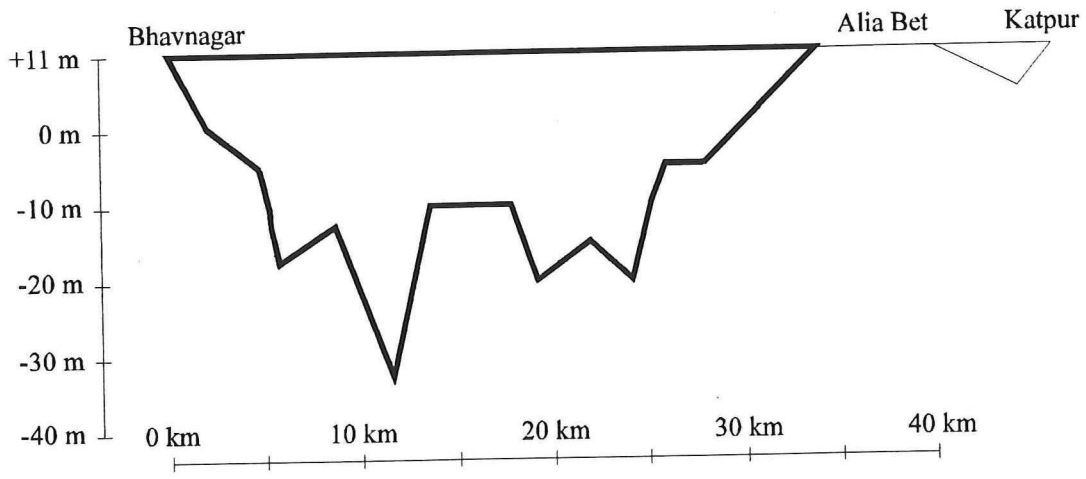
AFSLUITING
VAN DE
GOLF VAN KHAMBAT



November 1996

Afstudeerrapport

T.P. Hafkamp

Technische Universiteit Delft
Faculteit Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde

Voorwoord

In het kader van mijn afstuderen aan de T.U. Delft bij de vakgroep waterbouwkunde, van de faculteit Civiele Techniek, heb ik onderzoek gedaan naar de afsluiting van de Golf van Khambat, in het westen van India.

De Golf kenmerkt zich door een groot getijdeverschil en een aanzienlijke toevoer van zoet water. Hierdoor is deze locatie zowel geschikt voor de bouw van een getijdecentrale als voor de opslag van zoet water voor irrigatiedoeleinden.
Met dit rapport verwacht ik een bijdrage te hebben geleverd in het inzicht van de mogelijkheden voor het afsluiten van de Golf van Khambat.

Ik wil hierbij de leden van mijn afstudeercommissie, prof.drs.ir. J.K. Vrijling, ir. F.C. van Roode en ir. K.G. Bezuyen, bedanken voor hun hulp.

T.P. Hafkamp

Samenvatting

In de Golf van Khambat, in het westen van India, bestaan plannen voor de constructie van een getijdecentrale, mogelijk in combinatie met een zoetwateropslag voor irrigatiedoeleinden. De redenen voor deze plannen zijn tweeledig.

- Ten eerste varieert het getijverschil in de Golf in normale omstandigheden tussen 4,5 m voor een doodtij (het getij met de kleinste amplitude) en 8,5 m voor een springtij (het getij met de grootste amplitude).
- Ten tweede stroomt dagelijks een hoeveelheid water van 6 tot $11 \cdot 10^9$ m^3 in en uit de Golf van Khambat.
  Het grote getijverschil in combinatie met de enorme hoeveelheid waterverplaatsing zijn belangrijke aanleidingen voor de bouw van een getijdecentrale in de Golf van Khambat.

In de gebieden rond de Golf van Khambat is er een grote behoefte aan irrigatiewater. In de Golf komen drie rivieren uit, de Narmada, de Mahi en de Sabarmati. Het debiet van de Narmada is het grootst, en zodoende is het van groot belang om deze rivier binnen het reservoir te laten uitmonden. Hiervoor is een groot bassin nodig.

Onderzoek is gedaan naar:

- het ontwerpen van een geschikte sluitingsmethode voor de afdamming van het reservoir
- het optimaliseren van het logistieke aspect van de bouw om een zo kort mogelijke bouwtijd te bereiken.

De sluiting van de Golf van Khambat is moeilijk te verwezenlijken door het grote getijverschil. De stroomsnelheden zullen enorm toenemen als het sluitgat kleiner wordt.
De keuze van een sluitingsmethode heeft invloed op de stroomsnelheden. In geval van een verticale sluitingsmethode kunnen stroomsnelheden tot 6 m/s verwacht worden. Een horizontale sluitingsmethode veroorzaakt zelfs stroomsnelheden van boven de 8 m/s.
In het onderzoek is voor een combinatie van beide sluitingsmethode gekozen.
Het verschil in waterstanden vóór en achter de dam veroorzaakt, als de dam doorlatend is, naast een stroming over de dam, ook een stroming door de dam. In het geval dat de dam uit stenen bestaat kan deze stroming tot gevolg hebben dat de stenen weg kunnen spoelen.
Om de stabiliteit van de dam te garanderen zijn stortstenen met een gewicht tot 25.000 kg nodig.

De aangenomen capaciteit en yieldcurve van de steengroeve, in combinatie met het gekozen materieel resulteren in een bouwtijd van 21 jaar. Door het optimaliseren van de bodembescherming en gebruik te maken van gabions kan de bouwtijd teruggebracht worden tot 8,5 jaar.

INHOUDSOPGAVE

voorwoord 3

samenvatting 4

1. INLEIDING 8

1.1 Situatieschets 8

1.2 Voordelen van het afsluiten van de Golf van Khambhat 10

1.3 Samenvatting van voorgaand onderzoek 10

1.4 Mijn onderzoek 11
1.4.1 Korte omschrijving 11
1.4.2 Doelstellingen 11
1.4.3 Methode 11

1.5 Aannames en randvoorwaarden 11

1.6 Opbouw van het rapport 12

2. BESCHRIJVING PROJECTGEBIED 13

2.1 India 13
2.1.1 Klimaat 15
2.1.2 Grondgebruik 16

2.2 Golf van Khambat 16
2.2.1 Ligging van de bodem 16
2.2.2 Grondsoort en bodemopbouw 17
2.2.3 Wind en golven 19
2.2.4 Getij 21
2.2.5 Aanname voor de capaciteit en de ligging van de steengroeve 22

3. TRACÉKEUZE 25

3.1 Cruciale factoren 25

3.2 Mogelijke alternatieven voor het tracé 26
3.2.1 Onderdeel A 27
3.2.2 Onderdeel B 28

3.3 Vergelijking alternatieven op grond van het materiaalgebruik 28
3.3.1 Bepaling meest gunstige tracé 31

4. ONTWERP VAN DE AFSLUITING 32

4.1 Functies van de afsluiting 32

4.1.1 Algemene functies 32
4.1.2 Specifieke functies van de sluitdam 34

4.2 Programma van eisen voor de sluitdam 35

4.3 Belastingen op de sluitdam 35
4.3.1 Door stroming over de sluitdam 35
4.3.2 Door stroming door de sluitdam 38
4.3.3 Door stroming langs de sluitdam 42
4.3.4 Door golfslag tegen de sluitdam 43

4.4 Sluitmethoden voor de sluitdam 44
4.4.1 Verticale sluitingsmethode 44
4.4.2 Horizontale sluitingsmethode 53
4.4.3 Gecombineerde sluitingsmethode 57
4.4.4 Plotselinge sluitingsmethode 63

4.5 Keuze van de sluitingsmethode 63

4.6 Toetsing van het ontwerp 65
4.6.1 Grootte van de snelheid van de stroming door de sluitdam heen 65
4.6.2 Stabiliteit van de stortstenen in de sluitdam 65
4.6.3 Dikte van de stortlagen in de sluitdam 66

5. VERVOER VAN DE STORTSTENEN PER SCHIP 68

5.1 Afmetingen en vaarsnelheid van de stortschepen 68

5.2 Positionering van het stortschip tijdens het storten 69
5.2.1 Afmeren aan een meerpaal 71
5.2.2 Vastleggen aan ankers 75
5.2.3 Afmeren aan een ponton 75
5.2.4 Dynamic positioning (DP) 80
5.2.5 Combinatie van het vastleggen aan ankers en dynamic positioning (DP) 80
5.2.6 Keuze beste positioneringsmethode 81

5.3 Vaartijd van de groeve naar de sluitdam 81

6. LOGISTIEK VAN HET STORTEN VAN DE SLUITDAM 84

6.1 Aantal steengroeven 84

6.2 Indeling van de sluitdam in perioden 85

6.3 Aanvoer van de stenen 85

6.4 De logistiek bij de verticale sluitingsmethode 90

6.5 De logistiek bij de horizontale sluitingsmethode 96

6.6 Planning van de bouw 100

7. MOGELIJKE MAATREGELEN TER VERMINDERING VAN BOUWTIJD EN OVERPRODUKTIE 103

7.1 Optimalisatie filterconstructie bodembescherming 103

7.2 Toepassing groter aantal groeven 104

7.3 Verbetering van de yieldcurve van de steengroeve 105

7.4 Vervanging stenen zwaarder dan 6.000 kg door kunstmatige stenen 106

7.5 Vervanging bodembescherming door geotextielmatten 109

7.6 Toepassing geotextielmatten in combinatie met gabions 109

7.7 Samenvatting effect van de maatregelen 111

8. UITWERKING LOGISTIEK VAN HET TOEPASSEN VAN GEOTEXTIELMATTEN IN COMBINATIE MET GABIONS 112

8.1 Stortperiode I 113

8.2 Stortperiode II^A en II^B 114

8.3 Stortperiode III^A en III^B 114

8.4 Stortperiode IV 115

8.5 Stortperiode A en B 121

8.6 Stortperiode C, D en E 128

8.7 Overzicht van de per periode te bereiken tijdwinst 131

9. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN 132

9.1 Conclusies 132

9.2 Aanbevelingen 133

literatuurlijst 134

afstudeercommissie 135

BIJLAGE

A	Bodembescherming
B	Bepaling stroming door de sluitdam
C	Berekening stabiliteit van de stortstenen in de sluitdam
D	Berekening minimale steengewicht bij golfslag tegen de sluitdam
E	Berekening van het bezwijkmoment en de horizontale verplaatsing van de meerpaal en ankerpaal
F	Berekening van het volume en het stortgewicht van de sluitdam
G	Vaststellen van een getijvenster

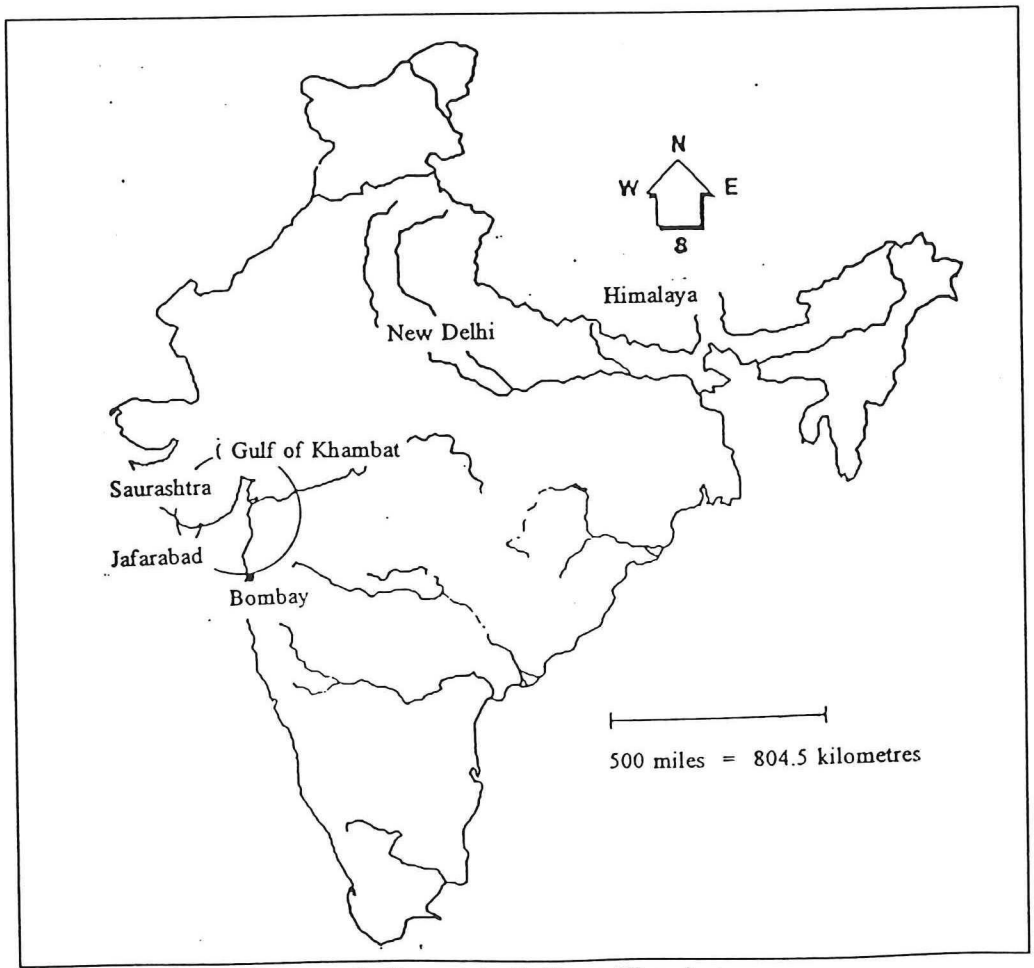
1. Inleiding

Vanwege het grote verschil tussen hoog en laag water is de bouw van een getijdecentrale in de Golf van Khambat mogelijk rendabel. Door het plaatsen van een dam kan het zoete water vanuit verschillende rivieren opgeslagen worden, waarna het voor irrigatiedoeleinden gebruikt kan worden.
Door Haskoning is reeds onderzoek gedaan naar een dam in de Golf van Khambhat. In dit rapport ga ik in op de logistieke problemen die de bouw van deze dam opleveren.

Hierna volgt eerst een situatieschets van het betreffende gebied. Daarna worden de voordelen van het plaatsen van een dam in de Golf genoemd en wordt een samenvatting van eerder onderzoek gegeven. Vervolgens geef ik aan welke doelstellingen ik met mijn onderzoek wil bereiken en welke aannames en randvoorwaarden ik heb gehanteerd. Tot slot wordt ingegaan op de opbouw van dit rapport.

1.1 Situatieschets

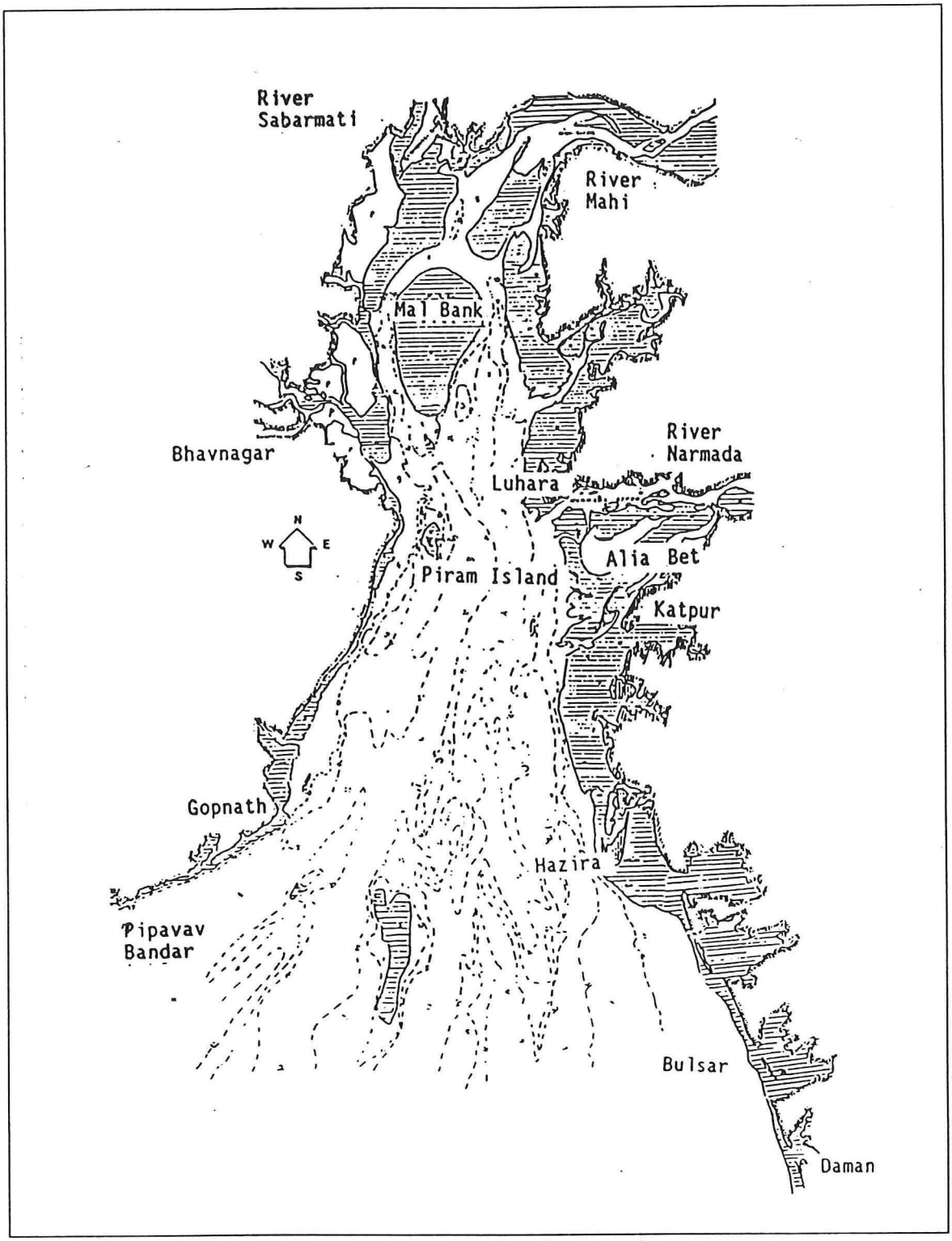
De Golf van Khambat ligt in het westen van India aan de Indische oceaan (zie figuur 1.1).



Figuur 1.1 Overzicht van India met de Golf van Khambat

Het bijzondere van deze baai is het grote verschil tussen hoog en laag water. Dit verschil kan oplopen tot 11 m tijdens springtij.

In de Golf van Khambat komen verschillende rivieren uit, waarvan de Narmada, de Mahi en de Sabarmati de drie grootste en belangrijkste zijn (zie figuur 1.2). De totale afvoer per jaar van deze rivieren is gemiddeld $12 \cdot 10^9$ m^3.



Figuur 1.2 De Golf van Khambat en de rivieren die erin uitmonden

1.2 Voordelen van het afsluiten van de Golf van Khambhat

Het afsluiten van het noordelijk deel van de baai met een dam heeft drie voordelen.

- Ten eerste ontstaat een reservoir waarin het zoete water uit de rivieren kan worden opgeslagen. Dit water kan gebruikt worden voor irrigatiedoeleinden in het omringende gebied.
- Ten tweede komt een verbinding tussen het schiereiland Saurashtra en het vaste land van India tot stand.
- Ten derde kan een deel van het afgesloten bekken als getijdecentrale worden ingericht.

Op basis van deze voordelen werd in 1988 tussen de Indische regering en het Nederlandse ingenieursbureau Haskoning een overeenkomst getekend om een onderzoek uit te voeren naar de technische haalbaarheid voor de constructie van een dam in de Golf van Khambat.

1.3 Samenvatting van voorgaand onderzoek

In 1989 is een rapport van het onderzoek door Haskoning gepresenteerd. Aan de hand van dit rapport werd een voorstel gedaan waarin de tracékeuze ten zuiden van de monding van de Narmada werd bepaald. Het debiet van de Narmada is nodig om voldoende zoet water te kunnen bergen.
In dit rapport werden de technische uitvoerbaarheid en extra voordelen van de dam besproken. De belangrijkste voordelen van de dam zijn:

- reservoir voor irrigatiewater
- mogelijkheid voor een getijcentrale
- verbinding van Saurashtra met het vaste land van India.

Om van deze voordelen maximaal gebruik te maken zijn voor de ligging van de dam in de baai drie criteria opgesteld:

- voldoende waterdiepte voor een getijcentrale
- insluiting van de monding van de Narmada voor toevoer van zoet water
- voldoende inhoud van het reservoir, zodat tijdens een droge periode voldoende water voor irrigatiedoeleinden beschikbaar is.

Uit gebiedsonderzoek is gebleken dat ten noorden van Bhavnagar meer zandbanken liggen dan ten zuiden van Bhavnagar. De Golf is noordelijk van Bhavnagar dus aanzienlijk minder diep waardoor minder materiaal nodig is, zodat de dam goedkoper zal worden.
De inhoud van het reservoir neemt dan echter dusdanig af dat het niet meer rendabel is te gebruiken voor energieopwekking of voor irrigatiedoeleinden. Voor een afsluiting zal de aandacht dan ook alleen op het gebied rond Bhavnagar en de ondiepte ten westen van de Narmada rivier gericht worden.

Er zijn ook nadelen aan de dam verbonden. De grootste nadelen zijn:

- het vervangen van zout door zoet water, met als gevolg een grote verandering voor de flora en fauna
- het verhuizen van de bewoners op en aan de oevers om plaats te maken voor het reservoir
- het wijzigen van de grondwaterstand en de grondwaterstroming.

1.4 Mijn onderzoek

1.4.1 Korte omschrijving

Het onderzoek betreft een nadere uitwerking van de dam, gebaseerd op het rapport van Jansen/Vreeburg (1992) en de eerdere onderzoeken door Haskoning (1989).

1.4.2 Doelstellingen

De doelstellingen van mijn onderzoek zijn:

- het bepalen van de meest geschikte sluitingsmethode
- het berekenen van het gewicht en de hoeveelheid stortmateriaal
- het minimaliseren van de bouwtijd.

De enorme afmetingen van de dam veroorzaken onwenselijke lange bouwtijden. Daarom is gekeken naar een goede logistiek van het grond– en rotstransport over land en water om de bouwtijd te minimaliseren.
Bij het bepalen van de sluitingsprocedure is aandacht besteed aan de volgende onderdelen:

- het tracé
- het materieel
- het aantal dagen in een jaar waarin de weersomstandigheden het toelaten om met stortschepen te storten
- het vasthouden van de positie van het schip tijdens het storten.

1.4.3 Methode

Na een literatuuronderzoek naar documenten aangaande het onderzoek, zijn een aantal berekeningen gemaakt om de bouwtijd van de dam te minimaliseren.

1.5 Aannames en randvoorwaarden

Als uitgangspunt voor het onderzoek is het rapport van Jansen/Vreeburg (1992): "Gulf of Khambat, closure and tidal power station" genomen. Zij hebben in 1992 de mogelijkheid van een getijcentrale in de Golf van Khambat onderzocht.
In hun rapport spreken zij een voorkeur uit voor een bepaald tracé en dwarsprofiel, dat het beste past bij de door hen gestelde criteria voor een getijdecentrale. In mijn *onderzoek* heb ik deze tracékeuze als uitgangspunt genomen. Hoofdstuk 3 bevat een samenvatting van de tracékeuze uit Jansen/Vreeburg (1992).

Voor het afsluiten van een dam van deze afmetingen in een gebied met een groot getijverschil, ligt het gebruik van caissons voor de hand. Door het plaatsen van caissons, waarvan de openingen tijdens doodtij gelijktijdig afgesloten worden, kan het storten van grote hoeveelheden zware stenen worden vermeden.
Bij de in het rapport van Jansen/Vreeburg (1992) beschreven methode wordt gebruik gemaakt van caissons.
In mijn onderzoek buig ik mij juist wel over de problematiek van stortstenen. Het gebruik van caissons bij de afsluiting van de Golf van Khambat wordt expliciet vermeden.

Als aanname is gehanteerd dat er een steengroeve is met voldoende stenen op een redelijke afstand van het tracé.
De gegevens voor de berekening van het gewicht van de stenen zijn overgenomen uit het rapport van Jansen/Vreeburg (1992). Zij hebben gewerkt met het computerprogramma DUFLOW.

Bij de uitwerking van de sluitingsmethode is als aanname gehanteerd dat de noodzakelijke bodembescherming aanwezig is (zie Bijlage A).

1.6 Opbouw van het rapport

In dit rapport worden verschillende onderdelen die voor de sluitingsprocedure van belang zijn, behandeld.

In hoofdstuk 2 is een beschrijving opgenomen van het gebied waar de dam gestort wordt; aandacht is besteed aan weersomstandigheden, ligging van de bodem, golven, getij en steengroeven.
Hoofdstuk 3 bevat een samenvatting van de tracékeuze van Jansen/Vreeburg (1992).
In hoofdstuk 4 wordt de sluitingsmethode opnieuw bepaald. Ook wordt, aan de hand van de stroming over en door de dam, de grootte van de stortstenen bepaald. De hiervoor benodigde gegevens zijn verkregen met behulp van een berekening met het computerprogramma DUFLOW. Voor deze berekening wordt verwezen naar het rapport van Jansen/Vreeburg (1992). Verder wordt in dit hoofdstuk een voorstel gedaan voor de plaats waarop en volgorde waarin de stenen gestort moeten worden.
In hoofdstuk 5 wordt ingegaan op het materieel dat nodig is om de stenen te vervoeren en te storten. Ook wordt een keuze gemaakt uit aantal methoden om een stortschip tijdens het storten op zijn plaats te houden.
In hoofdstuk 6 wordt de indeling van de dam aangepast aan het te gebruiken materiaal en materieel en wordt per sluitingsmethode de logistiek van het storten besproken. Uiteindelijk is de tijdsduur van het werk bepaald op grond van de logistieke berekening.
In hoofdstuk 7 worden een aantal mogelijke maatregelen besproken waardoor de afsluiting in een korter tijdsbestek kan worden gestort en de overproduktie van stortsteen afneemt.
In hoofdstuk 8 wordt van de maatregel die resulteert in de kortste bouwtijd, de logistiek uitgewerkt.

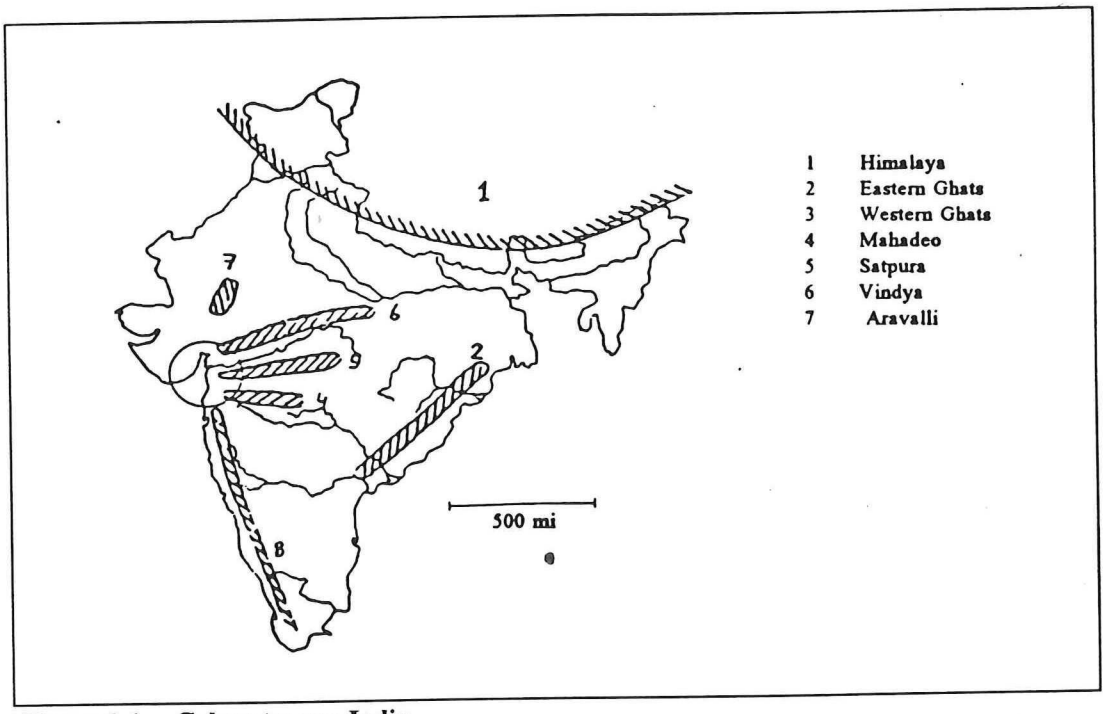
2. Beschrijving projectgebied

In dit hoofdstuk wordt een beschrijving gegeven van de omstandigheden waaronder de dam gebouwd wordt. Daarbij wordt onderscheid gemaakt naar het gehele land (India) en de Golf van Khambhat. De aandacht gaat uit naar het klimaat, de grondsoort, het getij en de golven in de Golf van Khambat tijdens de bouw van de dam.

2.1 India

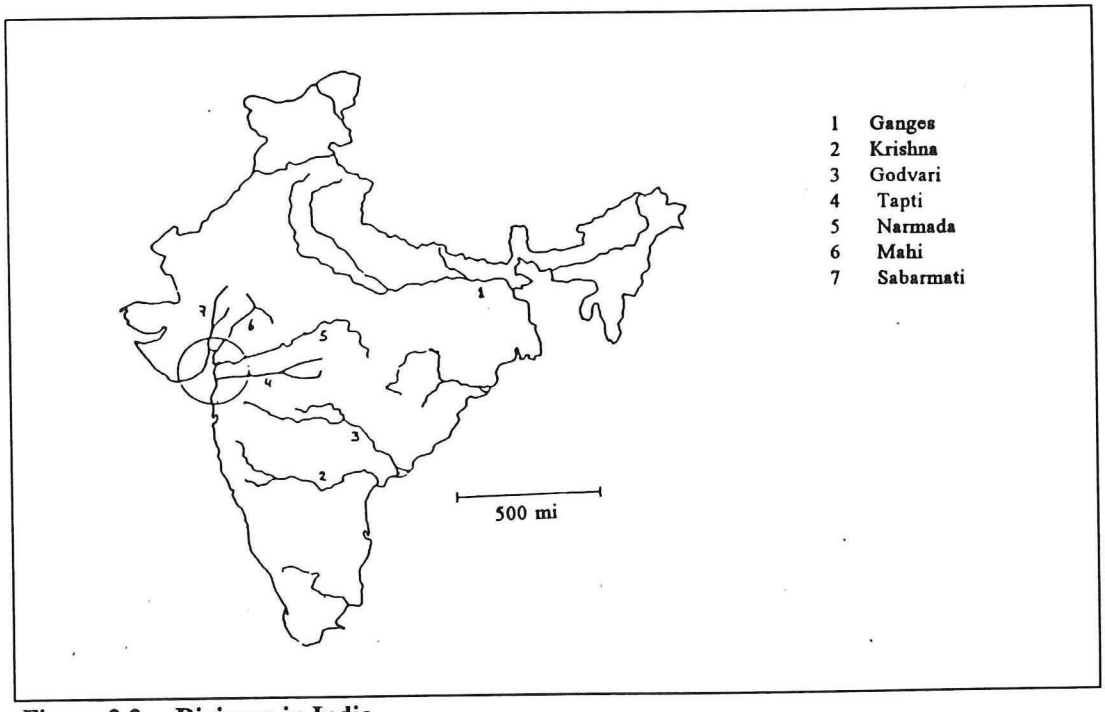
India is een federaal parlementaire democratische republiek met New Delhi als hoofdstad. India heeft 840 miljoen inwoners en een oppervlakte van 3,3 miljoen km^2. Qua oppervlakte is India negentig keer zo groot als Nederland. De nationale valuta is de Rupee; op dit moment zijn 27 Rupees ongeveer 1 US Dollar waard. De officiële taal is Hindi en de officiële naam voor India is Bharat.
Voor de economische standaard in India geldt dat er veel arme mensen leven. Ondanks het feit dat landbouw een belangrijke plaats inneemt in de economie, is er toch vaak een tekort aan voedsel. Het belang van irrigatieprojecten is dan ook erg groot.

De geologische gesteldheid van India kan gedeeltelijk verklaard worden vanuit de beweging van de aardkorst. India is gesitueerd op een plaat, die miljoenen jaren geleden van het oosten van Afrika naar het zuiden van Azië bewoog. Tijdens de botsing met Azië werd het Himalayagebergte gevormd. Dit proces vindt nog steeds plaats en veroorzaakt regelmatig aardbevingen. Aan de noordwestkant van de Indische plaat, bij Pakistan, schuurt de plaat langs de Iraanse plaat. Plotselinge bewegingen van de platen hebben een groot effect op het gebied rond de breuklijn. Hoewel voor het gebied rond de Golf van Khambat gezegd kan worden dat er weinig aardbevingen van significante grootte plaatsvinden. De afstand tot het Himalayagebied is namelijk veel te groot om invloed te ondervinden van de aardbevingen. Ondanks dat de afstand tot de breuklijn bij Pakistan veel kleiner is, worden de daar ontstane aardbevingen hooguit als aardschok geregistreerd.
Andere gebergtes zijn de aan de westelijke en oostelijke kant van India gelegen Ghats, de Aravalliberg in het noordwesten van India en drie gebergtes die van de Golf van Khambat richting het binnenland lopen (zie figuur 2.1).



Figuur 2.1 Gebergtes van India

De belangrijkste en grootste rivier in India is de Ganges. De Ganges loopt van Tibet via New Delhi naar Bangla Desh en komt uit in de Baai van Bengalen in het oosten van India (zie figuur 2.2).



