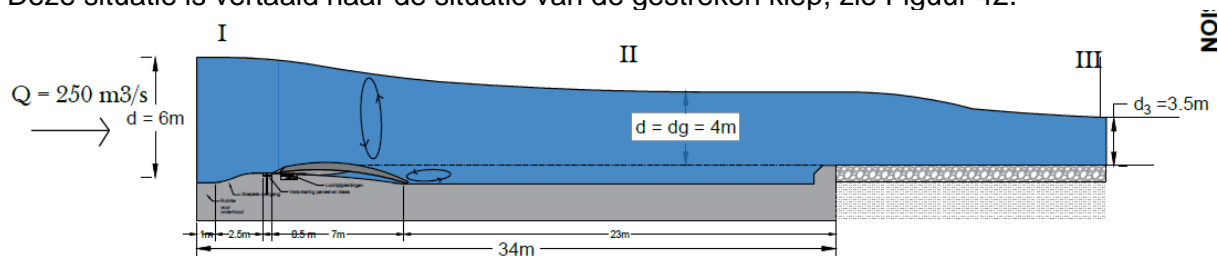
Afvoer over één gestreken stuwklep

Een andere situatie die is onderzocht is de stroomsnelheid door één gestreken stuwklep van 10 m breed, zie Figuur 43. Door de kleine opening is de verwachting dat er contractie plaatsvindt en dat de stroomsnelheden lokaal hoger zullen zijn door de opening. De afvoercapaciteit van een gestreken stuwklep is eerder in dit hoofdstuk bepaald voor de bepaling van het nieuwe stuwregime in vergelijking 10. Dit is in totaal 250 m³/s. De situatie wordt beschouwd als een lange volkomen overlaat. De waterdiepte over de drempel is bij benadering gelijk aan de grensdiepte d_g [Dictaat Vloeistofmechanica CT2140].



Figuur 41 - Lange volkomen overlaat (CT2140)

Deze situatie is vertaald naar de situatie van de gestreken klep, zie Figuur 42.



Figuur 42 - Stroombeeld over gestreken stuwklep (auteur)

De waterdiepte boven de drempel is ter controle bepaald met behulp van behoud van energiehoogten.

$$H_1 = H_2 \quad (44)$$

$$h_1 = h_2 + \frac{u_1^2}{2g} = h_2 + \frac{Q^2}{b^2 * 2g * h_2^2} \quad (45)$$

Met:

Q = 250 m³/s

h1 = 6 m

B = 10 m

→ h2 = 3.9 m

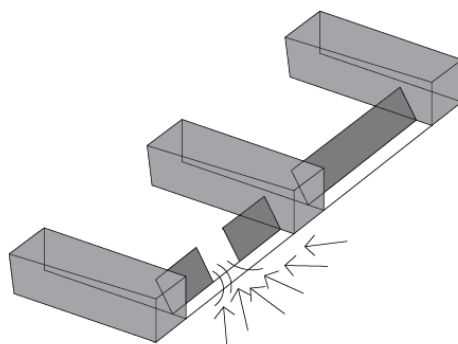
De grensdiepte is gelijk aan:

$$d_g = \left(\frac{q}{g}\right)^{\frac{1}{3}} = 4 \text{ m} \approx h_2 \quad (46)$$

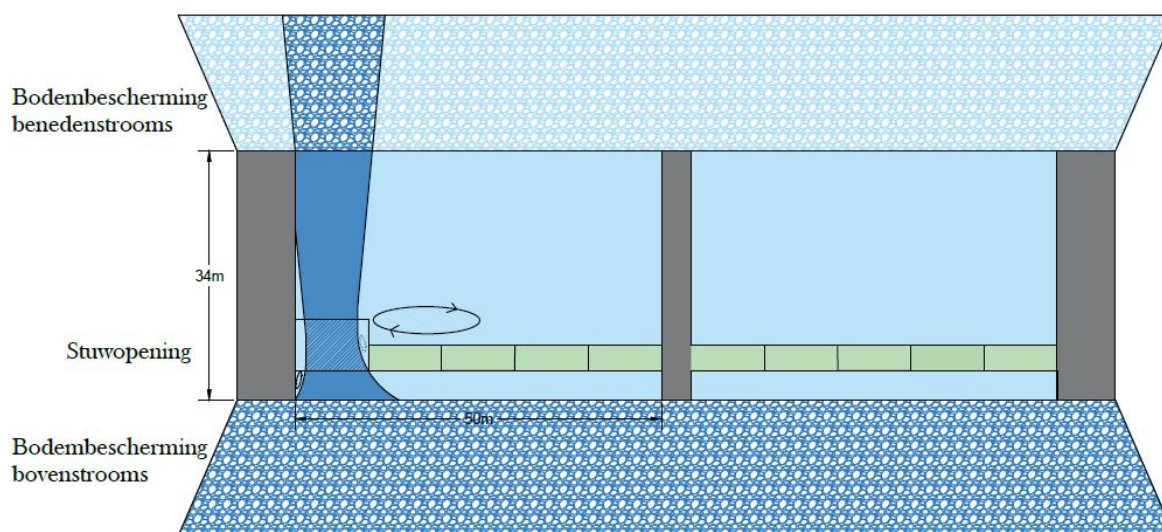
Aangenomen wordt dat deze waterdiepte aanwezig is over de gehele drempel. Aangezien de gestreken stuwklep kan worden beschouwd als een vernauwing, moet rekening worden gehouden met een contractiefactor. Door deze contractiefactor zal de stroomsnelheid over de drempel worden vergroot doordat dezelfde afvoer door een kleinere stroomvoerende breedte moet stromen. De contractiefactor wordt aangenomen als $\mu = 0.5$. Verder zal de stroming over de drempel zich herstellen in horizontale zin. Er wordt een hoek van 1:10 aangenomen hoe de stroomlijnen zich in horizontaal vlak zullen ontwikkelen. Gegeven dat de stroomlijnen over een afstand van 30 m over de drempel kunnen ontwikkelen tot aan het begin van de bodembescherming, is de stroomvoerende breedte in totaal $(1/10) * 30 = 3$ m per zijde vergroot. Een calamiteiten situatie is als de meest linker of rechter klep is gestreken. Dan kunnen de stroomlijnen zich enkel in één zijde ontwikkelen. De uiterste stroomlijn bevindt zich op 7.5 m rechts van de linkerkant van de klep. De stroomvoerende breedte aan het eind van de drempel is $7.5 + 3 = 10.5$ m. Hiermee wordt de stroomsnelheid:

$$v_{gem} = \frac{Q}{b_{einde} * d_g} = \frac{250}{10,5 * 4} = 5,9 \frac{m}{s} \quad (47)$$

De berekende stroomsnelheid is een conservatieve aanname. In de berekening is niet de energiedissipatie meegenomen die ontstaat direct na de vernauwing. Hierdoor zal er minder snelheidshoogte aanwezig zijn en zal de diepte groter zijn dan de beschouwde grensdiepte. Ook is de contractiefactor bepaald gebaseerd op het feit dat er geen water over de overige stuwkleppen stroomt. Dit gebeurt echter wel met de verwachting dat hierdoor een grotere stroomvoerende breedte (μ wordt groter) ontstaat en daardoor lagere stroomsnelheden.



Figuur 43 – Principe contractie door één gestreken stuwklep (auteur)



Figuur 44 – Bovenaanzicht stroming door gestreken stuwklep (auteur)

Retourstroming

Het varen van een schip door de stuwopening gaat gepaard met een retourstroming die tegengesteld is aan de vaarrichting van het schip. De retourstroomsnelheid kan bepaald worden met:

$$u_r = \beta v_{smax} * \frac{A_s}{A_k - A_s} \quad (48)$$

De bèta-coëfficiënt hangt af van de blokcoëfficiënt en de aangenomen overschrijding van de grenssnelheid in de vernauwing. Aangenomen wordt dat voor een kleine blokcoëfficiënten de benedenwaarde 0,60 is. De lokale grenssnelheid in de stuwopening kan worden bepaald met de onderstaande relatie:

$$v_g = \left[0,76 \left(\frac{A_s}{A_k} \right)^2 - 1,45 \left(\frac{A_s}{A_k} \right) + 0,74 \right] * \sqrt{g(h_k - z_d)} \quad (49)$$

Tabel 10 - Berekening retourstroomsnelheid

Retourstroming		Eenheid	Omschrijving
b_s	11,4	m	breedte schip
d_s	3,5	m	diepgang schip
z_d	15,3	m + NAP	ligging drempel
g	9,81	m ² /s	gravitatieconstante
h_k	20	m + NAP	waterstand benaderd bij Q = 1250 m ³ /s
Beta	0,6		Beta-coefficient
A_s	39,9	m ²	Doorsnede schip
A_k	250	m ²	Natte doorsnede stuw (één opening = 50 m, diepgang benaderd = 5 m)
A_s/A_k	0,16	[-]	
v_g	3,58	m/s	max vaarsnelheid bij stuw
v_{smax}	7,17	m/s	max vaarsnelheid (2*v _g)
u_r	0,82	m/s	retourstroomsnelheid

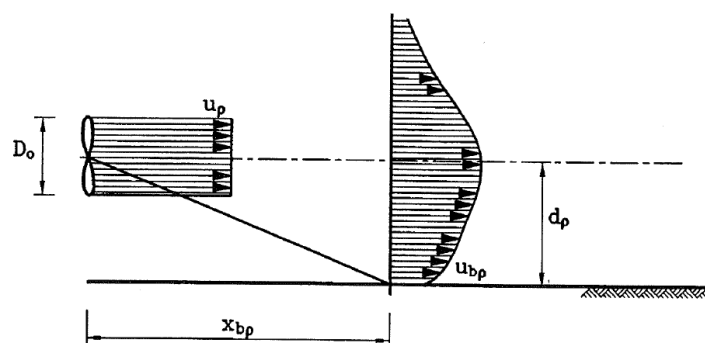
Schroefstraalstroming (geconcentreerde stroming)

Uit de toelaatbare stroomsnelheid nabij de bodem kan een schatting worden gemaakt van het aangewende vermogen, de schroefdiameter en de diepgang afhankelijk van het maatgevende schip. Hierbij gelden de volgende relaties:

$$u_p = 1,15 \left(\frac{P_d}{\rho_w D_0^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (50)$$

$$x_{bp} = 5,6 d_p \quad (51)$$

$$u_{bp} = \frac{0,30 u_p \sqrt{n} D_0}{d_p} \quad (52)$$



Figuur 45 - Illustratie parameters Schroefstraalstroming (IV-Infra, 2010)

Tabel 11 - Berekening schroefstraalstroming

<i>Schroefstraalstroming</i>		<i>Eenheid</i>	<i>Omschrijving</i>
u_p	0,69	m/s	stroomsnelheid achter schroef
x_{bp}	11,2	m	horizontale afstand schroef tot plaats
D_p	2	m	verticale afstand straalas tot bodem
N	2	[-]	aantal schroeven
u_{bp}	0,22	m/s	maximale snelheid boven bodem

3.4.5. Samenvatting belastingen

De toelaatbare stroomsnelheden voor de onverdedigde bodem zijn weergegeven in Tabel 12.

Tabel 12 - Samenvatting toelaatbare stroomsnelheden onverdedigde bodem

<i>Type stroming</i>		<i>Waarde</i>	<i>eenheid</i>
Dieptegemiddelde stroming (stroming in rivier)	u_c	1,71	m/s
Geconcentreerde stroming (retourstroming)	u_c	1,59	m/s
Geconcentreerde stroming (Boegstraalstroming)	u_c	1,15	m/s

De optredende stroomsnelheden bij de verschillende situaties in de gebruikersfase zijn weergegeven in Tabel 13.

Tabel 13 - Resultaten belastingen in gebruikersfase

<i>Belasting situatie</i>		<i>Waarde</i>	<i>Eenheid</i>
Eén verhoogde klep (overstort)	u	3,4	m/s
Eén gestreken klep (vrije afvoer)	u	5,9	m/s
Eén gestreken stuwopening (vrije afvoer)	u	5,6	m/s
Retourstroming	u	0,82	m/s
Boegstraalstroming	u	0,23	m/s

3.5. Ontwerp bodembescherming

De kritische stroomsnelheid is in de vorige sectie bepaald en treedt op bij een calamiteit dat één klep is gestreken. Er is veel vrijheid in het ontwerpen van de bodembescherming. Er bestaan de volgende type bodembescherming:

- Granulaire bodembescherming, zoals breuksteen of grind
- Coherent, zoals blokkenmatten of open steen asfaltmatten
- Zetsteenconstructies, zoals betonzuilen
- Composieten, zoals steenmatrassen

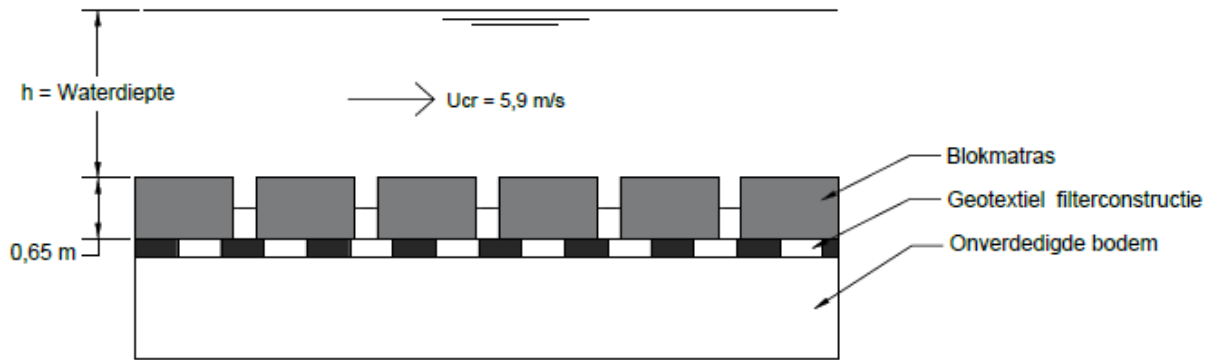
Er wordt gekozen voor het toepassen van blokkenmatten, een coherende bodembescherming. Dit is een relatief sterk materiaal waarbij men een lage turbulentiëcoëfficiënt toepast. Voor het ontwerp wordt de stabiliteitsformule van Pilarczyk gebruikt.

$$\Delta D = 0,035 \left(\frac{\Phi_c K_t^2 K_s K_h u^2}{2g\Psi_c} \right) \quad (53)$$

De parameters zijn van deze formule zijn eerder dit hoofdstuk al uitgelicht. Aangezien er wordt gekozen voor het ontwerp van blokkenmatten veranderd de Schieldsparameter van 0.035 in 0.070. Verder is de stabiliteitsparameter voor blokkenmatten 0.5. Hieruit volgt een blokdikte van 65 cm bij een kritische stroomsnelheid van 5.9 m/s (bij vrije afvoer).

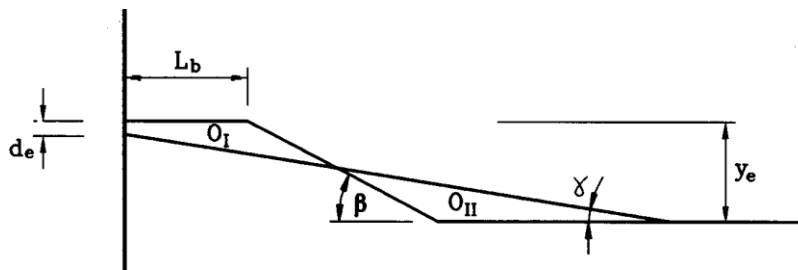
Tabel 14 – Dikte blokmatras

invoer		eenheid	omschrijving
g	9,81	m/s	gravitatiesnelheid
Δ	1,65	[-]	relatief gewicht steen
Ψ_c	0,07	[-]	Shields-coefficient
r			turbulentiefactor
h	1	m	waterdiepte
D_n50	0,65	m	diameter stortebed
K_sl	1	[-]	hellingsreductiefactor
$\Phi_{continue}$	0,75	[-]	stabiliteitsfactor doorgaande bodembescherming
Φ_{einde}	1,5	[-]	stabiliteitsfactor einde bodembescherming
K_t^2	2	[-]	turbulentiefactor
K_h	0,84	[-]	snelheidsprofielfactor
<i>uitvoer</i>			
u_continue	6,00	m/s	stroomsnelheid doorgaande bodembescherming



Figuur 46 - Verticale opbouw bodembescherming (auteur)

De lengte van de bodembescherming volgt uit de ontgrondingskuil die ontstaat na afschuiving van de bodem, zie Figuur 47. Aan de hand van de volgende drie relaties kan de benodigde lengte L_b worden bepaald.



Figuur 47 - Afschuiving ter plaatse van stuw (Ontwerp van Schutssluzen)

- 1) Relatie tussen de lengte L_b van de bodemverdediging en de kuildiepte y_e

$$L_b = 0,5 y_e (\cotg \gamma - \cotg \beta) \quad (54)$$

- 2) Relatie tussen de kuildiepte y_e en de stroomsnelheid u

$$y_e = \frac{h(u - u_{cr})}{u_{cr}} \quad (55)$$

- 3) Relatie tussen de stroomsnelheid u en de lengte van de bodembescherming L_b . De maatgevende stroomsnelheid volgt wanneer de stuw volledig is gestreken en is plaats onafhankelijk.