Figuur 2.2 Rivieren in India

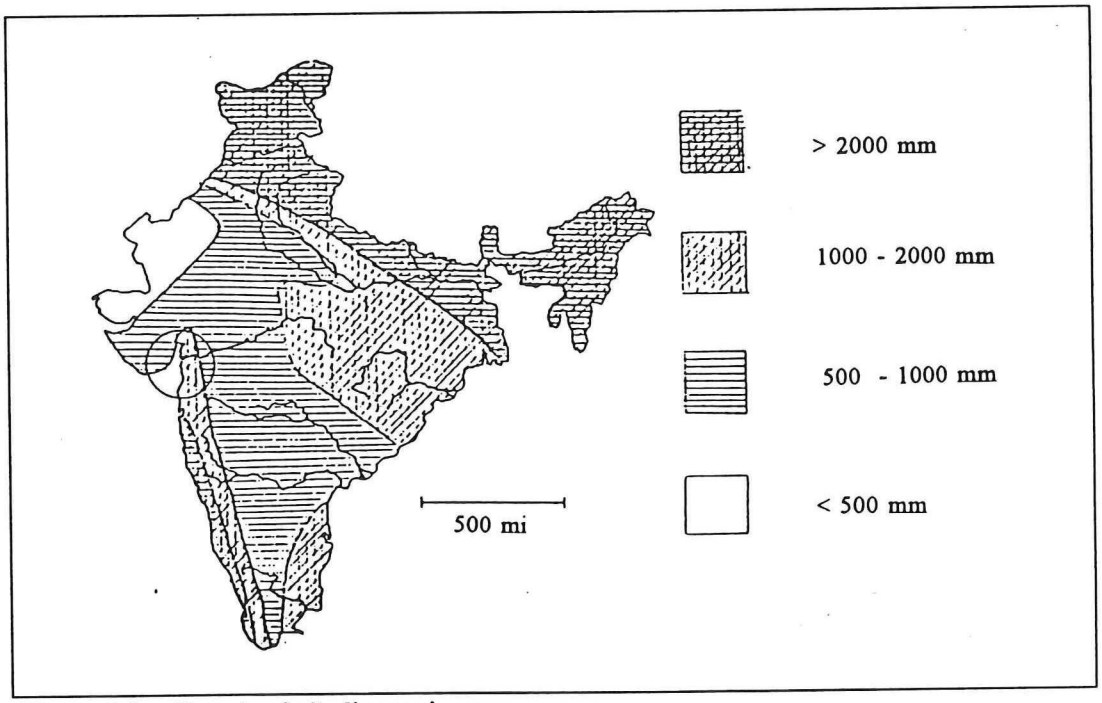
Voor de zoetwatertoevoer in de Golf van Khambat zijn de Narmada, Mahi en de Sabarmati van belang. Deze drie rivieren onttrekken hun water niet uit de Himalaya, maar worden in de moessonperiode door de grote regenval voorzien van water. De onvoorspelbaarheid en variatie in de hoeveelheid regen veroorzaken een variabele rivierafvoer. De afvoer van alle drie de rivieren samen fluctueert tussen de $0{,}2 \cdot 10^9$ en $56 \cdot 10^9$ m^3 per jaar.

2.1.1 Klimaat

Het klimaat in India en de aangrenzende wateren wordt beheerst door de moesson en seizoengebonden winden.

- In de winter, onder invloed van een hogedrukgebied boven Centraal Azië, is de windrichting noord of noordoost. Dit veroorzaakt de noordoost moesson.
- In de zomer ligt er een lagedrukgebied over Azië en de windrichting is dan voornamelijk zuidwest. Dit veroorzaakt de zuidwest moesson. Vroeg in de zomer stijgt de temperatuur tot 40 °C en soms zelfs hoger. Na juni brengt de zuidwest moesson erg onbestendig en vochtig weer met zware regenval en stormen.

De regenval is erg ongelijkmatig verdeeld over India. Ten zuidwesten van de westelijke Ghatsbergen en ten zuiden van de Himalaya is de totale regenval meer dan 3.000 mm per jaar, lokaal soms meer dan 10.000 mm per jaar. In de rest van India is de regenval hooguit 3.000 mm per jaar. In het noorden is de regenval zelfs minder dan 500 mm per jaar; dit is de Harr-woestijn. In figuur 2.3 is een overzicht van de jaarlijkse neerslag in India gegeven.



Figuur 2.3 Neerslag in India per jaar

De provincie van Gujarat, waarin de Golf van Khambat ligt, heeft een tropisch landklimaat. Dit klimaat wordt sterk beïnvloed door de moessonwinden. Het regenseizoen loopt van juni tot oktober, de regenval vindt plaats in de vorm van korte stortbuien. Regelmatige regenbuien, één regenachtige dag per twee of drie dagen, zijn alleen in juli en augustus te verwachten. Deze geconcentreerde regenval veroorzaakt tijdelijk een zeer grote waterafvoer via rivieren met een grote kans op vloedgolven en erosie. De overige tijd van het jaar valt er weinig regen. In het gebied rondom Khambat valt gemiddeld 1.000 tot 1.500 mm per jaar. Hiervan valt 80% in de maanden juli, augustus en september.

2.1.2 Grondgebruik

Omdat het een land met een agrarische achtergrond is, is het niet verrassend dat veel grond voor agrarische doeleinden wordt gebruikt (ongeveer 80%). Van de landbouwgrond is respectievelijk 30 en 40% bestemd voor rijst en graan, 22% wordt gebruikt voor het verbouwen van andere granen en de resterende 8% zijn voor het verbouwen van groenten. De hoeveelheid van de neerslag bepaalt het soort gewas dat verbouwd wordt. Met afnemende neerslag is dat rijst, gierst, maïs en pinda.

In India zijn twee grote industriegebieden. Het grootste gebied ligt bij Calcutta in Oost-India. Het andere gebied ligt aan de noordzijde van de Golf van Khambat.

2.2 Golf van Khambat

De Golf van Khambat is gelegen in het oostelijke gedeelte van de provincie Gujarat. Dit is één van de meest ontwikkelde provincies van India. In Gurajat is een groot industrieel gebied met goede havenfaciliteiten, waar veel handel wordt bedreven.

2.2.1 Ligging van de bodem

Informatie over de ligging van de kustlijn en de ligging van de bodem in de Golf van Khambat zijn van de Admirality Chart 1486 India-West coast afgelezen. Deze zeekaart is afgeleid van verschillende kaarten van de Indische regering. De bronnen voor het verkrijgen van de gegevens voor de zeekaart zijn niet allemaal even recent. De data voor het in kaart brengen van de Golf van Khambat variëren van 1930 tot 1986. Het gedeelte ten noorden van Bhavnagar is bijvoorbeeld voor het laatst in 1850 in kaart gebracht. Aangezien deze kaart de enige verkrijgbare kaart is, is deze gebruikt bij het ontwerp van de dam. Het is echter wel noodzakelijk om meer nauwkeurige gegevens van de Golf van Khambat te verkrijgen, voordat het project wordt uitgevoerd.
De ligging van de bodem wordt aangegeven in meters en gerelateerd aan "Chart Datum". Dit is bij benadering het niveau van de waterspiegel bij laagwater op de plek waar de meting is verricht. Door de vormgeving van de Golf van Khambat is het niveau van laagwater in het noordelijke gedeelte lager dan in het zuidelijke gedeelte; de aansluiting met de Indische Oceaan. In tabel 2.1 is het niveau van "Chart Datum" in verschillende havens gegeven ten opzichte van het gemiddelde zeeniveau (Mean Sea Level, MSL).

Voor het modelleren in DUFLOW en het ontwerpen van de dam is een vast referentiepunt een vereiste. Voor dit punt is de hoogte van laagwater: "Chart Datum", bij Bulsar gekozen. Omdat het stil–waterniveau en de amplitude van het getij veranderen tijdens de constructie van de dam, en dus ook de hoogte van laagwater, zou "Chart Datum" elke keer opnieuw bepaald moeten worden. Dit veroorzaakt alleen maar onduidelijkheid en dus rekenfouten. Om dit te voorkomen wordt tijdens de afsluiting de hoogte van "Chart Datum" van vóór de sluiting aangehouden.
De hoogte van de dam relateren aan een punt dat op een aanzienlijke afstand ligt, kan de nodige problemen veroorzaken. Dit wordt opgelost door een vast punt bij de werkplek te nemen met dezelfde hoogte als "Chart Datum". In dit rapport worden alle hoogten en niveaus gerelateerd aan dit vaste punt. Als afkorting wordt hiervoor BM, afgeleid van het Engelse Bench Mark, gebruikt.

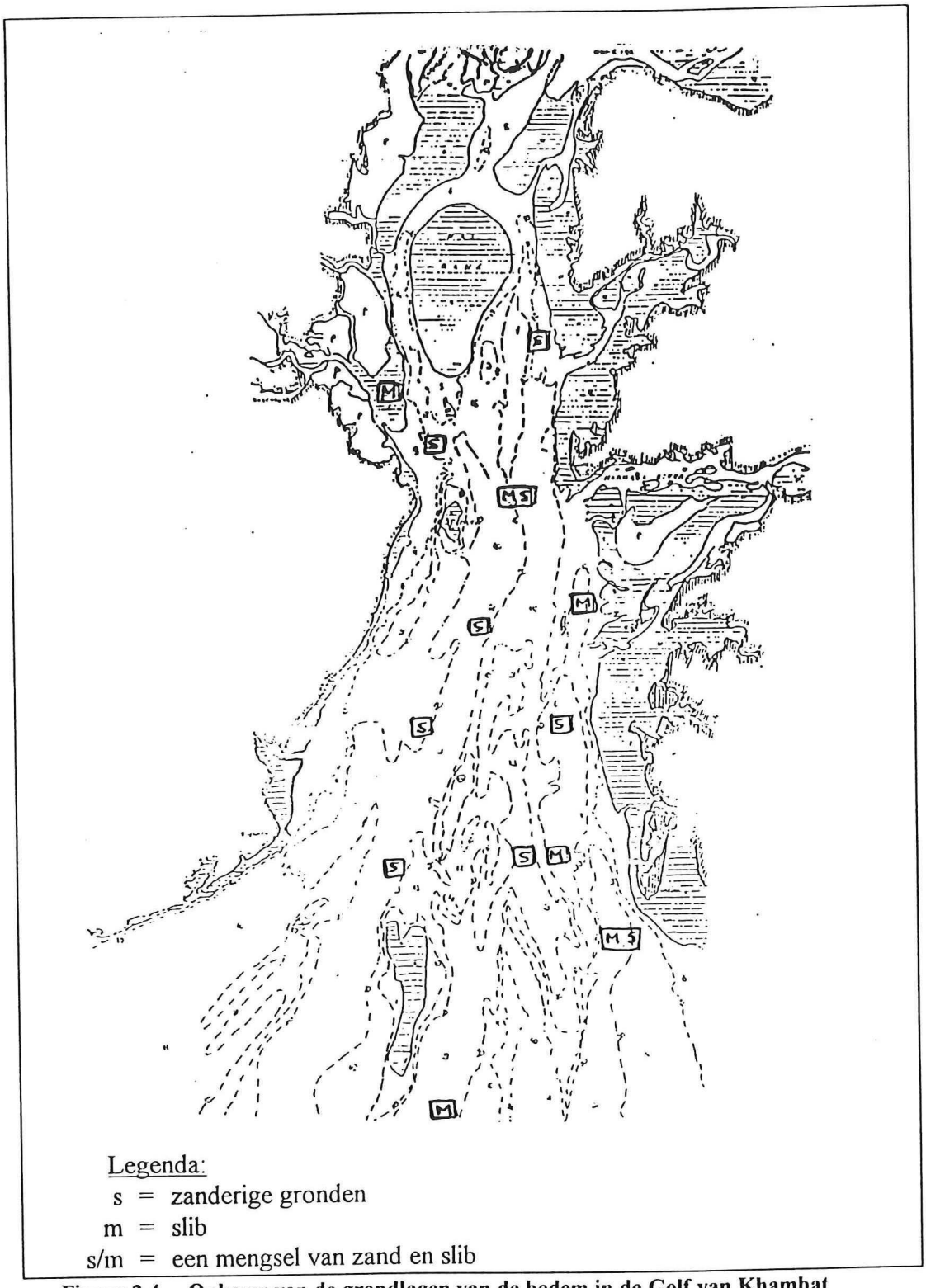
Tabel 2.1 Chart Datum t.o.v. MSL

locatie	Chart Datum onder MSL [m]
Jafarabad	1,6
Pipavav Bandar	1,7
Gopnath	2,9
Bhavnagar	5,8
Luhara	4,9
Bulsar	3,8
Bombay	3,6

2.2.2 Grondsoort en bodemopbouw

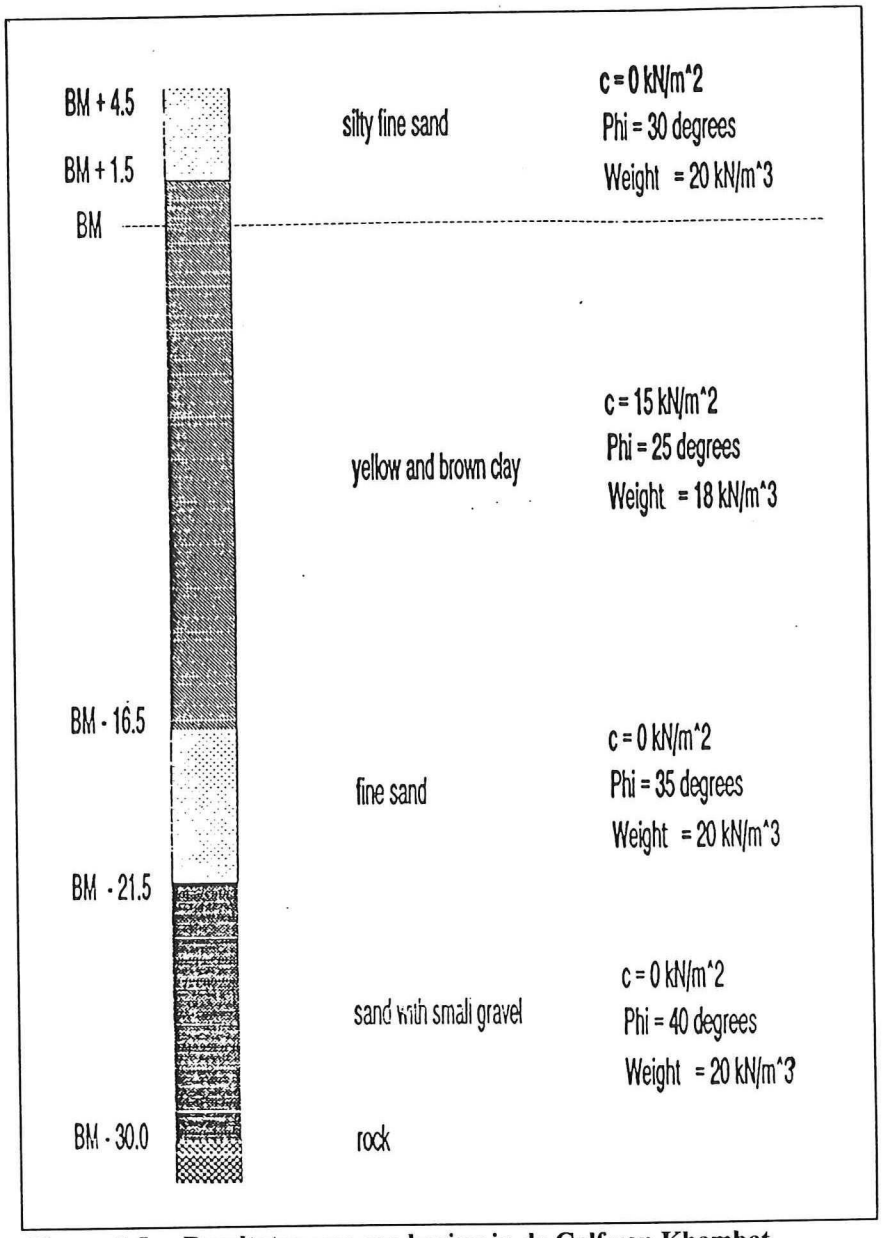
De rivieren die in de Golf uitkomen lozen erg fijn sediment. De kustlijn bestaat in de buurt van één van deze rivieren dan ook voornamelijk uit slib. De rest van de kustlijn in de Golf bestaat grotendeels uit zand of een mengsel van slib en zand. In diepere gedeelten van de Golf bestaat de bodem voornamelijk uit fijn zand. Op sommige plaatsen is het zand gemengd met dunne lagen van stijve klei.

De opbouw van de grondlagen in het projectgebied is aangegeven in figuur 2.4.



Figuur 2.4 Opbouw van de grondlagen van de bodem in de Golf van Khambat

In het onderzoek van Haskoning zijn vijf boringen verricht. In figuur 2.5 is het resultaat weergegeven van een boring tot een diepte van 30 m onder het gemiddelde zeeniveau.



Figuur 2.5 Resultaten van een boring in de Golf van Khambat

2.2.3 Wind en golven

Het wind– en golfklimaat in de Golf van Khambat wordt gedomineerd door de moesson. In één jaar zijn er vier perioden van verschillende weersomstandigheden.

- Van december tot februari, wanneer er een hogedrukgebied boven India en een lagedrukgebied boven het noordoosten van Afrika ligt, waait er een wind uit het noordoosten. De wind komt van het onregelmatige vasteland en is dus niet zo sterk (4 m/s), de golven zijn dus niet zo hoog.
- Van maart tot mei draait de windrichting van het westen naar het noorden en neemt toe tot 6 m/s. Er ontstaan nog steeds geen golven van betekenis door de lage windsnelheid en een strijklengte van 40 km. De maximale significante golfhoogte veroorzaakt door deze wind is 0,8 m.
- Van juni tot september is de gemiddelde windsnelheid 10 m/s en de windrichting is zuidwest. Deze combinatie zorgt ervoor dat de grootste significante golfhoogte

bereikt wordt. De zeer lange strijklengte maakt dat de golven tot een maximumhoogte van 2 m kunnen groeien.
- Van oktober tot november valt de windsnelheid terug tot 5 m/s zonder een vaste richting. De golfhoogte is dan beperkt tot 1 m.

Maatgevend voor het ontwerp zijn de golven en wind die voorkomen in de maanden juni, juli en augustus. Uit gegevens van weerstations in de Golf blijkt dat de kans op een tropische cycloon met een windsnelheid van 26 m/s of meer in deze maanden 4,3% is. De kans op een cycloon met een windsnelheid van 30 m/s of meer is 2,6%.

Bij een zware storm met een windsnelheid van meer dan 20 m/s en een windrichting uit het zuiden kan een stijging van het water van 2 m als gevolg van wind set up verwacht worden in het noordelijke deel van de Golf van Khambat.

Tijdens de bouw van de dam zijn er op enige afstand van een haven continu schepen aan het werk. Deze schepen kunnen dus niet op korte termijn de beschutting van een haven opzoeken. De mate waarin weersomstandigheden kunnen veranderen in de tijd die de schepen nodig hebben om een haven te bereiken is dus van groot belang. Het gaat hier bijvoorbeeld om de plotseling optredende windstoten tijdens de zuidwest moesson (mei tot september). De duur van een windstoot is meestal minder dan 15 minuten. De definitie van een windstoot is het toenemen van de windsnelheid van minimaal 3 niveaus op de schaal van Beaufort, het bereiken van een minimale snelheid van 11 m/s (windkracht 6) en een tijdsduur langer dan 1 minuut. Uit een studie van de windgegevens bij Bombay (elk uur gemeten) zijn de windsnelheden die mogelijk bij de dam kunnen optreden, afgeleid. Er is een reductie van 10% toegepast vanwege de beschutting die wordt veroorzaakt door de vorm van de Golf van Khambat. In tabel 2.2 zijn de gereduceerde snelheden weergegeven.

Tabel 2.2 Windsnelheden tijdens een windstoot (incl. reductie van 10%)

kans op overschrijding per uur	windsnelheid [m/s]
10%	24
2%	31
1%	35

Bron: Jansen/Vreeburg, 1992

Extreme golfhoogten die voorkomen met een gemiddelde kans op overschrijding per uur van 10%, 2% of 1%, worden altijd veroorzaakt door tropische stormen. Het bepalen van de golfhoogte uit deze gegevens is moeilijk omdat betrouwbare metingen van de golfhoogte tijdens een tropische storm weinig voorhanden zijn.

Om bij de grote windsnelheden de overeenkomstige golfhoogte te berekenen is van twee methoden gebruik gemaakt.
- De eerste komt uit de Shore Protection Manual (1984). Deze vergelijkingen kunnen toegepast worden bij het voorspellen van golven in diep water als gevolg van cyclonen.
- De tweede methode voor het voorspellen van de golfhoogte is tot stand gekomen aan de hand van het computerprogramma HISWA (HIndcast Shallow water WAves).

Aangezien de Golf van Khambat ondiep is en de eerste methode alleen voor diep water bedoeld is, zal het bij deze methode behorende computerprogramma aangepast moeten worden. Hierdoor wordt de methode onnauwkeuriger. Voor de berekening aan de hand van het programma HISWA is geen aanpassing nodig.

Van beide methoden zal hier dan ook alleen het resultaat van de berekening van de golfhoogte, die ontstaat tijdens de zuidwest moesson (mei tot september), met het programma HISWA te zien zijn, vanwege de grotere betrouwbaarheid (zie tabel 2.3).

Tabel 2.3 Significante golfhoogte en periode berekend m.b.v. het HISWA model

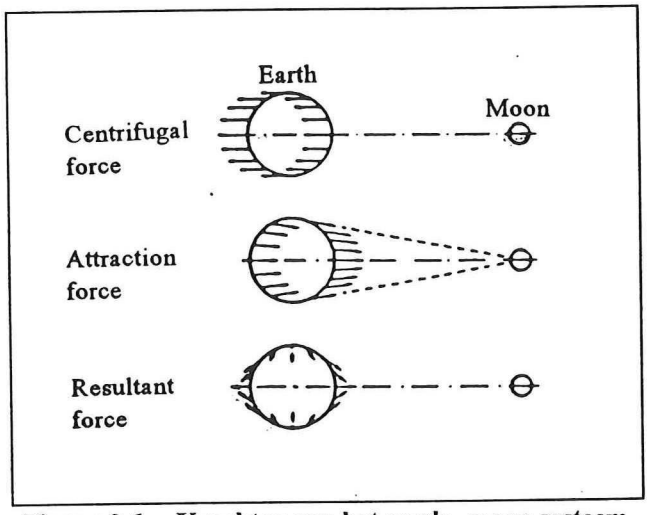
kans op overschrijding per uur	maximale golfhoogte [m]
10%	3,0
2%	3,7
1%	4,6

Bron: Jansen/Vreeburg, 1992

De berekening met het HISWA-model is dan wel betrouwbaarder dan die met de methode uit de Shore Protection Manual, maar zeker niet perfect. De significante golfhoogte met een overschrijdingskans van 1% zal dan ook verhoogd worden naar 5,0 m met een golfperiode van 10 seconden.

2.2.4 Getij

Op de Indische Oceaan komen periodieke stijgingen en dalingen van de waterstand voor. Dit verschijnsel wordt getij genoemd. De getijbeweging wordt veroorzaakt door de aantrekkingskracht die de maan en de zon op de draaiende aarde uitoefenen (zie figuur 2.6). Het belangrijkste aandeel wordt geleverd door de maan.

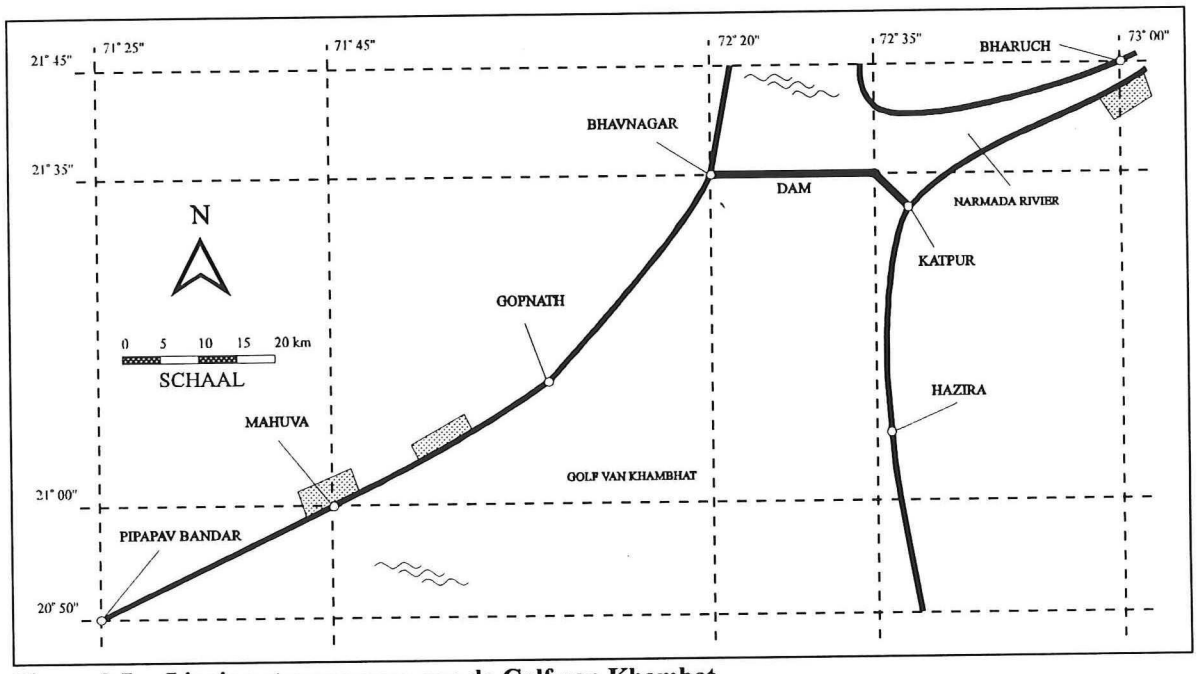


Figuur 2.6 Krachten van het aarde–maan systeem

De Golf van Khambat kent een groot getijverschil. Het verschil tussen eb en vloed varieert, voor een gemiddeld springtij, van 5,1 m bij Bulsar tot 8,8 m bij Bhavnagar. Voor een doodtij zijn de verschillen respectievelijk 2,4 m en 4,8 m.
De afstand tussen Bulsar en Bhavnagar is 120 km. Verder in noordelijke richting nemen de verschillen in de Golf alleen maar toe.

2.2.5 Aanname voor de capaciteit en de ligging van de steengroeve

Rots, zand en ander steenachtig materiaal vormen een belangrijk bouwmateriaal voor een dam. Gekozen is voor basalt omdat het en een hoog soortelijk gewicht heeft (ongeveer 2.700 tot 3.000 kg/m^3) en omdat het in India te verkrijgen is. Het hoge soortelijke gewicht is gunstig voor de stabiliteit. De stabiliteit met behulp van basalt is moeilijk te evenaren door kunstmatig gemaakte materialen zoals beton.
De ligging van de groeven is afgeleid van geologische kaarten van India uit Jansen/Vreeburg (1992). Hieruit blijkt dat aan de Narmada rivier één groeve ligt en aan de Golf van Khambat twee groeven. In figuur 2.7 zijn de groeven met grijs aangegeven. De aanvoer van de stenen naar de dam vindt plaats vanuit twee havens, Mahuva en Bharuch.



Figuur 2.7 Ligging steengroeven aan de Golf van Khambat

Van het basalt dat gewonnen wordt uit steengroeven op de westelijke en oostelijke oever van de Golf van Khambat zijn in tabel 2.4 de gegevens te zien.
In de eerste kolom is de grootte van de gewichtsklasse weergegeven. In de tweede kolom het gemiddelde gewicht per gewichtsklasse. In de derde kolom staat de gemiddelde nominale diameter (D_N). De nominale diameter van een steen is de diameter, waarbij het bijbehorende gewicht van een steen door 50% van de stenen in dezelfde gewichtsklasse wordt overschreden. In de laatste kolom van tabel 2.4 is de waarde van de steenparameter (ΔD_N) vermeld. Deze waarde is de relatieve dichtheid van een steen (Δ) vermenigvuldigd met zijn nominale diameter (D_N).

De relatieve dichtheid van een steen is: $(\rho_S - \rho_W) / \rho_W$.
Waarin: ρ_S = soortelijk gewicht van de steen (kg/m^3)
ρ_W = soortelijk gewicht van het water (kg/m^3)

Tabel 2.4 Steenparameters van de steengroeve

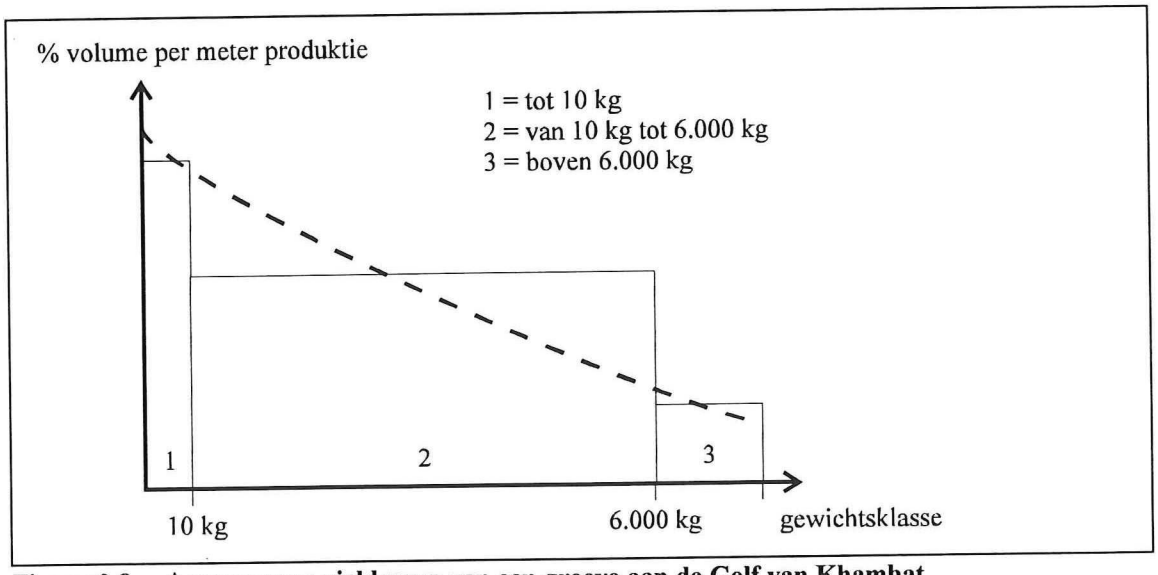
gewichtsklasse [kg]	M_{50} [kg]	gemiddelde D_N [m]	ΔD_N [m] ρ = 2700 kg/m^3
10–60	35	0,23	0,0–0,4
60–300	180	0,41	0,4–0,7
300–1.000	650	0,62	0,7–1,1
1.000–3.000	2.000	0,90	1,1–1,6
3.000–6.000	4.500	1,18	1,6–2,1
6.000–10.000	8.000	1,42	2,1–2,5
10.000–15.000	12.500	1,67	2,5–2,9
15.000–20.000	17.500	1,84	2,9–3,3
20.000–25.000	22.500	2,00	3,3–3,6

Bron: Jansen/Vreeburg, 1992

Voor de steenproduktie is de capaciteit van de groeve een beperkende factor. De groeve is namelijk gebonden aan een maximale capaciteit. In het boek "Operating handbook of mineral surface mining and exploration", Hoppe (1978), wordt een aantal ertsmijnen besproken. De grootste ertsmijn ligt in de Verenigde Staten en heeft een capaciteit van 85.000 ton per dag (30 miljoen ton per jaar). In India zijn een aantal mijnen die tussen de 1 en 10 miljoen ton erts per jaar verwerken, dit is tussen de 2.500 en 25.000 ton per dag. In deze mijnen wordt 24 uur per dag gewerkt.
In een ertsmijn zijn de stenen van dermate kleine afmetingen dat ze meestal met behulp van een lopende band verwerkt kunnen worden. In een groeve die stenen per gewichtsklasse selecteert worden veel zwaardere stenen verwerkt dan in een ertsmijn en is het gebruik van een lopende band uitgesloten. Hierdoor is de capaciteit van een steengroeve meestal lager dan die van een ertsmijn.

Voor de capaciteit van een steengroeve is uitgegaan van 10.000 ton bruikbare steen per dag. De verdeling van de gewichtsklassen van een steengroeve wordt weergegeven met behulp van een yieldcurve. In een yieldcurve wordt het percentage weergegeven, dat één gewichtsklasse van de totale groeveproduktie inneemt. De yieldcurve is voor elke groeve verschillend.

In het onderzoek is aangenomen dat van het totale volume van de geproduceerde stenen in de groeve, 15% lichter is dan 10 kg, 75% een gewicht heeft tussen de 10 kg en 6.000 kg en 10% een gewicht heeft van 6.000 kg of hoger. In figuur 2.8 is de verdeling van de verschillende gewichtsklassen weergegeven in een yieldcurve.



Figuur 2.8 Aangenomen yieldcurve van een groeve aan de Golf van Khambat

3. Tracékeuze

Het optimale tracé van de dam hangt af van veel verschillende factoren, die voornamelijk een technische, financiële of economische achtergrond hebben. Het milieu zal niet of nauwelijks invloed hebben op de keuze van het alternatief, omdat elk alternatief dezelfde invloed heeft op het milieu. De enige manier om de gevolgen voor het milieu te beperken is de schaal van het project aan te passen

Door Jansen en Vreeburg zijn verschillende alternatieven voor het tracé met elkaar vergeleken. Daarbij is aangenomen dat de moeilijkheden met de uiteindelijke sluiting niet veel zullen verschillen per alternatief, omdat dezelfde getijgeulen gepasseerd moeten worden. De problemen met een technische achtergrond zullen per alternatief weinig verschillen. De gevolgen van een alternatief voor de economie zijn door gebrek aan achtergrondinformatie niet meegenomen in de keuze van het alternatief.
Van elk alternatief is een berekening gemaakt van de hoeveelheid materiaal die nodig is om de dam te construeren. De hoeveelheid materiaal is maatgevend voor de kosten van de dam. De totale kosten van de dam zijn een belangrijk criterium bij de keuze tussen de alternatieven. Hierna wordt eerst een overzicht van de cruciale factoren en de mogelijke alternatieven gegeven. Volgens worden de alternatieven met elkaar vergeleken op grond van het materiaalgebruik en tot slot wordt het meest gunstigste tracé bepaald.

3.1 Cruciale factoren

Eén van de doelen die door de dam verwezenlijkt moeten worden is het maken van een reservoir voor de opslag van zoetwater ten behoeve van de irrigatie in de omringende gebieden. Een grote oppervlakte in combinatie met voldoende waterdiepte, een dam zuidelijk van Bhavnagar gelegen, resulteert in een grote opslagcapaciteit van het reservoir. Een andere reden om de dam zo ver mogelijk naar het zuiden te leggen is de insluiting van de monding van de Narmada. Deze rivier heeft het grootste debiet van alle rivieren die uitkomen in de Golf van Khambat. De Narmada zal de kwaliteit van het irrigatiewater verbeteren en het ontzoutingsproces versnellen. Zonder de insluiting van de monding van de Narmada is er niet voldoende instroming van zoetwater om aan de vraag voor irrigatiewater te voldoen en heeft de bouw van een reservoir weinig zin.

De realisatie van een dam in de Golf van Khambat voorziet ook in de mogelijkheid om de transportkosten in de regio drastisch te verlagen. Op de dam kunnen een weg of rails worden aangelegd. Hierdoor wordt de afstand tussen het vaste land, Bombay, en het schiereiland Saurashtra aanzienlijk verkort. Inzake de aansluiting op de aanwezige infrastructuur worden niet al te grote problemen verwacht.

De cruciale factoren die van belang zijn voor de keuze van het tracé zijn volgens Jansen en Vreeburg de volgende:

- Inhoud van de dam
  De inhoud van de dam moet zo klein mogelijk zijn, om de kosten en bouwtijd te beperken.