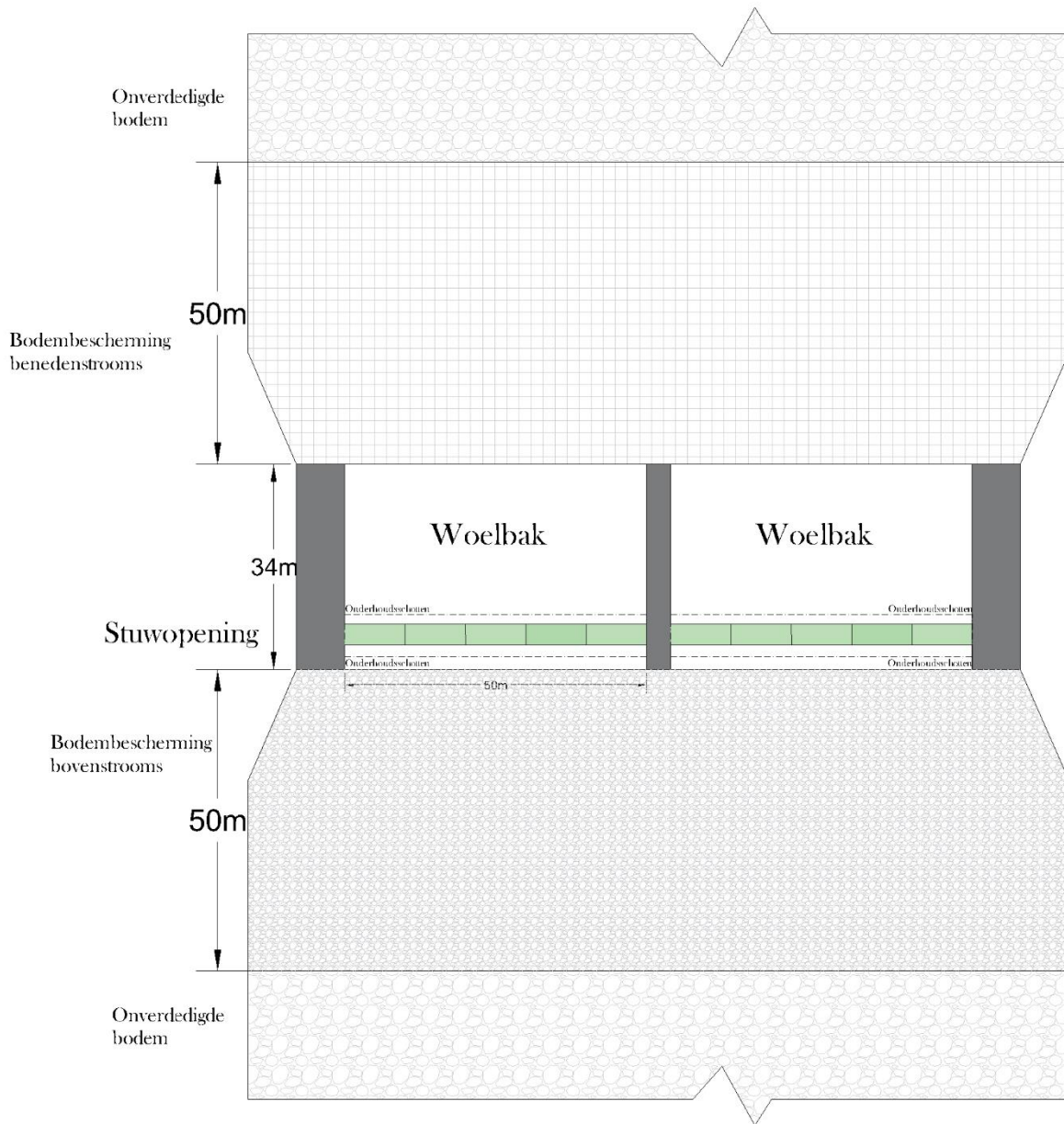
$$u(\text{einde}) = 5,9 \frac{m}{s} \quad (56)$$

Tabel 15 - Lengte bodembescherming

Symbol		Eenheid
L_b	46	m
y_e	7,387058824	m
γ	0,061086524	graden
β	0,20943951	Graden
h	3,22	m
u	5,9	m/s
u_{cr}	1,7	m/s

3 Conceptueel ontwerp Obermeyer stuw

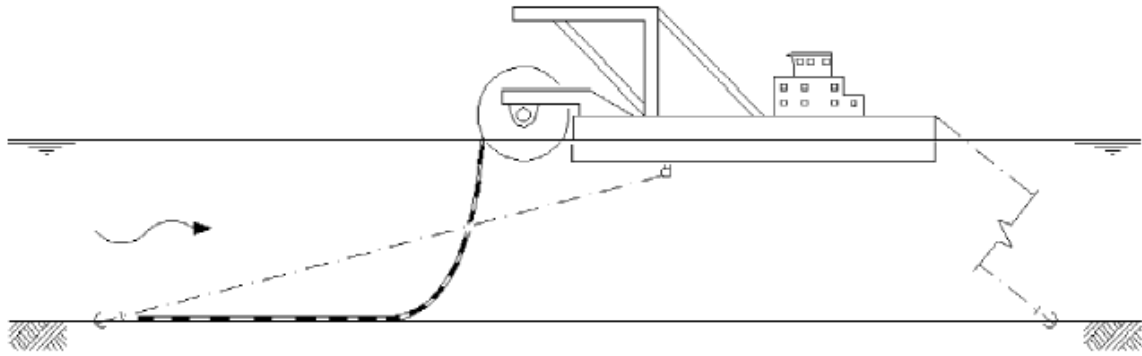
Hieruit volgt een horizontale lengte $L_b = 46$ m. De uiteindelijke lengte van de bodembescherming benedenstrooms, met een veiligheidsmarge, wordt de lengte van bodembescherming = 50m.



Figuur 48 - Bovenaanzicht stuw met bodembescherming (auteur)

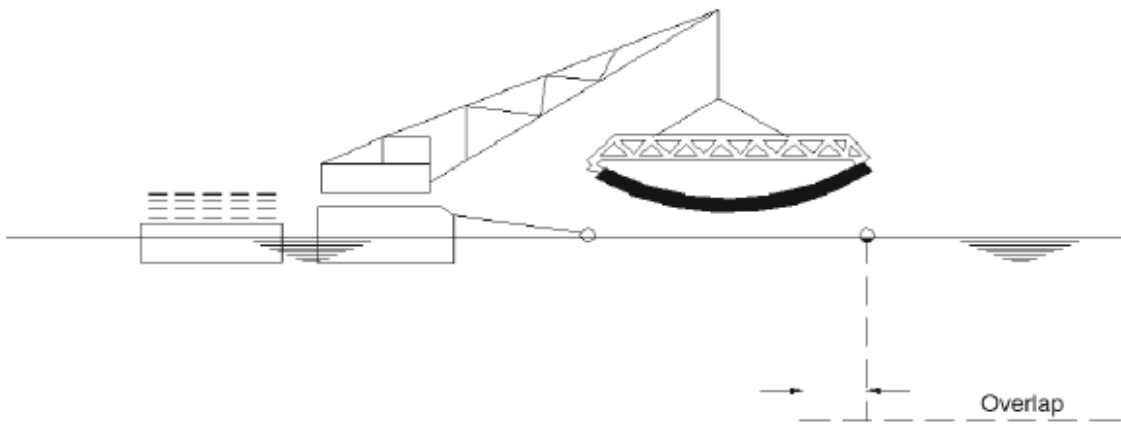
3.6. Uitvoering bodembescherming

Nu de dimensies van de bodembescherming zijn bepaald, kan worden bepaald hoe uiteindelijk de bodembescherming wordt neergelegd. Voor het blokmatras met geotextiel bestaan meerdere uitvoeringsmogelijkheden. Eén uitvoeringsmogelijkheid is het uitrollen van de matras tot de gewenste lengte van 50 m vanaf een ponton. Dit wordt in de stroomrichting gedaan.



Figuur 49 – Aanleg bodembescherming (Rock Manual, 2007)

Een andere mogelijkheid is het gebruik van een drijvende kraan die in één keer het matras laat zakken. De maximale grootte van de matrassen worden hiermee bepaald door de capaciteit van de kraan.



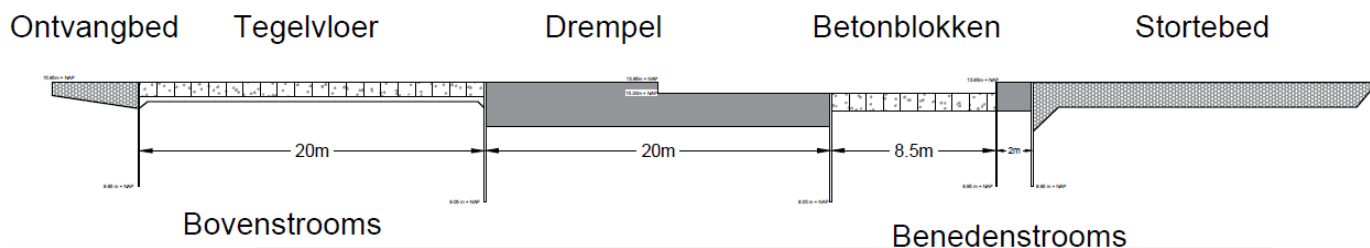
Figuur 50 – Aanleg bodembescherming (Rock Manual, 2007)

3.7. Hergebruik bestaande bodembescherming

De huidige bodembescherming zou, afhankelijk waar de stuw gebouwd zal gaan worden, kunnen worden gebruikt. In 2010 zijn inspecties en berekeningen uitgevoerd door IV-Infra over de bestaande bodembescherming. Uit de inspecties blijkt dat het stortebed benedenstrooms tot wel 80 m reikt.

Tabel 16 - Bestaande bodembescherming

<i>Invoer</i>		<i>Eenheid</i>	<i>Omschrijving</i>
g	9,81	m/s	Gravitatesnelheid
Δ	1,65	[-]	relatief gewicht steen
Ψ_c	0,032	[-]	Shields-coëfficiënt
R	0,35		Turbulentiefactor
H	0,5	M	waterdiepte
D_{n50}	0,59	M	diameter stortebed (uit inspecties)
K_{sl}	1	[-]	hellingsreductiefactor
$\Phi_{continue}$	0,75	[-]	stabiliteitsfactor doorgaande bodembescherming
Φ_{einde}	1,5	[-]	stabiliteitsfactor einde bodembescherming
K_t	2,49	[-]	Turbulentiefactor
K_h	1,03	[-]	snelheidsprofielfactor
<i>Uitvoer</i>			
u_{continue}	3,01	m/s	stroomsnelheid doorgaande bodembescherming
u_{einde}	2,13	m/s	Stroomsnelheid einde bodembescherming

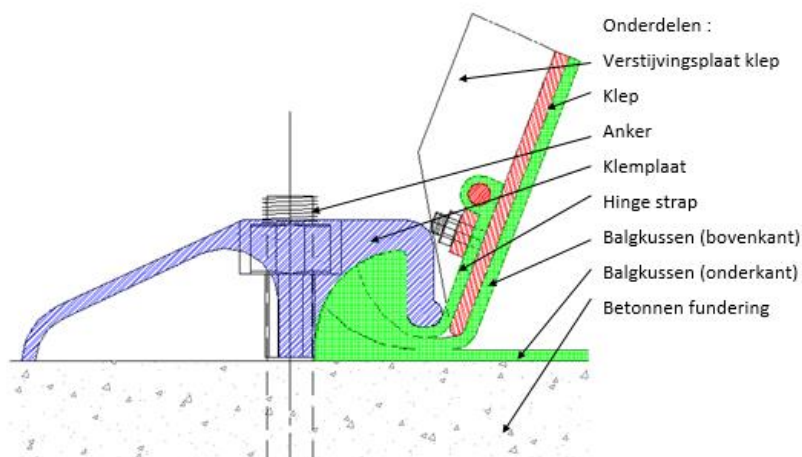


Figuur 51 - Bestaande bodembescherming (auteur)

De toelaatbare stroomsnelheid ligt dus op 3 m/s. Dit is lager dan de bepaalde ontwerpstroomsnelheid van $u = 5.9$ m/s. De bodembescherming kan dus niet worden gebruikt.

3.8. Ontwerp rubberen membraan

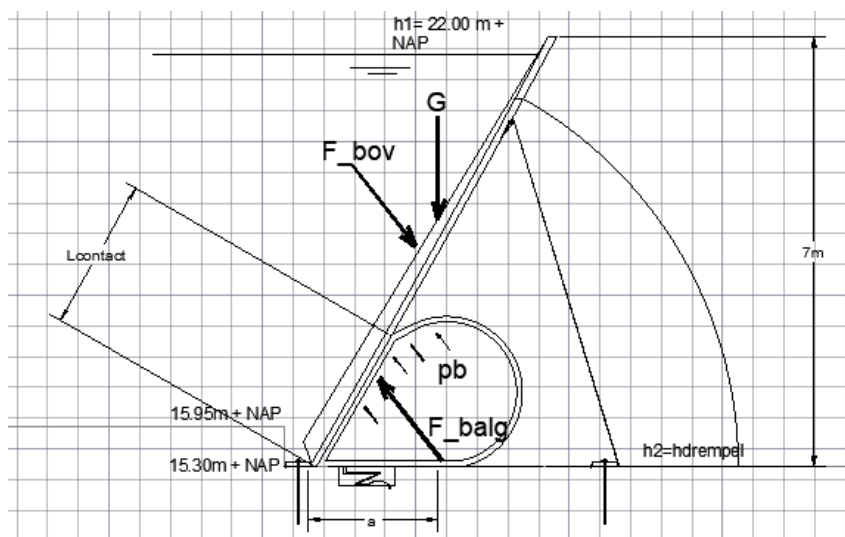
In deze sectie wordt het doek van de staal-rubberen kering ontworpen. Hiervoor moeten de interne drukken in de membraan worden berekend. De interne drukken worden vertaald naar trekkrachten. Aan de hand van de trekkrachten kan de sterkte van het membraan worden bepaald. Een detail van de scharnierverbinding tussen klep, balg en drempel is weergegeven in Figuur 52.



Figuur 52 - Detail klep- balgverbinding (Pover, 2000)

3.8.1. Interne druk balg

De lengte van het contactvlak tussen de balg en het keermiddel en de druk in de balg bepalen de krachtenwerking.



Figuur 53 - schematisering krachtwerking voor bepaling druk in balg (auteur)

Hieruit volgen de volgende vergelijkingen:

$$\Sigma M = 0 \tag{57}$$

$$p_b * \frac{1}{2} l_{contact}^2 + F_{ben} * \frac{h^2}{3} - F_{bov} * \frac{h_1}{3 \sin \beta} - Ga = 0 \tag{58}$$

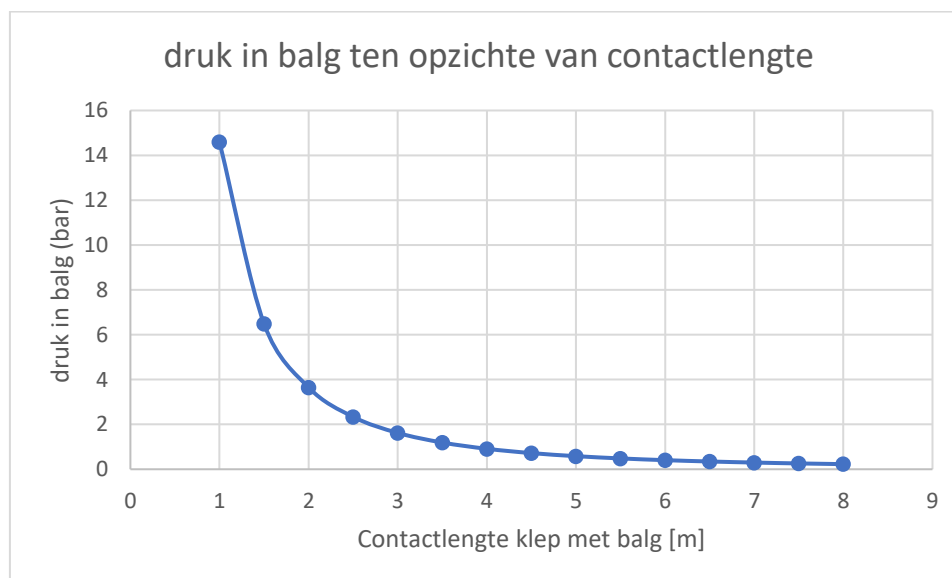
$$p_b = \frac{2}{l_{contact}^2} \left[\frac{1}{3} \left(F_{Bov} * \frac{h_1}{\sin \beta} - F_{ben} * h^2 \right) + Ga \right] \tag{59}$$

Voor de waarden van h_1 en h_2 worden de uiterste situaties gebruikt, die volgen uit de functionele eisen, zie 2.3.1. Functionele Eisen.

Er is een klepgewicht aangenomen van $2,4 \text{ kN/m}^2$. Deze waarde is bepaald aan de hand van literatuuronderzoek. Aangenomen wordt dat het zwaartepunt in het midden van de klep aangrijpt. Met deze gegevens is de druk in de balg berekend voor verschillende contactlengten.

Tabel 17 - Berekeningen aan de balg

Lcontact [m]	pb[bar]	pb[kN/m ²]	Tension [kN/m]	Design tension [kN/m]
0,5	58,4	5836,2	1389,9	10952,7
1	14,6	1459,1	695,0	5476,3
1,5	6,5	648,5	463,3	3650,9
2	3,6	364,8	347,5	2738,2
2,5	2,3	233,4	278,0	2190,5
3	1,6	162,1	231,7	1825,4
3,5	1,2	119,1	198,6	1564,7
4	0,9	91,2	173,7	1369,1
4,5	0,7	72,1	154,4	1217,0
5	0,6	58,4	139,0	1095,3
5,5	0,5	48,2	126,4	995,7
6	0,4	40,5	115,8	912,7
6,5	0,3	34,5	106,9	842,5
7	0,3	29,8	99,3	782,3
7,5	0,3	25,9	92,7	730,2
8	0,2	22,8	86,9	684,5



Figuur 54 - Druk in de balg ten opzichte van contactlengte (auteur)

Uit de resultaten blijkt dat voor een grotere contactlengte een kleinere druk in de balg nodig is. Dit effect is vooral groot tot een contactlengte van 3.5 m. Bij een contactlengte van 3 m is er bij benadering 1.2 bar in de balg nodig. Volgens literatuur is de contactlengte $1/3$ tot $1/2$ van de lengte van de klep (Pover,2000). Met een kleplengte van 7 m is de ratio $3.5/7 = 0.5$. Dit valt binnen de bovenstaande ratio. De contactlengte zal worden ontworpen van 3.5 m.

3.8.2. Membraankrachten/trekkrachten

De trekkrachten in de membraan kunnen worden bepaald met de volgende vergelijking:

$$T = \Delta P * R = 120 * \frac{3,5 * 1,1}{2} = 198,5 \text{ kN/m} \quad (60)$$

Waarbij

ΔP = Drukverschil membraan = 120 kN/m²

R = Straal van de membraan = $(L_{\text{contact}} * 1.1) / 2 = 1.93 \text{ m}$

Om de straal van de balg te schatten wordt de contactlengte + 10% gebruikt als de diameter. De design trekkracht T_d wordt bepaald aan de hand van een "stress concentration factor" (SCF). In [PIANC, 2018] is deze uitvoering beschreven, en bepaald op een waarde van 7.88.

$$T_d = T * \gamma_f = 198,5 * 7,88 = 1564 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (61)$$

Waarbij

γ_f = Stress concentration factor = 7.88 [-]

In Tabel 17 zijn de trekkrachten in de membraam weergegeven. Bij een contactlengte van 3.5 m is de design trekkracht in de membraam 1564 N/mm.

3.8.3. Ontwerp balg

Nu de trekkrachten in de membraam bekend zijn, kan het doek worden ontworpen. Hiervoor worden de gegevens van de Rivier Dender Project in België gebruikt. Hier is een 8-laags met rubber uni directionele polyester kunststof gebruikt voor de rubberen membraam. Per individueel laag is de trekkracht sterkte 470 kN/m. In dit geval zal er een 4-laagse kunststof worden gebruikt om de trekkrachten op te kunnen vangen. De membraam blijkt dus gangbaar. Let wel, in een verder ontwerp stadium wordt aangeraden de krachten op een accuratere manier te bepalen, met behulp van FEM-analysen.

3.9. Fundatie en uitwendige stabiliteit

Er wordt uitgegaan dat de nieuwe stuw gefundeerd zal zijn op staal. Hiervoor moet de constructie op uitwendige stabiliteit worden gecontroleerd. Zoals ook geformuleerd in 2.3.3. Stabiliteitseisen moet het stuwcomplex stabiel zijn op de volgende eisen:

- Afschuiven

$$\gamma * \frac{\sum H}{\sum V} < \tan \delta \quad (62)$$

Waarbij:

γ = veiligheid coëfficiënt (1.2)

δ = Wrijvingshoek tussen onderbouw en ondergrond

- Kantelen

De resultante R moet binnen 1/6 L van het funderingsvlak zijn.

$$R \leq \frac{1}{6} L \quad (63)$$

- Fundatiedrukken

De optredende korreldrukken moeten kleiner zijn dan de maximale toelaatbare druk.

$$\sigma = \frac{\sum V}{bl} \pm \frac{\sum M}{\left(\frac{1}{6}\right) bl^2} \leq \sigma_{max} \quad (64)$$

- Onderloopsheid

Onderloopsheid wordt bepaald met de formule van Bligh:

$$L \geq C_b * \Delta H \quad (65)$$

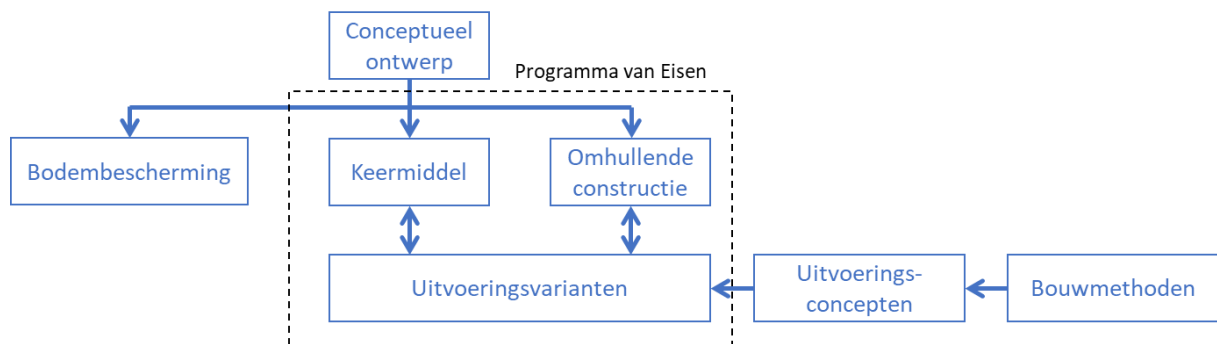
Waarbij $C_b = 10$ (voor grind-zand)

Onderloopsheid kan worden tegengaan door het aanbrengen van damwandschermen (verlenging verticale kwellingte), geotextielschermen (verlenging horizontale kwellingte) of door de drempel langer te maken (verlenging horizontale kwellingte).

De stabiliteitseisen kunnen tegenstrijdig zijn. De drempel moet bijvoorbeeld voldoende zwaar zijn om afschuiving tegen te gaan, maar tegelijkertijd niet te grote fundatiedrukken uitoefenen op de bodem. Voor een uitgebreide omschrijving van uitwendige stabiliteit wordt verwezen naar de Manual Hydraulic Structures.

4 Uitvoering Obermeyer stuw

Dit hoofdstuk gaat in op de uitvoering van de staal-rubberen kering. Dit betreft de uitvoering van het keermiddel en de omhullende constructie. Eerst worden verschillende bouwmethoden beschreven, waarna de bouw van de huidige stuw wordt beschreven. Er zijn in totaal tien uitvoeringsconcepten bedacht. Hieruit volgen drie verschillende uitvoeringsvarianten. Voor elke uitvoeringsvariant zijn de uitvoeringsstappen beschreven en worden de maatgevende belastingsituaties uitgelicht. Ook wordt ingegaan op de belangrijkste risico's per uitvoeringsvariant. Uiteindelijk wordt, aan de hand van de drivers, een trade-off uitgevoerd die komt tot de geschikte uitvoeringsoplossing voor de vervanging van de huidige stuw in Linne. Zie Figuur 55 voor de samenhang van de verschillende componenten.



Figuur 55 - Samenhang uitvoering (auteur)

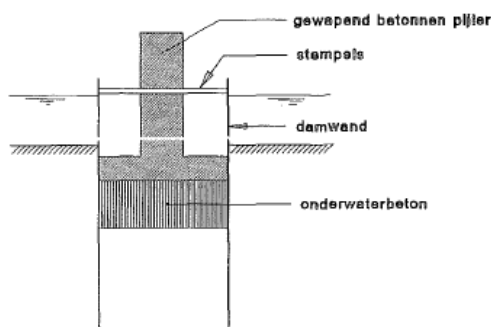
4.1. Bouwmethoden

De uitvoering van de stuw is sterk bepalend voor het ontwerp van de stuw en vice versa. Het maken van beton, metselwerk, hout en staalconstructies in het water wordt volgens literatuur ondoenbaar geacht (Bezuyen, 1999). Er wordt gestreefd zoveel mogelijk in den droge te bouwen.

- Bouwen in de waterloop binnen een tijdelijke kering (in situ, bouwkuip)
- Bouwen buiten de waterloop en deze vervolgens verleggen (in situ, nevengeul)
- Elementen prefabriceren en met drijvend transport verplaatsen (prefab)

4.1.1. Bouwen in de waterloop

Bij deze methode wordt de bouwkuip gemaakt in de vorm van een "eiland" of schiereiland. Bij een schiereiland is de bouwplaats bereikbaar vanaf land. De tijdelijke kering kan een vorm hebben van een dijk of een kistdam (bouwput met damwanden). In geval voor de bouw van een nieuwe stuw zal de laatstgenoemde een realistische optie zijn. Eerst worden damwanden ingehheid met een drijvende stelling. Dan worden de stempels geplaatst, dan wordt de bouwput ontgraven en wordt het onderwaterbeton gestort. Vervolgens wordt de bouwput leeggepompt en kan in den droge worden gebouwd. Na de bouw wordt de bouwput weer gevuld met water en kunnen de stempels en damwanden worden verwijderd. Zie Figuur 56 voor een voorbeeld van het maken van een bouwput.

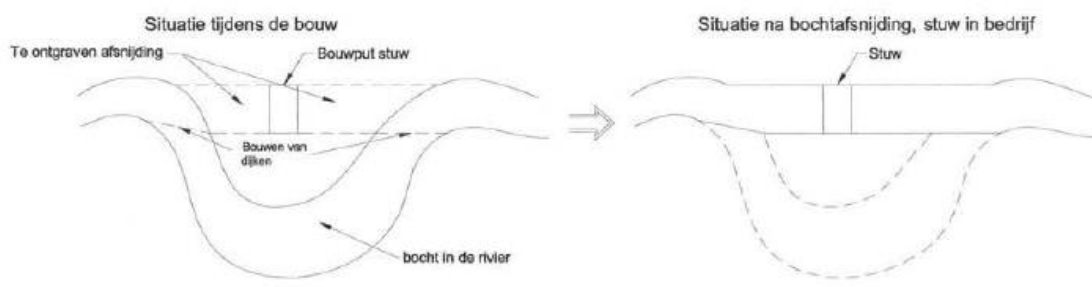


Figuur 56 - Voorbeeld bouwput voor pijler in rivier (Bezuyen, 1999)

Een aantal belangrijke aspecten spelen een rol bij de bouwmethoden. Denk hierbij aan de kosten voor het bouwen en verwijderen van de bouwput. Deze kosten zijn ook sterk afhankelijk van de ligging van de bouwput en dus de mate van isolatie. Een tijdelijke brugoplossing, zoals bij de bouw van de balgkering in Ramspol, kan oplossing bieden. Ook kan de tijdelijke kering leiden tot hinder voor scheepvaart. Verder moet men rekening houden met hinder van het waterregime, denk hierbij aan opstuwing bovenstrooms en te hoge stroomsnelheden.

4.1.2. Bouwen buiten de waterloop

Deze methode gaat gepaard met de bouw van een klassieke bouwput. Op de locatie van de nieuwe stuw wordt deze bouwput ingegraven waarbij door middel van pompen de grondwaterstand wordt verlaagd tot aan de bodem van de bouwput. De stuw wordt op deze manier volledig in den droge gerealiseerd. Na voltooiing van de bouw van de stuw wordt door middel van ontgraving de stuw in de bestaande waterloop geïntegreerd. Dit kan ook andersom. Een gedeelte van de hoofdgeul wordt afgesloten terwijl een nevengeul is gerealiseerd. De nieuwe stuw wordt in de hoofdgeul gebouwd waarna de nevengeul weer wordt afgesloten en de hoofdgeul weer in werking is. Dit is 4000 jaar geleden al toegepast bij de tunnel in Babylon [Bezuyen, 2000] .



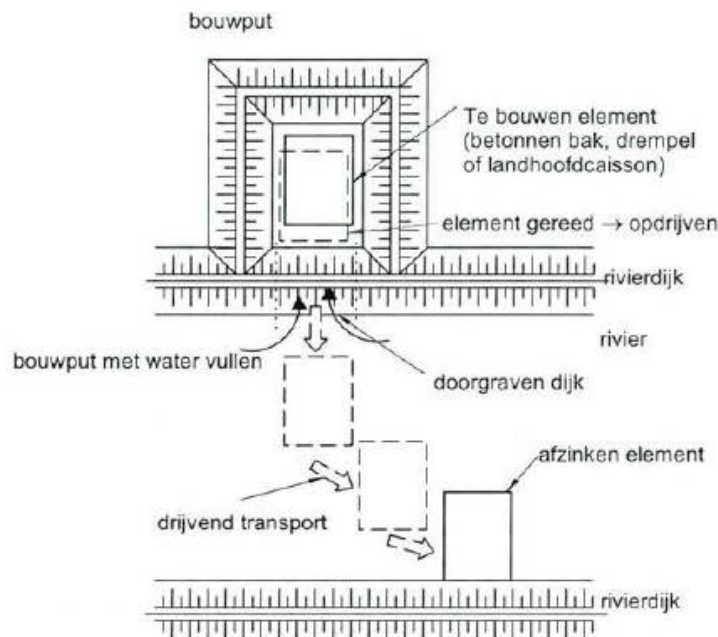
Figuur 57 - Voorbeeld nevengeul in bochtafsnijding (De Bakker, 2003)

Een aantal belangrijke aspecten spelen een rol bij deze bouwmethode. Bij het baggeren nabij de oevers kunnen verontreinigingen worden aangetroffen. Ook moeten de gevolgen voor de tijdelijke verlaging van de grondwaterstanden worden onderzocht. Verder is de beschikbare ruimte de belangrijkste factor voor de haalbaarheid van deze bouwmethode.

4.1.3. Prefabricatie met drijvend transport

Bij deze methode worden delen van de stuw op een andere locatie in den droge geprefabriceerd. Denk hierbij aan afzinkcaissons voor de landhoofden, drempels en andere constructie - elementen. Vervolgens worden de stuw delen drijvend vervoerd naar de definitieve locatie en geïnstalleerd. De prefabricage geschiedt in een bouwdok nabij de bestaande waterloop. Dit kan overigens ook in een scheepsdok, scheepshelling of op een nabij de oever gelegen bouwterrein. Voor het transport wordt het drijfvermogen van de stuw element gebruikt of transport op pontons of bakken. Een andere optie is het slepen van

het stuwelement met kabels die bevestigd zijn aan het stuwelement en pontons. Hierdoor hoeft het stuwelement niet zelf drijvend te zijn. Het afzinken van zelf drijvende elementen kan met behulp van het aanbrengen van ballast. Zie Figuur 58 voor het principe van deze methode.



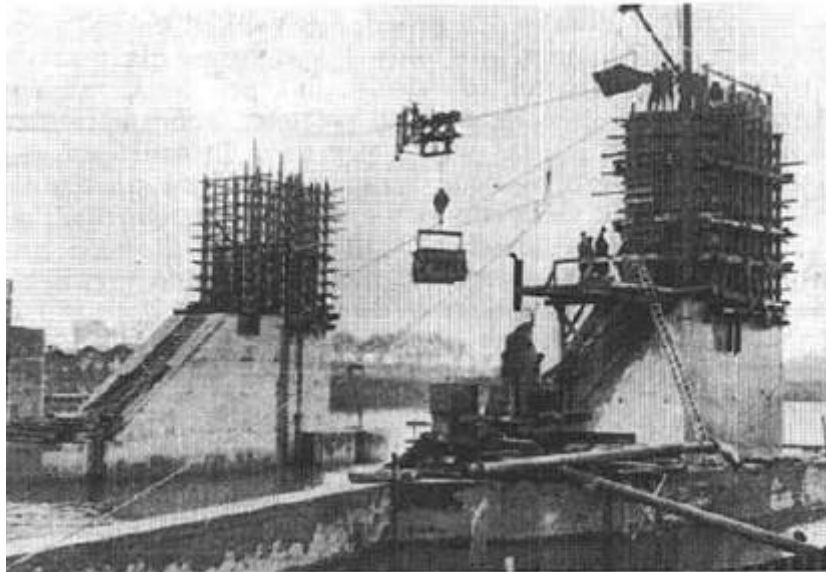
Figuur 58 - Principe prefab met drijvend transport (De Bakker, 2003)

Een aantal belangrijke aspecten spelen een rol bij deze bouwmethode. Het ontwerp van de omhullende constructie is sterk afhankelijk bij deze methode. Bij zelf drijvend transport moet het voldoende drijfvermogen hebben, stabiel zijn en moet het in staat zijn te kunnen koppelen met andere elementen. Ook kunnen bij deze methode voorzieningen worden getroffen bij het plaatsen op de minder vlakke bodem, wat kan leiden tot slechte krachtoverdracht en maatafwijkingen. Verder moet er een locatie worden gevonden voor het bouwdok en moet rekening worden gehouden met de duur van de procedures voor het verkrijgen van de benodigde vergunningen. Ook moet rekening worden gehouden met de vaardiepte in de vaarroute en de kosten van het bouwdok, het drijvend vervoer en het laten afzinken van de elementen.

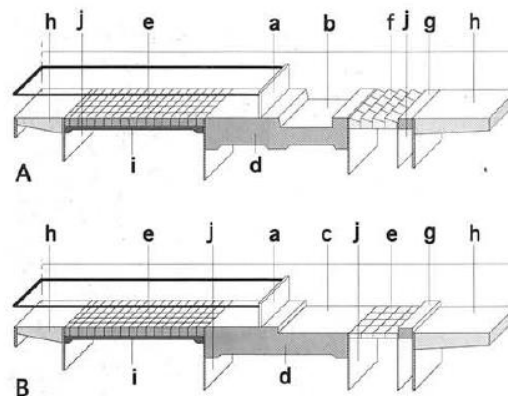
4.2. **Bouw huidige stuw Linne – buiten de waterloop**

In de jaren 30 is besloten de stuw in den droge te bouwen en daarna de Maas aan te passen hierop. De omhullende constructie van de stuw bestaat uit beton en is gefundeerd op staal. Op de plek van de landhoofden en tussenpijlers is een dikke betonnen funderingsplaat gestort. Hier omheen sloeg men een stalen damwand, aangezien een houten damwand door de zand- en grindlagen in de ondergrond niet mogelijk was. Op de funderingsplaten zijn de betonnen landhoofden en tussenpijlers gebouwd. De landhoofden en tussenpijlers waren voorzien met sponningen, deze werden ook gebruikt om schotten te kunnen plaatsen voor de tijdelijke kering die wordt ingezet bij het droogzetten van de stuw tijdens onderhoudswerkzaamheden. Tussen de funderingsplaten is de drempel van de stuw gestort. Deze sloot men goed af met een stalen damwand aan zowel bovenstrooms- als benedenstrooms zijde. De damwanden dienen goed op elkaar aan te sluiten om onderloopsheid tegen te gaan en ontgronding te voorkomen. De drempel gewapend om opwaartse druk op te vangen (vooral bij droogzetten stuw). De vloer is benedenstrooms van de jukken verlaagd. De draaipunten van de jukken bevinden zich in het verlaagde deel (benedenstroomse zijde) van de drempel en zijn op de stuwbodembodem verankerd. Hierdoor zijn de jukken in neergelaten stand beschermd tegen laag drijvende voorwerpen. De bodem bovenstrooms is versterkt met een bekleding van

betonblokken. De overgang is beschermd met een damwand tegen onderloopsheid. Benedenstrooms is de drempel voorzien van verdiepte stortkolom (woelbak). Aansluitend op de drempel is net als bovenstrooms een bekleding van betonblokken aangebracht, 8.5 m lang. Zie Figuur 60 voor de totale opbouw van de vloerconstructie.



Figuur 59 - Bouw pijlers Stoneystuw Belfeld (Arends, 1994)



524. Vloerconstructie van de Maasstuwen: (A) afvoeropening, (B) scheepvaartopening.
a = stuw, b = verdiepte stuwvloer afvoeropening (benedenstrooms), c = stuwvloer scheepvaartopening, d = gewapend beton, e = zetwerk van betonblokken, f = opstaande betonblokken ('zaagtanden'), g = drempel, h = stortbed van grind, i = kleibed, j = damwand.

Figuur 60 - Opbouw vloerconstructie en bodembescherming (Arends, 1994)

4.3. Benedenstrooms versus bovenstrooms bouwen

Bij de aanleg van de staal-rubberen kering zijn er meerdere opties voor de locatie van de nieuwe stuw. Hierbij gaat het om het bouwen benedenstrooms van de huidige stuw of bovenstrooms. Bij een uitvoeringsmethode van de aanleg van een nevengeul geldt deze keuze overigens niet. Een belangrijke uitvoeringseis is dat stuw binnen een straal van 100 m wordt aangelegd. Dit heeft te maken met de invloed op de grondwaterstanden. In Figuur 61 is aangegeven waar de nieuwe stuw zou kunnen worden gebouwd.



Figuur 61 - Straal bouw nieuwe stuw (auteur)

De voordelen van boven- en benedenstrooms bouwen zijn weergegeven in Tabel 18.