De kwantiteit van het materiaal, dat nodig is voor de constructie, is ook afhankelijk van de dwarsdoorsnede. Het is daarom van belang dat een korter tracé geen toename in het dwarsprofiel veroorzaakt, met als gevolg dat de inhoud toeneemt.

- Waterdiepte en geulen
  Aangezien de kwantiteit van het constructiemateriaal kwadratisch toeneemt met de diepte, moeten de diepe gedeelten van de Golf van Khambat vermeden worden. Getijgeulen kunnen niet vermeden worden en moeten, als het mogelijk is, loodrecht gepasseerd worden. Dit bespaart niet alleen materiaal, maar zorgt ook voor een optimaal stromingspatroon gedurende de sluiting.
  Splitsingen in geulen dichtbij het sluitingsgat dienen ook vermeden te worden.

- Zeebedding
  De vorm van de zeebedding is van groot belang voor de fundering van de dam. Het materiaalverlies ten gevolge van erosie wordt bepaald door het bodemmateriaal. De bodem van de Golf van Khambat bestaat voornamelijk uit fijn zand. Dit is een goede fundering is, maar deze moet wel beschermd worden tegen erosie.
  Aan de westelijke kant, bij Piram-eiland, bestaat de bodem uit rots. Aan de oostelijke kant is het zand bedekt door een laag slib, afkomstig van de monding van de rivieren. De insluiting van de Narmada-monding heeft tot gevolg dat de dam ten zuiden van Dahej komt te liggen. Een dam ten zuiden van Piram-eiland heeft geen extra voordelen. Voor het gebied dat overblijft zijn de verschillen tussen de vorm van de zeebedding niet significant.

- Kustlijn
  De dam zal uiteindelijk een onderdeel zijn van de nieuwe kustlijn. De afsluiting beïnvloedt het stroompatroon en de grootte van de stromingen. Ook het sediment van de Narmada kan niet meer in de Golf geloosd worden. De morfologische processen die ontstaan door de afsluiting moeten bestudeerd worden. Voor de alternatieven, die hier besproken worden, zullen de veranderingen in stroming en sedimenttransport niet veel verschillen.

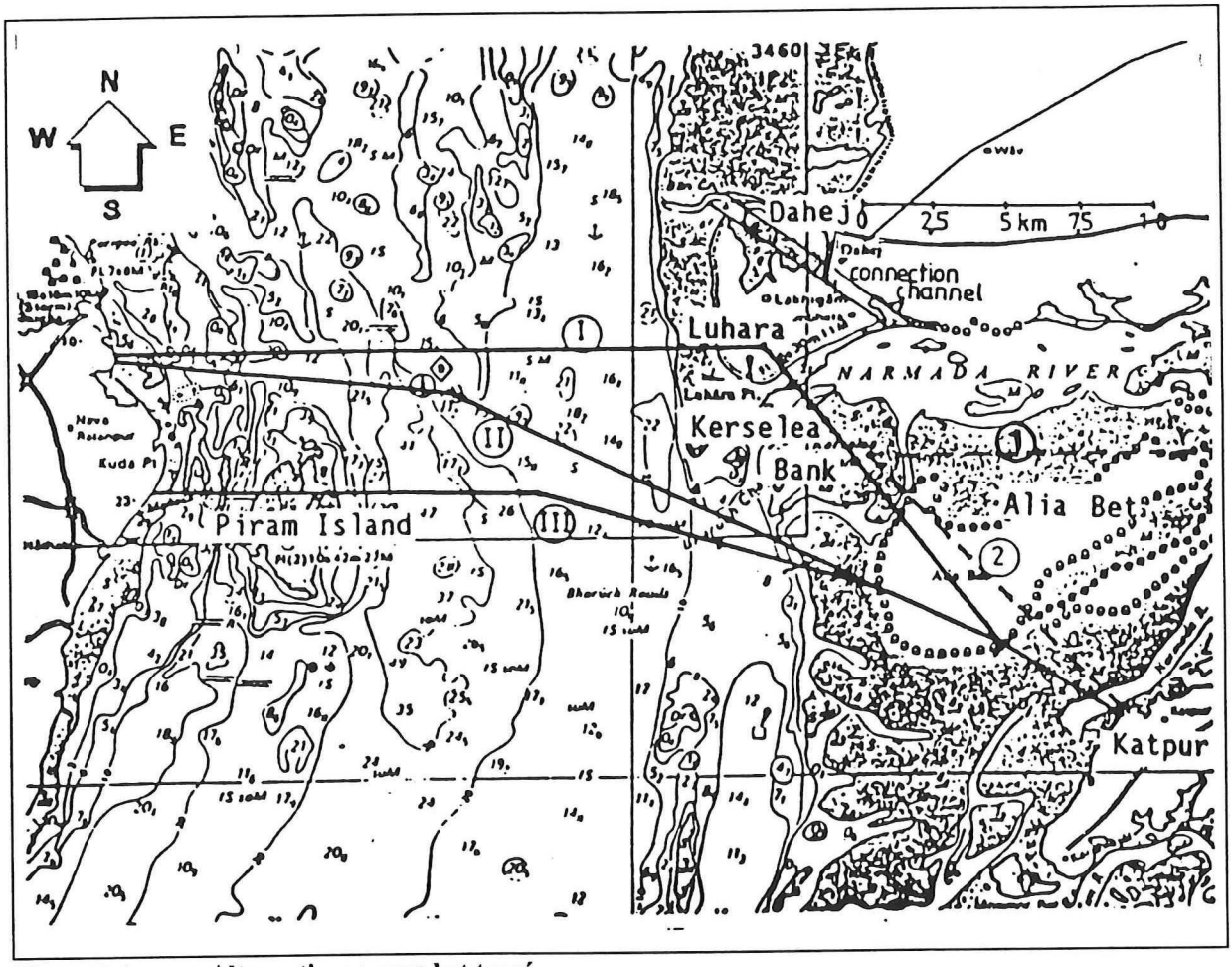
- Natuurlijke ondersteuningspunten
  In het algemeen, bij het bepalen van een tracé, is het aantrekkelijk om van eilanden gebruik te maken als een vast punt. Eilanden kunnen in de mogelijkheid voorzien om dichtbij de bouwplaats materiaal en materieel op te slaan. Afhankelijk van de lengte van het eiland wordt de lengte van de dam verminderd. In de Golf van Khambat is het mogelijk om van het Piram-eiland gebruik te maken. Een andere mogelijkheid is een dam door de Golf via Luhara Point. Vanaf daar is een tweede dam in de Narmada-delta nodig.

3.2 Mogelijke alternatieven voor het tracé

Het tracé van de dam in de Golf van Khambat kan ruwweg in twee onderdelen gesplitst worden die met elkaar verbonden worden op de Kerselea Bank in de Narmada-delta, ten zuidoosten van Luhara Point.

- Onderdeel A (alternatieven I, II en III): Dit gedeelte loopt van de westelijke kant van de Golf naar de Kerselea Bank.
- Onderdeel B (alternatieven 1 en 2): Dit gedeelte begint op Kerselea Bank, passeert de slibgronden, en verbindt deze met de hoger gelegen kust.

In figuur 3.1 zijn de onderdelen A en B en de bijbehorende alternatieven op de kaart weergegeven.



Figuur 3.1 Alternatieven voor het tracé

3.2.1 Onderdeel A

Het grootste en tevens belangrijkste deel van de dam is het gedeelte dat de diepe stroomgeulen in het midden van de Golf passeert. Door Jansen en Vreeburg zijn drie alternatieven voorgesteld.
De kenmerken van deze alternatieven zijn:

- Alternatief I: Een rechte oversteek bij het smalste deel van de Golf van Khambat.
- Alternatief II: Een oversteek via de verschillende zandbanken en ondieptes in de Golf.

- Alternatief III: Een oversteek vanaf Piram-eiland via de Kerselea Bank en Alia Bet rechtstreeks naar Katpur.

3.2.2 Onderdeel B

Bij onderdeel B zijn twee alternatieven voorgesteld. De kenmerken van deze alternatieven zijn:

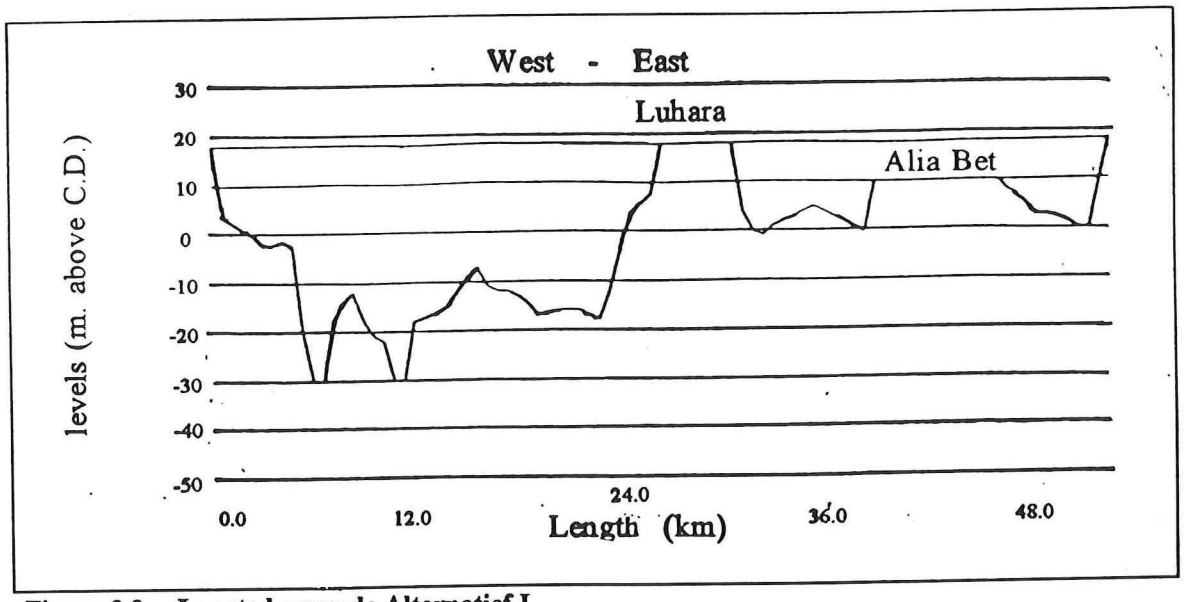
- Alternatief 1: Een oversteek ten noorden van Alia Bet, bijna parallel aan de Narmada rivier, met een lengte van ongeveer 26 km.
- Alternatief 2: Een oversteek die in zuidoostelijke richting over Alia Bet loopt en eindigt bij Katpur. De lengte is ongeveer 16 km.

3.3 Vergelijking alternatieven op grond van het materiaalgebruik

Voor alle alternatieven van onderdeel A en B is de hoeveelheid rotsmateriaal uitgerekend, dat voor de afsluiting nodig is. De diepte van de Golf is om de 600 m afgelezen van de Admirality Chart 1485 zodat het totale volume bepaald kan worden. In het algemeen is de Golf dieper dan de kaart aangeeft omdat deze kaart voor navigatiedoeleinden bedoeld is. De waarden voor de hoeveelheid materiaal zullen dan ook te klein zijn. Omdat de hoeveelheid materiaal kwadratisch toeneemt met de diepte zullen de verschillen tussen de alternatieven groter zijn naarmate de diepte toeneemt.

Alternatief I

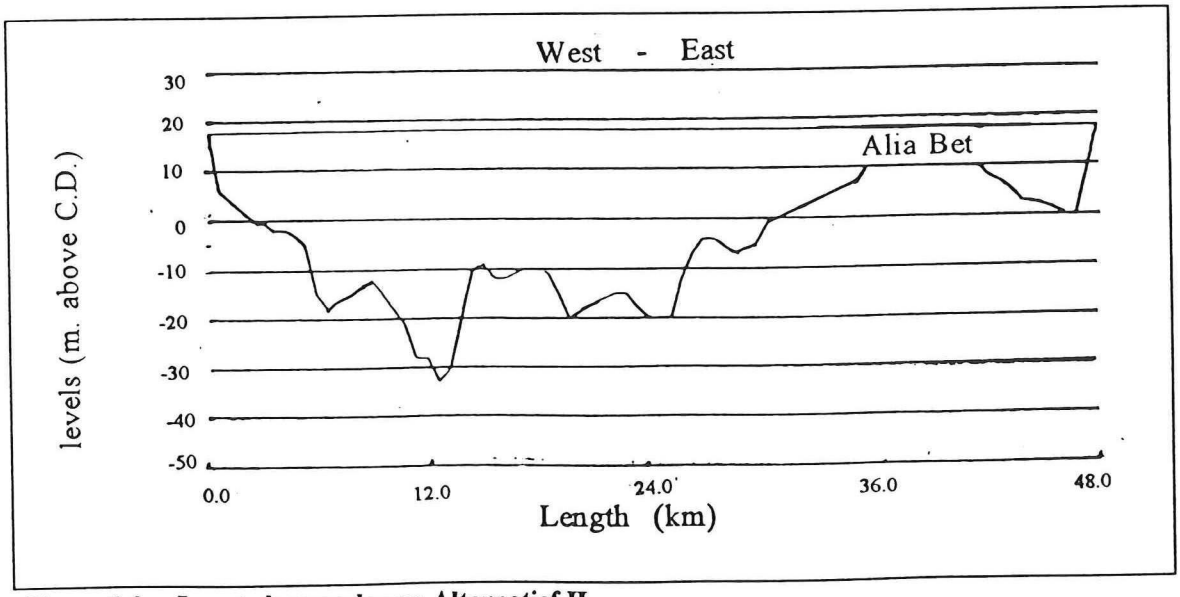
Alternatief I steekt de Golf loodrecht over en lijkt een goed alternatief. Ondanks dat de dam langer is dan bij de andere alternatieven, is de benodigde hoeveelheid materiaal veel minder. Dit komt door de kleine gemiddelde diepte van het tracé. Het grootste probleem hier is de insluiting van de Narmada-monding. De dam blokkeert namelijk de uitstroming van het water uit de rivier. Om dit probleem op te lossen moet er een kanaal gegraven worden ten zuidwesten van Dajeh, dat de Narmada verbindt met de Golf van Khambat. De dimensies van dit kanaal zijn erg groot, waardoor een enorme hoeveelheid zand weggebaggerd moeten worden. Dit houdt in dat de kosten van Alternatief I hoog zullen zijn.
In figuur 3.2 is een lengtedoorsnede van Alternatief I weergegeven.



Figuur 3.2 Lengtedoorsnede Alternatief I

Alternatief II

Alternatief II ligt iets meer naar het zuiden dan Alternatief I, maar heeft als voordeel dat het de stroomgeulen bij Piram-eiland ontwijkt. Nadat het diepste gedeelte gepasseerd is, buigt dit alternatief sterk in de richting van Alia Bet. Op deze manier wordt de Kerselea Bank niet opgenomen in het tracé. De lengte neemt met 2,5 km toe in vergelijking met Alternatief III, dat de Kerselea Bank wel kruist. De hoeveelheid materiaal is bij alternatief II echter kleiner omdat de stroomgeulen bij Piram-eiland ontweken worden. In figuur 3.3 is een lengtedoorsnede van Alternatief II weergegeven.

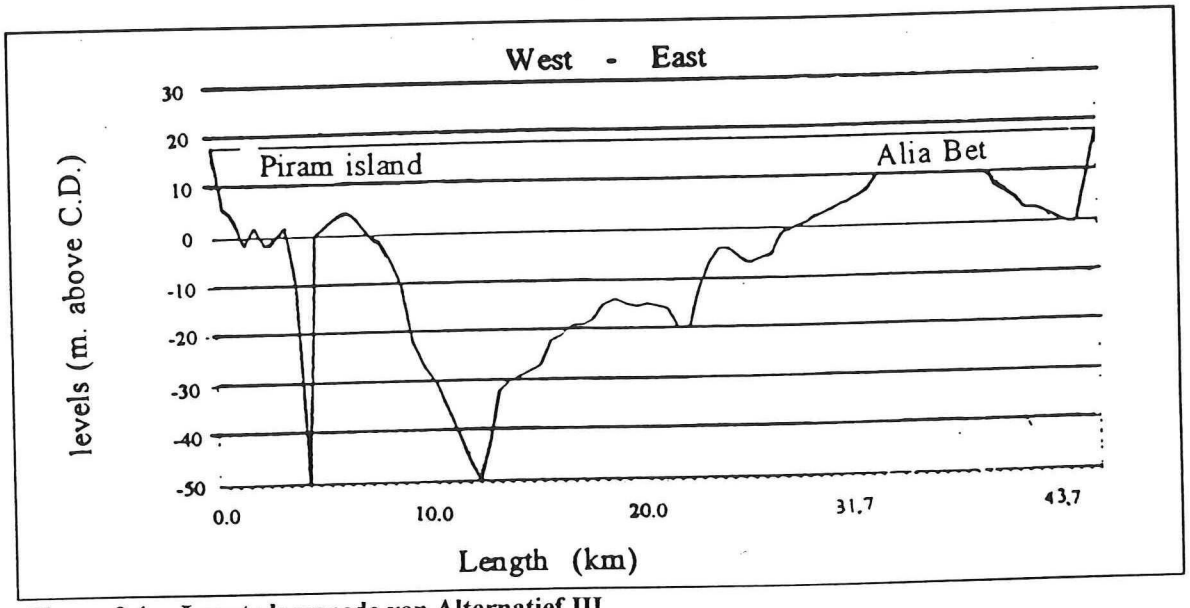


Figuur 3.3 Lengtedoorsnede van Alternatief II

Alternatief II is redelijk ver in zuidelijke richting gelegen. Dit houdt in dat een enorme hoeveelheid water de dwarsdoorsnede passeert tijdens elke wissel van getij. Gedurende de instroming (vloed) is dit bij benadering $6 \cdot 10^9$ m^3 bij doodtij en $11 \cdot 10^9$ m^3 bij springtij.

Het debiet van de Narmada stroomt tussen de dam en Luhara–point uit in de Golf van Khambat. Als de stroming te sterk zou worden, moeten de slibgronden gedeeltelijk weggebaggerd worden.
De hoeveelheid materiaal voor de dam is minder dan bij Alternatief III. Omdat bij Alternatief I gebaggerd moet worden is Alternatief II ook beter in vergelijking met Alternatief I.

Alternatief III
Alternatief III lijkt in het voordeel omdat het de kleinste lengte heeft en van Piram-eiland gebruik maakt als natuurlijke ondersteuning. De diepe geulen rond het eiland, tot 50 meter, zorgen echter voor een dusdanige toename van de hoeveelheid materiaal dat dit alternatief te kostbaar wordt.
In figuur 3.4 is een lengtedoorsnede van Alternatief II weergegeven.



Figuur 3.4 Lengtedoorsnede van Alternatief III

Voor Alternatief III zal het meeste materiaal nodig zijn, aangezien de gemiddelde diepte hier het grootst is. De gemiddelde diepten van alternatief I en II verschillen weinig en dus ook de hoeveelheid materiaal.

Alternatief 1
Alternatief 1 ligt ten noorden van Alia Bet wat als voordeel heeft dat een groot gebied bestaande uit slib en zandbanken van zout water blijft voorzien. De mangroven ten zuidoosten van Alia Bet blijven hierdoor bestaan. Alternatief 1 is echter langer dan alternatief 2 waardoor het materiaalgebruik toeneemt.

Alternatief 2
Alternatief 2 heeft twee voordelen ten opzichte van alternatief 1:

- Ten eerste neemt de inhoud van het reservoir toe.
- Ten tweede is er minder materiaal nodig.

Het nadeel van alternatief 2 is het verdwijnen van de mangroven.

In tabel 3.1 zijn de alternatieven met elkaar vergeleken.

Tabel 3.1 Vergelijking alternatieven op basis van materiaalgebruik

alternatief	materiaal in m^3	lengte in km
I	$141 \cdot 10^6$	52,8
II	$157 \cdot 10^6$	48,6
III	$169 \cdot 10^6$	46,1
1	$30,5 \cdot 10^6$	25,8
2	$16,9 \cdot 10^6$	16,1

Uit tabel 3.1 blijkt dat voor Alternatief 1 bijna twee keer zoveel materiaal nodig is dan bij alternatief 2. In dit geval wordt dan ook voor Alternatief 2 gekozen.
Het verschil tussen de Alternatieven I, II en III is procentueel aanzienlijk kleiner. Een keuze maken op grond van het materiaalgebruik alleen is zodoende erg moeilijk. In de volgende paragraaf zullen de alternatieven aan een aantal extra criteria getoetst worden.

3.3.1 Bepaling meest gunstige tracé

Bij het bepalen van het gunstige tracé zijn Alternatief I, II en III getoetst aan de volgende criteria:

- Lengte
- Diepte
- Materiaal gebruik
- Noodzaak tot baggeren
- Investering

In tabel 3.2 zijn de resultaten van deze toetsing gegeven.

Tabel 3.2 Resultaten toetsing alternatieven op grond van criteria

criteria	alternatief		
	I	II	III
-lengte	– –	+	+ +
-diepte	+ +	+	– –
-hoeveelheid materiaal	+ +	+	– –
-noodzaak tot baggeren	– –	+ +	+ +
-benodigde investering	– –	+ +	+

Legenda: + + = **zeer gunstig,** + = **gunstig**
– = **ongunstig,** – – = **zeer ongunstig**

Uit tabel 3.2 blijkt dat Alternatief II het meest gunstige tracé is.

4. Ontwerp van de afsluiting

In dit hoofdstuk zal een voorstel gedaan worden voor een ontwerp van de afsluiting. Daarbij is gekeken naar de functies die de afsluiting moet vervullen en de belastingen waartegen de afsluiting bestand moet zijn.

Hierna volgt eerst een overzicht van de functies van de afsluiting en de sluitdam. Daarna wordt ingegaan op de eisen waaraan de sluitdam moet voldoen (het programma van eisen).
Vervolgens wordt aangegeven welke belastingen op de sluitdam van toepassing zijn en wordt een beschrijving gegeven van de sluitingsmethoden.
Tot slot wordt een keuze gemaakt uit de verschillende methoden en zal de gekozen methode worden getoetst aan het programma van eisen.

4.1 Functies van de afsluiting

Hierna wordt een overzicht gegeven van de algemene functies van de afsluiting en van de specifieke functies van de sluitdam.

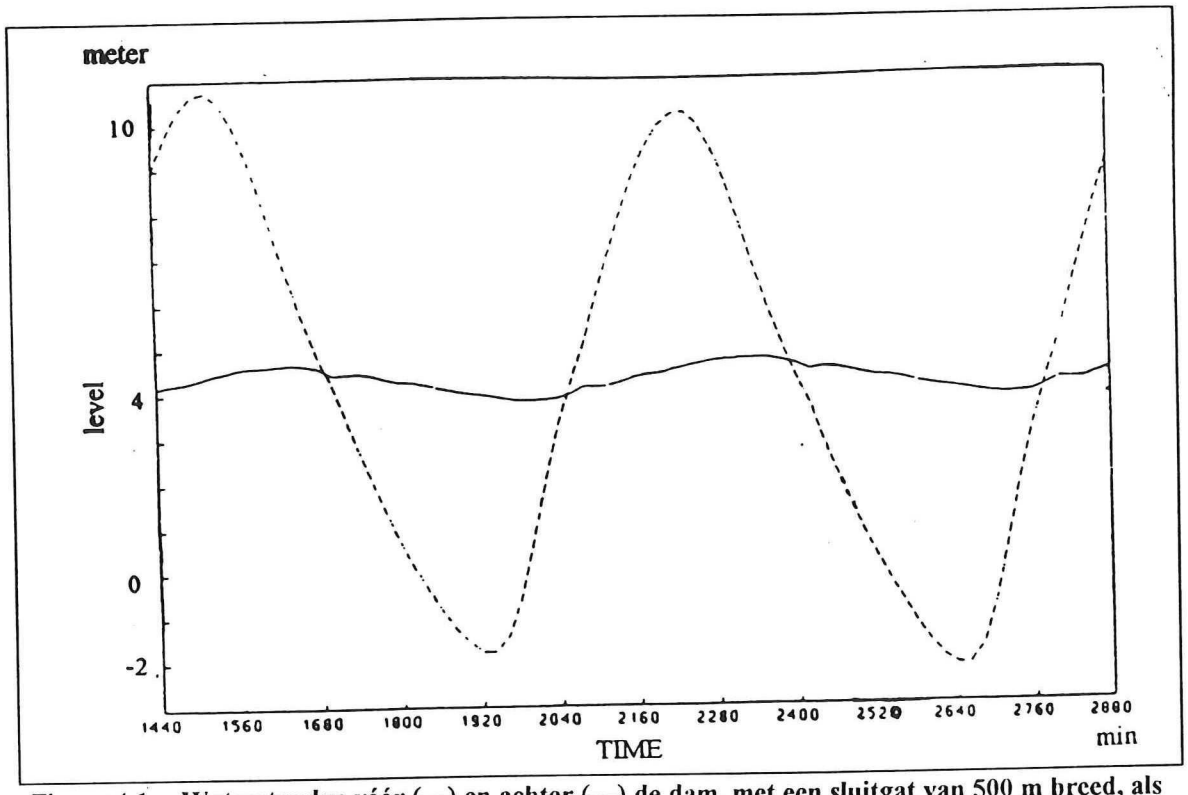
4.1.1 Algemene functies

De afsluiting heeft de volgende algemene functies.

- Het scheiden van het zoete rivierwater en het zoute zeewater.
  Door het afsluiten van de Golf ontstaat een zoetwaterbassin. Om verzilting van het zoete water in het bassin te voorkomen mag de afsluiting weinig of geen zout water doorlaten.

- Het afsluiten van een gedeelte van de Golf van Khambat voor de invloeden van het getij van de Indische oceaan.
  Na het afsluiten blijft de waterstand achter de dam op een constant niveau van +4 m BM, terwijl de waterstand voor de dam varieert tussen de -2 m en +10,5 m BM (zie figuur 4.1). Deze waarden zijn uit het computerprogramma DUFLOW van Jansen/Vreeburg (1992) overgenomen.
  Door het verschil in waterhoogte voor en achter de afsluiting is de aanleg van een getijcentrale mogelijk rendabel.

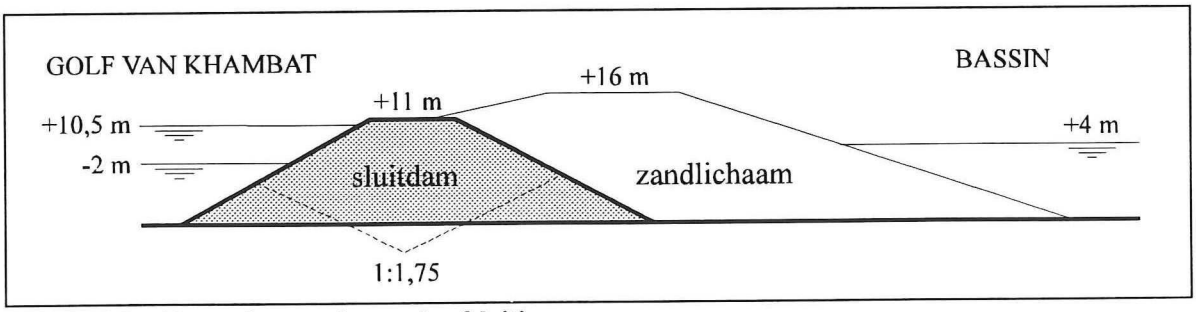
- Het verbinden van Saurashtra met het vaste land van India.
  De infrastructuur verbetert hierdoor aanzienlijk.



Figuur 4.1 Waterstanden vóór (—) en achter (—) de dam, met een sluitgat van 500 m breed, als functie van de tijd (bron: Jansen/Vreeburg, 1992)

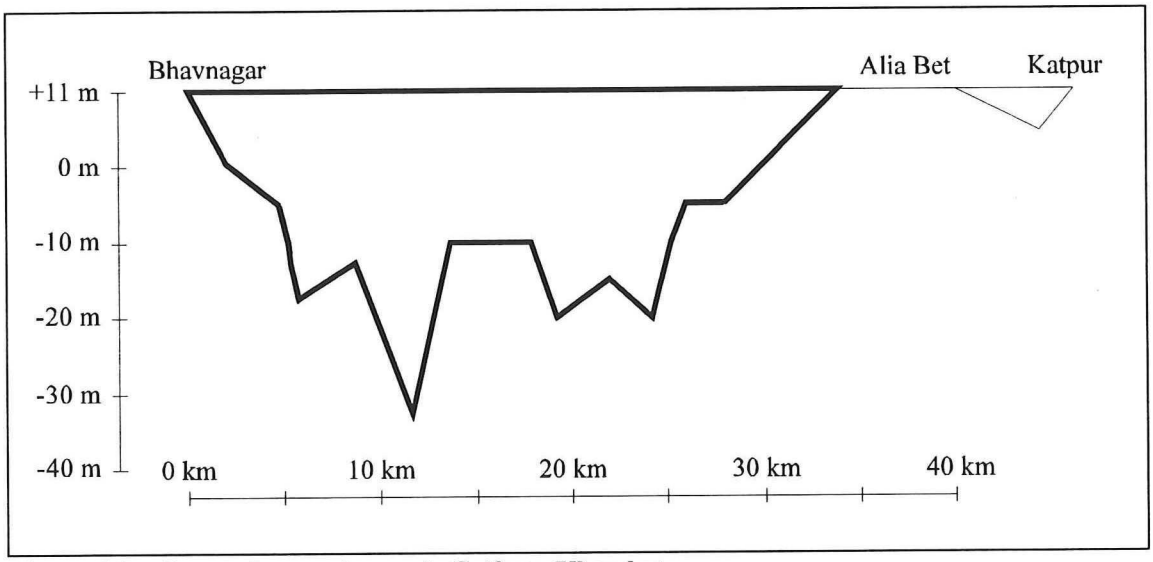
Voor het afsluiten van een gebied met een groot getijverschil als in de Golf van Khambat zou het gebruik van caissons voor de hand liggen. Door het plaatsen van caissons, waarvan de openingen tijdens doodtij gelijktijdig afgesloten worden, wordt het storten van grote hoeveelheden zware stenen vermeden.
Bij het voorstel voor het ontwerp van de afsluiting buig ik mij juist over de problematiek van stortstenen. Het gebruik van caissons wordt expliciet vermeden (zie paragraaf 1.5, Aannames en randvoorwaarden).

Eén van de problemen is, dat door het storten met stortstenen de afsluiting een grote doorlaatbaarheid heeft waardoor een scheiding tussen zoet en zout water moeilijk te realiseren valt. Voor het voorkomen van verzilting is namelijk een kleine doorlaatbaarheid van de afsluiting nodig. Daarom is in het ontwerp de afsluiting gesplitst in een gedeelte dat het bassin afsluit voor de invloed van het getij, *een sluitdam van stortsteen*, en een gedeelte dat de doorlaatbaarheid van de dam verkleint, *een zandlichaam*. In figuur 4.2 is een dwarsdoorsnede van het ontwerp van de afsluiting opgenomen waarin de sluitdam en het zandlichaam duidelijk zijn aangegeven.



Figuur 4.2 Dwarsdoorsnede van de afsluiting

Een lengtedoorsnede van de Golf van Khambhat, gebaseerd op figuur 3.3 uit hoofdstuk 3, is getekend in figuur 4.3.



Figuur 4.3 Lengtedoorsnede van de Golf van Khambat

4.1.2 Specifieke functies van de sluitdam

De sluitdam heeft de volgende specifieke functies:

- het afsluiten van het bassin voor de invloed van het getij
- het beperken van de stroming, teneinde een zandlichaam te kunnen opspuiten
- het opvangen van de golven vanuit de Golf van Khambat.

4.2 Programma van eisen voor de sluitdam

De functies van de afsluiting en de sluitdam resulteren in het volgende programma van eisen:

- De kruinhoogte van de sluitdam moet minimaal +11 m BM zijn.
  De waterhoogte in de moesson tijdens hoogwater in combinatie met golven die een overschrijdingskans van 1% hebben is, +10,3 m BM. De maximale waterstand tijdens H.A.T. is +10,9 m BM.
  Een hoogte van +11 m BM is te laag om te voorkomen dat er bij hoogwater in combinatie met een storm water over de sluitdam stroomt. Enige schade veroorzaakt door golven wordt geaccepteerd, Jansen/Vreeburg (1992).

- De kruinhoogte van het zandlichaam moet minimaal +16 m BM zijn.
  Deze hoogte is voldoende om wave run-up, wind set-up en golven met een overschrijdingskans van 1% te kunnen weerstaan, Jansen/Vreeburg (1992).

- De snelheid van de stroming achter de sluitdam moet, nadat de dam gereed is, kleiner zijn dan 2 m/s. Het zandlichaam wordt dan niet weggespoeld, Van Roode (1994).

- De stabiliteit van de stortstenen moet voor elke situatie (stroming en golfslag) tijdens de bouw worden gegarandeerd.

- Voor een goede opbouw van een filter moet de dikte van één stortlaag, van stortstenen in dezelfde gewichtsklasse, minimaal twee à drie keer de gemiddelde steendiameter van deze gewichtsklasse bedragen, Schiereck (1993).

- De helling van het talud moet zo steil mogelijk zijn. In dit onderzoek is uitgegaan van een talud met een maximale helling van 1:1,75, Jansen/Vreeburg (1992).

4.3 Belastingen op de sluitdam

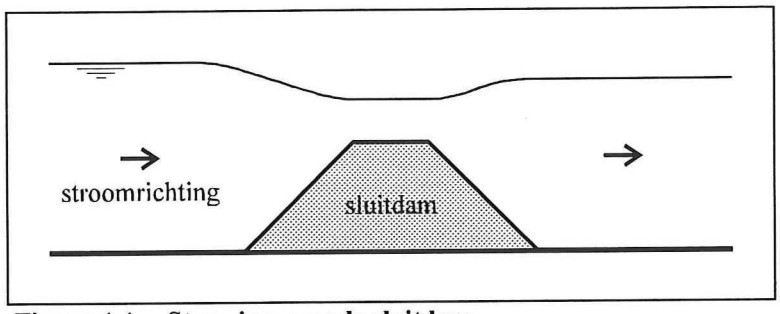
Op de sluitdam in de Golf van Khambat zijn vier belastingen van toepassing:
- de belasting veroorzaakt door de stroming over de sluitdam.
- de belasting veroorzaakt door de stroming door de sluitdam.
- de belasting veroorzaakt door de stroming langs de sluitdam.
- de belasting veroorzaakt door de golfslag op de sluitdam.

Hierna wordt voor elke belasting aangegeven hoe de minimale steendiameter bepaald wordt. Deze minimale steendiameter is de steendiameter die nog voldoende stabiliteit van de sluitdam garandeert.

4.3.1 Door stroming over de sluitdam

Tijdens de bouw van een sluitdam treedt altijd een verstoring van de bestaande verticale en horizontale snelheidsverdeling van de stroom op. Verhoging van de drempel t.o.v. de bodem

veroorzaakt turbulentie en een hogere stroomsnelheid. Deze stroomsnelheid kan stenen verplaatsen en daarmee is de stabiliteit van de sluitdam kritisch.
In figuur 4.4 is een tekening opgenomen van de stroming over de sluitdam.