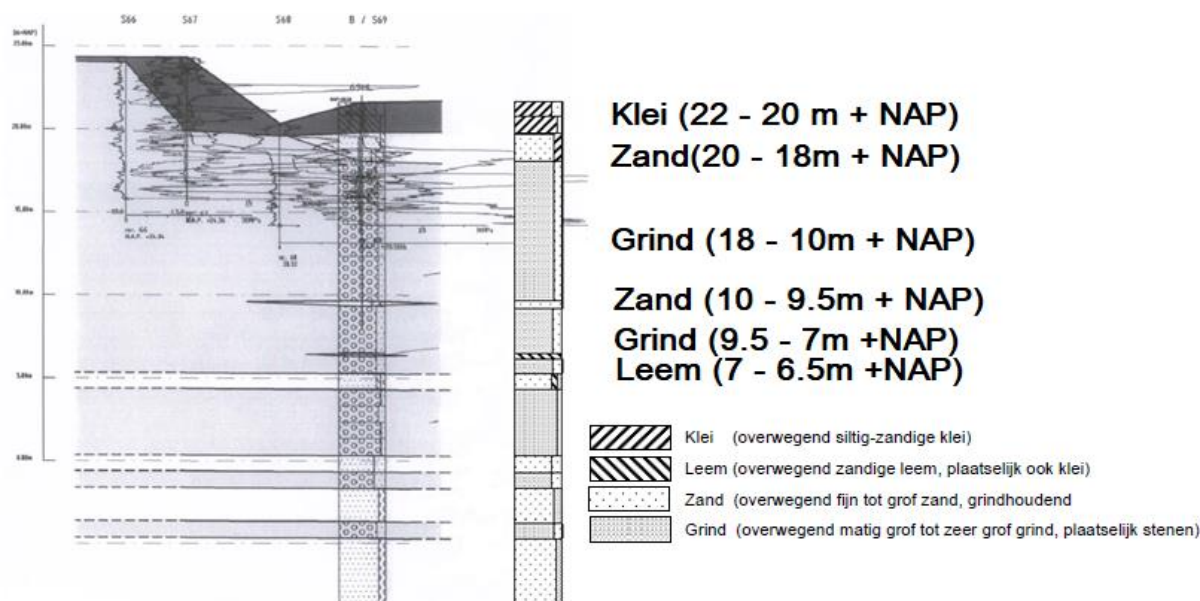
Tabel 18 - Voordelen boven en benedenstrooms

Voordelen benedenstrooms	Voordelen bovenstrooms
Door een lage kerende hoogte zijn de kosten van de bouwkuip gereduceerd.	Genoeg diepgang voor schepen/pontons, drijvend materieel. Transport hoeft overigens niet per sé via water.
Geen risico dat equipment over de stuw heen verdwijnt.	Door een hogere waterdiepte zijn de stroomsnelheden lager en kan makkelijker worden gebouwd.

De voor- en nadelen worden gebruikt om te komen tot de uitvoeringsvarianten. De grotere diepgang in combinatie met lagere stroomsnelheden bovenstrooms wegen zwaarder dan de genoemde voordelen benedenstrooms. Tevens blijkt uit de praktijk dat de werkschepen bovenstrooms goed kunnen functioneren.

4.4. Bodemprofiel bij stuw Linne

Om het bodemprofiel te bepalen wordt een sample nabij stuw Linne gebruikt, zoals weergegeven in Figuur 62. Hieruit is te concluderen dat de bodem ter plaatse van de drempel bestaat uit grindlagen.



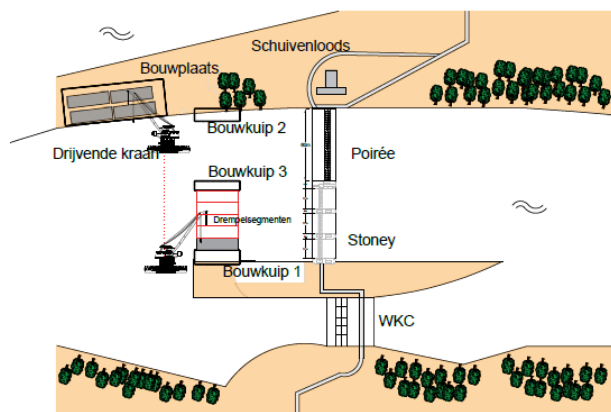
Figuur 62 - Bodemprofiel nabij stuw Linne (auteur)

4.5. Uitvoeringsconcepten

Nu de bouwmethoden zijn beschreven, kunnen de uitvoeringsconcepten worden uitgewerkt voor de nieuwe stuw in Linne. Aan het begin van dit hoofdstuk zijn de verschillende bouwmethoden beschreven. Deze worden in deze sectie in meer detail behandeld.

4.5.1. Prefab

Zoals eerder in dit hoofdstuk is beschreven, is het elders produceren van de stuwdelen mogelijk waarna ze worden getransporteerd met drijvend transport. Een andere optie is de bouw van de stuwdelen op maaiveld waarna ze via speciale hulpconstructies worden geïnstalleerd op de gewenste locatie. Echter, deze methode wordt meestal gebruikt voor relatief kleine onderdelen. De relatief grote dimensies van de drempel lijken deze methode niet haalbaar te achten, zelfs al wordt de drempel in een aantal segmenten uitgevoerd. Figuur 63 geeft een impressie van deze oplossingen. Er bestaan drijvende kranen die zelfs het gewicht van de drempelsegmenten aankunnen. Alleen hebben de kranen veel meer diepgang nodig dan aanwezig is ter plaatse van de stuw. Verder onderzoek zal moeten blijken in hoeveel segmenten de stuw zou moeten worden opgedeeld om de maximale diepgang te bepalen en of dit vervolgens een haalbare oplossing is.



Figuur 63 - Drijvende kraan prefab (auteur)

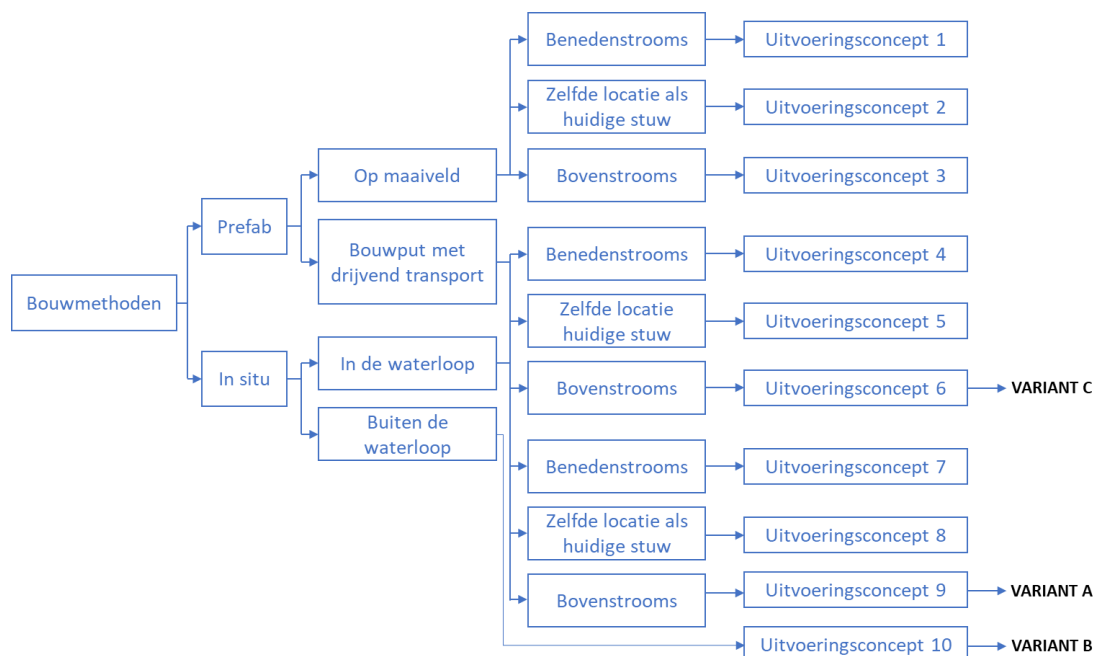
Voor een bouwput met drijvend transport is er een risico dat er stuw delen door de stroming wegspoelen en tegen de huidige stuw aan kunnen varen. Voor bouwen op maaiveld lijkt dit risico kleiner, maar wel aanwezig.

4.5.2. In-situ

Voor in-situ bouw kan er in en buiten de waterloop worden gebouwd, zoals beschreven in 4.1. Bouwmethoden. Binnen de waterloop kan er gekozen worden om zowel boven-als benedenstrooms van de stuw te bouwen. De voor- en nadelen zijn al besproken in 4.3. Benedenstrooms versus bovenstrooms bouwen. Bouwen op dezelfde locatie zou gepaard gaan met een geïntegreerde fasering met de sloop van de huidige stuw. Aangezien de bestemming stuw nog niet bekend is (bijvoorbeeld behoud als monument of sloop), zal deze optie in dit onderzoek buiten beschouwing worden gelaten.

4.5.3. Conceptenmatrix

Uit de beschouwde mogelijkheden zijn in totaal 10 bouwconcepten gevonden, zie Figuur 64. Uit deze concepten zijn drie uitvoeringsvarianten bedacht, volledig in-situ bovenstrooms, in-situ buiten de waterloop en prefab met drijvend transport. Deze worden in de volgende sectie verder uitgewerkt.



Figuur 64 - Conceptenmatrix (auteur)

4.6. Uitvoeringsvariant A: Alles in-situ bovenstrooms

In deze variant wordt voor de gehele stuw, het keermiddel en de omhullende constructie ter plekke gebouwd. Hierbij wordt de helft van de rivier afgesloten. Voor de uitvoeringsvariant wordt de fasering, krachtsafdracht en de belastingsituaties onderzocht. De sectie sluit af met de mogelijke risico's die gepaard gaan met deze uitvoeringsmethode.

4.6.1. Fasering – Twee bouwkuipen

Er worden twee bouwkuipen gerealiseerd, uitgevoerd in twee fasen. De WKC zou eventueel kunnen worden gebruikt als afvoeropening, maar men gaat ervan uit dat deze niet in werking is, zie Figuur 65. De bouwkuip fungeert als tijdelijke constructie.

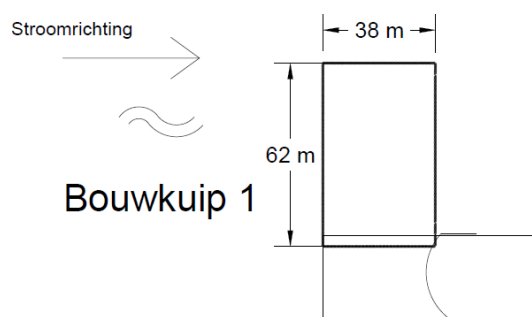


Figuur 65 - Fasering met twee bouwkuipen (auteur)

Fase 1:

Bouwkuip 1:

Eerst worden met een drijvende kraan damwanden geheid. De benodigde nutsaansluitingen zijn dan al geïnstalleerd op de locatie. De lengte en breedte worden bepaald door de dimensies van de drempel, pijler en landhoofd van de stuw, de benodigde ruimte voor de bekisting met steunen, ruimte voor werkwegen, kraanbanen en opslagruimte. Deze aspecten worden meegenomen door een extra lengte van 2 m aan weerszijden van de breedte van de drempel toe te voegen. De bouwkuip fungeert als een soort schiereiland, aangezien een deel van de bouwkuip op maaiveld wordt gebouwd. De breedte van het landhoofd en de pijler is aangenomen als respectievelijk 8 m en 4 m. De bovenkant van de drempel staat op 15 m + NAP. De waterhoogte komt tot 21 m + NAP. Met een aangenomen dikte van de drempel van 2 m, rekening houdend met een onderwaterbetonvloer van 1 m dik hieronder, wordt de totale afmetingen van bouwkuip 1: lengte = $(50+8+4) = 62$ m, breedte = $(2+34+2) = 38$ m, diepte = $(6+2+1) = 9$ m.

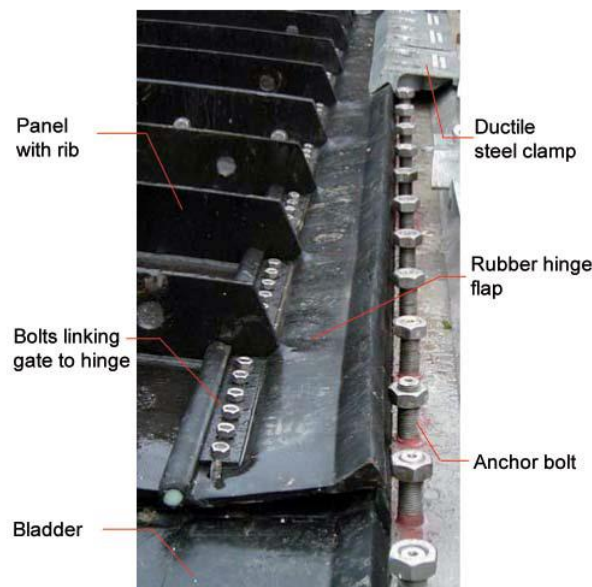


Figuur 66 - Afmetingen bouwkuip 1 (auteur)

Nadat de damwanden zijn ingeheid tot de gewenste diepte (wordt nog berekend), worden stempels geïnstalleerd. Onderzocht moet worden bij welke stroomsnelheden dit kan worden uitgevoerd. De damwanden fungeren tevens als kwelschermen tegen onderloopsheid. Nu de stabiliteit is gewaarborgd, wordt het grond ontgraven tot +14 m NAP (onderkant onderwaterbeton). Er wordt aangenomen dat de grond bestaat uit grind waardoor de bodem dus waterdicht moet worden gemaakt door middel van een onderwater betonnen vloer. Na het storten van deze vloer wordt het water uit de bouwkuip gepompt. Nu kan de stuw in den droge worden gebouwd. Verder wordt er ook een speciale brugconstructie (zoals bij bouwkuip Ramspol) gebouwd bovenstrooms van de stuw, deze wordt verder niet in detail behandeld.

Omhullende constructie en keermiddel:

Het eerste landhoofd en de middenpijler worden gebouwd, zie Figuur 68b. Dit zijn betonnen constructies die met speciale bekisting (*formwork and falsework*) worden gebouwd. Hierna wordt het beton voor de drempelconstructie gestort. In de drempel worden roestvrijstalen luchttoevoerleidingen verwerkt. Voor het bereiken van gladde contactvlakken worden polyethyleen (rubberen) platen op het landhoofd en middenpijler geplaatst voor de zijdelingse afdichtingen. Dan worden de ankerbouten bevestigd in de betonnen vloer. Ondertussen zijn de rubberen kussens en kleppen prefab aangeleverd door vrachtwagens naar de locatie. Deze worden op de drempel geplaatst. Rubberen scharnierkleppen worden vastgeschroefd aan de kleppen en worden bovenop de kussens geplaatst. Deze worden samen gemonteerd aan de drempel met behulp van ijzeren klemmen. Nu de bouw van de eerste stuwopening is afgerond, worden de damwanden tot aan het onderwaterbeton verwijderd.



Figuur 67 - Monteren balg en klep (Poligot-Pitsch et al, 2007)

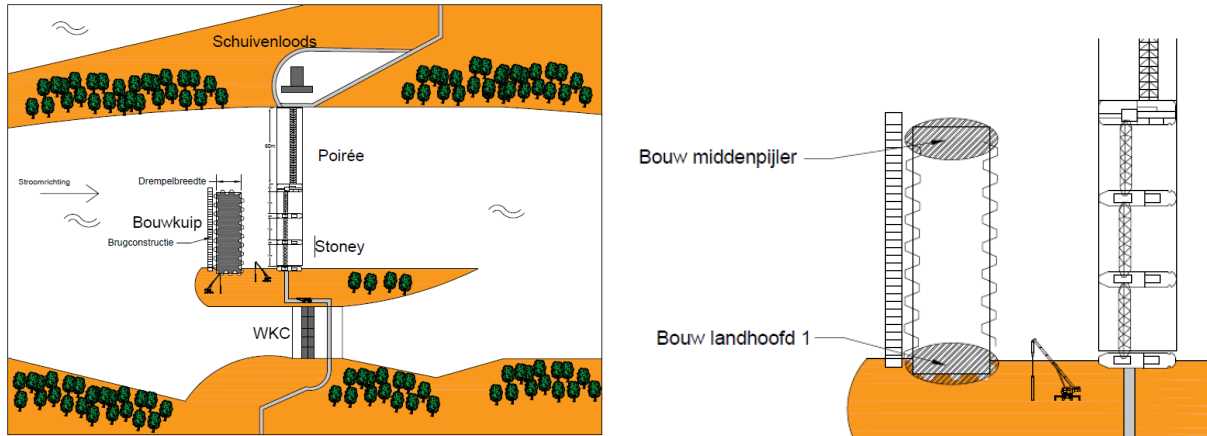
Installatie:

Boven – en benedenstrooms van de drempel worden waterstandmeters geplaatst voor het reguleren van de stuw in de gebruikersfase. In het controlehuis, waarschijnlijk het nautisch centrum in Heel, wordt de benodigde elektronische apparatuur geïnstalleerd om de stuw op afstand te kunnen bedienen. Stuwopening 1 is nu operationeel.

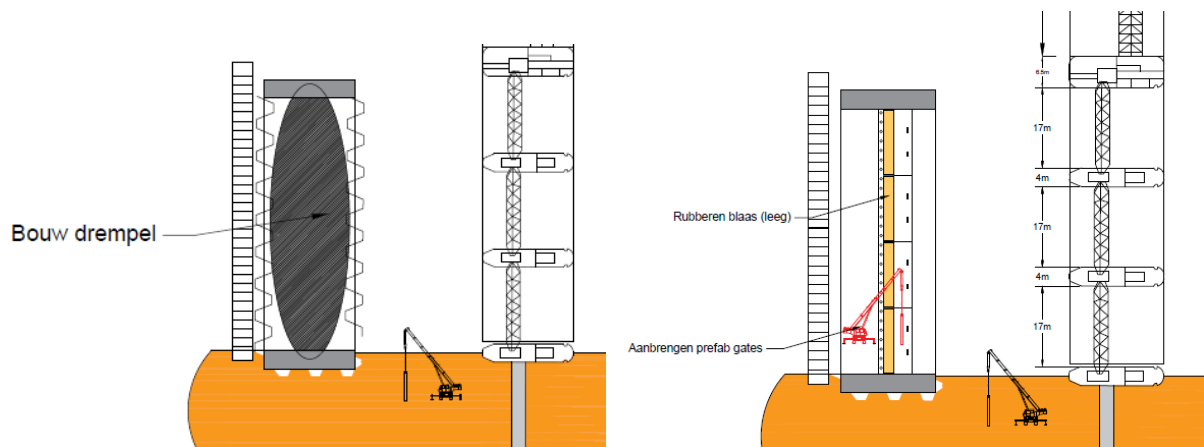
Fase 2:

Dezelfde werkzaamheden gaan gepaard in fase 2. Het enige verschil is dat bouwkuip 2 korter zal zijn, omdat de middenpijler al gebouwd is. Het einde van bouwkuip 2 sluit als een kraag aan om de reeds voltooide middenpijler, zie Figuur 70.

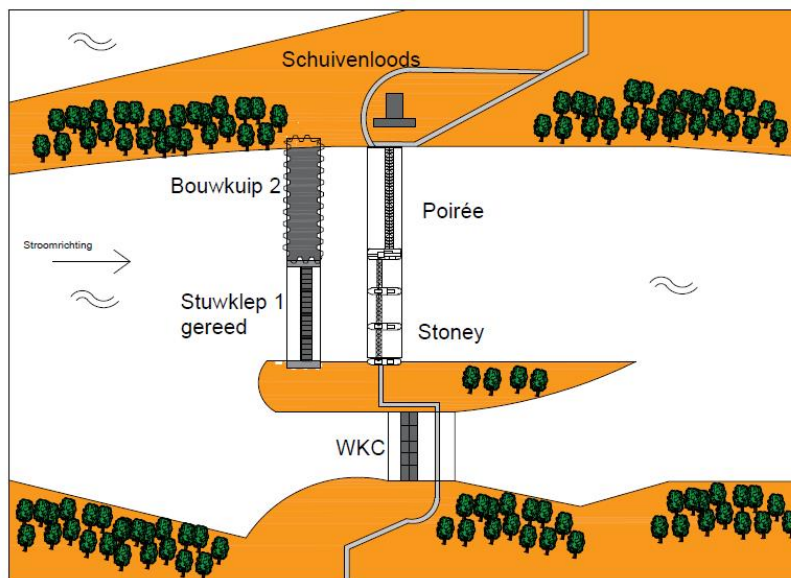
4 Uitvoering Obermeyer stuw



Figuur 68 a) Bouwkuip en b) bouw landhoofd en middenpijler (auteur)



Figuur 69 - Bouw drempel en aanleg stuwklep met kussen (auteur)



Figuur 70 - Bouwen bouwkuip 2 (auteur)

4.6.2. Fasering A2 – Eén bouwkuip, met waterkrachtcentrale

In deze fasering gaat de gehele afvoer door WKC. De WKC kan tot een afvoer van 500 m³/s water afvoeren. Er wordt één bouwkuip in de gehele stuwbreedte gerealiseerd. Dit geeft een verhoogd risico dat de grensafvoer bereikt kan worden en de bouwkuip noodgedwongen moet vollopen. De overschrijdingskans van een afvoer van 500 m³/s is 47 dagen per jaar. Het risico wordt te groot geacht en deze variant wordt verder niet meegenomen.

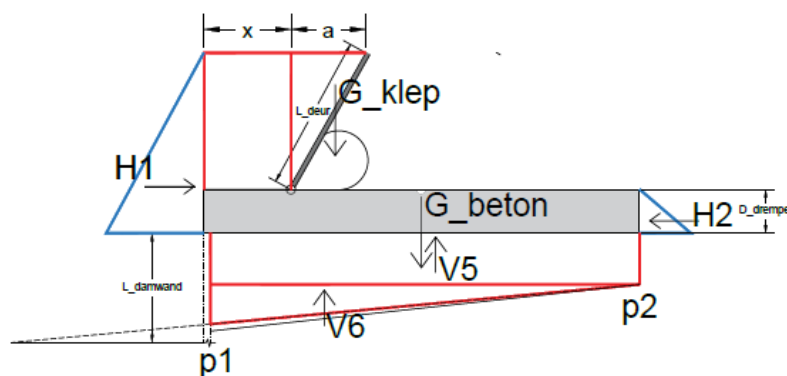
4.6.3. Krachtsafdracht

De krachten worden over een gelijke verdeling afgedragen aan de onderzijde, de onderwater betonnen werkvloer. Dit zorgt voor een goede belastingoverdracht. De pijler en de twee drempels worden apart gefundeerd, hierbij zijn de afsluitingen tussen deze elementen waterdicht. De krachtsafdracht van de klep en balg geschiedt geheel via de drempelconstructie. Om ongelijke zettingen tegen te gaan, zal er in de drempelconstructie dilatatievoegen worden geïmplementeerd.

4.6.4. Maatgevende belastingsituaties

Belasting situatie 1: gebruikersfase.

Bij deze belastingsituatie is de nieuwe stuw in bedrijf. Benedenstreams van de klep zal de drempel droog zijn (waterhoogte 0 m). Het ontwerp van de drempel zal worden geverifieerd op basis van uitwendige stabiliteit. De stabiliteitsrelaties staan beschreven in 3.9. Fundatie. Aan de hand van de berekeningen zal de minimaal benodigde lengte van het kwelscherm worden bepaald. De berekeningen zijn vereenvoudigd door de drempel aan te nemen als een rechthoekige bak met een constante dikte van 2 m. Het scharnier van de klep grijpt aan op 4 m van de linkerzijde van de drempel ($x = 4$ m).



Figuur 71 - Belastingsituatie 1: Gebruikersfase (niet op schaal!)

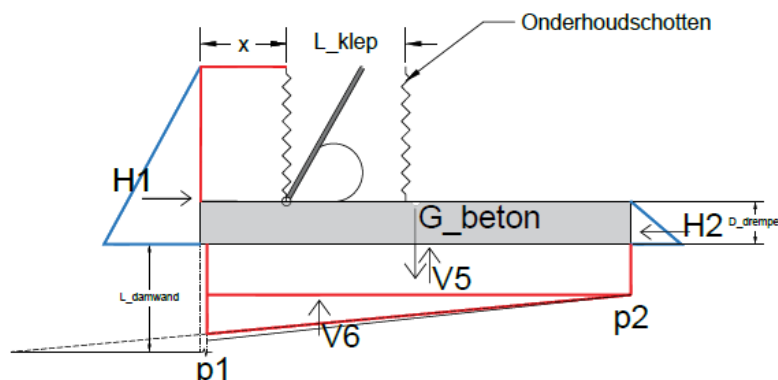
De Excel-spreadsheets zijn toegevoegd in bijlage G2. Belastingsituaties. Een samenvatting van de berekeningen staan vermeld in Tabel 19.

Tabel 19 - Samenvatting resultaten belastingsituatie 1

<i>Berekenen uitwendige stabiliteit</i>			$1,2 * \Sigma H / \Sigma V$	0,45	
			$\tan \delta$	0,47	
L_damwandmin	13	m	Check	Voldoet	
<i>Kantelen</i>			<i>Funderingsdrukken</i>		
$\Sigma M / \Sigma V$	1,13	m	A_drempel	1700	m ²
L/6	5,67	m	Toelaatbare druk	100	kN/m ²
Check	Voldoet		σ_{ptr1}	18,92	kN/m ²
			σ_{ptr2}	28,29	kN/m ²
<i>Afschuiven</i>			Check1	Voldoet	
			Check2	Voldoet	

Belasting situatie 2: onderhoud.

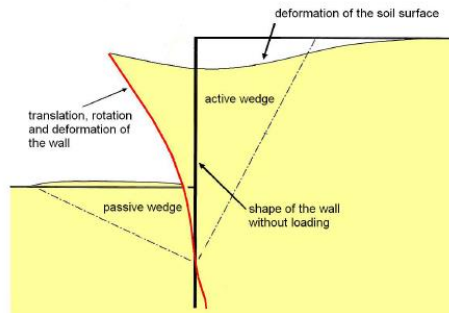
Deze belastingsituatie ontstaat op het moment dat een stuwopening moet worden drooggezet. Dit gebeurt bijvoorbeeld wanneer er een balg of klep moet worden vervangen. Bij droogzetting worden er schotbalken ingezet vanaf het scharnier tot aan de horizontale lengte van de klep als deze is gestreken. Hierdoor zijn de verticale krachten verminderd (V2 valt weg) en is de kans op afschuiven van de constructie groter. Uit de berekeningen blijkt dat de constructie niet zal afschuiven als er geen benedenstroomse waterdiepte is.



Figuur 72 - Onderhoudssituatie (auteur)

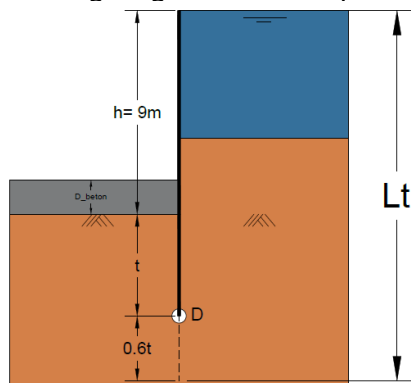
Belasting situatie 3: Bouwsituatie - verankering damwanden

Voor deze varianten moet een drijvende kraan damwanden slaan in de rivier om de bouwkuip te maken. Er wordt berekend of dit zonder stempels of ankers mogelijk is. Er wordt gebruik gemaakt van de theorie van Blum, die gebaseerd is op het principe van actieve en passieve glijvlakken. Voor meer achtergrondinformatie wordt verwezen naar de Manual Hydraulic Structures.



Figuur 73 - Deflectie en deformatie van uitkragende damwand (Manual Hydraulic Structures, 2016)

De bodem van de bouwkuip komt in totaal 3 m (1 m onderwaterbeton + 2 m drempel) onder bodem van de rivier. Uit de berekening volgt een inheidiepte van 11.94 m.



Figuur 74 - Situatie inheidiepte damwand (auteur)

Hieruit volgt een maximaal moment van ongeveer 3000 kNm/m. Uitgaande van staalkwaliteit S235 is het weerstandsmoment:

$$W_{eff} = \frac{3000 * 10^6}{235} = 12765 * \frac{10^3 mm^3}{m} = 12765 \frac{cm^3}{m}$$

Er is geen damwand bekend die deze sterkte bevat. De damwand moet dus worden verankerd met stempels. De uitgebreide berekening is weergegeven in bijlage G2. Belastingssituaties.

4.6.5. Risico's

Bij deze uitvoeringsvariant wordt er een bouwkuip in de waterloop gebouwd. Dit geeft risico op hinder van het waterregime. Onderzocht moet worden of de ontstane opstuwings toelaatbaar is en of de stroomsnelheden niet te groot worden als de rivier deels is afgesloten, om erosie van de bodem en aantasting van het milieu tegen te gaan. Verder worden de damwanden geheid in een stromende rivier. De toelaatbare stroomsnelheid om te kunnen heien, moeten worden bepaald wanneer er mag worden geheid door een drijvende kraan. Wel kan gebruik worden gemaakt van de nabijgelegen sluis als tijdelijke afvoeropening om de stroming zoveel mogelijk te beperken. De stuw zal in gestreken toestand fungeren als scheepvaartopening. Echter, in de huidige situatie gaat alle scheepvaart door de nabijgelegen sluis. In combinatie met goede seinborden wordt het risico beperkt op eventuele aanvaringen met scheepvaart. Door de hoge mate van isolatie moeten er goede verbindingen gemaakt zijn voor de aan- en afvoer van persoon, materieel en materiaal. Verder is door de beperkte ruimte in de bouwkuip risico op productiebeperkingen dat in soortgelijke projecten tot wel 25% minder productie kan oplopen (Bezuyen, 1999). Bovendien brengt het werken op grote diepte in een bouwkuip veiligheidsrisico's met zich mee (denk aan een lekkende bouwkuip). Eén van de uitvoeringseisen is dat de nieuwe stuw op maximaal 100 m van de huidige stuw mag worden gebouwd. Dit in verband met de invloed op grondwaterstanden in de omgeving. Deze afstand gehanteerd. Hierbij is het risico dat de nieuwe stuw zich te dicht bij de huidige stuw bevindt en dat de stroomlijnen zich niet voldoende herstellen.

Risico's op het gebied van:	Laag – midden - hoog
 Veiligheid	Hoog
 Bouwtijd	Hoog
 Uitvoerbaarheid	Midden
Gemiddeld	Midden/hoog

4.7. Uitvoeringsvariant B: Alles in-situ in nevengeul

In deze variant wordt er een zijkanaal gegraven naast de bestaande stuw. De stuw wordt volledig in den droge gebouwd. Bij voltooiing zal het kanaal worden uitgebaggerd tot aan de bestaande rivier en het zijkanaal zal vanaf fungeren als het hoofdkanaal. Tijdens de bouw blijft de huidige stuw in functie. Bouwen geschiedt op deze manier volledig in den droge. Het huidige stuwbedrijf en scheepvaart wordt hierbij niet gehinderd. Ook kan de bouwplanning accurater worden ingepland, aangezien de afvoercapaciteit geen factor vormt.

4.7.1. Fasering – Traditionele bouwput

Eerst wordt er op de nieuwe locatie een klassieke bouwput gegraven (uitgraving begrensd door hellingen). Hierbij wordt aangenomen dat ontwatering is toegestaan en dat dit niet leidt tot serieuze schade. Een geschikte locatie is ten noorden van de huidige stuw. Dit is namelijk het oude riviertracé van de Maas. Het verschil van deze uitvoeringsvariant met variant A zit in de bouw van de bouwput en de verbinding met de bestaande rivier. De bouw van de omhullende constructie en het keermiddel verloopt identiek.



Figuur 75 - Locatie nevengeul (auteur)

Bouwput:

Eerst vindt de installatie van het ontwateringssysteem plaats. De grondwaterstand wordt verlaagd tot aan de bodem van de bouwput. Nu kan er een droge ontgraving plaatsvinden. Als de bouwput gereed is worden de benodigde kwelschermen ingeheid.

Omhullende constructie en keermiddel:

De fasering van de omhullende constructie en keermiddel is identiek aan uitvoeringsvariant A.

Verbinding met rivier:

Als de stuw gereed is, worden de toegangseulen tot de rivier uitgebaggerd. Een deel van het huidige tracé waar de huidige stuw zich bevindt wordt afgesloten door middel van het heien van damwanden of een breuksteendam. Dit deel kan nu worden gebruikt voor bijvoorbeeld recreatiedoeleinden.

4.7.2. Krachtsafdracht

Bij deze methode geldt dezelfde krachtsafdracht, zoals beschreven in 4.6.3. Krachtsafdracht.

4.7.3. Maatgevende belastingsituaties

Hier gelden dezelfde relaties als beschreven in 4.6.4. Maatgevende belastingsituaties.

4.7.4. Risico's

Het creëren van een zijkanaal brengt echter wel risico's met zich mee. Zo is er een risico op het aantreffen van verontreinigingen tijdens het grondverzet. De kans is groot dat er een Milieueffectrapportage (MER) moet worden uitgevoerd voordat er mag worden uitgebaggerd/uitgegraven. Verder geeft de bemaling op de bouwplaats een risico op verstoringen van de grondwaterstanden in de nabije omgeving. Ook zouden de nodige vergunningen moet worden verschaft en moet het grond mogelijk worden opgekocht.

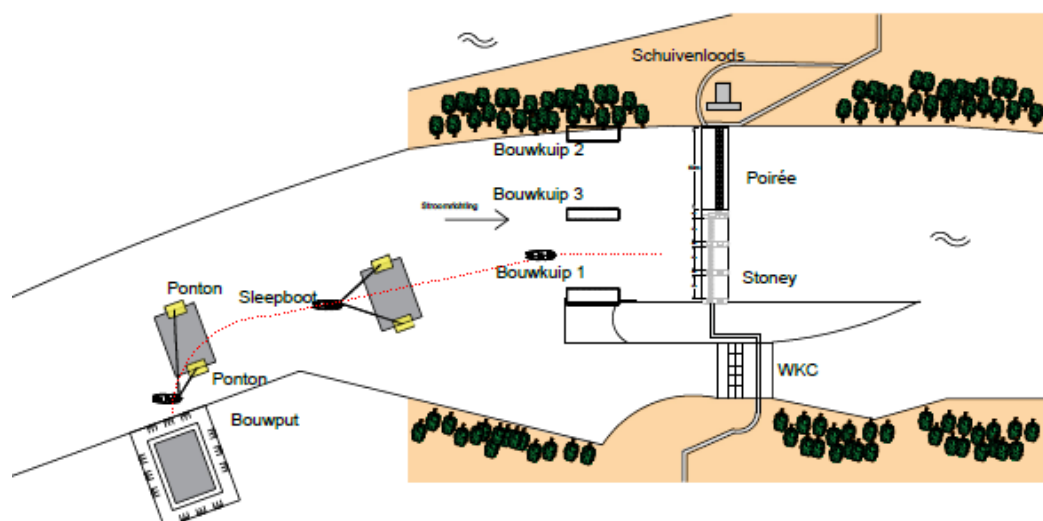
Risico's op het gebied van:	Laag – midden - hoog
 Veiligheid	Laag
 Bouwtijd	Hoog
 Uitvoerbaarheid	Laag
Gemiddeld	Midden

4.8. Uitvoeringsvariant C – Combinatie prefab en in-situ: drijvend transport

Deze variant is een combinatie van een in-situ en prefab uitvoering. De drempel, **inclusief klep en balgelementen**, zijn in dit geval één constructie en worden gebouwd in een bouwdok bovenstrooms van de huidige stuw. De landhoofden worden in-situ aan de oevers gebouwd en de middenpijler zal in de vorm van een eiland in-situ worden gebouwd. Deze uitvoeringsvariant gaat gepaard met veel bouwactiviteiten die tegelijkertijd kunnen plaatsvinden.

4.8.1. Fasering – Bouwdok en bouwkuip

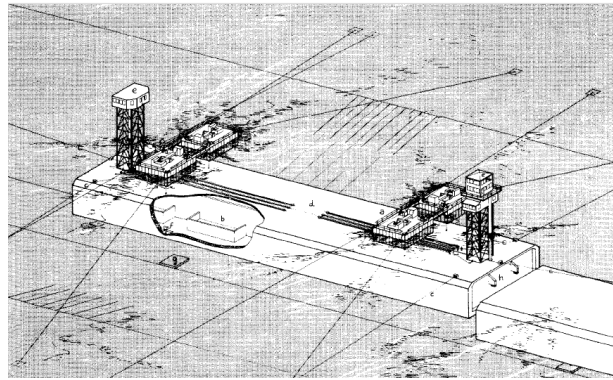
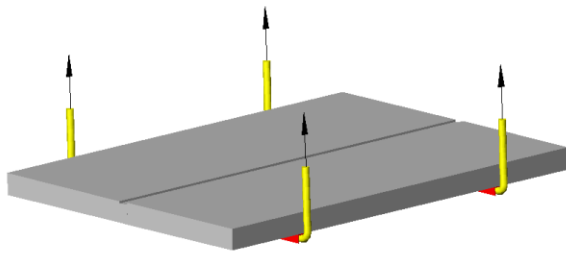
Eerst wordt er op een nabijegelegen locatie een klassieke bouwput gegraven (uitgraving begrensd door hellingen). Hierbij wordt aangenomen dat ontwatering is toegestaan en dat dit niet leidt tot serieuze schade. Er is een geschikte locatie gezocht voor de bouwput, zie Figuur 76.