Figuur 4.4 Stroming over de sluitdam

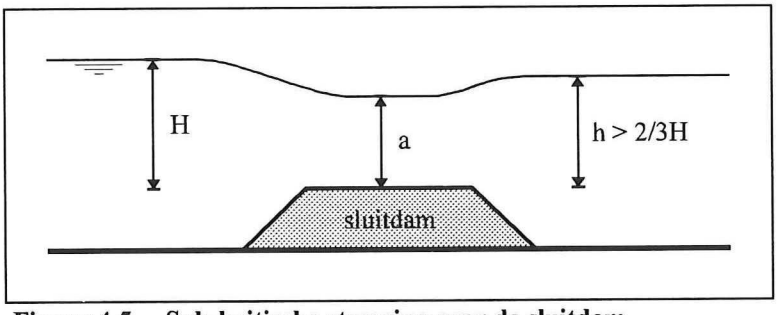
Met het computerprogramma DUFLOW kunnen, als het tracé en de sluitingsmethode bekend zijn, de waterstanden voor en achter de sluitdam worden berekend. Aan de hand van deze waterstanden word de grootte van de stroming over de sluitdam afgeleid. Deze stroming is bepalend voor de afmetingen van de stenen die gestort worden.

De berekening met het computerprogramma DUFLOW is uitgevoerd door Jansen/Vreeburg (1992). Bij de berekening zijn van de volgende twee randvoorwaarden uitgegaan:

- de waterstanden die voorkomen tijdens H.A.T.,
- een porositeit van de sluitdam van 0,4.

In dit rapport is van dezelfde randvoorwaarden uitgegaan en zijn de waarden van de waterstanden en de afmetingen van de stenen uit het rapport van Jansen/Vreeburg (1992) overgenomen.

De stroming kan sub-kritisch of super-kritisch zijn, afhankelijk van de waterstanden en de kruinhoogte van de sluitdam.
In het geval van sub-kritische stroming is de waterhoogte benedenstrooms (h) groter dan 2/3 van de waterhoogte bovenstrooms (H). Beide waterhoogten zijn gemeten ten opzichte van de kruinhoogte van de sluitdam. Dit is in figuur 4.5 weergegeven.



Figuur 4.5 Sub-kritische stroming over de sluitdam

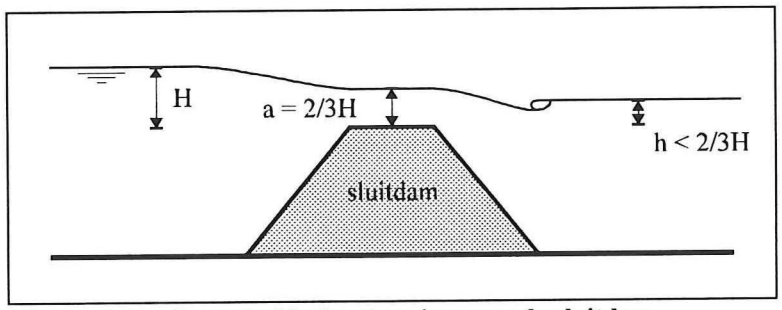
Als wordt verondersteld dat het sluitgat oneindig breed is, kan van een twee-dimensionale stroming in het verticale vlak worden uitgaan.
In Vergelijking (4.1) wordt het debiet, q, beschreven voor een sub-kritische stroming. Het debiet wordt per meter breedte in de lengterichting genomen.

$$q = m \cdot h \cdot \sqrt{\{ 2 \cdot g \cdot (H-h) \}} \qquad \text{Vergelijking (4.1)}$$

Variabelen:	q	= debiet over de sluitdam per meter breedte	[$m^3/s/m$]
	m	= coëfficiënt die afhangt van het energieverlies van de stroom	[-]
	h	= waterhoogte benedenstrooms	[m]
	g	= valversnelling	[m/s^2]
	H	= waterhoogte bovenstrooms	[m].

De waarde van m hangt af van de ruwheid en vorm van de sluitdam en varieert van 1,3 (voor een brede, vlakke dam met gladde taluds) tot 0,9 (voor een smalle dam met een spits toelopende kruin). In dit geval geldt m = 1, omdat de sluitdam redelijk vlak is, maar zeer ruw door het gebruik van zware stortsteen.

Bij het verder verhogen van de sluitdam ontstaat de situatie dat de waterhoogte benedenstrooms (h) kleiner wordt dan 2/3·H. De stroming boven de sluitdam is super-kritisch. De waterhoogte boven de sluitdam (a) is gelijk aan 2/3·H (zie figuur 4.6). De stroming verandert benedenstrooms weer in een sub-kritische stroming door een watersprong.



Figuur 4.6 Super-kritische stroming over de sluitdam

Het debiet is afhankelijk van het verschil tussen de waterhoogte bovenstrooms (H) en de waterhoogte boven de sluitdam (a). Dit verschil is 1/3·H, zodat het debiet alleen van H afhankelijk is.
In Vergelijking (4.2) wordt het debiet, q, beschreven voor een super-kritische stroming. Het debiet wordt per meter breedte in de lengterichting genomen.

$$q = m \cdot 2/3 \cdot H \cdot \sqrt{\{ 2 \cdot g \cdot 1/3 \cdot H \}} \qquad \text{Vergelijking (4.2)}$$

Variabelen:	q	= debiet over de sluitdam per meter breedte	[$m^3/s/m$]
	m	= coëfficiënt die afhangt van het energieverlies van de stroom	[-]
	h	= waterhoogte benedenstrooms	[m]
	g	= valversnelling	[m/s^2]
	H	= waterhoogte bovenstrooms	[m]

De maximale waarde van m is hier 1 omdat de stroming onafhankelijk is van de benedenstroomse waterhoogte. In het geval van een ruwe, spitst toelopende kruin kan m afnemen tot 0,8. De sluitdam heeft een ruw oppervlak en een stompe kruin, zodat voor m een waarde van 1 redelijk is.

Vergelijking (4.1) en (4.2) mogen alleen toegepast worden als er sprake is van een uniforme stroming over een horizontale bedding. Bij een hoge sluitdam, waar door een groot verval een kritieke stroming, of volkomen afvoer kan ontstaan, wordt het stroompatroon compleet anders. De stroomlijnen over de sluitdam zijn sterk gebogen, zodat er geen sprake is van een uniforme stroming. De berekening van de stroomsnelheid met behulp van Vergelijking (4.1) en (4.2) is in dit geval onnauwkeurig.
Het bepalen van de grootte van de stenen met deze stroomsnelheden is derhalve ook onnauwkeurig.

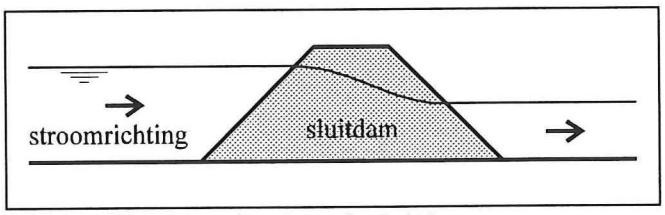
Voor het bepalen van de grootte van de stenen kan beter gebruik gemaakt worden van de resultaten van de experimenten van Akkerman (1985).
Door Akkerman zijn veel resultaten van experimenten met stroming over een hoge dam geanalyseerd. Met deze analyse kon aangetoond worden dat er een verband bestaat tussen de waterstanden, beneden- en bovenstrooms, en de stabiliteit van de stenen in de dam, Schiereck (1993).

Voor het bepalen van de waterstanden aan beide kanten van de sluitdam met het computerprogramma DUFLOW, is de doorlaatbaarheid van groot belang. Als de doorlaatbaarheid van de sluitdam toeneemt, zal het verschil in waterstand vóór en achter de sluitdam afnemen. De doorlaatbaarheid van de sluitdam wordt bepaald door de porositeit van de sluitdam en de grootte van de stenen in de sluitdam.

Door Jansen/Vreeburg (1992) is gebruik gemaakt van de resultaten uit de experimenten van Akkerman om de minimale steendiameter van een steen op de sluitdam te bepalen die bij een gegeven stroming over de sluitdam niet wegspoelt. Voor de porositeit van de sluitdam is een waarde van 0,4 aangenomen.

4.3.2 Door stroming door de sluitdam

De stroming door de sluitdam kan een dusdanige grootte hebben, dat er stenen uit de sluitdam gespoeld kunnen worden. Hierdoor vermindert de sterkte van de sluitdam.
In de eindfase van de bouw van de sluitdam moet de stroming achter de sluitdam kleiner zijn dan 2 m/s (zie paragraaf 4.2, het programma van eisen).
In figuur 4.7 is de stroming door de sluitdam getekend.



Figuur 4.7 Stroming door de sluitdam

Als de bodem bestaat uit los sediment, zoals zand of slib, kan de stroming een ontgronding tot gevolg hebben (scour). Als de ontgronding te diep wordt of te dicht bij de sluitdam plaatsvindt, komt de stabiliteit van de sluitdam in gevaar. Om de stabiliteit van de sluitdam te verzekeren moet een deel van de bodem aan beide kanten van de sluitdam beschermd worden.

Eén van de voorwaarden om wegspoelen van stenen te voorkomen houdt in, dat de stenen van de onderste laag (de basislaag) niet door de boven liggende laag (de filterlaag) moeten kunnen komen. Door het kiezen van de juiste steengrootte per laag kan dit probleem tot een minimum beperkt worden.

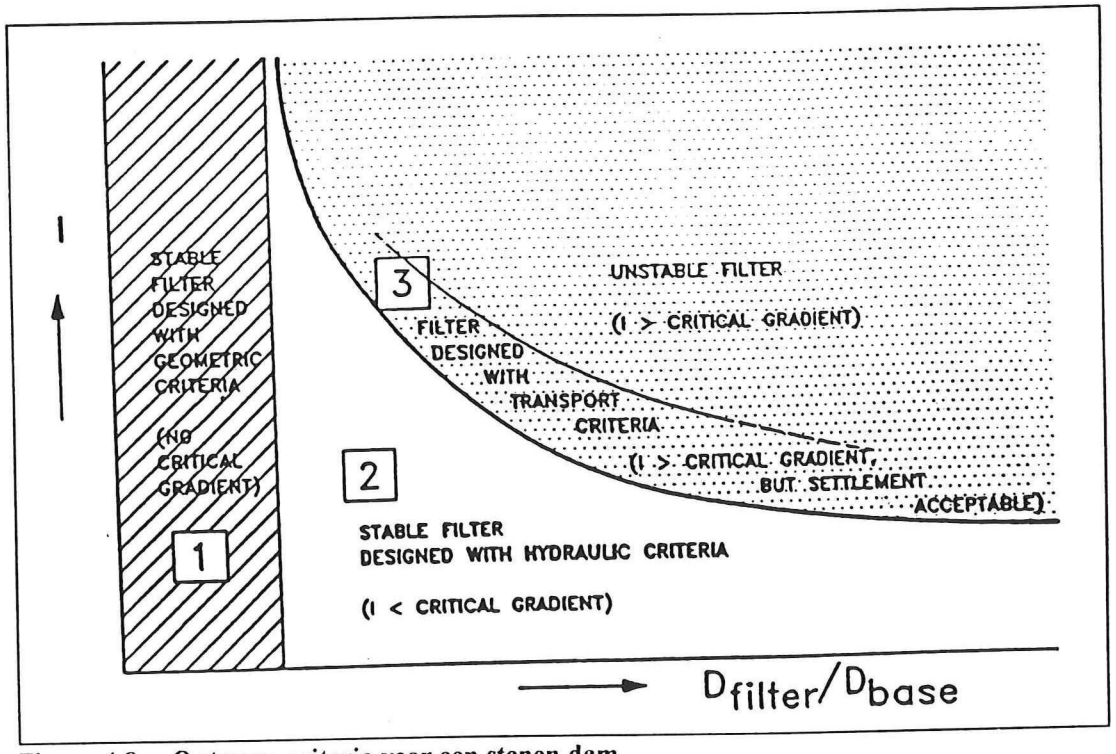
Voor de keuze van de steengrootte, zijn drie criteria voor de stabiliteit van de sluitdam van belang.

- geometrische criteria (1); dit zijn klassieke regels afgeleid door Terzaghi in de jaren dertig. De permeabiliteit en zanddichtheid worden alleen beoordeeld op de geometrische afmetingen van de materialen, de zeefcurve. Ze zijn zó gekozen dat de stenen niet kunnen bewegen in de dam. Dit leidt meestal tot een overgedimensioneerd ontwerp, aangezien de dam elke belasting kan weerstaan.

- hydraulische criteria (2); hier is een kritische stroming afgeleid waarbij de stenen in de dam gaan bewegen. De diameter van de stenen wordt zo gekozen dat de kritische stroming groter is dan de stroming die in de dam aanwezig is. Ten opzichte van de geometrische criteria worden voor het bepalen van de steendiameter de hydraulische belasting meegenomen. Dit heeft een grotere steendiameter tot gevolg.
  De permeabiliteit geeft hier geen problemen aangezien de structuur van deze dam opener is dan die op basis van geometrische criteria zijn ontworpen.

- transportcriteria (3); binnen acceptabele grenzen van zettingen wordt hier enig verlies van materiaal getolereerd. Voor veel situaties zou dit tot een nog economischer ontwerp leiden. Voor stromingen parallel aan het oppervlak van de dam zijn formules opgesteld. Deze zijn echter zeer complex, terwijl er haast geen praktische ervaring is.

In figuur 4.8 zijn deze ontwerp-criteria in een grafiek weergegeven.

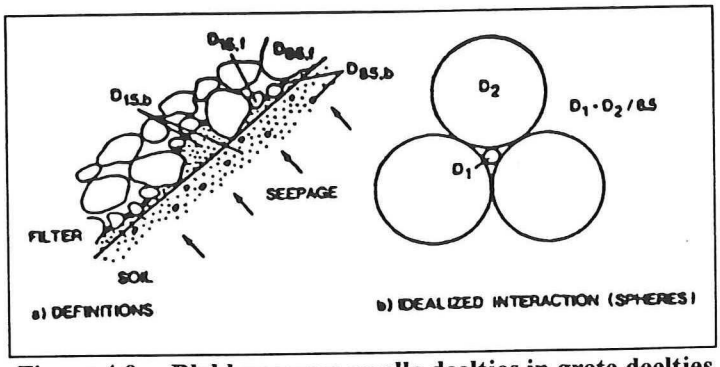


Figuur 4.8 Ontwerp-criteria voor een stenen dam

In figuur 4.8 is op de horizontale as de verhouding tussen de steendiameters van de basislaag en filterlaag (D_{FILTER} / D_{BASE}) weergegeven en op de verticale as het kritische verhang (I) waarboven stenen uit de basislaag niet langer stabiel zijn.
Uit figuur 4.8 blijkt dat als de dam aan de geometrische criteria voldoet, de stabiliteit van de dam voor elke stroming gewaarborgd is.

De geometrische criteria zijn te splitsen in:

- stabiliteit; het voorkomen van het wegspoelen van stenen uit de basislaag door de filterlaag is gebaseerd op het feit dat de poriën tussen de stenen kleiner zijn dan de stenen zelf. Door de geometrie van de steen blijkt dat de doorsnede van een porie ongeveer zes keer zo klein is als de doorsnede van de steen zelf. Voor het toepassen van deze regel wordt vaak uitgegaan van de volgende voorwaarde: $d_{15F} < 5 \cdot d_{85B}$.
  Hiermee wordt bedoeld dat de 15% kleinste stenen uit de filterlaag minder dan vijf keer zo groot moet zijn als de 15% grootste stenen uit de basislaag (zie figuur 4.9).

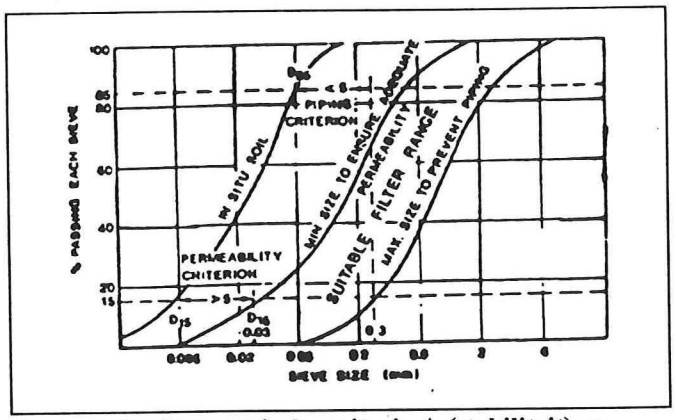


Figuur 4.9 Blokkeren van smalle deeltjes in grote deeltjes

- permeabiliteit; als de stroming door de filterlaag klein is in vergelijking met de stroming door de basislaag, dan is de dam permeabel en wordt er geen waterdruk opgebouwd onder de filterlaag. De permeabiliteit van een materiaal hangt af van de kleinere deeltjes. Om de grootte van de permeabiliteit te bepalen wordt meestal de d_{15} van de filter- en basislaag als maatgevend beschouwd. Dit resulteert in de volgende voorwaarde: $d_{15F} > 5 \cdot d_{15B}$.

- interne stabiliteit; als de dam uit stenen met een groot aantal verschillende diameters bestaat, is het mogelijk dat de kleinere stenen wegspoelen door de poriën van de grote stenen. Dit kan worden voorkomen als de dam voldoet aan de volgende voorwaarde: $d_{60} < 10 \cdot d_{10}$. Hiermee wordt bedoelt dat de diameter door 60% van de stenen minder moet zijn als tien keer de diameter die door 10% van de stenen onderschreden wordt.

In figuur 4.10 zijn de geometrische criteria A (stabiliteit) en B (permeabiliteit) afgebeeld in relatie tot een zeefcurve.



Figuur 4.10 Geometrische criteria A (stabiliteit) en B (permeabiliteit) in relatie tot een zeefcurve

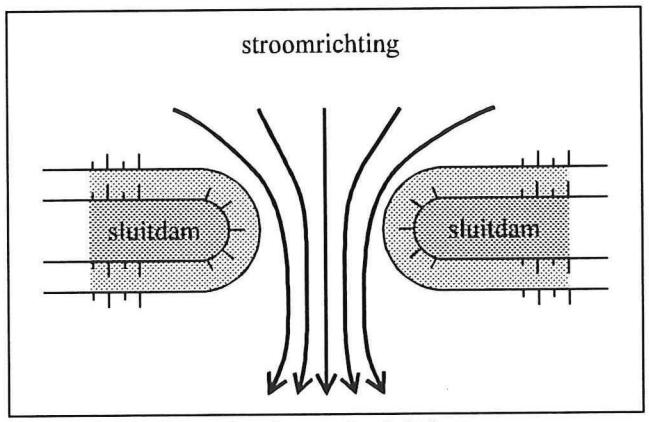
Deze zeefcurve is niet toepasbaar op de stenen en steengroeve die voor de sluitdam gebruikt worden, omdat:

- de stenen die nodig zijn voor de sluitdam groter zijn dan de zeef die in de grafiek is aangegeven
- de verdeling van de grootte van de stenen per groeve verschilt.

Volgens de stabiliteitsvoorwaarde zou de steendiameter van de filterlaag (d_F) kleiner moeten zijn dan $5d_{15B}$ en volgens de permeabiliteitsvoorwaarde groter dan $5d_{85B}$. Door het gebruik van twee verschillende steendiameters voor de basislaag zijn er voldoende mogelijkheden om een stabiele sluitdam te realiseren.

4.3.3 Door stroming langs de sluitdam

Bij een stroming langs de sluitdam treedt verstoring van de bestaande horizontale snelheidsverdeling van de stroom op. Versmalling van de drempel heeft een hogere stroomsnelheid tot gevolg. Deze stroming kan stenen verplaatsen, waardoor de stabiliteit van de sluitdam afneemt.
In figuur 4.11 is de stroming langs de sluitdam in een tekening weergegeven.



Figuur 4.11 Stroming langs de sluitdam

Evenals de stroming door de sluitdam kan deze stroming ontgronding veroorzaken met als gevolg dat de stabiliteit van de sluitdam in gevaar komt.

Een stroming langs de sluitdam, die gedeeltelijk onder water ligt, is vergelijkbaar met een stroming door een vernauwing.
Het debiet, Q, wordt met Vergelijking (4.3) berekend.

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot z)} \qquad \text{Vergelijking (4.3)}$$

Variabelen:	Q = debiet door sluitgat	$[m^3/s]$
	μ = contractie-coëfficiënt	[-]
	A = oppervlakte van het sluitingsgat	$[m^2]$
	g = valversnelling	$[m/s^2]$
	z = verval over sluitgat	[m]

Voor μ, de contractie-coëfficiënt, wordt een waarde gekozen variërend van 1 (voor een breed en vlak ontwerp van de dam) tot 0,8 (voor een smalle, steile dam). In dit geval is gekozen voor een contractie-coëfficiënt van 0,9 omdat de sluitdam tussen een brede, vlakke dam en een smalle, steile dam inzit.
Voor z wordt het verval over het sluitingsgat genomen.

Bij een stroming langs de sluitdam geldt, net als bij een stroming over de sluitdam, dat de stroomlijnen sterk zijn gebogen, zodat er geen sprake is van een uniforme stroming.
De berekening van de stroomsnelheid met behulp van Vergelijking (4.3) is in dit geval onnauwkeurig.
Voor het bepalen van de grootte van de stenen kan beter gebruik gemaakt worden van de resultaten van de experimenten van Akkerman (1985).

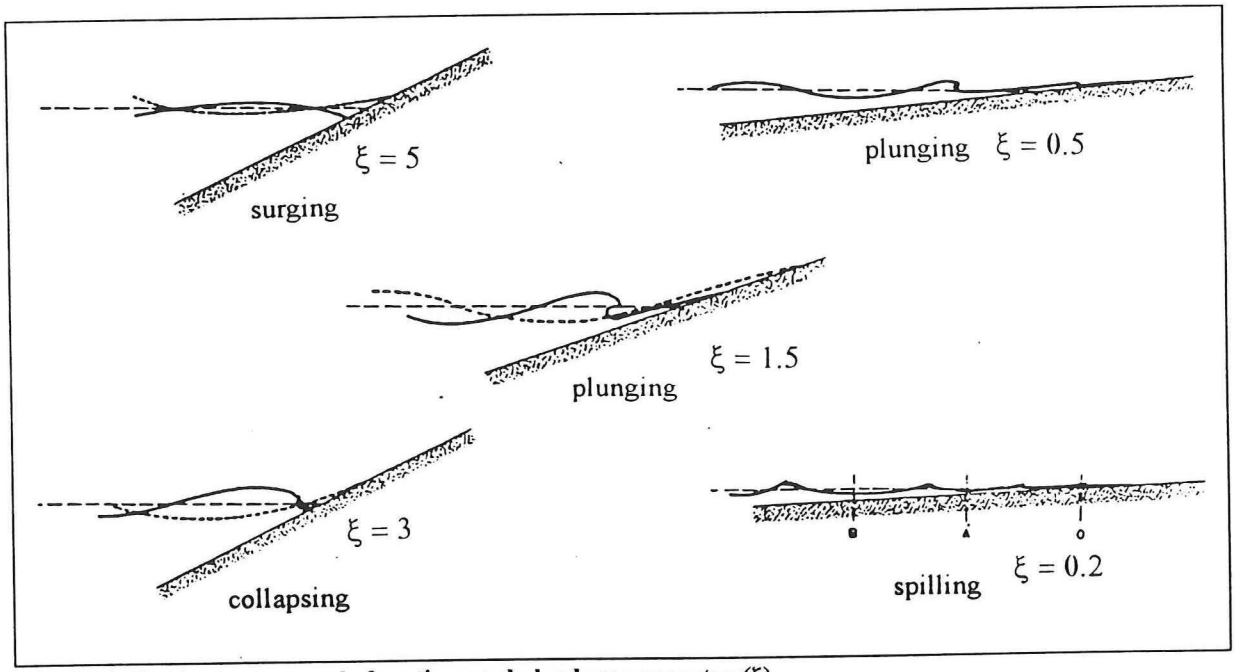
Door Jansen/Vreeburg (1992) is gebruik gemaakt van de resultaten van Akkerman om de minimale steendiameter van een steen op de sluitdam te bepalen, die bij een gegeven stroming over de sluitdam niet wegspoelt (zie paragraaf 4.3.1).

4.3.4 Door golfslag tegen de sluitdam

Golven die breken op de sluitdam kunnen een grote kracht hebben. Deze kracht moet door de sluitdam worden opgevangen.
Voor het bepalen van het steengewicht zijn er twee vergelijkingen beschikbaar:

- de vergelijking van Hudson
- de vergelijking van Van der Meer.

De vergelijking van Van der Meer is nauwkeuriger maar kan alleen toegepast worden als er sprake is van brekende golven.
In figuur 4.12 zijn de verschillende brekertypen aangegeven.



Figuur 4.12 Brekertypen als functie van de brekerparameter (ξ)

Uit deze figuur blijkt dat de golven breken als de brekerparameter (ξ) een waarde heeft tussen 3 en 0,5.

De brekerparameter wordt bepaald met de volgende vergelijking:

$$\xi = \tan\alpha / \sqrt{(H_S / L_o)}$$

Door Jansen/Vreeburg (1992) zijn de volgende waarden genomen voor de variabelen:

H_S = 5 m
α = 30° (1:1,75)
L_o = 156 m

Uit de berekening komt voor de brekerparameter een waarde van 3,19. Er is dus sprake van brekende golven en de vergelijking Van der Meer mag gebruikt worden.

4.4 Sluitmethoden voor de sluitdam

Er zijn vier methoden om een getijdebassin af te sluiten, te weten:

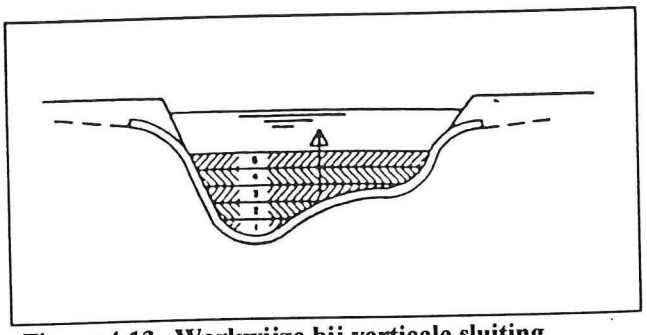
- verticale sluitingsmethode
- horizontale sluitingsmethode
- een combinatie van horizontale en verticale sluitingsmethode
- plotselinge sluiting met behulp van caissons.

De verschillen tussen de methoden uiten zich in materiaalkeuze of de manier waarop de sluiting wordt uitgevoerd. Het materiaal kan uit zand, steen of grote prefab betonnen elementen bestaan.
Hierna volgt een beschrijving van de verschillende sluitingsmethoden. Daarbij wordt per methode ingegaan op:

- de werkwijze
- de logistiek van de sluitmethode
- de waterstanden voor en achter de sluitdam
- de stroomsnelheid over of langs de sluitdam
- de benodigde steendiameter
- de opbouw van de sluitdam
- de stortperioden.

4.4.1 Verticale sluitingsmethode

Werkwijze
Bij de verticale sluitingsmethode wordt de breedte van het sluitgat constant gehouden. De diepte neemt trapsgewijs af door de sluitdam in horizontale lagen op te bouwen (zie figuur 4.13).



Figuur 4.13 Werkwijze bij verticale sluiting

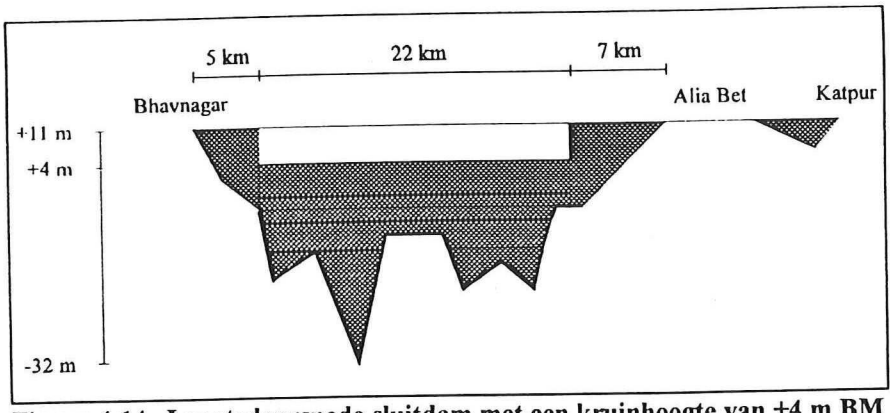
Verhoging van de sluitdam t.o.v. de bodem veroorzaakt altijd een verstoring van de bestaande verticale en horizontale snelheidsverdeling van de stroom. Deze verstoring is vergelijkbaar met een stroming over een drempel die geheel onder water ligt (zie paragraaf 4.3.1).

Logistiek
Het materiaal kan aangebracht worden met behulp van stortschepen en kranen, kabelbanen, bruggen of helikopters. De bodembescherming is over de gehele breedte aangebracht (zie paragraaf 1.5, Aannames en randvoorwaarden).
Het storten van de stortstenen vindt plaats in dit geval plaats met stortschepen. Een nadeel van stortschepen is dat ze alleen kunnen storten als de waterhoogte boven de sluitdam voldoende is en de stroomsnelheid klein is.

Waterstanden vóór en achter de sluitdam
Gedurende de bouw van de sluitdam zal een springtij met een hogere waterstand dan een gemiddeld springtij zeker voorkomen. De golven en wind set-up kunnen ook een hogere waterstand veroorzaken. Als maatgevende waterstand is gekozen voor H.A.T. Het optreden van een hoge springtij tegelijkertijd met hoge golven en een grote wind set-up is zeldzaam. Voor een definitief ontwerp zal de kans op hoge waterstanden in combinatie met hoge golven en grote wind set-up nauwkeurig bepaald moeten worden.

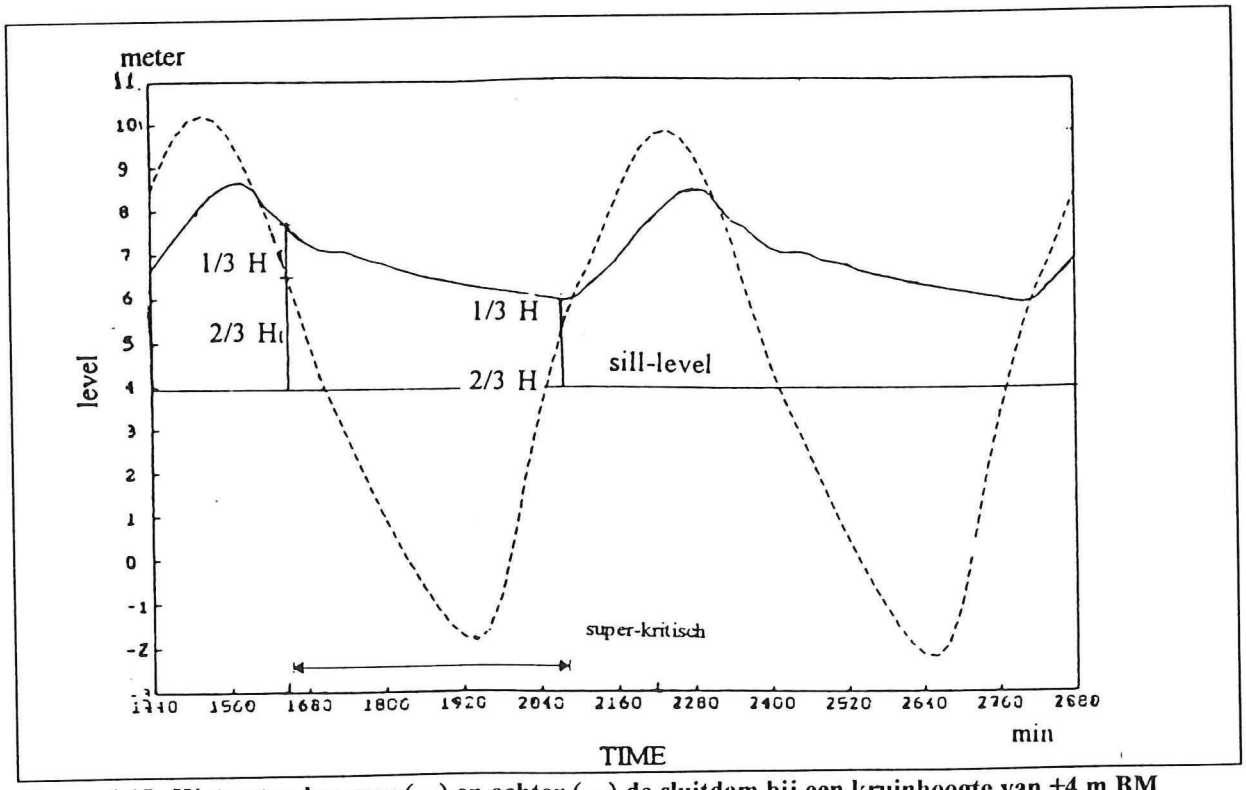
De waterstanden aan beide kanten van de sluitdam tijdens de verticale sluiting zijn met behulp van het programma DUFLOW te bepalen.
De berekening met DUFLOW is uit Jansen/Vreeburg (1992) overgenomen Het nadeel hiervan is dat de berekening is uitgevoerd voor een sluitingsgat van 22 km. Om de resultaten te kunnen gebruiken moet de stroombreedte van 34 km tussen Bhavnagar en Alia Bet teruggebracht worden naar 22 km.

In figuur 4.14 is een lengtedoorsnede gegeven van de sluitdam waarbij in het zwart is aangegeven de stortstenen die zijn gestort tot een kruinhoogte van +4 m BM en een breedte van 22 km.