Figuur 76 - Bovenaanzicht prefab met drijvend transport (auteur)

Bouw drempel in bouwdok en transport:

Eerst worden er toegangswegen aangelegd naar het bouwdok en nutsvoorzieningen tot stand gebracht. Dan vindt de installatie van het ontwateringssysteem plaats. De grondwaterstand wordt verlaagd tot aan de bodem van het bouwdok. Nu kan er een droge ontgraving plaatsvinden. In het bouwdok worden de twee drempels naast elkaar gebouwd, inclusief de luchttoevoerleidingen. Ondertussen zijn de stalen kleppen en de balgkussen elders in fabrieksomstandigheden gebouwd. De onderdelen zijn met vrachtwagens vervoerd naar het bouwdok. Op locatie worden de stalen kleppen met balgkussens geïnstalleerd aan de drempel. Aan de drempel zijn speciale kabels bevestigd.



Figuur 77 - Principe kabels aan pontons (De Bakker, 2003 en dictaat CT3330)

Het bouwdok wordt onder water gezet. De drempel wordt met behulp van de speciale kabels vastgemaakt aan twee pontons met lieren. De drempel is dus niet zelf-drijvend. De gehele constructie wordt via het water getransporteerd naar de definitieve locatie. Hierbij is de klepbalg constructie volledig gestreken bevestigd aan de stuw. Op de definitieve locatie wordt de drempel afgezonken op het kwelscherm en tussen het landhoofd en de middenpijler geplaatst. Voordat de drempel wordt afgezonken wordt de drempel inclusief pontons verankerd aan de rivierbodem om het afzinken gecontroleerd te laten verlopen. De uiteinden van de luchttoevoerleidingen in de drempel worden vastgekoppeld aan de installaties in het landhoofd.

Bouw landhoofden en middenpijler in-situ:

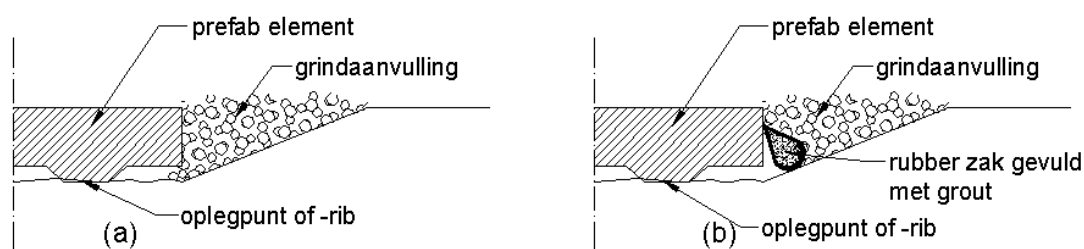
De bouw van de landhoofden en middenpijler verloopt in-situ. Dit houdt in dat er een twee bouwkuipen aan de oevers worden gemaakt (schiereilanden) en één bouwkuip voor de middenpijler in het midden van de stuwbreedte (eiland). De dimensies van de bouwkuipen zijn voor het landhoofd 8 bij 38 m, rekening houdend met extra ruimte voor de bekisting, etc. Voor de middenpijler zijn de dimensies 4 bij 38 m. Ondertussen wordt er tussen de stuwopeningen de benodigde kwelschermen geheid door drijvende kranen. Na droogleggen van de bouwkuipen worden de landhoofden en middenpijler gebouwd. De landhoofden worden vervolgens weer aangesloten op de aanliggende dijk.

Installatie:

Boven – en benedenstrooms van de drempel worden waterstandmeters geplaatst voor het reguleren van de stuw in de gebruikersfase. In het controlehuis, waarschijnlijk het nautisch centrum in Heel, wordt de benodigde elektronische apparatuur geïnstalleerd om de stuw op afstand te kunnen bedienen. Beide stuwopeningen zijn nu operationeel.

4.8.2. Krachtsafdracht

Bij deze methode wordt de prefab drempelconstructie afgezonken op de rivierbodem. Hiervoor heeft een bodemverbetering plaatsgevonden. De landhoofden zijn in-situ gebouwd en hebben een gelijkmatige krachtsafdracht naar de ondergrond. De vlakke onderzijde van de drempel wordt hierbij geplaatst op een relatief minder vlakke bodem. Dit zorgt voor een ongelijke orde aan nauwkeurigheid. Een goede krachtsafdracht wordt gerealiseerd door vaste oplegpunten te implementeren in de drempel, zie Figuur 78. Immers, hoe kleiner het vlak te maken bodemoppervlak, hoe beter de maatnauwkeurigheid. Tijdens het afzinken worden de zij-aansluitingen afgedicht met grind.



Figuur 78 - Mogelijkheden van krachtsafdracht (De Bakker, 2003)

4.8.3. Maatgevende belastingsituaties

Er worden geen andere maatgevende belastingsituaties verwacht dan omschreven in de vorige varianten. De drempel is zodanig gedimensioneerd dat tijdens het onder water hijsen en afzinken geen problemen worden verwacht met betrekking tot de sterkte van het element. Eventueel kunnen tijdens het transporteren meer kabels worden gebruikt om de krachten (zowel voor de kabels als de drempel) beter te verdelen.

4.8.4. Risico's

Bij deze uitvoeringsvariant is er een risico op een slechte krachtsafdracht van de drempel naar de grond. Dit is in 4.8.2. Krachtsafdracht behandeld. Het transporteren en afzinken brengt stabiliteitsrisico's met zich mee. De drempel wordt getransporteerd met behulp van pontons met lieren en dient stabiel te worden verlopen. Tevens moet na het afzinken de drempel lekdicht worden aangesloten aan het landhoofd, middenpijler en kwelscherm. Doordat dit in het water geschiedt is het risico groter dat dit niet voldoende goed verloopt. Ook zullen de nodige vergunningen moeten worden verschaft voor het bouwdok en moet de grond mogelijk worden opgekocht.

Risico's op het gebied van:	Laag – midden - hoog
 Veiligheid	Midden
 Bouwtijd	Midden
 Uitvoerbaarheid	Midden
Gemiddeld	Midden

4.9. Toetsingscriteria

In deze sectie worden de drivers bepaald voor het vergelijken van de uitvoeringsvarianten. De drivers zijn ontleend aan het beoordelingskader, zie bijlage C – EMVI-criteria. Allereerst wordt per uitvoeringsvariant een inschatting van de verschillen in kosten gemaakt. Dit is in samenwerking met een kostendeskundige van Rijkswaterstaat gedaan. Aan de kosten zijn per uitvoeringsvariant risico's gekoppeld, onderverdeeld in veiligheid, bouwtijd en uitvoerbaarheid. De verdere criteria: hinder voor omgeving, hinder voor scheepvaart en beschikbaarheid afvoercapaciteit worden gebruikt voor het toetsen van de uitvoeringsvarianten.

4.9.1. Kosten en risico's

Per uitvoeringsvariant is een globale kostenindicatie en de bijbehorende risico's bepaald. De opbouw van de kostenindicatie is te zien in bijlage G3. Kostentemplates uitvoeringsvarianten.

Uitvoeringsvariant	 Kosten	 Risico's
A (bouwen in rivier)	Midden (+/-)	Midden/hoog (-)
B (nevengeul)	Hoog (--)	Midden (+/-)
C (prefab)	Midden (+/-)	Midden (+/-)

4.9.2. Hinder voor de omgeving

De mate van hinder voor de omgeving wordt voornamelijk bepaald door de bouwtijd per uitvoeringsvariant. Verder wordt per uitvoeringsvariant ook de mate van hinder tijdens de bouw vergeleken. Denk hierbij aan geluidshinder, blokkades van infrastructuur in de omgeving. Per uitvoeringsvariant is een Work Breakdown Structure (WBS) gemaakt waarbij per uitvoeringsstap een tijdsindicatie is gegeven. Hieruit blijkt dat uitvoeringsvariant A de langste bouwtijd is beslag zal nemen. De grootste reden hiervan is dat er weinig uitvoeringsstappen parallel kunnen worden uitgevoerd. Voor variant B is de bouwtijd korter omdat de gehele stuw in één keer kan worden gebouwd. Variant C behaalt een kortere bouwtijd uit het feit dat veel uitvoeringsstappen parallel kunnen worden uitgevoerd. De WBS is weergegeven in bijlage G1. WBS uitvoeringsvarianten.

De stuw is op grote afstand van de bebouwde omgeving. Daarom zal voor deze situatie geluidshinder geen factor vormen. Voor uitvoeringsvariant B moet een fors oppervlak worden uitgegraven tot aan de bestaande waterloop. Om de locatie te voorzien van al het (bagger) materieel heeft dit impact op de blokkades van infrastructuur. Ook voor de prefab oplossing moet een extra bouwdok worden aangelegd en heeft in tegenstelling tot variant A meer impact op de blokkades van infrastructuur.

Uitvoeringsvariant	 Bouwtijd	 Blokkades
A (bouwen in rivier)	Hoog (--)	Laag (+)
B (nevengeul)	Midden (+/-)	Hoog (--)
C (prefab)	Midden (+/-)	Midden (+/-)

4.9.3. Hinder voor scheepvaart

Hier wordt bepaald in hoeverre de scheepvaart wordt gehinderd tijdens de bouw en in de gebruikerssituatie. Dit is sterk afhankelijk van het behoud van de gewenste waterstanden in het stuwpan van Linne. De stuw is zodanig ontworpen dat scheepvaart tijdens hoogwater de stuw kunnen passeren. Tijdens de bouw geldt deze functie overigens nog niet, omdat deze eis pas in de toekomst in werking zal gaan.

Voor uitvoeringsvariant B kan de gekozen locatie voor het zijkanaal problemen opleveren voor de vaarroute richting de bestaande sluis. In een verder stadium zal hier verder naar gekeken moeten worden. Het behoud van de gewenste waterstanden is voor elke uitvoeringsvariant mogelijk.

4.9.4. Beschikbaarheid afvoercapaciteit

Per uitvoeringsvariant is er een andere afvoercapaciteit beschikbaar. Dit is afhankelijk van de beschikbare breedte van de rivier tijdens de bouw. Hoe kleiner de breedte, hoe groter de kans dat de grensafvoer wordt overschreden en (indien geen maatregelen worden getroffen) het stuwpan (lokaal) overstroomt.

Voor uitvoeringsvariant A komt de beschikbaarheid van de afvoercapaciteit mogelijk in gevaar. In 3.4.3. Realisatiefase (bouw nieuwe stuw) is bepaald dat de gemiddelde stroomsnelheid nabij de bouwkuip gelijk is aan:

$$v_{gem} = \frac{Q}{b(h_{tussen} - h_{bodem})} \quad (66)$$

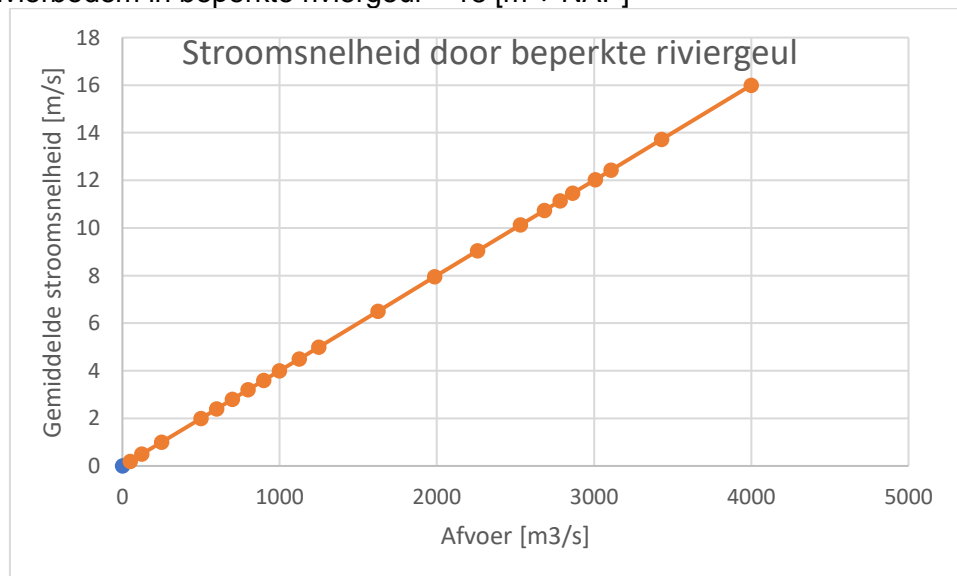
Waarbij:

Q = afvoer rivier [m³/s] = variabel 0-1250 m³/s

b = beschikbare breedte [m]

h_{tussen} = waterhoogte in beperkte riviergeul = 20 [m + NAP]

h_{bodem} = rivierbodem in beperkte riviergeul = 15 [m + NAP]



In 3.4.2. Onverdedigde bodem is bepaald dat de toelaatbare stroomsnelheid 3 m/s is. De grensafvoer wordt hiermee 700 m³/s. Dit heeft een overschrijdingskans van 23 dagen per jaar. Met andere woorden: gemiddeld 23 dagen per jaar zou de bouwkuip vol moeten worden gelopen met het risico op vertraging en verdere oplopende kosten.

Voor uitvoeringsvariant B is er altijd behoud van de afvoercapaciteit. Voor variant C zijn er momenten dat de drempel moet worden afgezonken, maar dit levert geen problemen voor de afvoercapaciteit. De bouwkuip van de middenpijler van variant C geeft een minimale reductie van de afvoercapaciteit.

4.10. Trade-off – Prefab oplossing

Een samenvatting van de scores per uitvoeringsvariant is weergegeven in onderstaand tabel.

Uitvoeringsvariant	Kosten en risico's	Hinder omgeving	Hinder scheepvaart	Afvoercapaciteit
A (bouwen in rivier)	-	+/-	+	-
B (nevengeul)	-	-	-	++
C (prefab)	+/-	+/-	+	+

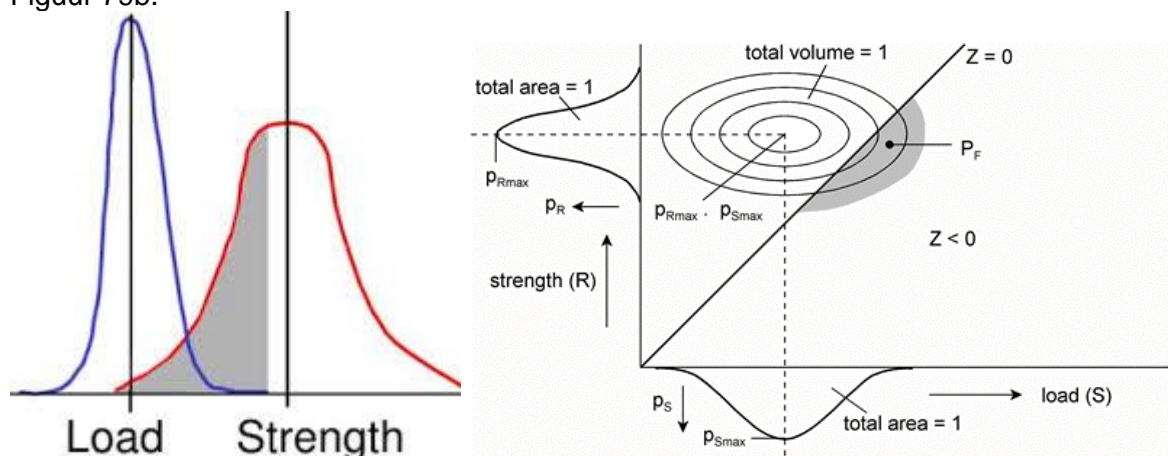
Uitvoeringsvariant C, de prefab oplossing, scoort het beste. Het is een innovatieve oplossing waarbij de gehele stuw, inclusief klep en balgelementen, in een bouwdok worden gebouwd en worden getransporteerd met behulp van pontons met lieren. Een uitdaging van deze uitvoeringsoplossing is het drijvend transport waarbij de enorme stuwconstructie niet beschadigd. Een andere belangrijk aspect is het koppelen van de luchttoevoerleidingen aan de compressoren in het landhoofd onder water door duikers. Daarnaast is het waarborgen van een goede krachtsafdracht van de drempel naar de bodem belangrijk, waarbij de stuw lekdicht met het landhoofd, middenpijler en kwelscherm moet worden afgezonken. Daar tegenover behaalt deze uitvoeringsvariant veel winst ten opzichte van de andere beschouwde uitvoeringsvarianten op gebied van onder andere kosten en bouwtijd. Als oplossing wordt daarom deze uitvoeringsvariant aangedragen als de uitvoeringsoplossing voor de Obermeyer stuw ter vervanging van de huidige stuw in Linne.

5 Omgaan met onzekerheden – Verdieping

Dit hoofdstuk is een verdieping van het onderzoek en geeft een analyse hoe om te gaan met de onzekerheden die volgen uit theoretische berekeningen om uiteindelijk te komen tot een breed onderbouwde keuze voor een ontwerp.