Figuur 4.14 Lengtedoorsnede sluitdam met een kruinhoogte van +4 m BM

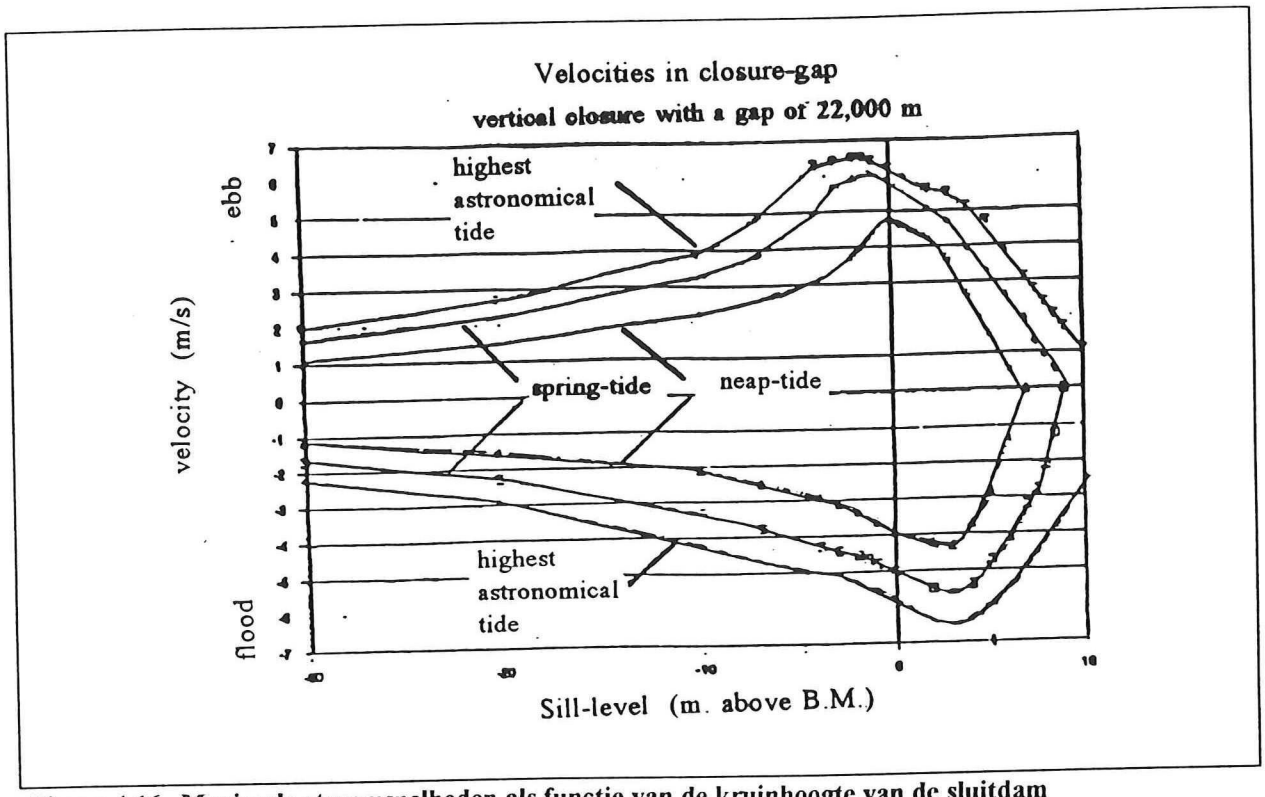
In figuur 4.15 zijn de waterstanden voor (gestippelde lijn) en achter (getrokken lijn) de sluitdam weergegeven bij een kruinhoogte van +4 m BM. De waarden van de waterstanden zijn uit het computerprogramma DUFLOW overgenomen uit Jansen/Vreeburg (1992).
De waterstand voor de sluitdam is afhankelijk van het getij. De waterstand achter de sluitdam daalt minder snel dan de waterstand vóór de sluitdam, omdat de sluitdam de uitstroom en instroom hindert.



Figuur 4.15 Waterstanden voor (—) en achter (—) de sluitdam bij een kruinhoogte van +4 m BM

Uit figuur 4.15 valt af te lezen dat de benedenstroomse waterhoogte regelmatig kleiner is dan 2/3 van de bovenstroomse waterhoogte en dat er dus sprake is van super-kritische stroming.

Stroomsnelheid
In figuur 4.16 zijn alle stroomsnelheden uitgezet voor een sluitgat van 22 km tegen verschillende hoogten van de sluitdam. Met het verschil tussen de waterhoogten bovenstrooms en boven de sluitdam zijn via de debieten over de sluitdam (zie Vergelijking (4.1) en Vergelijking (4.2)) de stroomsnelheden berekend.

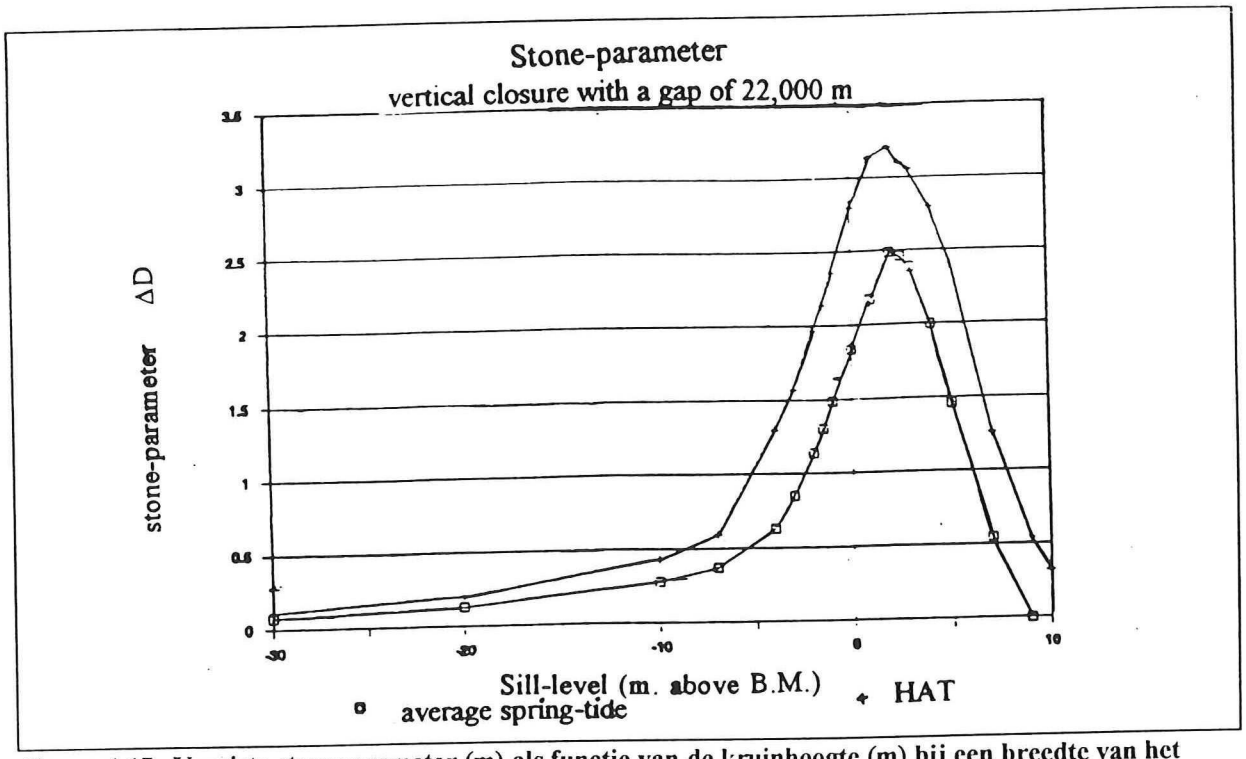


Figuur 4.16 Maximale stroomsnelheden als functie van de kruinhoogte van de sluitdam (bron: Jansen/Vreeburg, 1992)

Uit figuur 4.16 is af te lezen dat de maximale stroomsnelheid 6,5 m/s is.

Benodigde steendiameter
In paragraaf 4.3.1 is gesteld dat de benodigde steendiameter niet berekend wordt aan de hand van de stroomsnelheden maar aan de hand van de waterstanden die ontstaan tijdens H.A.T.

In figuur 4.17 is voor de verschillende kruinhoogten aangegeven welke steenparameter minimaal vereist is om de stabiliteit van de sluitdam te kunnen garanderen.
Op de horizontale as is de kruinhoogte van de sluitdam weergegeven, van -30 m BM tot +10 m BM. Op de verticale as is de steenparameter (ΔD_n) weergegeven.



Figuur 4.17 Vereiste steenparameter (m) als functie van de kruinhoogte (m) bij een breedte van het sluitingsgat van 22 km (bron: Jansen/Vreeburg, 1992)

De steenparameter van de te storten steen moet minimaal op de lijn liggen die met H.A.T. is aangeduid. De steen voldoet dan aan de eisen die gesteld zijn aan de stabiliteit van de sluitdam tijdens H.A.T. De steenparameters, met bijbehorende gewichtsklassen van de stortstenen, zijn in tabel 4.1 weergegeven.
Uit de steenparameter zijn de steendiameter en het gewicht van de steen af te leiden.

Tabel 4.1 Steenparameters van de steengroeve

gewichtsklasse [kg]	M_{50} [kg]	gemiddelde D_N [m]	ΔD_N [m] $\rho = 2700$ kg/m^3
10–60	35	0,23	0,0–0,4
60–300	180	0,41	0,4–0,7
300–1.000	650	0,62	0,7–1,1
1.000–3.000	2.000	0,90	1,1–1,6
3.000–6.000	4.500	1,18	1,6–2,1
6.000–10.000	8.000	1,42	2,1–2,5
10.000–15.000	12.500	1,67	2,5–2,9
15.000–20.000	17.500	1,84	2,9–3,3
20.000–25.000	22.500	2,00	3,3–3,6

Bron: Jansen/Vreeburg, 1992

Opbouw van de sluitdam
De opbouw van de sluitdam, uit stenen met verschillende diameters en gewichtsklassen, is in tabel 4.2 weergegeven. In tabel 4.2 is het leggen van de bodembescherming niet opgenomen, omdat aangenomen was dat deze reeds was aangebracht.

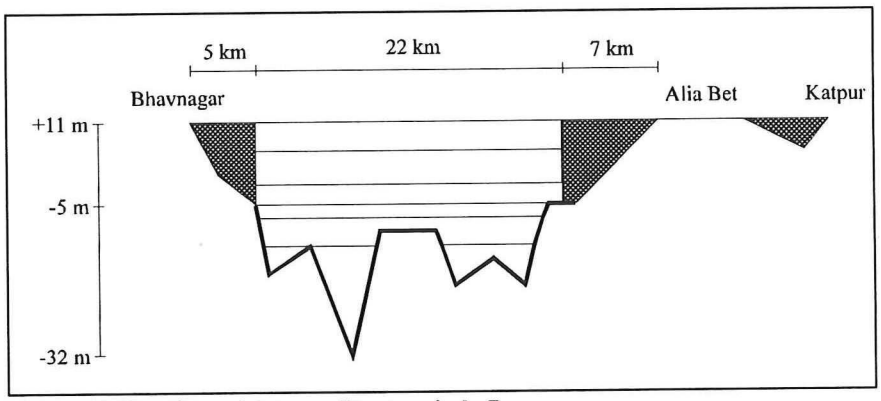
Tabel 4.2 Opbouw van de sluitdam in verticale richting

Hoogte sluitdam [m BM]	Min. steenparameter [m]	Gem. steendiameter [m]	Gewichtsklasse [kg]
-12	0,4	0,23	10-60
-7	0,7	0,41	60-300
-5	1,1	0,62	300-1.000
-1,5	2,5	1,42	6.000-10.000
+4,5	3,3	1,84	15.000-20.000
+11	2,5	1,42	6.000-10.000

De stortperioden
De sluitdam wordt in 7 stortperioden opgebouwd.
Hierna volgt een nadere uitwerking van de stortperioden.

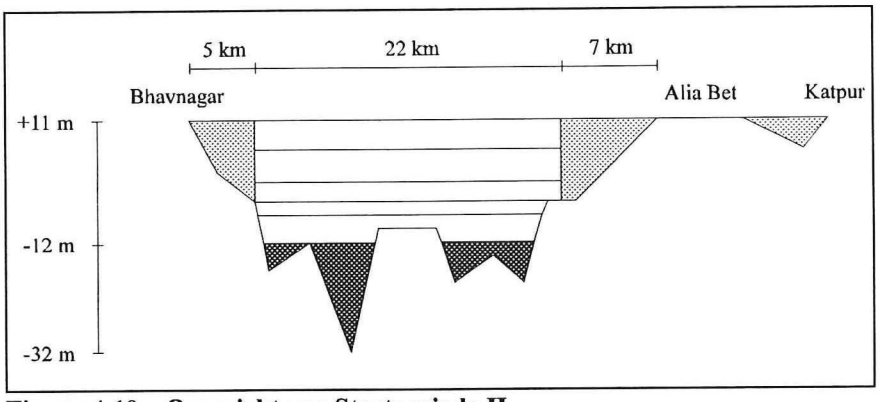
Stortperiode I: Stortperiode I bestaat uit twee delen:
- deel 1: het leggen van een bodembescherming tussen Alia Bet en Bhavnagar
- deel 2: het verkleinen van het sluitgat tot 22 km.

In figuur 4.18 is Stortperiode I, deel 2, met zwart aangegeven. Deel 1 is niet getekend omdat is aangenomen dat de bodembescherming reeds aanwezig is.



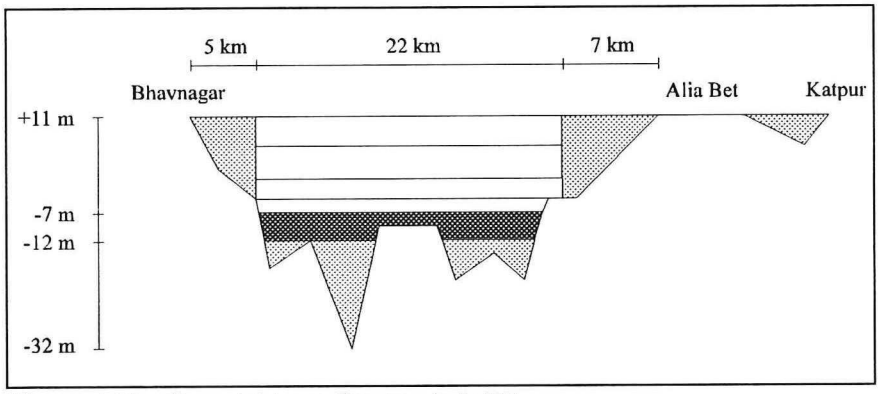
Figuur 4.18 Overzicht van Stortperiode I

Stortperiode II: Het storten van stenen in de gewichtsklasse van 10 tot 60 kg.
Deze klasse heeft een gemiddelde steendiameter van 0,23 m en kan tot -12 m BM gestort worden zonder dat de sluitdam onstabiel wordt.
In figuur 4.19 is met grijs het gedeelte van de sluitdam aangegeven dat al gestort is en is Stortperiode II met zwart aangegeven.



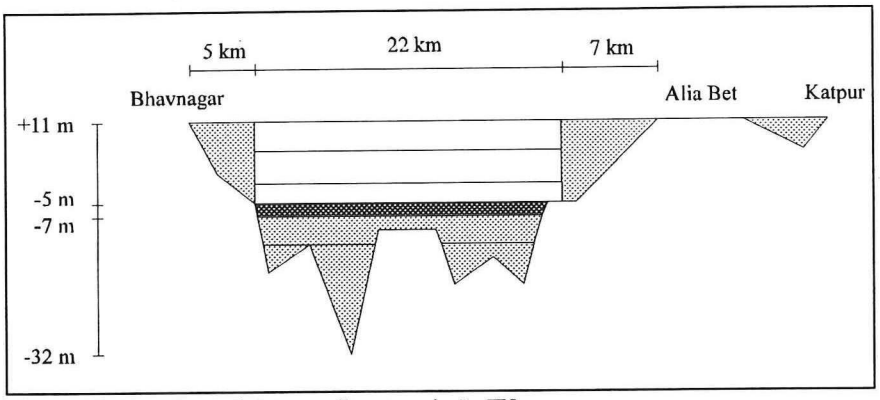
Figuur 4.19 Overzicht van Stortperiode II

Stortperiode III: Het storten van stenen in de gewichtsklasse van 60 tot 300 kg.
Deze klasse heeft een gemiddelde steendiameter van 0,41 m en kan tot -7 m BM gestort worden.
In figuur 4.20 is Stortperiode III met zwart aangegeven.



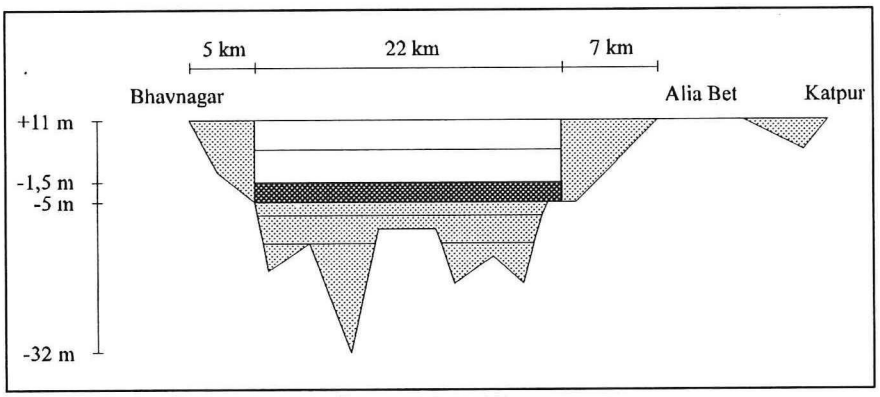
Figuur 4.20 Overzicht van Stortperiode III

Stortperiode IV: Het storten van stenen in de gewichtsklasse van 300 tot 1.000 kg. Deze klasse heeft een gemiddelde steendiameter van 0,62 m en kan tot -5 m BM gestort worden. De diameter van grootste steen in deze klasse is 0,7 m. In de stortlaag van 2 m passen drie stenen op elkaar.
In figuur 4.21 is Stortperiode IV met zwart aangegeven.



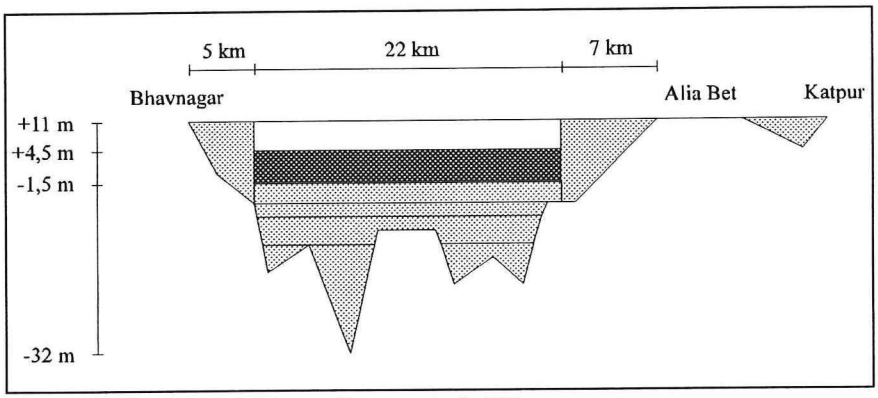
Figuur 4.21 Overzicht van Stortperiode IV

Stortperiode V: Het storten van stenen in de gewichtsklasse van 6.000 tot 10.000 kg. Deze klasse heeft een gemiddelde steendiameter van 1,42 m en kan tot -1,5 m BM gestort worden. De diameter van de stenen in deze klasse is maximaal 1,75 m. De dikte van de stortlaag is 3,5 m en biedt plaats voor twee stenen op elkaar.
In figuur 4.22 is Stortperiode V met zwart aangegeven.



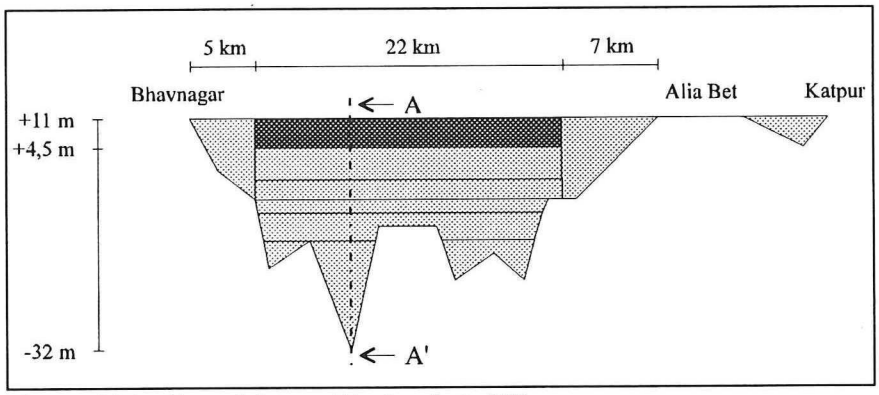
Figuur 4.22 Overzicht van Stortperiode V

Stortperiode VI: Het storten van stenen in de gewichtsklasse van 15.000 tot 20.000 kg.
In deze periode wordt de maximale stroomsnelheid over de sluitdam bereikt. De gewichtsklasse van de stenen die hiervoor gebruikt worden is het zwaarst en de stenen hebben dus de grootste gemiddelde steendiameter, namelijk 1,84 m.
Het storten vindt plaats tot +4,5 m BM. De diameter van de stortstenen is maximaal 2 m. In de stortlaag van 6 m kunnen drie stenen op elkaar gestort worden
In figuur 4.23 is Stortperiode VI met zwart aangegeven.



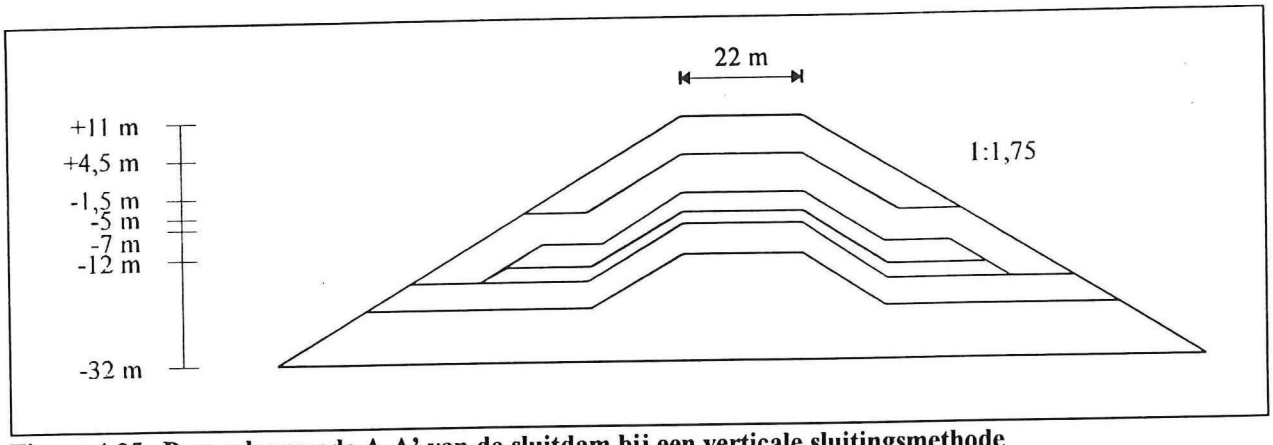
Figuur 4.23 Overzicht van Stortperiode VI

Stortperiode VII: Het storten van stenen in de gewichtsklasse van 6.000 tot 10.000 kg.
In deze periode nemen de stroomsnelheden af, zodat het gewicht van de stortstenen ook minder wordt. Deze gewichtsklasse heeft een gemiddelde steen diameter van 1,42 m en kan tot de sluiting voltooid is, gestort worden.
In figuur 4.24 is Stortperiode VII met zwart aangegeven.



Figuur 4.24 Overzicht van Stortperiode VII

In figuur 4.25 is de dwarsdoorsnede A-A' weergegeven. Voor de bescherming van de stortstenen worden de stenen gedeeltelijk over de vorige stortlaag gestort. De lagen hoeven niet tot op de grootste diepte door te lopen.

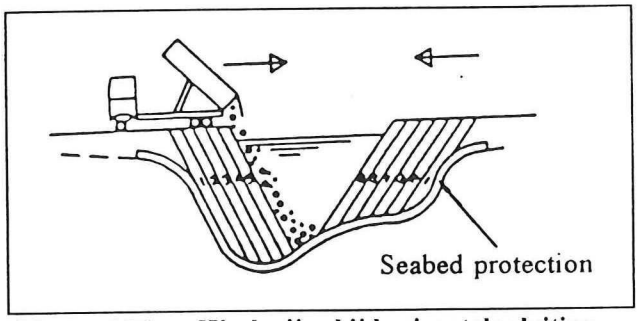


Figuur 4.25 Dwarsdoorsnede A-A' van de sluitdam bij een verticale sluitingsmethode

4.4.2 Horizontale sluitingsmethode

Werkwijze
De horizontale sluitingsmethode is gebaseerd op een constructievolgorde, waarbij het open gedeelte trapsgewijs wordt versmald. Deze versmalling veroorzaakt een verstoring van de bestaande horizontale snelheidsverdeling van de stroming. Deze verstoring treedt ook op bij een stroming langs een dam (zie paragraaf 4.3.3).

Werkend vanuit beide zijkanten, afhankelijk van de plaats van het open gedeelte, wordt de sluitdam in horizontale richting gebouwd (zie figuur 4.26).

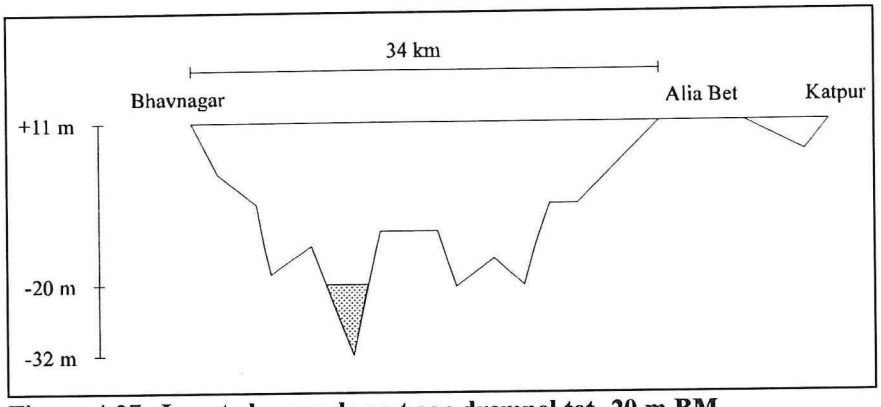


Figuur 4.26 Werkwijze bij horizontale sluiting

Logistiek
Bij kleine diepten kan de horizontale sluitingsmethode het makkelijkst uitgevoerd worden door vrachtwagens die hun lading lossen op het hoofd van de sluitdam.

Waterstanden vóór en achter de sluitdam
Bij de horizontale opbouw van de sluitdam zijn, net als bij de verticale opbouw, de waarden van de waterstanden aan beide kanten van de sluitdam tijdens H.A.T. overgenomen uit het computerprogramma DUFLOW uit Jansen/Vreeburg (1992).
Door Jansen/Vreeburg (1992) is verondersteld dat de horizontale sluiting plaatsvindt op een drempel met een hoogte van -20 m BM. Dit is gedaan om een vergelijking te kunnen maken met de resultaten van het onderzoek uitgevoerd door Haskoning (1989).

In figuur 4.27 is een lengtedoorsnede gegeven van de sluitdam waarin de drempel met een hoogte van -20 BM met grijs is aangegeven.



Figuur 4.27 Lengtedoorsnede met een drempel tot -20 m BM

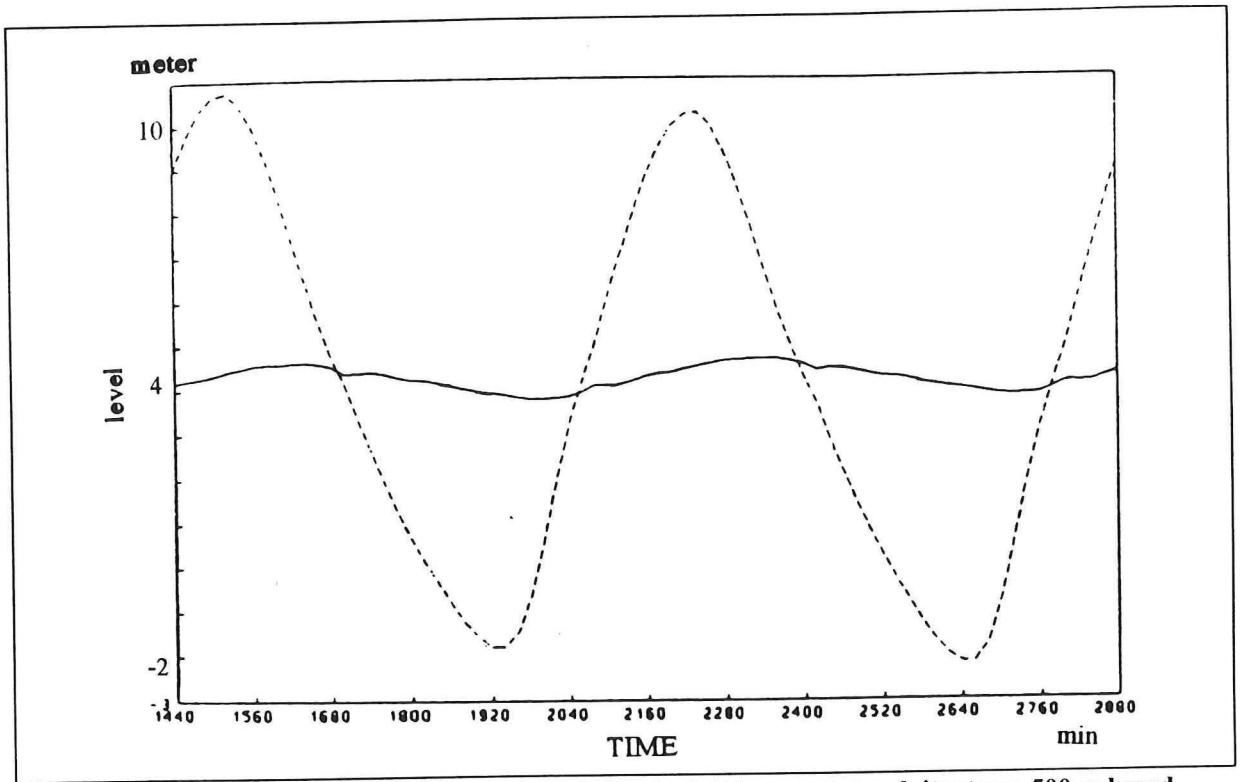
Uit figuur 4.27 blijkt dat de bodem van de Golf van Khambat regelmatig boven de -20 m BM uitkomt. De horizontale afsluiting vindt niet plaats op een drempel met een constante hoogte van -20 m BM.
Door gebrek aan betere gegevens zijn de resultaten uit Jansen/Vreeburg (1992) toch gebruikt om enigszins een vergelijking te kunnen maken met een verticale en een gecombineerde sluitingsmethode.

In figuur 4.28 zijn de waarden voor hoog– en laagwater weergegeven, genomen op H.A.T. met een sluitingsgat van 500 m Het maximale verval over het sluitgat is gelijk aan de helft van het verschil tussen hoog– en laagwater aan de zeekant: 0,5·12,9 m = 6,45 m.

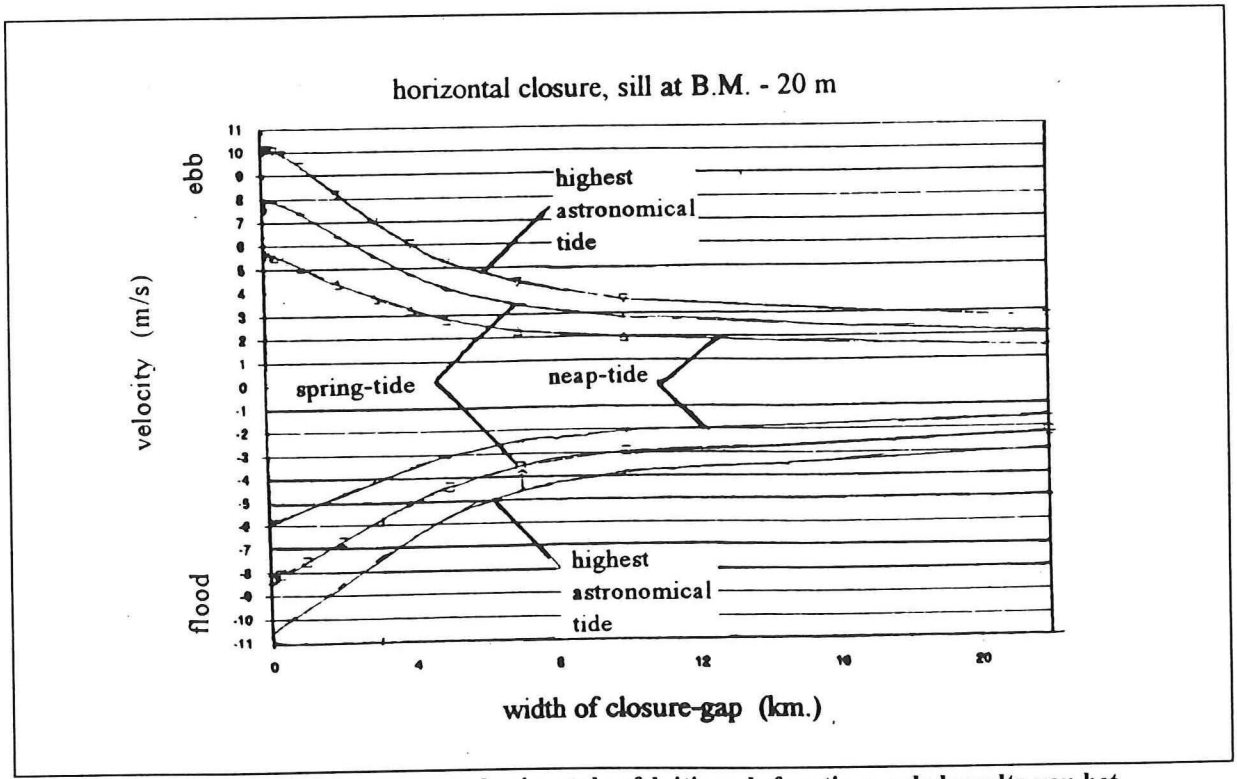
Stroomsnelheid
Met een contractie-coëfficiënt van 0,9 wordt de maximale stroomsnelheid als volgt berekend:

$$v = Q/A = 0{,}9 \cdot \sqrt{(2 \cdot 9{,}8 \cdot 6{,}45)} = 10{,}1 \text{ m/s}$$

De waarde komt redelijk overeen met de stroomsnelheden over een drempel op -20 m BM, berekend met het programma DUFLOW, waar de maximale stroomsnelheid 10,2 m/s voor een ebstroom en 10,6 m/s voor een vloedstroom is (zie figuur 4.29).



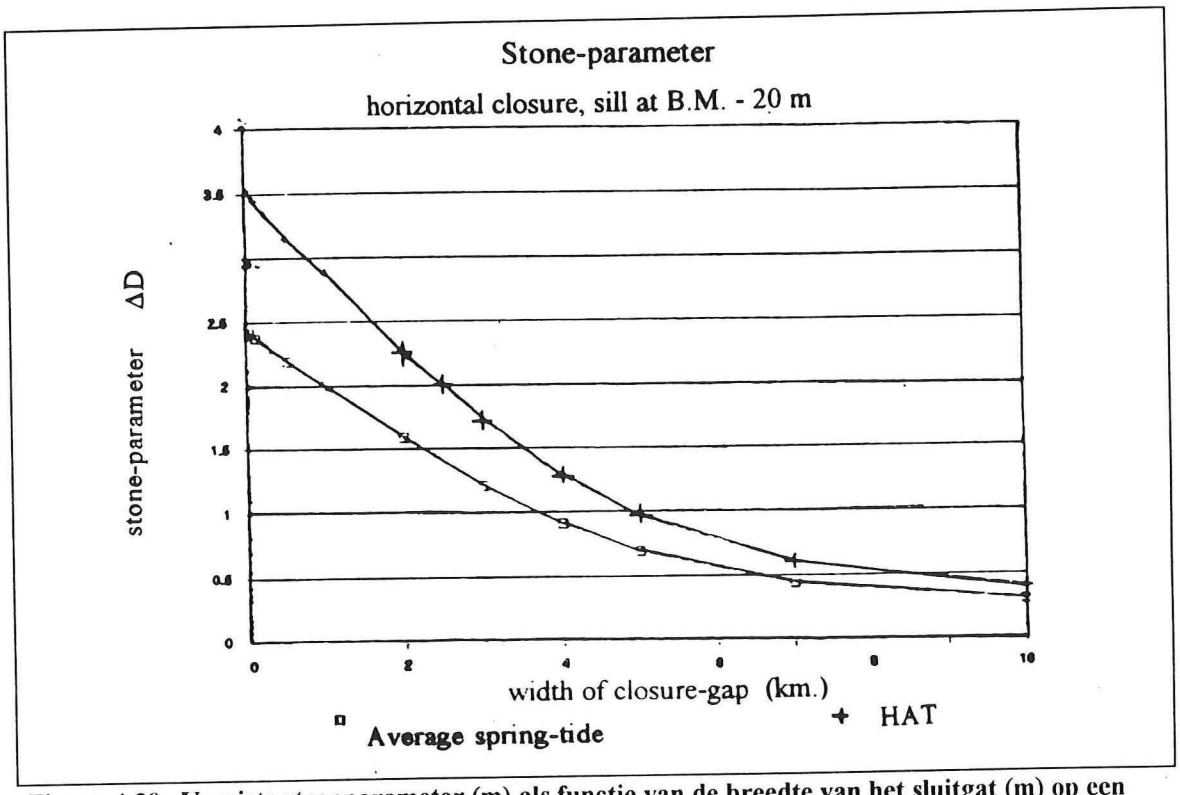
Figuur 4.28 Waterstanden voor (—) en achter (—) de sluitdam, met een sluitgat van 500 m breed, als functie van de tijd (bron: Jansen/Vreeburg, 1992)



Figuur 4.29 Stroomsnelheden voor een horizontale afsluiting als functie van de breedte van het sluitingsgat (bron: Jansen/Vreeburg, 1992)

Benodigde steendiameter
In paragraaf 4.3.3 is gesteld dat de benodigde steendiameter niet berekend wordt aan de hand van de stroomsnelheden maar aan de hand van de waterstanden die ontstaan tijdens H.A.T.

In figuur 4.30, overgenomen uit Jansen/Vreeburg (1992) is de minimaal vereiste steenparameter bij een bepaalde breedte van het sluitgat weergegeven. Op de horizontale as is de breedte van het sluitgat, vanaf 10 km, aangegeven, op de verticale as de steenparameter (ΔD_n).



Figuur 4.30 Vereiste steenparameter (m) als functie van de breedte van het sluitgat (m) op een sluitdam met een hoogte tot -20 m BM (bron: Jansen/Vreeburg, 1992)

De steenparameter van de te storten steen moet minimaal op de lijn liggen die met H.A.T. is aangeduid. De steen voldoet dan aan de eisen die gesteld zijn aan de stabiliteit van de sluitdam tijdens H.A.T. Uit de steenparameter zijn de steendiameter en het gewicht van de steen af te leiden.
De steenparameters, met bijbehorende gewichtsklassen van de stortstenen, zijn in tabel 4.1 weergegeven.

Opbouw van de sluitdam
De opbouw van de sluitdam, uit stenen met verschillende diameters en gewichtsklassen is weergeven in tabel 4.3.

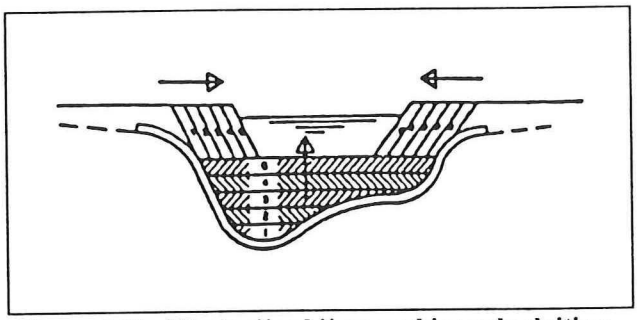
Tabel 4.3 Opbouw van de sluitdam op een drempel tot -20 m BM

Breedte van sluitgat [km]	Min. steenparameter [m]	Gem. steendiameter [m]	Gewichtsklasse [kg]
10	0,4	0,23	10-60
7	0,7	0,41	60-300
5	1,1	0,62	300-1.000
4	1,6	0,90	1.000–3.000
2,5	2,1	1,18	3.000–6.000
1,5	2,9	1,67	10.000–15.000
0	3,5	2,00	20.000–25.000

De stortperioden
Omdat de randvoorwaarden uit Jansen/Vreeburg (1992) niet geheel in overeenstemming zijn met de randvoorwaarden voor dit onderzoek zullen de stortperioden van de horizontale sluitingsmethode hierna niet worden uitgewerkt.

4.4.3 Gecombineerde sluitingsmethode

Werkwijze
Bij de combinatie van een horizontale en een verticale sluiting wordt eerst door middel van de verticale methode een drempel opgebouwd tot een van tevoren bepaald niveau. Dit niveau hangt bijvoorbeeld af van de diepgang van de schepen en de stroomsnelheden. Daarna wordt de rest van het materiaal over de zijkanten van de sluitdam aangevoerd. In feite is het een afsluiting uitgevoerd op een hoge drempel (zie figuur 4.31).



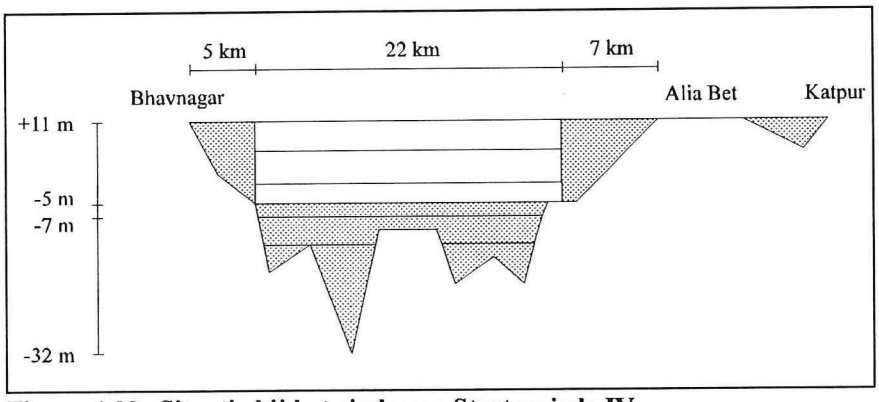
Figuur 4.31 Werkwijze bij gecombineerde sluiting

Logistiek
Bij de gecombineerde sluitingsmethode wordt in Stortperioden I t/m IV (verticale sluitingsmethode) gewerkt met stortschepen. Tijdens Stortperiode V zou de kruinhoogte toe nemen tot -1,5 m BM en de maximale stroomsnelheid tot 6 m/s (zie figuur 4.16).

Daarom wordt vanaf stortperiode IV overgegaan op een horizontale sluitingsmethode en wordt gewerkt met transport over de sluitdam.
De stenen worden met vrachtwagens over de sluitdam naar het sluitingsgat vervoerd in plaats van met stortschepen. Bij Bhavnagar en Alia Bet kunnen twee overslaghavens aangelegd worden waar de stortstenen van de stortschepen met kranen op vrachtwagens worden geladen.

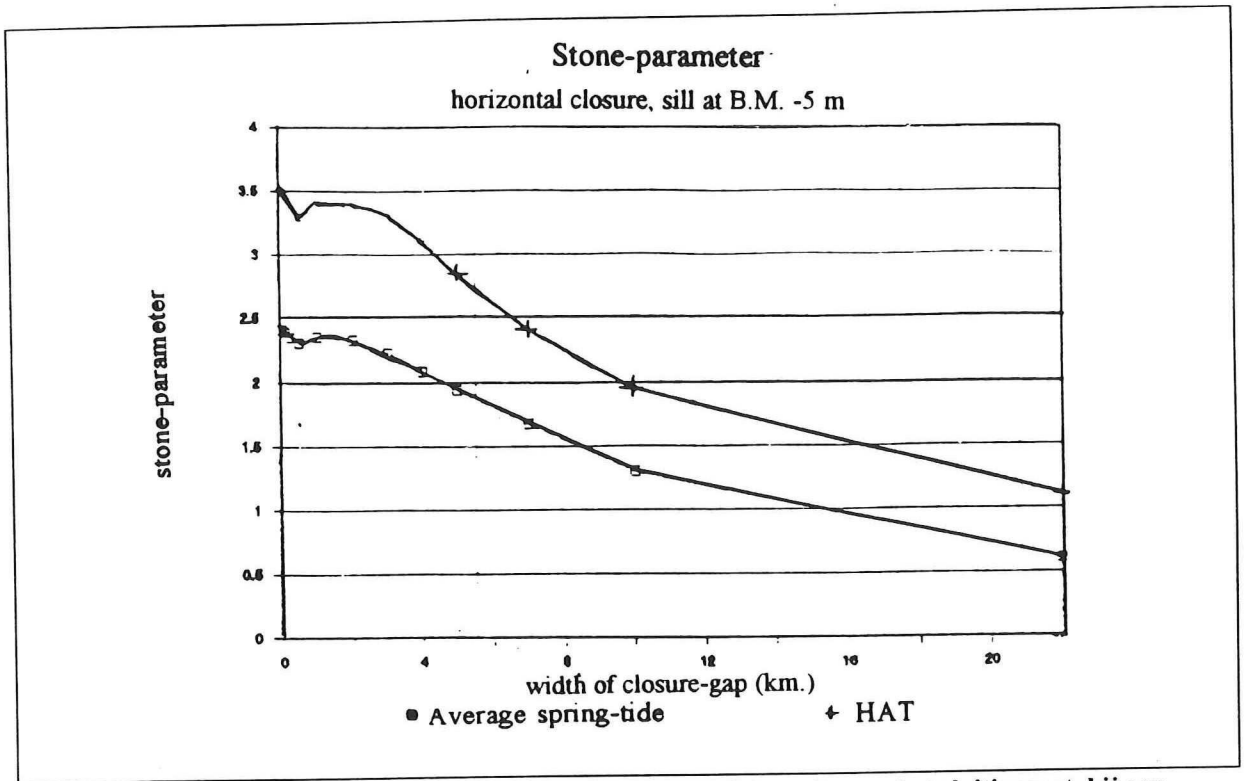
Waterstanden voor en achter de sluitdam
Om de stabiliteit van de sluitdam tijdens de gecombineerde sluitingsmethode te garanderen is, net als bij de verticale en horizontale sluitingsmethode, als maatgevende situatie het verval genomen dat ontstaat bij H.A.T. en dat met behulp van DUFLOW berekend is, Jansen/Vreeburg (1992).

In figuur 4.32 is een lengtedoorsnede weergeven van de sluitdam aan het einde van Stortperiode IV. Het sluitgat heeft een breedte van 22 km en het verticale gestorte gedeelte van de sluitdam reikt tot een hoogte van -5 m BM.



Figuur 4.32 Situatie bij het einde van Stortperiode IV

Benodigde steendiameter
In figuur 4.33, overgenomen uit Jansen/Vreeburg (1992), is de minimaal vereiste steenparameter bij de verschillende breedtes van het sluitgat weergegeven. Op de horizontale as is de breedte van het sluitgat, vanaf 22 km, bij een kruinhoogte van -5 m BM aangegeven. Op de verticale as de steenparameter (ΔD_n).



Figuur 4.33 **Vereiste steenparameter (m) als functie van de breedte van het sluitingsgat, bij een kruinhoogte van –5 m BM (bron: Jansen/Vreeburg, 1992)**

De steenparameter van de te storten steen moet minimaal op de lijn liggen die met H.A.T. is aangeduid. De steen voldoet dan aan de eisen die gesteld zijn aan de stabiliteit van de sluitdam tijdens H.A.T. Uit de steenparameter zijn de steendiameter en het gewicht van de steen af te leiden.
De steenparameters, met bijbehorende gewichtsklassen van de stortstenen, zijn in tabel 4.1 weergegeven.

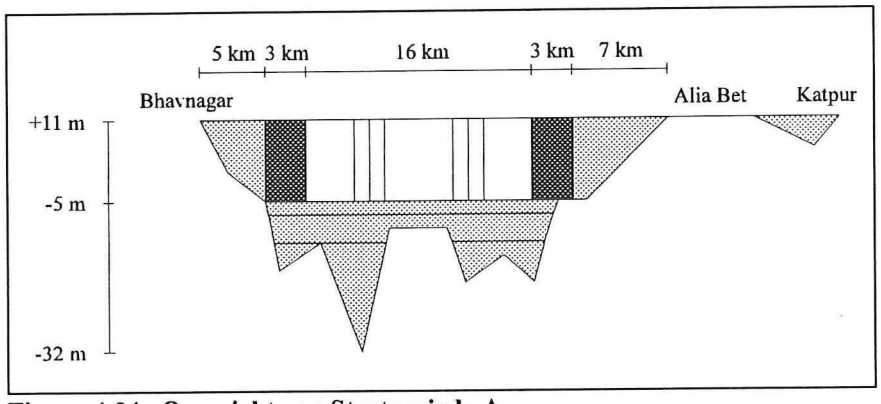
Opbouw van de sluitdam
De opbouw van de sluitdam met horizontale sluitingsmethode, aan de hand van de steenparameter, steendiameter en gewichtsklasse van de stenen is weergeven in tabel 4.4.

Tabel 4.4 **Opbouw van de sluitdam in horizontale richting**

Breedte van sluitgat [km]	Max. steenparameter [m]	Gem. steendiameter [m]	Gewichtsklasse [kg]
16	1,6	0,90	1.000–3.000
9	2,1	1,18	3.000–6.000
7	2,5	1,42	6.000–10.000
5	2,9	1,67	10.000–15.000
0	3,5	2,00	20.000–25.000

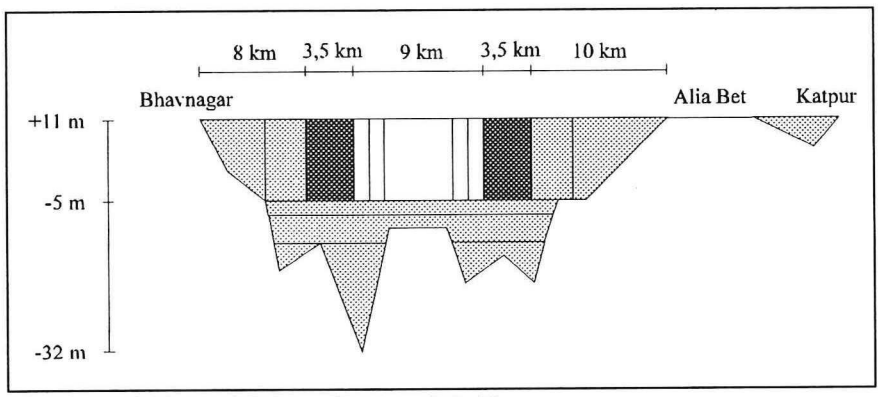
De *stortperioden*
De stenen worden vanaf twee kanten, te weten Bhavnagar en Alia Bet, aangevoerd.
Het aantal stortperioden in horizontale richting is 5 (A t/m E).

Stortperiode A: Tijdens Stortperiode A neemt de breedte van het sluitingsgat af van 22 km tot 16 km. De stortstenen hebben een gemiddelde steendiameter van 0,9 m en vallen in de gewichtsklasse van 1.000 tot 3.000 kg.
In figuur 4.34 is het gedeelte dat met een verticale sluitingsmethode is gestort met grijs aangegeven en is Stortperiode A met zwart aangegeven.



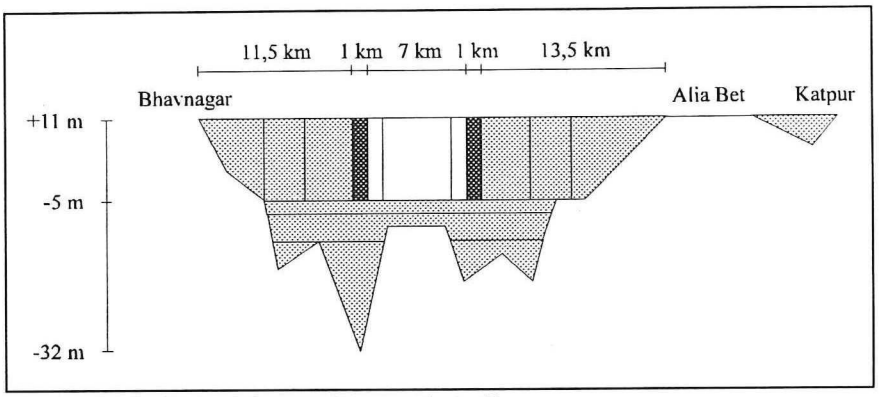
Figuur 4.34 Overzicht van Stortperiode A

Stortperiode B: Tijdens Stortperiode B neemt de breedte van het sluitingsgat af van 16 km tot 9 km.
De gemiddelde steendiameter die nodig is voor de stortstenen is 1,18 m.
Stenen met een gewicht tussen de 3.000 en 6.000 kg voldoen hieraan.
In figuur 4.35 is Stortperiode B met zwart aangegeven.



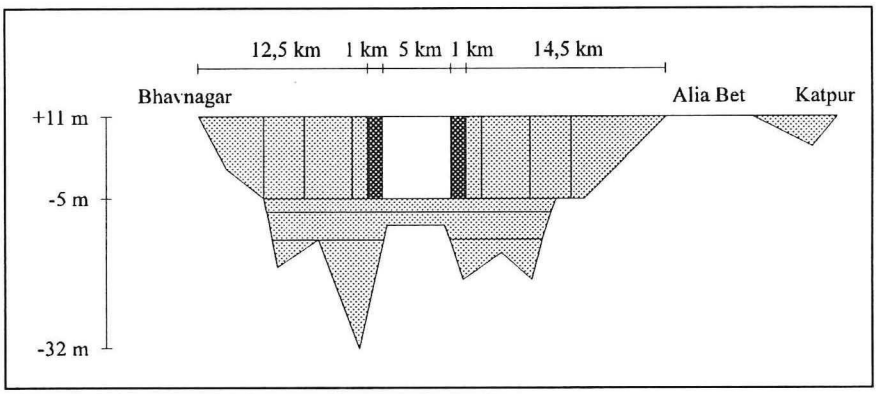
Figuur 4.35 Overzicht van Stortperiode B

Stortperiode C: De stenen die tijdens Stortperiode C gestort worden hebben een gewicht van 6.000 tot 10.000 kg. Deze stortstenen hebben een gemiddelde steendiameter van 1,42 m en verkleinen het sluitingsgat met 2 km tot een breedte van 7 km. In figuur 4.36 is Stortperiode C met zwart aangegeven.



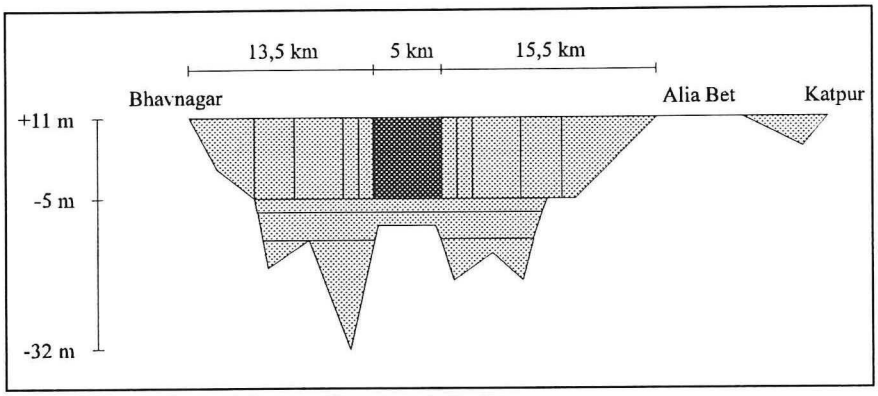
Figuur 4.36 Overzicht van Stortperiode C

Stortperiode D: De gemiddelde steendiameter die nodig is tijdens Stortperiode D is 1,67 m. Het gewicht van de stenen met deze steenparameter zit tussen de 10.000 en 15.000 kg.
De stenen worden gestort totdat het sluitingsgat een breedte van 5 km heeft. In figuur 4.37 is Stortperiode D met zwart aangegeven.



Figuur 4.37 Overzicht van Stortperiode D

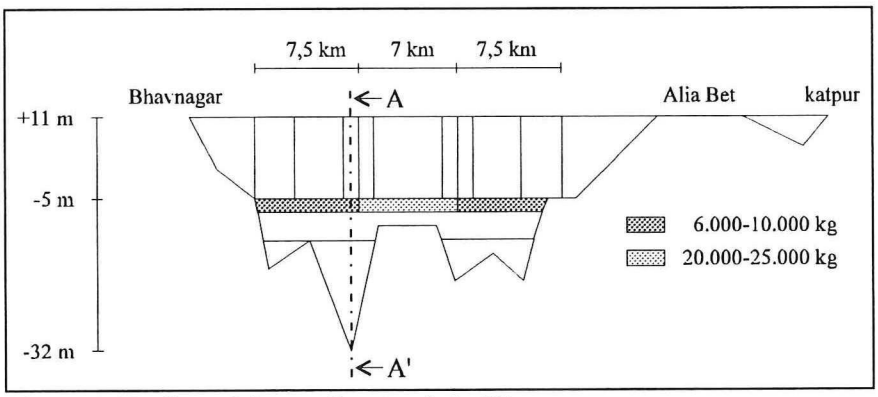
Stortperiode E: In Stortperiode E wordt de afsluiting voltooid.
Voor het sluiten van deze laatste 5 km zijn de grootste stenen nodig met een gewicht tussen de 20.000 en 25.000 kg en een gemiddelde steendiameter van 2 m. In figuur 4.38 is Stortperiode E met zwart aangegeven.



Figuur 4.38 Overzicht van Stortperiode E

Omdat vanaf Stortperiode IV de stenen worden gestort met een horizontale sluitingsmethode (periode A t/m E) staan de stenen waarop later Stortperiode A t/m E wordt gestort, aan een grotere stroomsnelheid bloot. Om het wegspoelen te voorkomen zijn dus in Stortperiode IV minstens even zware stenen nodig als die er later bovenop gestort worden.

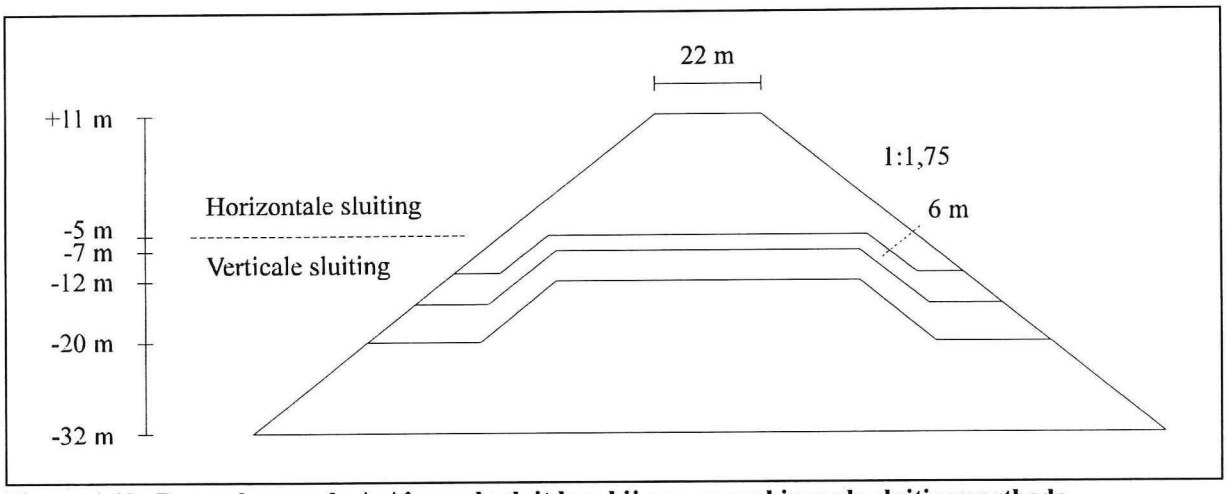
Links en rechts van het midden worden, over een lengte van 15 km, stenen gestort met een gewicht tussen de 6.000 en 10.000 kg. Op deze stenen kan t/m Stortperiode C gestort worden.
In het midden wordt, over een lengte van 7 km, gestort met stenen van 20.000 tot 25.000 kg. Deze stenen zijn minstens net zo zwaar als de stenen die tijdens Stortperiode D en E gestort worden zodat de stabiliteit van de sluitdam niet in gevaar komt.
In figuur 4.39 is met donkergrijs de stortstenen met een gewicht tussen de 6.000 en 10.000 kg aangegeven en met lichtgrijs de stortstenen met een gewicht tussen de 20.000 en 25.000 kg.



Figuur 4.39 Overzicht van Stortperiode IV

De dikte van de laag die tijdens Stortperiode IV gestort wordt is te klein voor stortstenen met een gewicht tussen de 20.000 en 25.000 kg. In paragraaf 4.6.3 wordt hier verder op ingegaan.

In figuur 4.40 is dwarsdoorsnede A-A' weergegeven. De dekking moet minimaal plaats bieden aan drie stenen (zie paragraaf 4.2, Programma van eisen). De buitenste laag met de zwaarste stenen heeft zodoende een minimale dikte van 6 m zodat er plaats is voor drie stenen met een diameter van 2 m.



Figuur 4.40 Dwarsdoorsnede A-A' van de sluitdam bij een gecombineerde sluitingsmethode

4.4.4 Plotselinge sluitingsmethode

De plotselinge sluitingsmethode is in feite een speciale manier van een gecombineerde afsluiting. Bij deze methode wordt ook tot een bepaald niveau gebruik gemaakt van een verticale methode waarop later caissons geplaatst worden. Deze caissons kunnen de afsluiting in één keer tegelijkertijd voltooien of stuk voor stuk.
De plotselinge sluiting, met behulp van caissons, wordt niet nader uitgewerkt gezien de randvoorwaarde dat het gebruik van caissons expliciet wordt vermeden (zie paragraaf 1.3).

4.5 Keuze van de sluitingsmethode

Op grond van de randvoorwaarden van het onderzoek is de keuze van de sluitingsmethode beperkt tot de verticale, de horizontale en de gecombineerde sluitingsmethode.

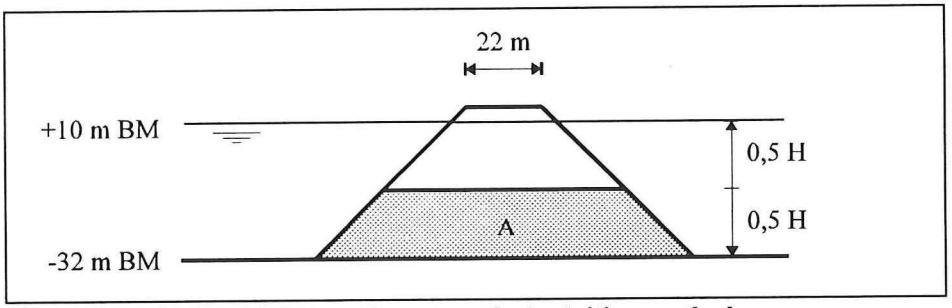
- De verticale sluitingsmethode is niet geschikt voor het storten van de laatste meters met behulp van schepen. De hoogte van de waterstand boven de kruin en de stroomsnelheid maken dit onmogelijk.

- Bij kleine diepten kan de horizontale sluitingsmethode het gemakkelijkst uitgevoerd worden door vrachtwagens die hun lading lossen op het hoofd van de sluitdam. De aanvoer van alle stortstenen van de groeve naar de sluitdam over land is echter moeilijk te realiseren omdat de aanwezige infrastructuur niet geschikt is voor het vervoer van deze grote aantallen zware stenen.

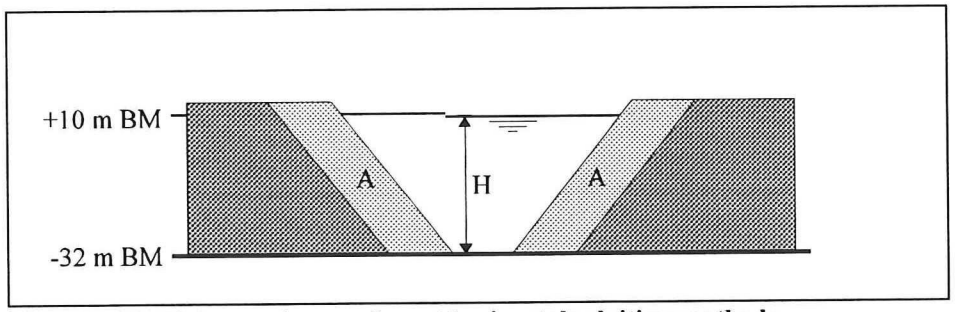
Het aanleggen van een spoorweg over een grote afstand is een te grote investering voor eenmalig gebruik en voor het inzetten van een groot aantal vrachtwagens zouden de wegen aangepast moeten worden.
De vernauwing van het gat, waardoor het water in– en uitstroomt, zorgt voor een aanzienlijke toename van de stroomsnelheid. Hierdoor is het nodig zeer grote stenen te gebruiken.
De bodem zal ook zwaar "aangevallen" worden door de hoge stroomsnelheden, zodat een zware bodembescherming nodig is.
Wanneer een groot stroomgebied met een aanzienlijk getijverschil wordt afgesloten, bereiken de stroomsnelheden zulke grote waarden, dat een sluitdam, die uitsluitend op een horizontale manier tot stand komt, erg moeilijk te realiseren is.

Een sluiting van de Golf van Khambhat gebaseerd op een horizontale sluitingsmethode heeft te veel nadelen om hier toegepast te worden.

- Voor het sluiten van de Golf van Khambat wordt derhalve gekozen voor de gecombineerde sluitingsmethode.
  Voor het storten zal zo lang mogelijk gebruik gemaakt worden van de verticale sluitingsmethode.
  Het storten vindt dan plaats met stortschepen wat sneller en goedkoper is dan het storten met vrachtwagens gedurende de horizontale sluitingsmethode. Tijdens een verticale sluitingsmethode wordt meer materiaal verwerkt onder gunstiger omstandigheden, storten met stortschepen, dan tijdens een horizontale sluitingsmethode om de doorsnede van het sluitgat te halveren. In figuur 4.41 en figuur 4.42 is met grijs de hoeveelheid stortstenen aangegeven die nodig zijn om de doorsnede te halveren.



Figuur 4.41 Halveren doorsnede met verticale sluitingsmethode



Figuur 4.42 Halveren doorsnede met horizontale sluitingsmethode

De stortstenen kunnen tijdens de verticale sluitingsmethode worden gestort met stortschepen tot een maximale hoogte van -5 m BM (zie paragraaf 4.4.1). De sluiting wordt voltooid met de horizontale sluitingsmethode waarbij de stortstenen met vrachtwagens over de kop van de sluitdam worden aangevoerd en gestort.

4.6 Toetsing van het ontwerp

In deze paragraaf wordt het uiteindelijke ontwerp getoetst aan het programma van eisen. De betreffende de minimale kruinhoogte en helling van het talud zijn in het ontwerp meegenomen; toetsing van het ontwerp op deze eisen is daarom overbodig.

De toetsing is derhalve gericht op de volgende drie eisen:

- de grootte van de snelheid van de stroming achter de sluitdam moet na de bouw kleiner zijn dan 2 m/s
- de stabiliteit van de stortstenen moet voor elke situatie (stroming en golfslag) tijdens de bouw worden gegarandeerd
- de dikte van de stortlaag moet minimaal twee à drie keer de gemiddelde steendiameter van de te storten steen bedragen.

4.6.1 Grootte van de snelheid van de stroming door de sluitdam heen

De maximale stroomsnelheid door de sluitdam vindt plaats als de stortstenen en het verschil in waterstanden voor en achter de sluitdam, zo groot mogelijk zijn.
Voor de hoogte van de waterstand voor en achter de sluitdam zijn drie gevallen berekend, te weten:

- een waterhoogte van +10 m BM voor de sluitdam (vloed), een waterhoogte van +4 m BM achter de sluitdam en de bodem op -32 m BM
- een waterhoogte van +10 m BM voor de sluitdam, een waterhoogte van -2 m BM achter de sluitdam (eb) en de bodem op -32 m BM
- een waterhoogte van +10 m BM voor de sluitdam, een waterhoogte van -2 m BM achter de sluitdam en de bodem op -10 m BM.

De complete berekeningen zijn opgenomen in Bijlage B. Uit beide berekeningen komt een stroomsnelheid die kleiner is dan de vereiste 2 m/s. Tijdens het afsluiten van het laatste stuk, ook wel de tweede sluiting genoemd, neemt het stroomgat dusdanig af dat het zand alsnog wegspoelt. Dit kan voorkomen worden door voor de sluitdam kleine stenen te storten zodat de sluitdam dichtslibt en de doorlaatbaarheid afneemt.
Het aanbrengen van een zandlichaam achter de sluitdam zal dus geen probleem opleveren.

4.6.2 Stabiliteit van de stortstenen in de sluitdam

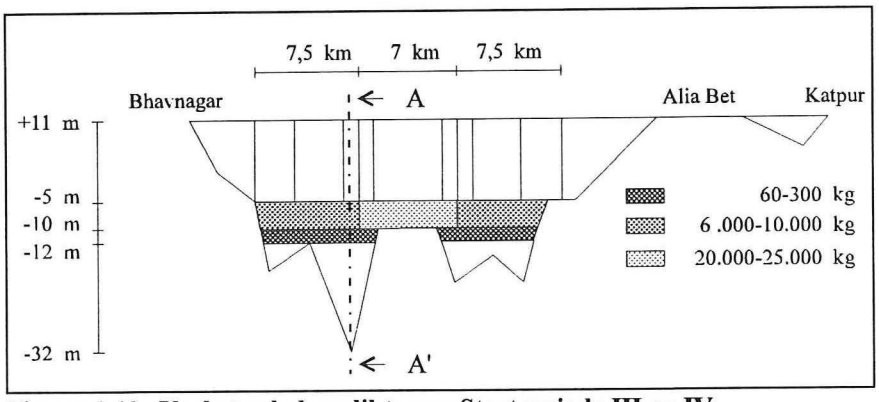
In zake de stabiliteit van de stortstenen in de sluitdam is eerst bekeken of de sluitdam bestand is tegen een stroming door de sluitdam heen en vervolgens of de sluitdam voldoende bestand is tegen golfslag.