5.1. Introductie

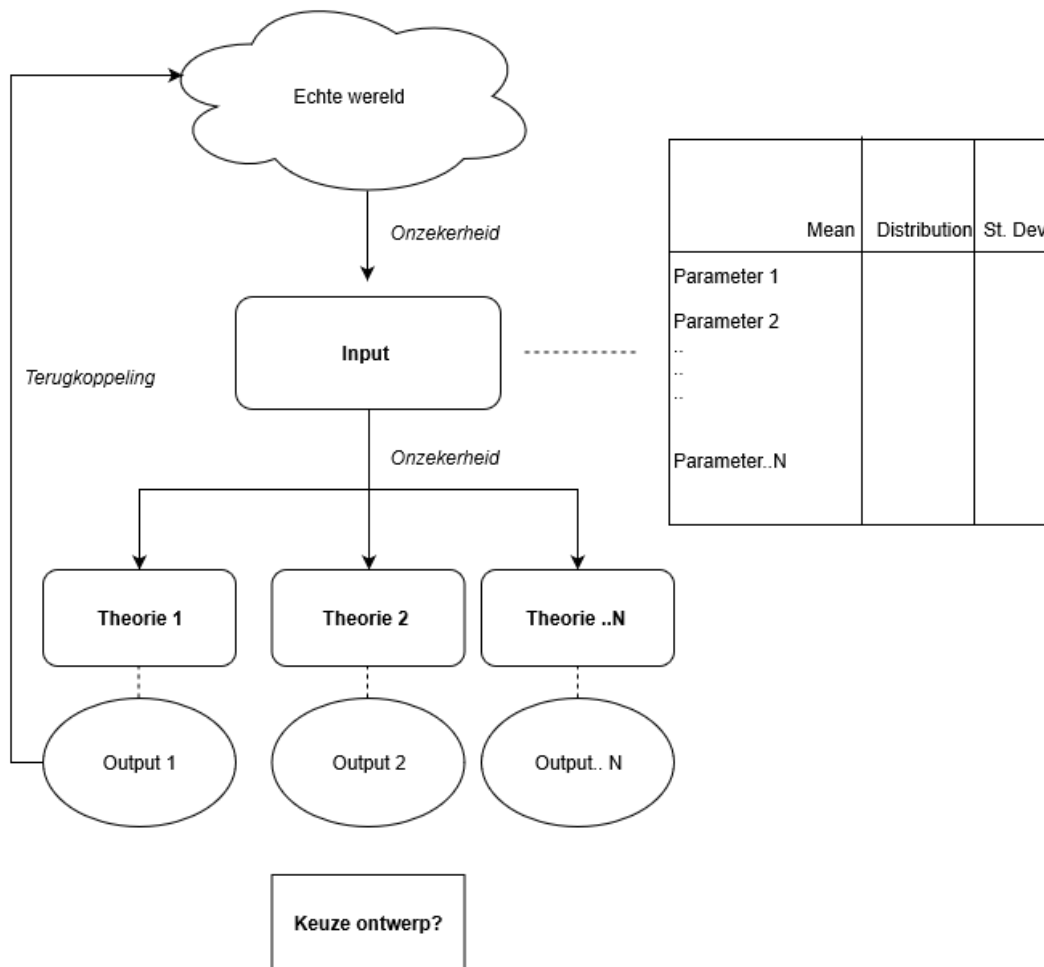
In de ingenieurswereld is ontwerpen één van de belangrijkste aspecten. Dit varieert van het ontwerpen van een relatief simpele ligger tot een complexe waterbouwkundige constructie. Een ontwerp moet aan allerlei soorten eisen voldoen. De belangrijkste eis is dat het ontwerp sterk en stabiel genoeg is. Om hieraan te voldoen, wordt vooraf een inventarisatie gedaan naar alle randvoorwaarden. Deze randvoorwaarden worden vertaald naar verschillende parameters. Denk hierbij aan een windsnelheid, een bodemprofiel met bijhorende karakteristieken, stroming, etc. Deze vertaalslag van de “echte” wereld naar input waarmee gewerkt kan worden, gaat gepaard met een bepaalde onzekerheid. Een manier om te kunnen omgaan met deze onzekerheid is om de parameters probabilistisch te maken. In plaats van het gebruik van enkel deterministische waarden, krijgen parameters een gemiddelde waarde, een type distributie en een standaarddeviatie. Er bestaan natuurlijk wel constanten die per definitie deterministisch zijn, zoals de valversnelling ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$). Door probabilistisch te ontwerpen wordt het risico in falen van een constructie uitgedrukt in een bepaalde kans. Per type constructie wordt in richtlijnen een maximale faalkans voorgeschreven. De simpelste vorm van probabilistisch ontwerpen is het toekennen van veiligheidsfactoren (semi-probabilistisch, of type I) en de uitgebreide vorm is een Monte-Carlo simulatie (type III). Voor laatstgenoemde wordt gebruik gemaakt van limit-state functies, zie Figuur 79b.



Figuur 79 - Limit state functie

De onzekerheid blijft echter aanwezig. In de praktijk blijkt dat vaak dat de aangeleverde parameters niet altijd accuraat zijn. Vaak bestaat een ingenieursbureau uit verschillende gespecialiseerde disciplines. In een groot multidisciplinair project zijn de disciplines afhankelijk van elkaar. Om bijvoorbeeld een caisson te ontwerpen, heeft de betonafdeling gegevens nodig over de hydraulische belastingen. De hydraulische afdeling moet dan, vaak onder invloed van tijdsdruk uitgeoefend door de projectleider, gegevens aanleveren. Dit kan leiden tot inaccurate waarden voor de hydraulische belastingen en uiteindelijk tot een verkeerd gedimensioneerd ontwerp.

De input wordt gebruikt om de benodigde berekeningen te maken om te komen tot de vereiste dimensies van een ontwerp. Vaak bestaan er meerdere theorieën om te komen tot een bepaalde berekening, waarbij de verschillen in waarde significant kunnen zijn. Een voorbeeld is het bepalen van de golfbelasting op een constructie. De manual “Hydraulic Structures” geeft drie soorten berekeningen om de golfbelasting te bepalen, met elk een andere uitkomst. Dus de keuze voor een bepaalde berekening gaat vaak ook gepaard met een bepaalde onzekerheid. Het kan zijn dat een ontwerpvoorschrift een bepaalde formule voorschrijft die gebruikt moet worden, in andere gevallen wordt de keuze overgelaten aan de ingenieur. Het proces van het bepalen van de randvoorwaarden tot aan de uiteindelijke keuze voor het ontwerp is weergegeven in Figuur 80. De vraag is: Hoe om te gaan met deze onzekerheden en welk afwegingskader bepaalt uiteindelijk de keuze van het ontwerp? Immers: **“De uitkomst van de som is niet identiek aan het antwoord op de vraag.”** (Van der Horst, 2019)



Figuur 80 - Flow Chart keuze ontwerp (auteur)

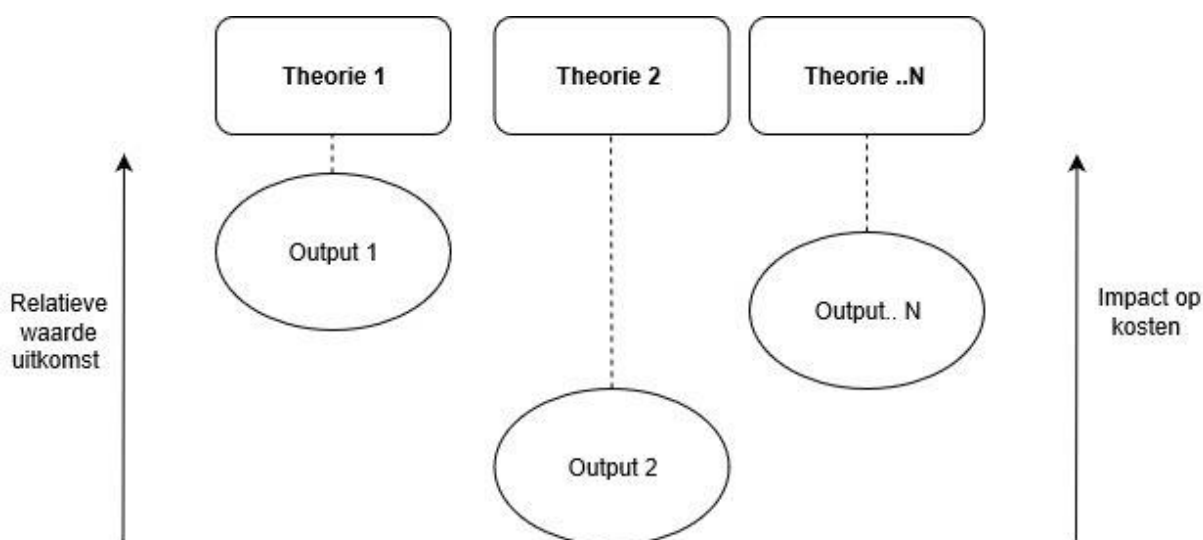
5.2. Strategie

De keuze van het ontwerp is niet direct het antwoord op de som. Om te komen tot de eindelijke keuze van het ontwerp gaat het om de volgende twee aspecten:

1. In hoeverre “matched” de output met de realiteit?
2. Welke impact hebben de verschillende uitkomsten?

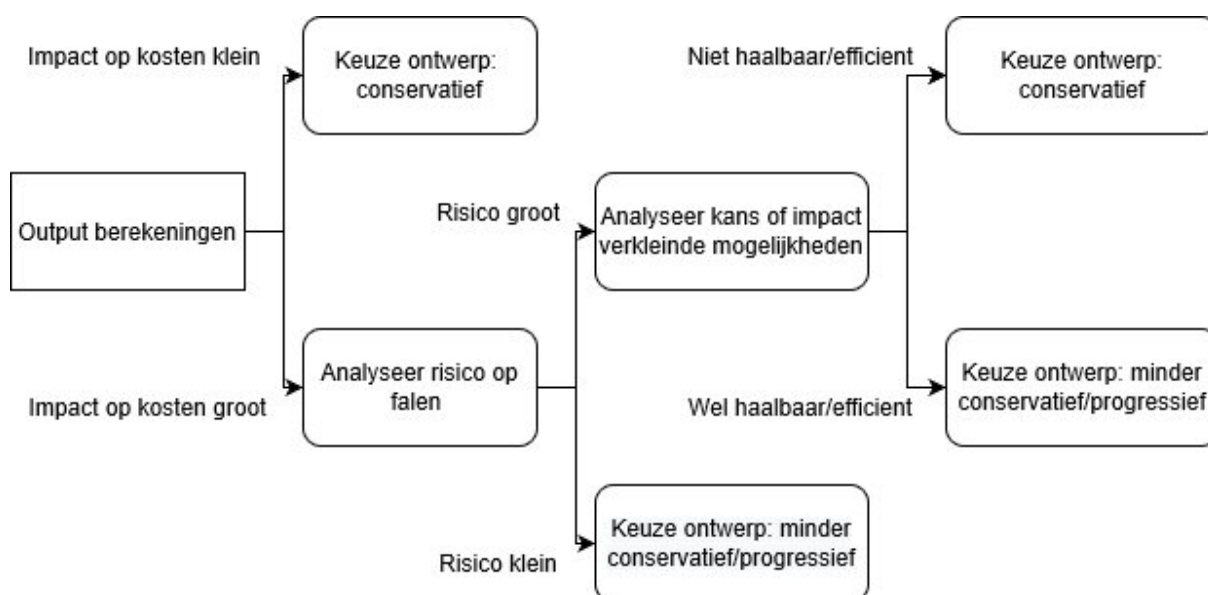
Het eerste aspect is terug te vinden in terugkoppeling in de flow chart, zie Figuur 80. Men beschouwt de berekende oplossing en gaat na of de oplossing reëel is. Dit kan bijvoorbeeld aan de hand van benchmark en ervaring, waarbij de oplossing wordt vergeleken met soortgelijke projecten. Mocht de oplossing niet reëel blijken, moet ofwel de beschouwde input of de gebruikte formules worden herzien (zie terugkoppeling de flow chart).

Het tweede aspect gaat in op de gevolgen van de gekozen oplossing. Hierbij gaat het enerzijds over de impact op de kosten en anderzijds op de impact van falen van de constructie. De (dis)proportionaliteit van verschillende uitkomsten op de kosten bepaalt de strategie op de keuze van het ontwerp. Mocht een relatief groot verschil in de uitkomst een relatief klein verschil in kosten teweegbrengen, kiest men er sneller voor om voor de meest “conservatieve” oplossing te gaan. Anderzijds, als de verschillen in uitkomsten leiden tot een disproportioneel verschil in kosten, wordt er niet per sé gekozen voor de “conservatieve” oplossing. De impact van falen is dan de doorslaggevende factor. Men kiest voor een minder conservatieve oplossing als de impact van falen relatief klein is. Mocht de impact van falen desastreus zijn, is men meer voorzichtig bij het kiezen van een minder conservatieve oplossing. De impact van falen kan vaak worden verkleind door het mitigeren van risico's. Dit kan een efficiënte manier zijn als de kosten voor het mitigeren van de risico's kleiner zijn dan de impact van de kosten op de verschillende uitkomsten.



Figuur 81 - Verschillende outputs (auteur)

De strategie voor de keuze van het ontwerp is hiermee bepaald, zie Figuur 82.



Figuur 82 - Strategie keuze ontwerp (auteur)

5.3. Casus bodembescherming stuw Linne

Verschillende auteurs hebben een groot aantal stabiliteitsformules gesuggereerd, de meeste van hen alleen geschikt voor het ontwerp van rip-rap bescherming. De stabiliteitsrelaties hebben de neiging om grote verschillen in resultaten te geven in termen van de vereiste steenmaat. Vier breed geaccepteerde stabiliteitsrelaties worden gebruikt voor de casus voor de nieuwe stuw in Linne. De eerste stabiliteitsrelaties die zijn ontwikkeld zijn die van **Shields** (1936) en **Izbash** (1970). Deze relaties gaan uit van een uniforme stroming in een prismatisch kanaal over een ruw bed. Later is ook onderzoek gedaan naar stromingen met vertraging- en versnellingsgebieden. Voor deze situaties wordt in de Rock Manual aangeraden gebruik te maken van de relaties van **Pilarczyk** (1995), **Escarameia and May** (1992). Deze stabiliteitsrelaties zijn afgeleid van Shields en Izbash. Deze relaties worden ook aanbevolen in de Werkwijzer ontwerpen waterbouwkundige constructies met de toevoeging van de uitgebreide formule van Shields, ook een relatie die is afgeleid van de klassieke Shields relatie.

De beschouwde stabiliteitsformules zijn omgeschreven naar een kritische dieptegemiddelde stroomsnelheid als functie van de nominale steendiameter. Bij elke relatie wordt uitgegaan van een hoge turbulentie en literatuur beschrijft de bijbehorende waarde van de turbulentieparameter per stabiliteitsrelatie.

1. Izbash

De eenvoudigste formule is die van Izbash die ervan uitgaat dat het product van steendiameter en relatieve dichtheid van de steen gelijk is aan een factor maal de snelheidshoogte van de stroming:

$$U = \sqrt{\frac{\Delta * D_n * 2g}{\beta}} \quad (67)$$

Waarin:

$\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w =$ relatieve dichtheid stenen [-]

$D_n =$ nominale diameter steen [m] = $0.84 * D_{50}$

$\beta =$ turbulentie-constante [-] = 1.4 (hoge turbulentie)

$u =$ stroomsnelheid, gemiddeld over de verticaal [m/s]

2. Shields uitgebreid

De basisrelatie voor granulair materiaal onder stroming is de relatie van Shields. De relatie van Shields was oorspronkelijk afgeleid voor uniforme stroming over een horizontaal bed van loskorrelige materialen. De uitgebreide formulering bevat correctiefactoren voor taluds en niet-uniforme stroming:

$$U = \sqrt{\frac{\Delta * \psi_{cr} * D_n * k_{st} * C^2}{k_t^2}} \quad (68)$$

Waarin:

$$k_{st} = \text{taludfactor} = 1$$

$$C = \text{Chezy coëfficiënt} = 25 \left(\frac{h}{D_n}\right)^{\frac{1}{6}}$$

$$k_t^2 = \text{Turbulentiefactor} = \frac{1 + 3r_0}{1,3}$$

$$r_0 = \text{dieptegemiddelde relatieve fluctuatie intensiteit} = 0,3 \text{ (hoge turbulentie)}$$

$$\psi_{cr} = \text{shieldsparameter} = 0,032$$

3. Pilarczyk

Pilarczyk presenteerde een uniforme relatie tussen de vereiste steengrootte voor stabiliteit en de hydraulische en structurele parameters. Het combineert verschillende ontwerpformules. Speciale factoren en coëfficiënten zijn toegevoegd aan de Izbash / Shields-formule om te komen tot de onderstaande vergelijking:

$$U = \sqrt{\frac{\Delta * D_n * \psi_{cr} * k_{st} * 2g}{\phi_{sc} * 0,035 * k^{t^2} * k_h}} \quad (69)$$

Waarin:

$$\phi_{sc} = 0,75$$

$$\psi_{cr} = 0,032$$

$$k_h = \left(1 + \frac{h}{D}\right)^{-0,2}$$

$$k^{t^2} = 2 \text{ (hoge turbulentie)}$$

4. Escarameia and May

Escarameia en May stelden een relatie voor die een vorm is van de Izbash relatie waarin de effecten van de turbulentie van de stroming volledig worden gekwantificeerd. Deze kan met name handig zijn in situaties waarin de turbulentie hoger is dan normaal, rond brugpielen, bouwputten en caissons, stroomafwaarts van hydraulische structuren (poorten, stuwen, overlagen, duikers), met variaties in bedniveau, bij abrupte veranderingen in stroomrichting. Onderstaande vergelijking geeft de relatie weer tussen de gemiddelde steengrootte, D_{n50} (m), en de hydraulische en structurele parameters en is geldig voor vlakke bedden en hellingen die niet steiler zijn dan 1:2.

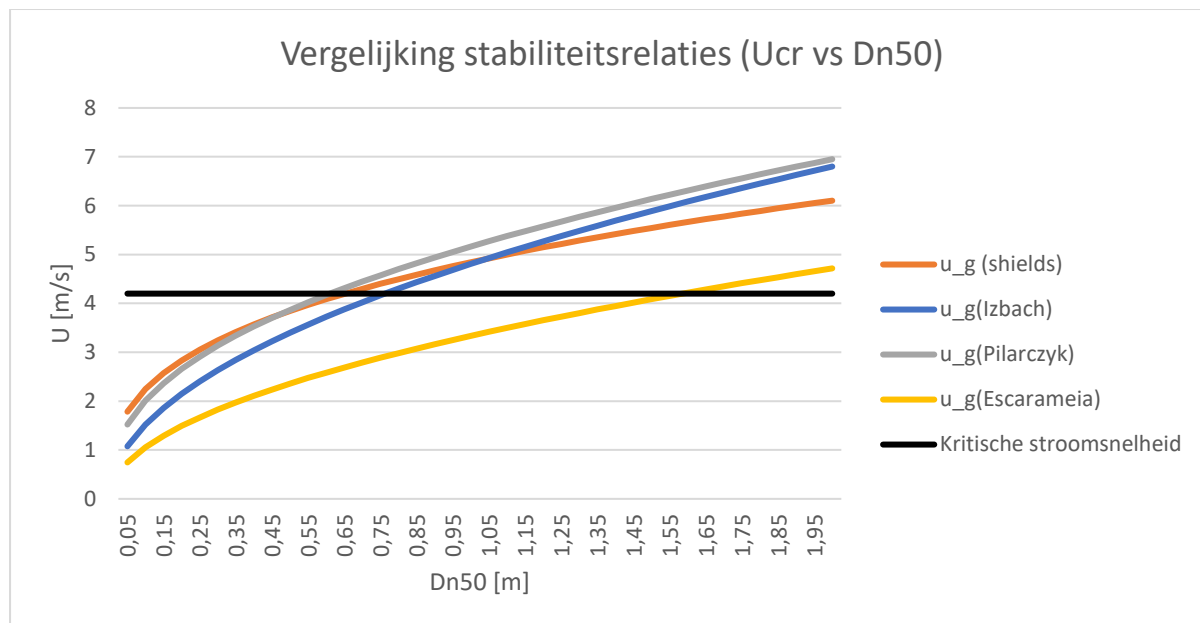
$$U = \left(\frac{1}{(-1,48r_{ub} + 1,36)}\right) \sqrt{\frac{\Delta * D_n * 2g}{K_t}} \quad (70)$$

Waarin:

$$K_t = 12,3 * r_{ub} - 0,2 = 7,2$$

$$r_{ub} = 0,6 \text{ (zeer hoge turbulentie)}$$

Voor stuw Linne is een kritische dieptegemiddelde stroomsnelheid gevonden van $U = 5.9$ m/s, zie 3.4.4. Gebruikersfase. Voor elke stabiliteitsrelatie kan nu de nominale steendiameter worden bepaald voor deze stroomsnelheid, zie Figuur 83.