Stabiliteit stortstenen tegen een stroming door de sluitdam
Omdat voor de afsluitingsdam in de Golf van Khambat stenen met een diameter tussen 0,5 en 2 m worden gebruikt, is de ruimte tussen de stenen is zo groot dat de stroming weinig hinder ondervindt. In combinatie met een groot verschil in waterstand aan beide kanten van de sluitdam moet er rekening gehouden worden met een snelle stroming door de sluitdam en dus een aanzienlijk debiet. De kans is dan groot dat er stenen weggespoeld worden waardoor de stabiliteit afneemt.
Uit de berekening van de stabiliteit blijkt dat het grootst mogelijke verschil in steendiameter tussen twee lagen in de sluitdam is die van 60-300 kg naar 20.000-25.000 kg. In dit geval is de d_{15F} 1,97 m en de d_{85B} 0,45 m groot. De voorwaarde voor geometrische stabiliteit, $d_{15F} < 5 \cdot d_{85B}$, wordt dan: $1,97 < 2,25$.
Deze berekening is uitgewerkt in Bijlage C. De stabiliteit blijkt te voldoen aan de in het programma van eisen gestelde voorwaarden.

Stabiliteit tegen golfslag
Het minimale steengewicht dat nodig is om de sluitdam te beschermen tegen golfslag is berekend aan de hand van de vergelijking van Van der Meer. Hieruit komt dat, om voldoende weerstand te bieden tegen golfslag stenen nodig zijn met een minimaal gewicht tussen de 15.000 en 20.000 kg.
In het ontwerp wordt alleen de laatste 5 km gestort met stenen die dit steengewicht bereiken. Dit betekent dat de rest van de sluitdam extra beschermd moet worden tegen de golfslag. Dit kan opgelost worden door herprofilering in de eindfase met een flauwer buitentalud dan 1:1,75 in de golfactieve zone. Op deze bescherming wordt in dit rapport niet ingegaan.

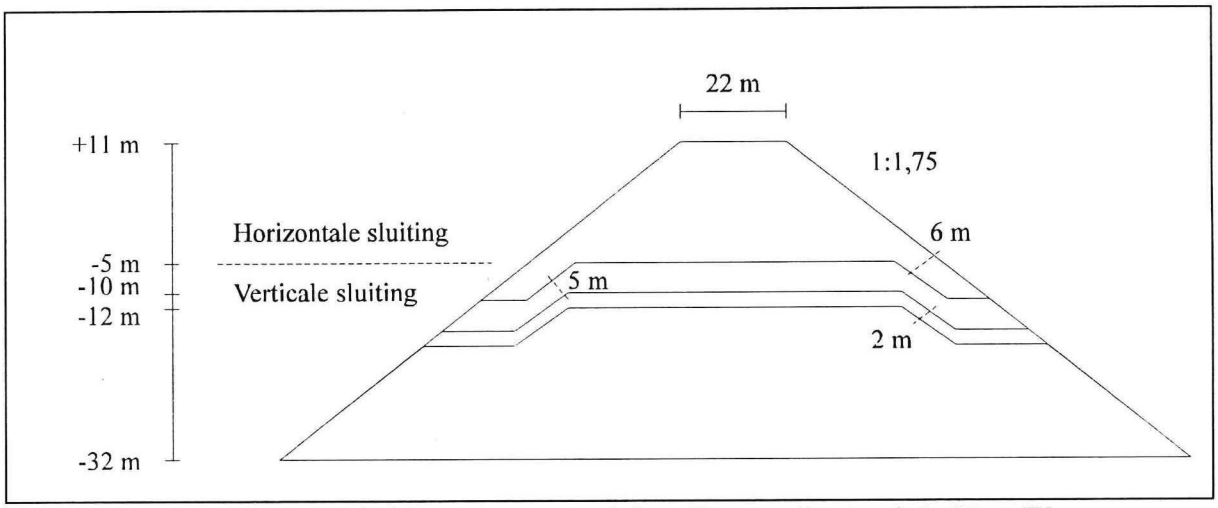
4.6.3 Dikte van de stortlagen in de sluitdam

In het ontwerp voldoen de lagen die tijdens Stortperiode I t/m III en Stortperiode A t/m E gestort worden, aan de eis dat de dikte minimaal twee keer de steendiameter moet zijn. Een uitzondering vormt de laag die tijdens Stortperiode IV gestort wordt. Omdat de laagdikte gelijk is aan de diameter van de grootste steen, voldoet deze niet aan de eis (zie figuur 4.39). Een oplossing hiervoor is de dikte van de stortlaag te vergroten tot een minimale dikte van twee stenen, 4 m. Als een gedeelte van Stortperiode III met dezelfde stenen wordt gestort die tijdens Stortperiode IV nodig zijn, is een laagdikte van 5 m mogelijk. De laag van -12 m BM tot -10 m BM biedt voldoende ruimte om 3 lagen stenen met een gemiddelde diameter van 0,41 m te storten.
In figuur 4.43 is de laagdikte van Stortperiode III en IV waarbij voldaan wordt aan het programma van eisen weergegeven.



Figuur 4.43 Verbeterde laagdikte van Stortperiode III en IV

In figuur 4.44 de dwarsdoorsnede A-A' getekend met de verbeterde laagdikte van Stortperiode III en IV.



Figuur 4.44 Dwarsdoorsnede A-A' met de verbeterde laagdikte van Stortperiode III en IV

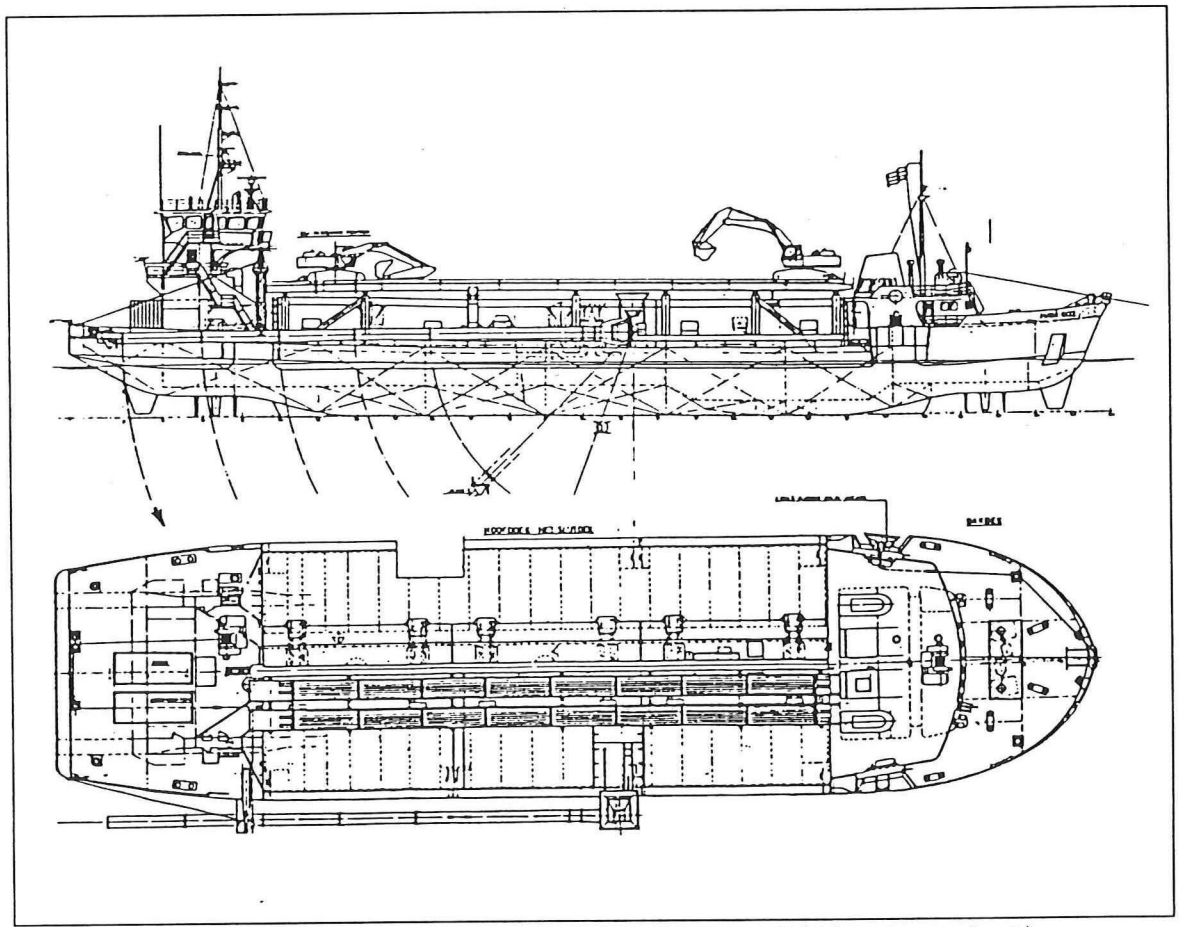
5. Vervoer van de stortstenen per schip

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op het vervoer van de stortstenen per schip.
Aan de orde komen:

- de afmetingen en vaarsnelheid van het stortschip
- de positionering van het stortschip
- de vaartijd van de groeve naar de sluitdam.

5.1 Afmetingen en vaarsnelheid van de stortschepen

Voor de afmetingen van de stortschepen wordt uitgegaan van een zijstorter die in gebruik is bij de HAM. De lengte en de breedte van dit schip, de 'HAM 602', zijn respectievelijk 82 en 20,2 m. De diepgang is 4 m wanneer het schip geladen is. In figuur 5.1 is een plattegrond en een zijaanzicht van het schip getekend.



Figuur 5.1 Plattegrond en zijaanzicht van de HAM 602 (bron: HAM equipmentbook)

Het schip heeft een maximaal laadvermogen van 1.835 ton. De maximale snelheid van het schip is 9 mijl/uur (16 km/uur = 4,5 m/s) als het maximaal geladen is. In tabel 5.1 zijn de gegevens van de HAM 602 opgenomen.

Tabel 5.1 Gegevens van de HAM 602

kenmerk / aspect	omschrijving / aantal
type	zelf aangedreven zijstorter
afmetingen	lengte = 82 m
	breedte = 20,2 m
	diepgang (geladen) = 4 m
laadvermogen	1.835 ton
max. snelheid (geladen)	9 mijl/uur
max. stortdiepte	50 m
max. stortcapaciteit	4.000 ton/uur

Voor de maximale stroomsnelheid waarbij nog gestort kan worden is 4 m/s (14,4 km/uur) genomen. Het schip ligt dan met de kop op stroom. Indien het schip dan in de stroming verankerd ligt, is de stroomsnelheid van het water iets kleiner dan de maximale vaarsnelheid van het stortschip.
Het storten van 1.835 ton neemt een halfuur in beslag (4.000 ton/uur).

5.2 Positionering van het stortschip tijdens het storten

Tijdens het storten moet de positie van het stortschip nauwkeurig vastgehouden kunnen worden, zodat de stenen op de juiste plek terechtkomen. De stroomsnelheden van het water over de sluitdam, maximaal 4 m/s, maken het erg moeilijk om dit op eigen motorvermogen te bewerkstelligen. De stroming veroorzaakt namelijk een weerstandskracht op het schip. Deze kracht hangt af van de stroomsnelheid, de dichtheid van het water en een evenredigheidsconstante C_w. Deze constante is afhankelijk van de vorm van het schip en de oppervlakte van het stortschip die loodrecht op de stroming staat, Bouwmeester (1992).
De weerstandskracht (F_W) kan worden berekend met de volgende vergelijking:

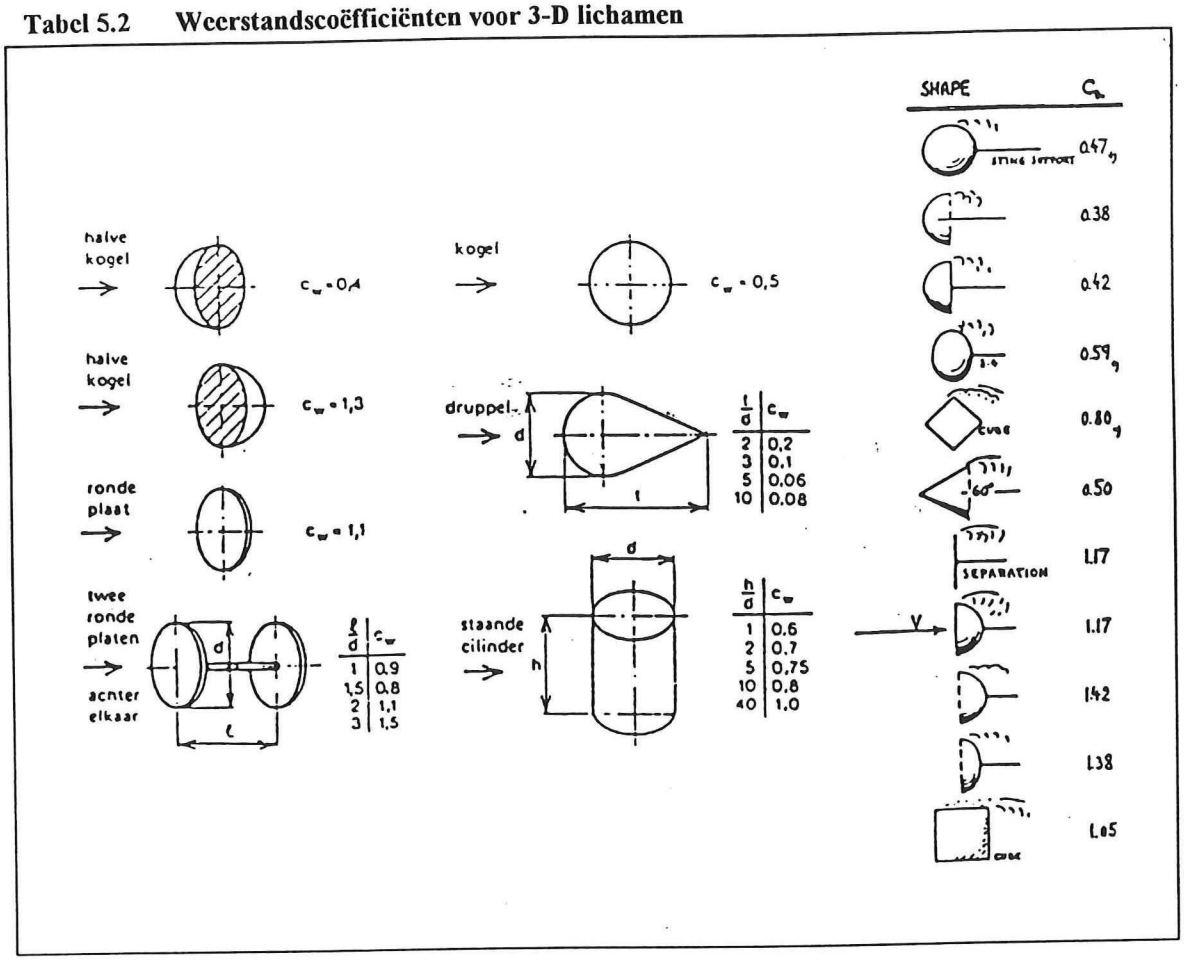
$$F_W = 1/2 \cdot C_W \cdot \rho \cdot v^2 \cdot A \qquad \text{Vergelijking (5.1)}$$

Variabelen:

C_W = weerstandscoëfficiënt
ρ = dichtheid van het water [kg/m^3]
v = stroomsnelheid [m/s]
A = oppervlakte van de natte doorsnede [m^2].

In tabel 5.2 is een overzicht opgenomen van de weerstandscoëfficiënten voor 3-D lichamen.

Tabel 5.2 Weerstandscoëfficiënten voor 3-D lichamen



Uit tabel 5.2 blijkt dat een driehoek het meest op de vorm van een stortschip en dat de bijbehorende weerstandscoëfficiënt een waarde heeft van 0,5.

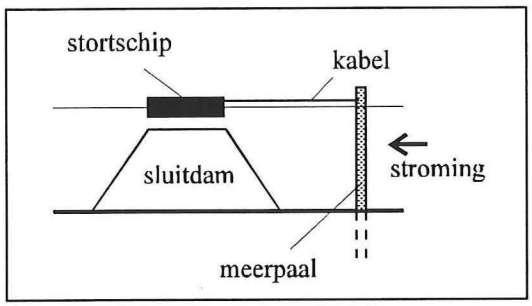
Om de positie van het schip voor langere tijd vast te houden zijn er 5 methoden:

- afmeren aan een meerpaal
- aan ankers vastleggen
- afmeren aan een ponton
- dynamic positioning
- een combinatie van vastleggen aan ankers en dynamic positioning.

Hierna worden deze methoden eerst toegelicht en worden van elke methode de voor- en nadelen aangegeven. Tot slot wordt ingegaan op de keuze van de beste positioneringsmethode.

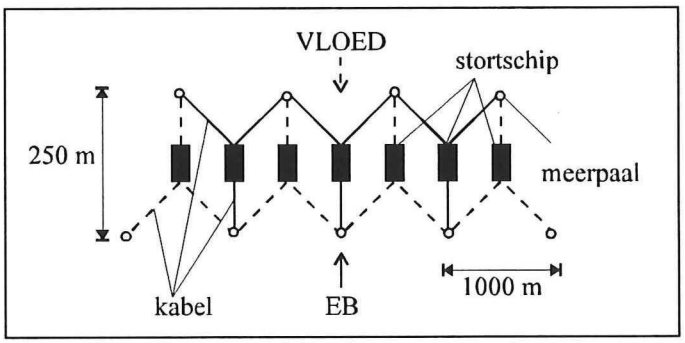
5.2.1 Afmeren aan een meerpaal

Bij het afmeren aan een meerpaal wordt het schip met een kabel verbonden de paal. De meerpaal moet ervoor zorgen dat het stortschip ondanks de stroming stil kan blijven liggen tijdens het storten.
Het afmeren gebeurt aan de bovenstroomse kant van de sluitdam, zodat het stortschip m.b.v. een lier boven de sluitdam kan afzakken (zie figuur 5.2).



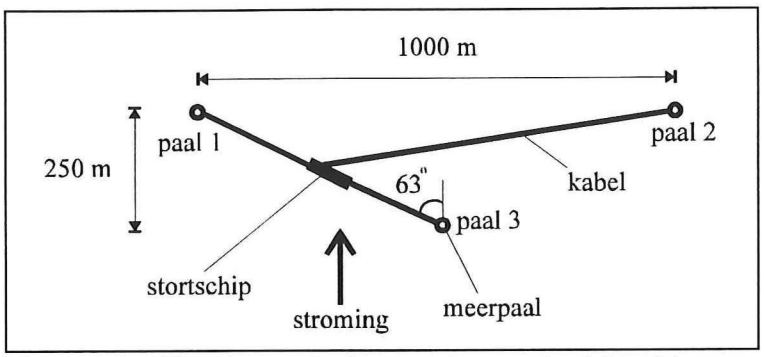
Figuur 5.2 Afmeren stortschip aan een meerpaal

De positie van het stortschip hangt af van de richting van de stroming. Omdat op de stroming geen invloed uitgeoefend kan worden, kan het stortschip gaan gieren.
Door de lengte van de meerpaal is het maximale moment in de meerpaal groot. Dit houdt in dat de diameter van de paal groot moet zijn. Door het toepassen van drie meerpalen kan de positie van het stortschip beter vastgehouden worden, maar daardoor neemt de kracht op iedere meerpaal aanzienlijk toe.
In figuur 5.3 is het afmeren aan drie meerpalen geschetst.



Figuur 5.3 Bovenaanzicht afmeren stortschepen aan drie meerpalen

De kracht die de stroming uitoefent op het stortschip is het grootst als de hoek die het stortschip met de stroming maakt maximaal is. Deze hoek is in deze situatie 63° (zie figuur 5.4).

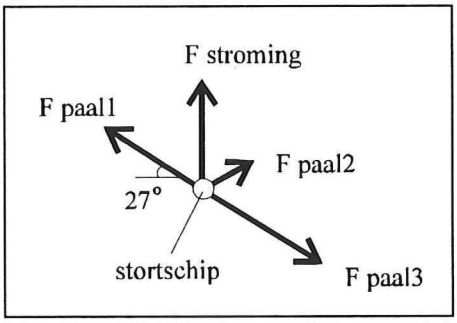


Figuur 5.4 Situatie waarin de grootste weerstandskracht op het stortschip wordt uitgeoefend

De weerstandskracht op het schip wordt berekend met Vergelijking 5.1.
Met een dichtheid van 1.020 kg/m^3, voor zout water, en een stroomsnelheid van 4 m/s wordt de weerstandskracht:

$$F_W = 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 1020 \cdot 4^2 \cdot \{2 \cdot (20{,}2 \cdot \cos 63) + 2 \cdot (82 \cdot \sin 63)\}$$
$$F_W = 670{,}75 \text{ kN}$$

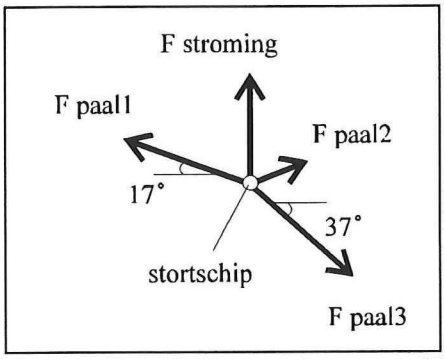
In figuur 5.5 zijn de krachten op het stortschip en meerpalen zijn weergegeven. Deze krachten moeten worden opgevangen door een passieve gronddruk tegen de meerpaal.



Figuur 5.5 Krachten op het stortschip bij een hoek van 27°

Uit figuur 5.5 blijkt dat er geen evenwicht mogelijk is aangezien F_{PAAL2} alleen een trekkracht kan zijn en F_{PAAL1} en F_{PAAL3} door de symmetrie gelijk zijn aan elkaar. Er kan alleen van evenwicht sprake zijn als de hoek die de kabels met de stroming maken iets verandert.

In figuur 5.6 is de hoek tussen de kabels en de stroming met 10° vergroot.

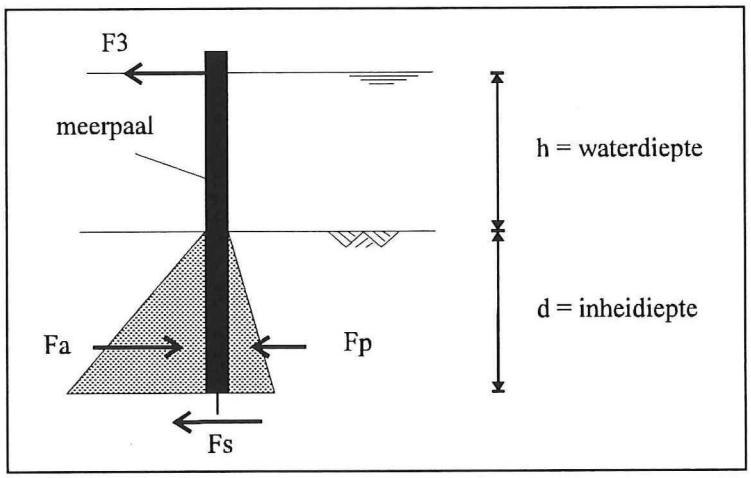


Figuur 5.6 Krachten op het stortschip bij een hoek van 17°

Door de ongunstige richting van de krachten zijn deze erg groot.
Met $F_{STROMING} = 670{,}75$ kN en $F_{PAAL2} = 0$ kN kunnen F_{PAAL1} en F_{PAAL3} uitgerekend worden:

$$670{,}75 + F_{PAAL1} \cdot \sin 17° - F_{PAAL3} \cdot \sin 37° = 0$$
$$F_{PAAL1} \cdot \cos 17° - F_{PAAL3} \cdot \cos 37° = 0$$
$$F_{PAAL1} = 1.570 \text{ kN}$$
$$F_{PAAL3} = 1.880 \text{ kN}$$

Berekening van het maximale moment en verplaatsing van de meerpaal
De trekkracht van de kabel op de meerpaal, van 1.880 kN, moet opgevangen worden door horizontale gronddrukken. In figuur 5.7 is de meerpaal geschematiseerd als een door grond elastisch ondersteunde ligger.



Figuur 5.7 Gronddruk tegen meerpaal

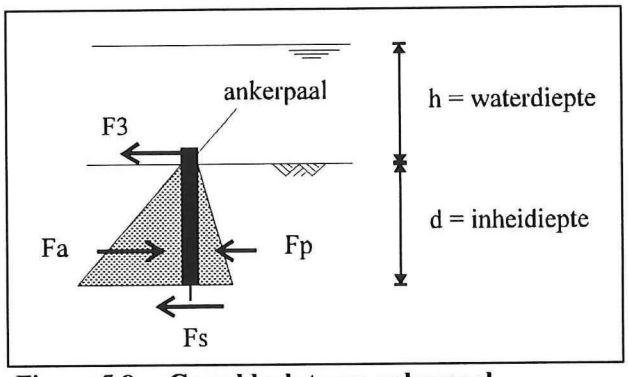
In Bijlage E is de berekening gemaakt voor een paallengte van 60 m die 40 m in de grond is geheid.
Deze berekening resulteert in de volgende waarden:

moment	=	49.818,1 kNm
verplaatsing	=	3.329,9 mm.

Het moment in de meerpaal is groter dan het bezwijkmoment (21.440 kNm) zodat de meerpaal zal bezwijken onder de belasting. Daarnaast is de verplaatsing van de meerpaal groter dan 1% van de paallengte (600 mm).
Om te voorkomen dat de meerpaal bezwijkt kunnen de afmetingen van de meerpaal worden aangepast. De diameter van meerpaal wordt dan groter dan één meter, wat de meerpaal moeilijk hanteerbaar maakt.

Berekening van het maximale moment en de verplaatsing van de ankerpaal
Het grote moment in de meerpaal wordt veroorzaakt door de arm tussen de bevestiging van de ankerkabel en de resultante van de gronddruk.

Het moment in de meerpaal kan verkleind worden door het aangrijpingspunt van de belasting onder water te nemen.. De hefboom van 20 m (de waterdiepte) wordt dan kleiner en het moment in de meerpaal neemt af. Omdat het aangrijpingspunt onder water zit is er sprake van een ankerpaal.
In figuur 5.8 is de ankerpaal geschematiseerd als een door grond elastisch ondersteunde ligger.



Figuur 5.8 Gronddruk tegen ankerpaal

In Bijlage E is de berekening met MSHEET gemaakt voor een ankerpaal van 50 m met een inheidiepte van 30 m.
Deze berekening resulteert in de volgende waarden:

moment	=	12.168 kNm
verplaatsing	=	152 mm.

Het maximale moment is kleiner dan het bezwijkmoment (21.400 kNm). De verplaatsing is acceptabel omdat deze kleiner is dan 1% van de lengte van de ankerpaal (500 mm).
De ankerpaal van 50 m voldoet aan de ontwerpeisen.

Voordelen van deze methode zijn:

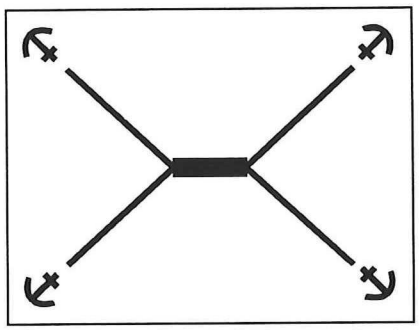
- het vastmaken van het stortschip aan de ankerpaal kost weinig tijd
- de positie van het schip kan met een grote nauwkeurigheid vastgehouden worden.

De nadelen zijn:

- de kosten om heipalen van verschillende lengten te heien en later weer te verwijderen, zijn erg groot
- onderhoud en reparaties aan onderdelen, die zich onder water bevinden, is erg moeilijk
- door grote krachten op het schip en de ankerpaal moeten de afmetingen van de lier en de lierdraad dermate groot zijn dat er bijna niet meer mee te werken valt
- de bevestiging van de lier op het dek van het schip is moeilijk te realiseren.

5.2.2 Vastleggen aan ankers

Om een schip met behulp van ankers op dezelfde positie te houden zijn minimaal vier ankers nodig (zie figuur 5.9).



Figuur 5.9 Stortschip vastgelegd aan vier ankers

Voordelen van deze methode zijn:

- de kosten, voor het vastleggen aan ankers is weinig materiaal nodig wat de kosten vermindert.

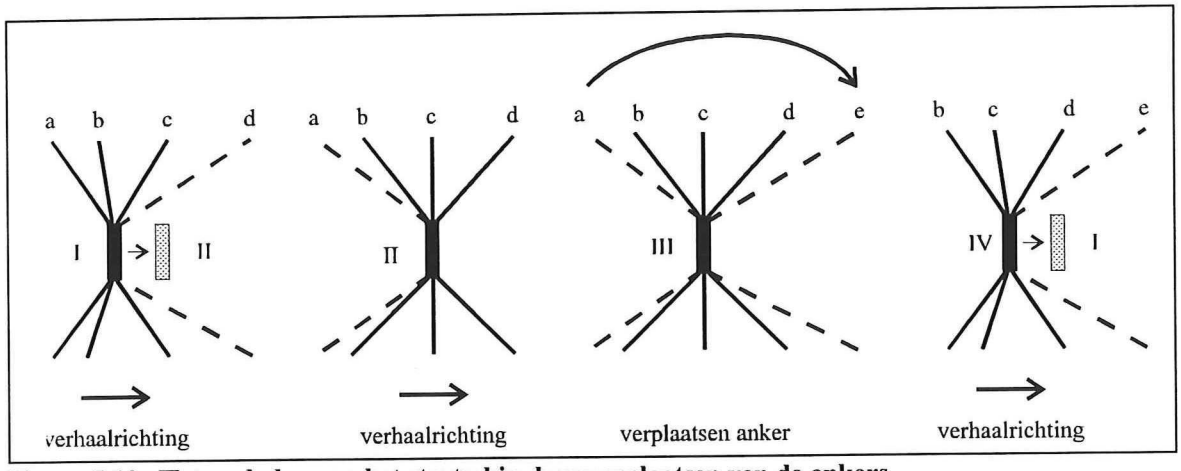
Nadelen zijn dat:

- het verankeren van het stortschip aan zoveel ankers kost veel tijd. Aangezien er per dag veel ladingen moeten worden gelost loopt het tijdverlies hoog op
- het stortschip heeft assistentie van hulpschepen nodig om de ankers te bevestigen.

5.2.3 Afmeren aan een ponton

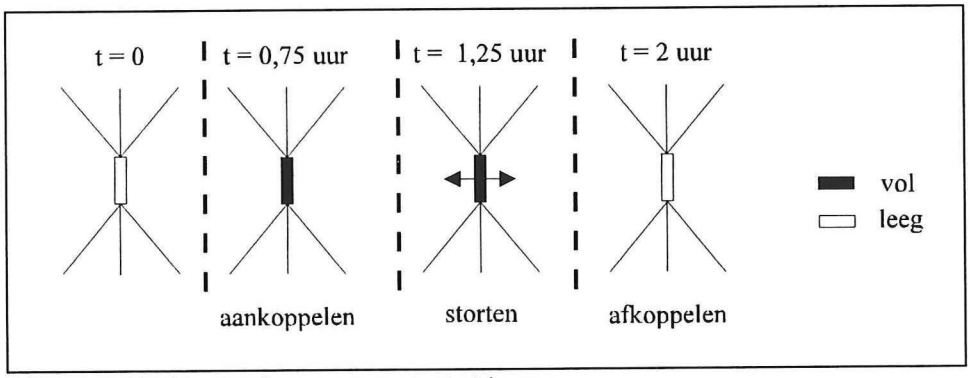
Bij het afmeren aan een verankerd ponton, wordt het ponton dus meerdere malen door één stortschip gebruikt. Het ponton verplaatst zich tijdens het storten door middel van lieren, die aan de ankerkabels zijn verbonden. Door het ponton met acht ankers vast te maken, waarvan er zes in gebruik zijn, kan het ponton continu gebruikt worden.

In figuur 5.10 is het verhalen van het stortschip met behulp van 8 ankers weergegeven.



Figuur 5.10 Het verhalen van het stortschip door verplaatsen van de ankers

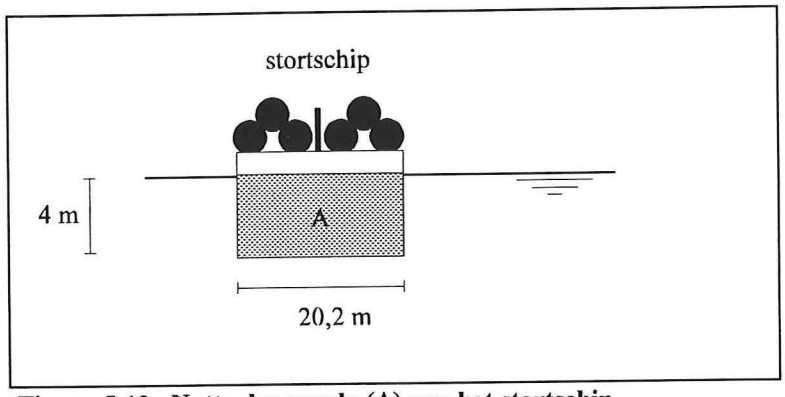
Het storten van de stenen vindt aan beide kanten van het stortschip plaats, zodat het stortschip stabieler ligt. Aan de kant waar het stortschip afgemeerd ligt aan het ponton is geen ruimte om te storten. Door het plaatsen van fenders tussen het ponton en het stortschip, met een diameter die minimaal gelijk is aan anderhalf keer de diameter van de te storten stenen, kan er aan beide kanten gestort worden.
Aangenomen wordt dat het aan- en afmeren en het storten van de stenen in totaal 2 uur duurt. In figuur 5.11 is de stortcyclus schematisch weergegeven.



Figuur 5.11 Stortcyclus van een stortschip

De weerstandskracht op de ankers is af te leiden met behulp van Vergelijking 5.1. Voor de oppervlakte in de stroming, A, word de doorsnede van het ponton en het stortschip bij elkaar opgeteld.

In figuur 5.12 is de natte doorsnede van het ponton getekend.



Figuur 5.12 Natte doorsnede (A) van het stortschip

Als ervan uitgegaan wordt dat het ponton en het stortschip dezelfde breedte hebben (20,2 m) en ook dezelfde diepgang (4 m), wordt A = 162 m^2 .De stroomsnelheid is hetzelfde als bij het verankeren aan een paal.
De weerstandscoëfficiënt wordt iets groter omdat het stortschip en ponton naast elkaar liggen. Voor het aflezen van de weerstandscoëfficiënt uit tabel 5.2 moet een 3-D lichaam gekozen worden, die de doorsnede van twee schepen benadert. Een kubusvorm met een C_W van 0,8 is het meest in overeenstemming.

De weerstandskracht die via een kabel en anker moet worden opgevangen bedraagt:

$$F_W = 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 1020 \cdot 4^2 \cdot 162 = 1.057 \text{ kN}.$$

Door de onvoorspelbare weersomstandigheden wordt een veiligheidsfactor van 3 toegepast. De kabel en anker moeten een kracht van 3.170 kN kunnen opvangen.