Figuur 83 - Vergelijking stabiliteitsrelaties (auteur)

Stabiliteitsrelatie	Benodigde nominale diameter D_{n50}
Izbash	1,85 m
Shields uitgebreid	1,55 m
Pilarczyk	1,40 m
Escarameia	1,75 m

De meest progressieve relatie voor deze casus is de vergelijking van Pilarczyk en de meest conservatieve relatie is de vergelijking van Izbash. Literatuur geeft aan Izbash niet toe te passen in versnellingsgebieden. Daarom wordt de vergelijking van Escarameia gebruikt als de meest conservatieve relatie. De benodigde nominale steendiameter verschilt met ongeveer 20%. Er wordt uitgegaan van een lineair verband tussen steendiameter en kosten, en dus een verschil van 20% in kosten. Deze kosten moeten uiteindelijk in perspectief worden gezien met de totale kosten van project. Mocht dit een significante invloed hebben wordt, volgens de eerder bepaalde strategie, niet direct voor de conservatieve oplossing gekozen. Dit is niet geheel duidelijk. In het kader van de toepasbaarheid van de strategie wordt verondersteld dat de impact op kosten significant is op de totale kosten van het project. Om een oordeel te kunnen geven over het risico dat de steen faalt, wordt de conservatieve relatie, de vergelijking van Escarameia, als de meest accurate relatie verondersteld. De nominale steendiameter die voortkomt uit de vergelijking van Pilarczyk wordt gebruikt als input in de vergelijking van Escarameia om te komen tot de toelaatbare stroomsnelheid.

$$U = \left(\frac{1}{(-1,48r_{ub} + 1,36)} \right) \sqrt{\frac{\Delta * 1,40 * 2g}{K_t}} = 5,3 \frac{m}{s} \quad (71)$$

De kritische stroomsnelheid is bepaald bij een situatie met één gestreken stuwklep met een afvoercapaciteit van 250 m³/s. Dit betekent de toelaatbare stroomsnelheid per definitie altijd wordt overschreden. Het falen van de bodembescherming kan uiteindelijk leiden tot instabiliteit van de stuw doordat er een te grote ontgrondingskuil ontstaat. De impact op falen is dus groot en daarmee is het risico op falen (= kans*impact) groot. Gezocht moet worden

naar andere risico mitigerende maatregelen dan enkel het vergroten van de nominale steendiameter. In dit geval zou het manipuleren van de kritische stroomsnelheid een oplossing kunnen zijn. Dit kan door middel van het ontwerpen van een andere stuwconfiguratie. Als deze maatregel opweegt tegen de extra kosten van een grotere steendiameter, kan hiervoor worden gekozen. Een andere maatregel kan gezocht worden in het mitigeren van de impact. Speciale voorzieningen in de drempel van de stuw zouden eventueel kunnen worden toegepast om instabiliteit door de ontgrondingskuil tegen te gaan. Net zoals bij het ontwerp van een andere stuwconfiguratie, moet ook worden bepaald of de kosten van deze voorzieningen opwegen tegen de extra kosten voor een grotere steendiameter. Als dit het geval is, kan de nominale steendiameter die volgt uit de progressieve relatie, de vergelijking van Pilarczyk, worden gebruikt. De impact is immers relatief klein en de bodembescherming kan eventueel op tijd worden hersteld als de toelaatbare stroomsnelheid wordt overschreden.

6 Conclusie

De belangrijkste conclusies uit het onderzoek zijn in dit hoofdstuk weergegeven als antwoorden op de onderzoeksvragen die zijn opgesteld in de introductie van dit onderzoek.

Wat zijn de criteria waarop een nieuwe stuw wordt beoordeeld?

De criteria zijn ontwikkeld op basis van een studie naar eerdere waterbouwkundige projecten die zijn uitbesteed en op overleggen met experts van Rijkswaterstaat. Hieruit zijn in totaal tien risico's en kansen geformuleerd waarop stuwprojecten de komende jaren kunnen worden beoordeeld.

Welke eisen worden er gesteld aan de nieuwe stuw bij Linne?

De eisen aan de nieuwe stuw zijn verwerkt in het Programma van Eisen. Eerst is volgens de principes van system engineering een eisenspecificatie opgesteld. Deze eisenspecificatie is vertaald naar een PvE. De belangrijkste functionele eisen zijn: het keren van het water en een minimale afvoercapaciteit door de stuw van 1250 m³/s. Verder moet de stuw op afstand bediend kunnen worden.

Welk type opblaasbare stuw bij Linne biedt de meeste meerwaarde?

Uit de variantenstudie volgt dat de staal-rubberen kering het beste scoort op basis van het opgestelde beoordelingskader. Dit type stuw behaalt zijn meerwaarde op het gebied van betrouwbaarheid, onderhoudsgemak en innovatie. Dit type stuw is op conceptueel niveau verder uitgewerkt.

Welke configuraties van de stuw bij Linne zijn er mogelijk?

Er zijn in totaal vier stuwconfiguraties onderzocht. Dit zijn 1x 100 m overspannen, 2x 50 m overspannen, 3x 50 m overspannen en 2x 50 m + 1x 10 m overspannen. Er is gekozen, op basis van pros en cons, om door te gaan met een stuwconfiguratie van 2x 50 m. Hierbij is een stuwregime ontwikkeld die voldoet aan de eis ten aanzien van afvoer.

Wat zijn de globale dimensies van het conceptuele ontwerp van de stuw bij Linne?

Er is een nieuw stuwregime ontwikkeld met 5 stuwkleppen per stuwopening. De klep heeft een lengte van 7 m en de rubberen membraan onder de klep heeft een straal van ongeveer 2 m. De drempel is in totaal 34 m lang en 2 m dik, waarvan de woelbak 21 m bedraagt. Er komen twee drempels van beide in totaal 50 m breed.

Welke drivers worden gebruikt voor het bepalen van een geschikte uitvoeringsoplossing?

De drivers zijn ontleend uit het beoordelingskader dat in fase 1 is opgesteld. Hieruit volgen vier criteria waarop de uitvoeringsvarianten worden beoordeeld. Dit zijn:

- Kosten en risico's
- Hinder voor omgeving
- Hinder voor scheepvaart
- Beschikbaarheid afvoercapaciteit.

Welke uitvoeringsvarianten zijn er mogelijk om te komen tot het voorgestelde conceptuele ontwerp voor de stuw bij Linne?

Nadat alle mogelijke uitvoeringsconcepten zijn beschouwd, volgen in totaal drie uitvoeringsvarianten voor de Obermeyer stuw in Linne. De eerste uitvoeringsvariant (A) is een in-situ oplossing, waarbij er bovenstrooms van de huidige stuw in totaal twee bouwkuipen gefaseerd worden gebouwd in de rivier. De tweede uitvoeringsvariant (B) is de bouw buiten de bestaande waterloop, waarbij de "oude" riviergeul wordt gebruikt voor de bouw van de stuw. De geul wordt vervolgens uitgebaggerd tot het bestaande tracé waarbij een deel van het huidige tracé met de huidige stuw wordt afgesloten. De laatste beschouwde uitvoeringsvariant (C) is een gedeeltelijk prefab uitvoering, waarbij de twee drempels van de stuw (inclusief de installatie van de klep en balg elementen) in een bouwdok bovenstrooms van de stuw worden gebouwd en getransporteerd met pontons met lieren naar de definitieve locatie (bovenstrooms van de huidige stuw). De middenpijler en de landhoofden zijn hierbij wel in-situ uitgevoerd.

Wat zijn de kritische factoren (risico's) die invloed hebben op de fasering van de voorgestelde uitvoeringsvarianten?

Voor de eerste variant gaan er een aantal risico's gepaard met de bouw van bouwkuipen in stromend water. Door het deels afsluiten van de rivier is een van de kritische factoren de invloed op het waterregime. Hierbij gaat het om de ontstane opstuwing en hoge stroomsnelheden bij hoge afvoeren. Verder wordt het heien van damwanden door een drijvende kraan in stromend water ook beschouwd als een kritische factor.

Voor de tweede variant is de grootste kritische factor de grote hoeveelheid grondverzet die moet plaatsvinden. Daardoor moet er een Milieueffectrapportage (MER) plaatsvinden waaruit kan blijken dat dit geen haalbare oplossing kan zijn. Verder kan door de bemaling van de bouwput de grondwaterstanden te veel worden verstoord in de nabije omgeving.

Voor de laatste variant is de grootste kritische factor het stabiel transporteren en afzinken van de drempelconstructie. Hierbij moet het geheel lekdicht worden gemaakt na het afzinken en moeten de luchttoevoerleidingen goed worden aangesloten (onder water) aan de installaties in de landhoofden.

Welke uitvoeringsvariant is het meest geschikt voor de nieuwe stuw bij Linne?

Uitvoeringsvariant C, de prefab oplossing, scoort het beste. Het is een innovatieve oplossing waarbij de gehele stuw, inclusief klep en balgelementen, in een bouwdok worden gebouwd en worden getransporteerd met behulp van pontons en lieren. Grote uitdagingen van deze uitvoeringsoptie is het drijvend transport waarbij de enorme stuwconstructie niet beschadigd, het koppelen van de luchttoevoerleidingen aan de compressoren in het landhoofd onder water door duikers en het waarborgen van een goede krachtsafdracht van de drempel naar de bodem. Daar tegenover staat een groot voordeel ten opzichte van de andere beschouwde varianten op gebied van onder andere kosten en bouwtijd. De oplossing wordt daarom aangedragen als de uitvoeringsoptie voor de Obermeyer stuw ter vervanging van de huidige stuw in Linne.

7 Aanbevelingen

In dit hoofdstuk worden de aanbevelingen toegelicht. Per fase is er een aantal aannames gedaan die verder onderzoek vereisen.

Beoordelingskader en variantenstudie:

De functionele, aspect en uitvoeringseisen zijn beschreven in het onderzoek. Deze eisen zijn voor een groot deel ontleent uit een parallelstudie van de opdrachtgever die gaat over de vervangingsopgave van de stuwen in de Maas. Een aantal eisen zijn niet in dit onderzoek geverifieerd en wordt dus aangeraden dit in een verder onderzoek alsnog te toetsen. Concreet gaat het om het vervullen van de functies gedurende 100 jaar met een beschikbaarheid van 99,9 % van de stuw. Dit komt overeen met een maximum van 8 uur/jaar dat de stuw zijn functie niet kan vervullen. Deze eis hangt samen met de eis dat stuwgedelen binnen 8 uur vervangen moeten zijn. Aangetoond moet worden dat het stuwontwerp aan deze eisen kan voldoen.

Conceptueel ontwerp:

Een belangrijk aspect is het stuwregime van de nieuwe stuw. Voor de berekeningen is op basis van literatuur bepaald dat de stuwklep een beperkte overstromingsdiepte mag hebben (ratio 0.3). Een grotere overstromingsdiepte kan leiden tot instabiliteit van de stuw door het optreden van trillingen. Dit heeft een groot effect op de afvoercapaciteit. Een fijnere stuwregeling kan worden bereikt als de stuwklep een grotere overstromingsdiepte heeft. Daarom wordt aanbevolen het fenomeen met trillingen verder te onderzoeken met behulp van (schaal)modellen.

Het ontwerp van de woelbak in de drempel is gebaseerd op de lengte van de watersprong. Deze lengte zou gereduceerd kunnen worden door het aanbrengen van verticale obstructies in de woelbak waarmee de totale lengte van de drempel kan worden geoptimaliseerd. Aanbevolen wordt om dit type woelbakken verder te onderzoeken.

Alle hydraulische berekeningen zijn conceptueel van aard waarbij een aantal aannames zijn gedaan. Aanbevolen wordt om voor de maatgevende belastingsituatie waarbij er één stuwklep is gestreken verder onderzoeken te doen met behulp van (CFD of schaal) modellen. Hier moet verder worden onderzocht hoe de stroming zich ontwikkelt bij een combinatie van een gestreken en gedeeltelijk geopende stuw.

In de membraan treden behoorlijk grote krachten op. Bij Obermeyer keringen van deze grootte wordt in de praktijk vaak een dubbele balgkussen gebruikt. Dit verlaagt de straal van het doek en dus treden er lagere trekkrachten op. Mocht het doek met de huidige trekkrachten moeilijk te produceren zijn wordt aanbevolen onderzoek te doen naar de dubbel uitgevoerde balgkussens. In dit onderzoek is een stalen stuwklep aangenomen. Er zijn meerdere Obermeyer stuwen die met andere materialen, zoals kunststof of hoogwaardig beton, zijn uitgevoerd. Het ontwerp van de klep valt buiten de scope van dit onderzoek en dus wordt aanbevolen in een verder stadium dit nader te onderzoeken.

Uitvoering:

Een interessante variant die verder onderzocht kan worden is de bouw van een nieuwe stuw op dezelfde locatie. Dit gaat gepaard met een integrale fasering van enerzijds de bouw van de nieuwe stuw en anderzijds de sloop van de huidige stuw. Hierbij zou eventueel gekozen

kunnen worden voor een partiële omlegging, waarbij een deel van de nieuwe stuw buiten de bestaande waterloop zal worden gebouwd. In vergelijking een volledige omlegging kost dit minder grondverzet en minder hinder voor de omgeving. Dit geldt ook voor de variant waarbij de stuwelementen naast de locatie worden gebouwd en worden geïnstalleerd met behulp van drijvende kranen. Onderzocht moet worden in welke fasering de stuwdeelen kunnen worden gehesen op hun definitieve plek met de bijbehorende capaciteit van de drijvende kranen en de beschikbare "draught". Verder heeft de variant met een nevengeul een grote impact op het waterregime en grondwaterstanden. Deze invloed zou in een later stadium verder moeten worden onderzocht. Heien in stromend water wordt beschouwd als een "no go". Onderzoek moet worden gedaan naar toelaatbare stroomcondities waarbij dit wel haalbaar is.

Voor de voorgestelde uitvoeringsoplossing, de prefab oplossing, is aangenomen dat transport van de drempelconstructie, waarbij de klep- en balgelementen al zijn gemonteerd aan de drempel, stabiel verloopt. Aanbevolen wordt om dit in een verder stadium nader te onderzoeken.

Aanbevelingen specifiek voor de opdrachtgever:

Er wordt aangeraden voldoende bouwtijd beschikbaar te stellen zodat de opdrachtnemer daadwerkelijk voor de optimale uitvoeringsoplossing kan kiezen. Verder moet de ruimte naast de bestaande waterloop worden onderzocht in geval van een nevengeul en de ruimte voor een bouwdok in geval van een prefab oplossing. In het onderzoek is een sample van een bodemopbouw nabij de stuw gebruikt. Aangeraden wordt alvorens de contractfase voldoende bodemonderzoek te verrichten. Tenslotte is in dit onderzoek gesteld dat scheepvaart bij hoogwater de stuw kan passeren. De impact van aanvaringen moet hierbij verder worden onderzocht en kan invloed hebben op de keuzes.

Bibliografie

- ANTEA. (2014). *Vervangingsopgave Natte Kunstwerken (VONK) - Stuwen Maas, investeringsraming, pre-verkenningfase*.
- Bakker, J. d. (2003). *Ontwerpmodel klepstuw*. Delft.
- Battjes, L. (2014). *Dictaat Open Channel Flow CTB3350*. Delft.
- Bezuyen, K. G., Molenaar, W. F., & van der Toorn, A. (2010). *Weirs - CT5313*. Delft.
- Bezuyen, K. G., & Glerum, A. (2000). *Constructieve Waterbouw*. Delft.
- Bezuyen, K. G., Stive, M. J., Vaes, G., Vrijling, J. K., & Zitman, T. J. (2007). *Inleiding Waterbouwkunde - CT2320*. Delft.
- Chanson, H. (2004). *Hydraulics of Open Channel Flow*. Australië : Elsevier.
- G, A. J. (1994). *Bouwtechniek van toen 5 : Stuwen en Sluizen*.
- Gebhardt, M. (2010). *On the causes of vibrations and the effects of countermeasures at water-filled inflatable dams*. 1st European IAHR Congress Edinburgh .
- IV-Infra. (2010). *RINK 2010 - Risico Inventarisatie Natte Kunstwerken - diverse onderdelen* .
- JICE . (2000b). *Technical Standard for Rubber Gates* . 3rd Edition. Japan Institute of Country-ology and Engineering (JICE).
- JICE. (1983a). *Technical Standard for Rubber Gates*. 2nd Edition. Japan Institute of Country-ology and Engineering (JICE).
- JICE. (2007c). *Steel-Rubber Gate Design Guideline*. Japan Institute of Country-ology and Engineering (JICE) .
- Molenaar, W. F., & Voorendt, M. Z. (2016). *Manual Hydraulic Structures*. Delft.
- Muramatsu, T., & Ogihara, K. (1985). *Rubber Dam: Causes of Oscillation of Rubber Dam and Countermeasures*. International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR).
- PIANC . (2018). *Inflatable Structures in Hydraulic Engineering* .
- PIANC. (2006). *Design of movable weirs and storm surge barriers* . Brussel: PIANC General Secretariat.
- Pover, J. (2000). *Verslag bezoek Obermeyer Hydro Inc* .
- Rijkswaterstaat . (2007). *Hoogwater op de Rijn en de Maas* . Rijkswaterstaat.
- Rijkswaterstaat. (1992). *De Maas - Verleden, heden en toekomst*. Lelystad.
- Rijkswaterstaat. (2018). *Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken* .
- Semmekrot, S., & Vriese, F. T. (1992). *Paal - en opgroeigebieden voor vis in de Maas*. Maastricht.
- Snel, A. (1987). *Stuw in de Maas te Grave* . Delft .
- Verduijn, M. (2015). *Future of weir Linne*. Delft: TU Delft .