In tabel 5.3 is de breeksterkte van ankerkabels bestaande uit nylon, stalen ketting of staaldraad weergegeven.

De voordelen van deze methode zijn:

- het vasthouden en bijstellen van de positie van het stortschip tijdens het storten is eenvoudig
- de tijdwinst door het afmeren aan een verankerd ponton zodat de stortschepen niet elke keer aan palen en/of ankers vastgemaakt hoeven te worden
- de kosten van extra apparatuur zijn beperkt.

De nadelen van deze methode zijn:
Het aan- en afmeren van een geladen stortschip aan een ponton in water met golven is moeilijk en het afgemeerd liggen is onmogelijk bij te grote golven.

Tabel 5.3 Breeksterkte van ankerkabels

POLYAMIDE: NYLON as well as ARAMID: TWARON and KEVLAR
density = 1,14 Subm. wt. = M/L * 990.E-6 KN/m
Polyamide: 35 to 50 % stretch at breaking Aramide: 4% st. at br.

Diameter in	Diameter mm	Circ. in	M/L Kg/m	Subm. Wt Kn/m	Polyamide br. Str. KN	Aramid br. Strength KN
	12	1½	0,090	0,000089	29,7	
1	26	3¼	0,423	0,000419	137	302
1½	38		0,903	0,000894	270	
2	52	6½	1,69	0,001762	483	
2½	64	8	2,56	0,002533	713	
	80	10	4,00	0,003958	1089	
	96	12	5,76	0,005702	1540	
	120	15	9,00	0,008906	2375	
	144	18	12,96	0,0128	3384	
	160	20	16,00	0,0158	4156	

CHAIN density = 7,85 Subm. wt. = M/L * 0,00853 KN/m

Diameter in	Diameter mm	M/L Kg/m	Subm. Wt Kn/m	Breaking Strength (KN) grade U3	grade RQ3	grade RQ4
1	26	14,8	0,126	556	598	-
1½	38	31,6	0,270	1160	1248	-
2	52	59,2	0,505	2110	2373	2960
2½	64	89,7	0,765	3130	3360	4370
3	76	126,5	1,079	4300	4621	6010
3½	90	177,4	1,513	5840	6289	8180
4	102	227,8	1,943	7320	7868	10230
	120	315,4	2,690	9720	10452	13590
5	127	353,2	3,012	10710	11516	14980
	142	441,6	3,767	12910	13887	18060
6	152	506,0	4,316	14430	15522	20190
	162	574,7	4,902	15970	17189	22350
7	177	686,1	5,852	18320	19725	25620

STEEL WIRE ROPE
density = 7,85 2 % stretch at breaking
Subm. wt. = M/L * 0,00853 KN/m

Diameter in	Diameter mm	M/L Kg/m	Subm. Wt Kn/m	Breaking Strength KN
½	13	0,673	0,00574	118
	24			
1	26	2,69	0,0294	472
	36	5,16	0,0440	904
1½	38	5,75	0,0490	1010
2	52	10,8	0,0921	1890
2½	64	16,3	0,139	2850
3	76	23,0	0,196	4030
	80	25,5	0,218	4460
3½	90	32.2	0,275	5650
	96	36,7	0,313	6430
4	102	41,4	0,353	7250
4	102	32,9*	0,280*	4288*
	104	34,4*	0,293*	4484*
	120	44,8*	0,382*	5845*
5	127	50,4*	0,430*	6570*
	144			
WWM 9408				

* --> cable laid sling!

HM POLYETHYLENE: DYNEMA
density = 0,970
4 % stretch at breaking
(potential for creep)

M/L Kg/m	Breaking Strength KN
0,263	304
0,592	677
1,235	1393
1,971	2109
2,924	3296
4,211	4748
4,942	5543
6,579	7436
9,474	10163

In tabel 5.4 is de proefbelasting voor ankers weergegeven.

Tabel 5.4 Proefbelasting voor ankers

Mass of anchor kg	Proof test load kN	Mass of anchor kg	Proof test load kN	Mass of anchor kg	Proof test load kN
50	29,5	2000	434	7000	970
55	31,8	2100	450	7200	987
60	33,9	2200	466	7400	1002
70	37,2	2400	495	7800	1034
75	39,1	2500	510	8000	1050
80	40,8	2600	524	8200	1066
90	44,8	2700	537	8400	1078
100	47,4	2800	550	8600	1089
120	53,5	2900	564	8800	1099
140	58,7	3000	577	9000	1110
160	63,7	3100	589	9200	1121
180	68,6	3200	601	9400	1132
200	73,4	3300	613	9600	1148
225	79,5	3400	625	9800	1163
250	85,7	3500	636	10 000	1173
275	91,9	3600	645	10 500	1210
300	97,9	3700	656	11 000	1240
325	104	3800	666	11 500	1267
350	110	3900	677	12 000	1300
375	116	4000	687	12 500	1340
400	122	4100	696	13 000	1380
425	127	4200	706	13 500	1410
450	132	4300	716	14 000	1450
475	137	4400	726	14 500	1483
500	143	4500	735	15 000	1520
550	155	4600	742	15 500	1553
600	166	4700	752	16 000	1587
650	177	4800	760	16 500	1620
700	188	4900	769	17 000	1653
750	199	5000	777	17 500	1687
800	211	5100	786	18 000	1720
850	221	5200	797	18 500	1753
900	231	5300	809	19 000	1780
950	242	5400	818	19 500	1800
1000	252	5500	827	20 000	1833
1050	262	5600	836	21 000	1900
1100	273	5700	845	22 000	1957
1150	283	5800	856	23 000	2017
1200	292	5900	866	24 000	2070
1250	302	6000	877	25 000	2130
1300	312	6100	887	26 000	2190
1350	321	6200	897	27 000	2250
1400	330	6300	908	28 000	2303
1450	340	6400	917	29 000	2357
1500	349	6500	927	30 000	2410
1600	367	6600	936	31 000	2463
1700	384	6700	945	32 000	2517
1800	401	6800	953	34 000	2623
1900	418	6900	961	36 000	2730

Proof loads for intermediate mass are to be determined by linear interpolation.

Uit de tabellen 5.3 en 5.4 blijkt dat een stalen kabel van 76 mm en een anker zwaarder dan 36 ton nodig zijn als de ankergrond geschikt is.

5.2.4 Dynamic positioning (DP)

Dynamic positioning houdt in dat een schip met behulp van een aantal schroeven zijn positie kan vasthouden zonder gebruik van ankers. Deze methode wordt niet beperkt door een maximale waterdiepte.
De ontwikkeling van DP heeft in de afgelopen jaren grote vooruitgang geboekt. Dit is vooral te danken aan de ontwikkelingen in de offshore industrie, waarbij het boren naar olie op steeds grotere waterdiepten plaatsvind. Het gebruik van DP is daarbij aan te raden boven het gebruik van ankers om schepen en platforms vast te leggen. De sterkte van ankers neemt in diep water namelijk sterk af omdat de hoek tussen de bodem en ankerlijn zo ongunstig wordt dat de ankers uit de grond getrokken kunnen worden.

DP heeft de volgende voordelen:

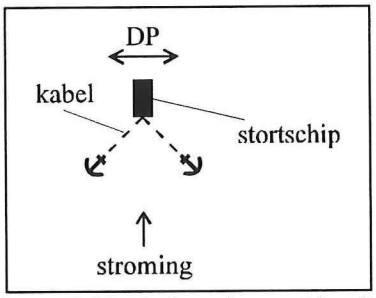
- het onafhankelijk is van de waterdiepte omdat er geen gebruik gemaakt wordt van ankers
- er is weinig tijdverlies bij het storten omdat de schepen niet aan ankers of pontons vastgemaakt hoeven te worden.

Een groot nadeel is dat de apparatuur, scheepsmotoren etc., die nodig zijn om het schip in snelle stroming op de vereiste positie te houden, erg kostbaar zijn. Dit is zeker zo voor de hoge stroomsnelheden waar hier mee gerekend wordt.

5.2.5 Combinatie van het vastleggen aan ankers en dynamic positioning (DP)

Door voor het vastleggen van een stortschip van ankers en DP gebruik te maken zijn er minder ankers nodig. De boeg van het schip kan door twee ankers op één positie gehouden worden terwijl het gieren van de achterkant met DP voorkomen kan worden.

In figuur 5.13 is de combinaties van ankers met DP weergegeven.



Figuur 5.13 Ankers in combinatie met DP

De voordelen van het combineren van ankers met DP zijn:

- het schip blijft, door het te verankeren, beter in de stroming liggen zonder dat daarvoor veel motorvermogen nodig is
- de positie van het schip is met behulp van DP gemakkelijker bij te stellen omdat er weinig ankers gebruikt worden.

Het nadeel is dat er faciliteiten voor het ankeren en DP aan boord moeten zijn. Dit is vrij kostbaar.

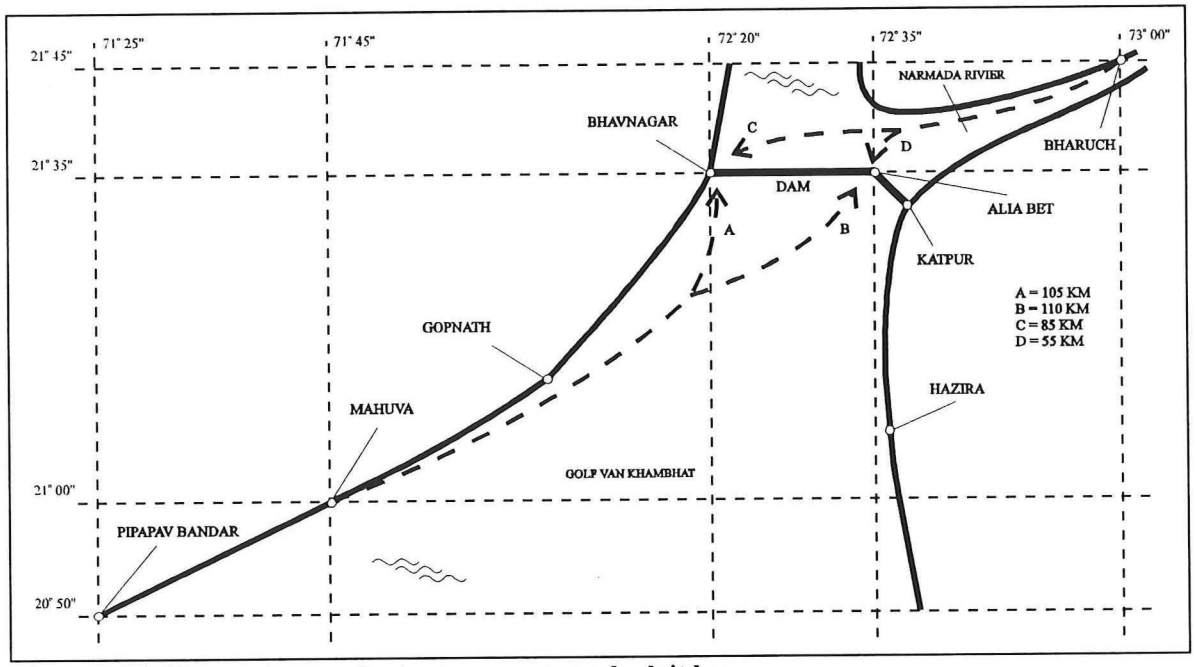
5.2.6 Keuze beste positioneringsmethode

Er wordt gekozen voor het afmeren aan een ponton. Dit is de beste positioneringsmethode omdat:

- de positie van het stortschip kan dan tijdens het storten in grote stroming zonder veel problemen bijgesteld worden
- het aan- en afmeren gaat snel voor zover dat kan met een stroomsnelheid van 4 m/s
- de kosten en het gewicht van extra apparatuur zijn beperkt.

5.3 Vaartijd van de groeve naar de sluitdam

De cyclustijd waarin een stortschip heen en terug vaart hangt af van de vaarsnelheid, de afstand tussen laadplaats en stortplaats, de storttijd en de laadtijd.
De vaarsnelheid is vastgesteld op 16 km/uur voor een stortschip, zowel geladen als ongeladen (zie tabel 5.1).
Uit Jansen/Vreeburg (1992) blijkt dat er een steengroeve aan de Golf van Khambat en één aan de Narmada ligt. In figuur 5.14 zijn de lengte- en breedtegraden getekend voor dit gebied. Aan de hand daarvan zijn de afstanden van de groeve tot de stortplaatsen bepaald.



Figuur 5.14 Vaarroutes van de steengroeven naar de sluitdam

De tijd die nodig is voor het storten is 2 uur, inclusief aanmeren en loskoppelen (zie figuur 5.11).

Voor het laden van de stortschepen in de haven wordt 2 uur in rekening gebracht. Voor het in en uit varen van de haven en een wachttijd van 1 uur aangenomen. De servicetijd in de haven komt dan op een totaal van 3 uur.
Het storten vindt 24 uur per dag plaats, zodat ook tijdens eb en vloed gestort moet worden. De invloed van de getijstroming is niet meegenomen in het bepalen van de vaartijd.

Door het aanvoeren van de stenen via groeven aan de Golf en aan de Narmada wordt de benodigde capaciteit over twee groeve verdeeld. De steengroeve aan de Golf (Mahuva) ligt 105 tot 110 km van de sluitdam. Aangezien de route die over het water gevolgd wordt niet altijd de kortste is, is voor de afstand naar de losplaats A en B is respectievelijk 105 en 120 km genomen.
Een stortschip doet er 6,5 uur over om de 105 km van de groeve naar stortplaats A te overbruggen en 7,5 uur om de 120 km naar stortplaats B te overbruggen.
Om vertragingen, veroorzaakt door slecht weer en stroming, te kunnen opvangen is voor het varen naar elke stortplaats 2 uur tijdverlies ingecalculeerd.

De groeve aan de Narmada (Bharuch) ligt 55 tot 85 km van de sluitdam. Voor de kortste afstand, naar stortplaats D, is uitgegaan van 60 km. Stortplaats C is 90 km van de groeve verwijderd.
Door het varen op een rivier zal met bochten en ander scheepvaartverkeer rekening gehouden moeten worden. De gemiddelde vaarsnelheid zal lager zijn dan de maximale vaarsnelheid van 16 km/uur op open water. Voor de gemiddelde vaarsnelheid van een stortschip op een rivier wordt 11 km/uur aangehouden. In deze lagere vaarsnelheid is een eventuele vertraging reeds meegenomen.
Voor de 60 km die op de rivier gevaren wordt, om stortplaats D te bereiken, is dan 5,5 uur nodig.
Om het uiterste punt van de sluitdam te bereiken, stortplaats C, moet een afstand van 90 km worden afgelegd. Van deze 90 km wordt de laatste 30 km met maximale vaarsnelheid in de Golf van Khambat gevaren. Voor het overbruggen van deze laatste kilometers is 2 uur nodig. In totaal duurt is de vaartijd naar stortplaats C dan 7,5 uur. Voor het varen naar stortplaats C en D is geen vertraging in rekening gebracht omdat hoofdzakelijk op de Narmada rivier gevaren wordt zodat de schepen minder hinder hebben van slecht weer.

In tabel 5.5 is voor elke stortplaats de vaartijd, de storttijd, de servicetijd, het tijdverlies en de totale cyclustijd aangegeven.

Tabel 5.5 Vaartijd, storttijd, servicetijd, tijdverlies en totale cyclustijd per stortplaats (in uren)

vaarcyclus	stortplaats			
	A	B	C	D
vaartijd naar stortplaats	6,5	7,5	5,5	7,5
storttijd	2	2	2	2
vaartijd naar haven	6,5	7,5	5,5	7,5
servicetijd	3	3	3	3
tijdverlies	2	2	-	-
totaal cyclus	20	22	16	20

Uit tabel 5.5 blijkt dat het varen van de groeve naar de verschillende stortplaatsen aan de sluitdam tussen de 16 en 22 uur in beslag neemt.

6. Logistiek van het storten van de sluitdam

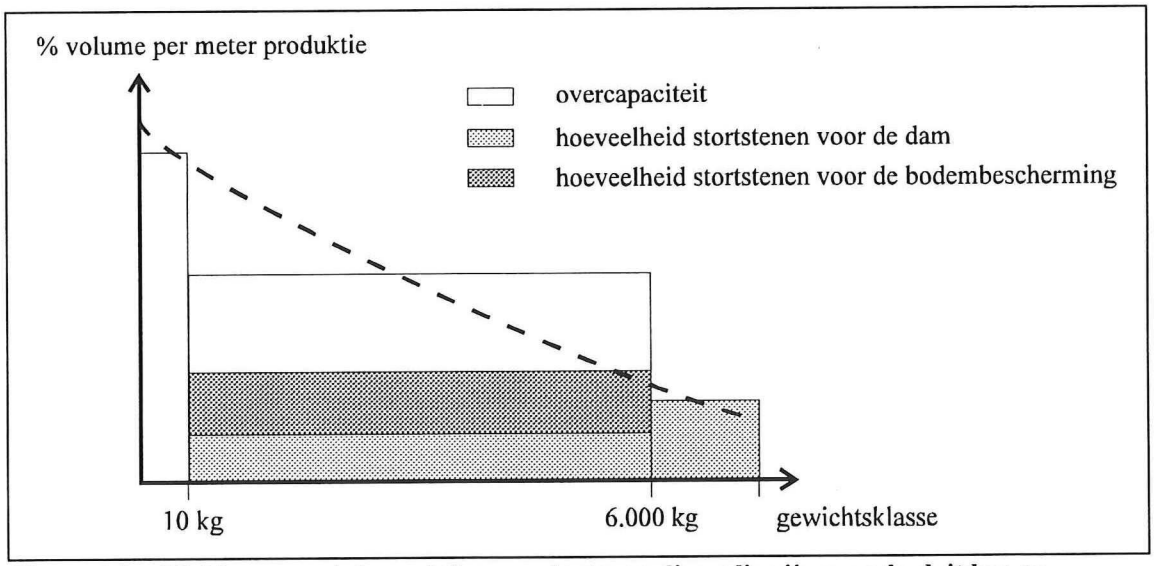
Het bouwen van de sluitdam vindt plaats met de gecombineerde sluitingsmethode (zie paragraaf 4.4.3).
Dit houdt in dat het eerste deel van de sluitdam wordt opgebouwd met de verticale sluitingsmethode en het tweede deel met de horizontale sluitingsmethode.

Als eerste zal het aantal steengroeven bepaald worden. Hierna wordt eerst de indeling van de sluitdam in horizontale en verticale perioden beschreven. Daarna wordt ingegaan op de aanvoer van de stenen. Vervolgens wordt de logistiek bij de verticale en horizontale sluitingsperioden behandeld. En tot slot wordt de planning van de bouw uitgewerkt.

6.1 Aantal steengroeven

In de sluitdam wordt $29{,}78 \cdot 10^9$ kg gestort met stenen die meer dan 6.000 kg wegen (zie Bijlage F). Omdat stenen met een gewicht boven de 6.000 kg maar 10% van de steenproduktie omvat, is de totale hoeveelheid stenen die door de groeve geproduceerd moet worden, $297{,}8 \cdot 10^9$ kg.

Van de totale $297{,}8 \cdot 10^9$ kg stenen is 75%, dus $223 \cdot 10^9$ kg, tussen de 10 kg en 6.000 kg. Van deze $223 \cdot 10^9$ kg is $46{,}2 \cdot 10^9$ kg nodig voor de sluitdam en $63{,}4 \cdot 10^9$ kg steen voor de bodembescherming. In Bijlage F is de berekening van het totale stortgewicht van de stenen opgenomen.
De groeve produceert een overcapaciteit van $115 \cdot 10^9$ kg steen in de gewichtsklasse 10 tot 6.000 kg ($223 \cdot 10^9 + 29{,}8 \cdot 10^9 - 137{,}9 \cdot 10^9$). In figuur 6.1 is dit schematisch in een yieldcurve weergegeven.



Figuur 6.1 Yieldcurve met de verdeling van de stenen die nodig zijn voor de sluitdam en bodembescherming

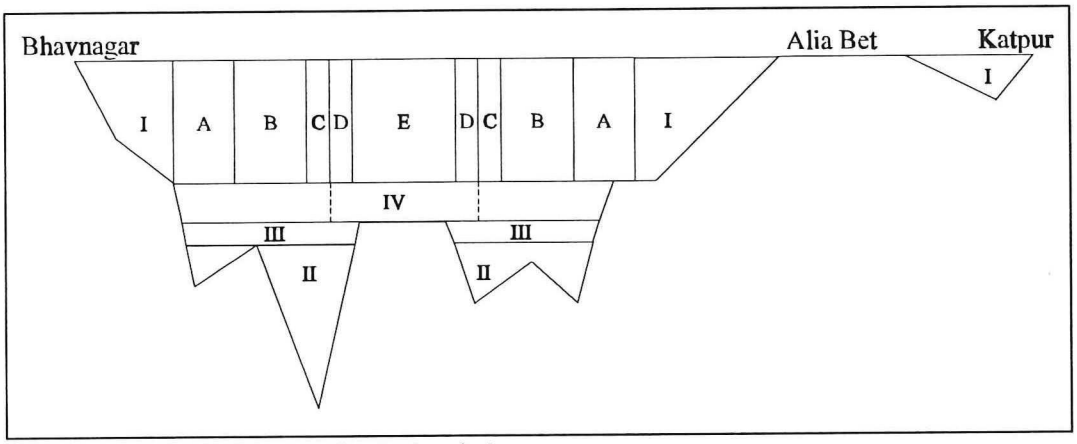
Een groeve, met een capaciteit van 10.000 ton per dag, produceert per jaar $3{,}6 \cdot 10^9$ kg steen. De produktie van $297{,}8 \cdot 10^9$ kg stenen, die nodig zijn voor de sluitdam, duurt dan 83 jaar. Met vier groeven is er een capaciteit van $14{,}4 \cdot 10^9$ kg steen per jaar. De produktie van de stenen die nodig zijn voor de sluitdam duurt dan 20,7 jaar.

6.2 Indeling van de sluitdam in perioden

De indeling van de sluitdam in periodes is als volgt:

- deel 1 (opbouw met verticale sluitingsmethode) omvat Stortperiode I t/m IV
- deel 2 (opbouw met horizontale sluitingsmethode) omvat Stortperiode A t/m E.

In figuur 6.2 is een overzicht van de stortperioden gegeven.



Figuur 6.2 Overzicht van de stortperioden

Tijdens deel 1 (Stortperiode I t/m IV) worden de stenen gestort met schepen, tijdens deel 2 (Stortperiode A t/m E) vindt het storten van de stenen plaats met vrachtwagens.

6.3 Aanvoer van de stenen

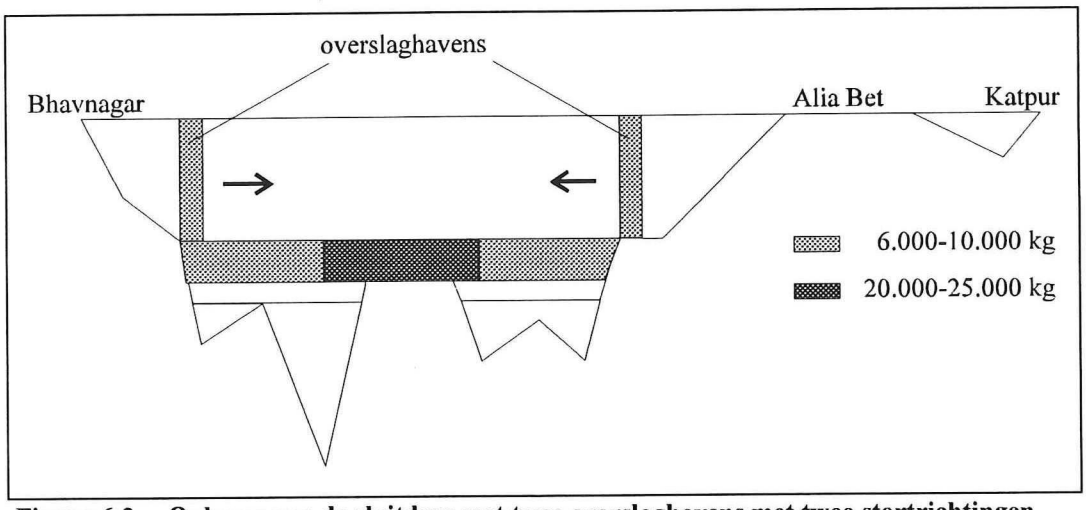
De aanvoer van de stortstenen vindt plaats vanuit vier groeven waarvan er twee aan de Golf liggen en twee aan de Narmada rivier. De maximale produktie van deze groeven is 40.000 ton steen per dag waarvan 30.000 ton steen in de gewichtsklasse 10 tot 6.000 kg.

De aanvoer van stortstenen vindt tijdens Stortperiode I en A t/m E plaats vanuit twee overslaghavens bij Bhavnagar en Alia Bet. Vanuit deze overslaghavens worden de stortstenen met vrachtwagens over de sluitdam naar het sluitingsgat vervoerd.
De vrachtwagens kunnen alleen met daglicht (twaalf uur per dag) over de sluitdam rijden.

De aanvoer van stenen vanuit Bhavnagar en Alia Bet heeft drie nadelen.

- De waterdiepte langs de kust van de Golf van Khambat is te klein voor de stortschepen. Het graven van vaargeulen is nodig.
- De afstand die de vrachtwagens af moeten leggen naar het sluitingsgat neemt steeds toe. De maximale afstand is de helft van de lengte van de sluitdam, 17 km.
- Het storten van 30.000 ton steen per dag over twee kanten van de sluitdam is erg veel. Per uur moet dan een hoeveelheid van 1.250 ton over elke kop in de golf gestort worden.

Het eerste nadeel kan verholpen worden door verder uit de kust twee overslaghavens aan te leggen (zie figuur 6.3).
De waterdiepte rond de overslaghavens is groter, zodat deze beter bereikbaar zijn voor de stortschepen. Het graven van vaargeulen is niet meer nodig. Voor de lengte van de overslaghavens is van 400 m uitgegaan. Deze lengte is voldoende om de stortschepen bescherming te bieden tegen de stroming tijdens het lossen.
In figuur 6.3 is de opbouw van de sluitdam met twee overslaghavens en de indeling van Stortperiode IV getekend.

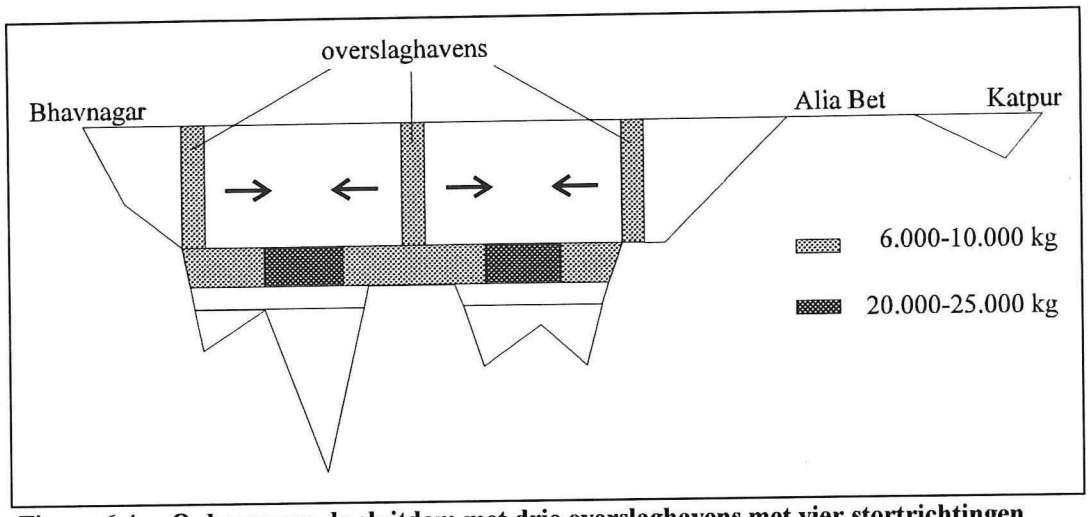


Figuur 6.3 Opbouw van de sluitdam met twee overslaghavens met twee stortrichtingen

De andere twee nadelen kunnen verholpen worden door het aantal overslaghavens te vergroten. De hoeveelheid stenen die per dag per haven verwerkt moet worden en de maximale afstand tussen de overslaghaven en het sluitingsgat, nemen beide af.

Door twee overslaghavens aan te leggen wordt de Golf in een oneven aantal stukken verdeeld. Het nadeel hiervan is dat er maar in twee richtingen gestort kan worden (zie figuur 6.3).

Bij een oneven aantal overslaghavens wordt in vier richtingen gestort. In figuur 6.4 is de opbouw van de sluitdam met drie overslaghavens en de indeling van Stortperiode IV getekend.

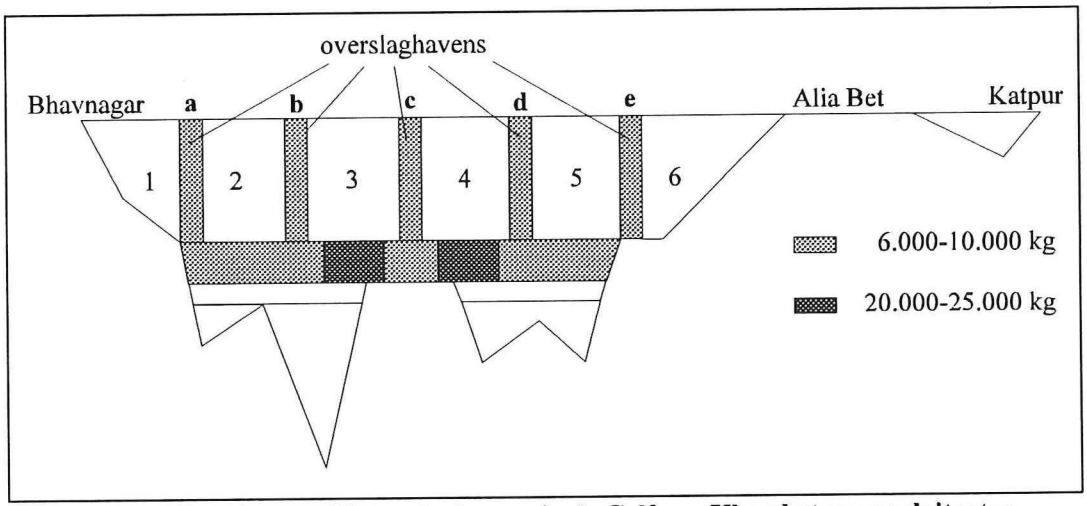


Figuur 6.4 Opbouw van de sluitdam met drie overslaghavens met vier stortrichtingen

Het aantal overslaghavens moet dus oneven zijn. De keuze moet gemaakt worden tussen drie, vijf of zeven overslaghavens. Eén overslaghaven is niet voldoende om de 30.000 ton stortstenen per dag te kunnen verwerken en negen overslaghavens zijn te kostbaar.
Gekozen is voor vijf overslaghavens om de volgende redenen:

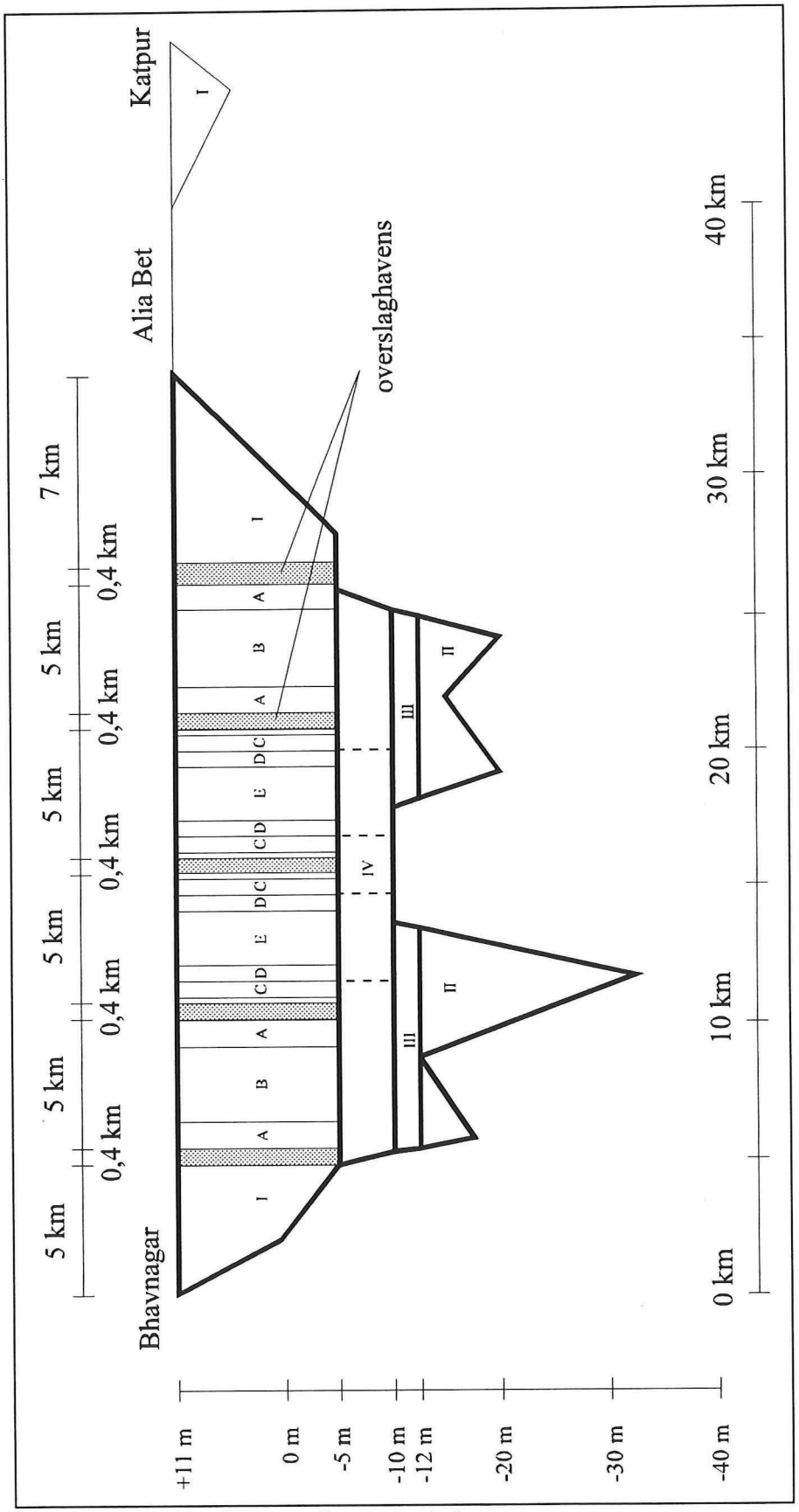
- de maximale afstand die de vrachtwagens af moeten leggen naar het sluitingsgat is ten opzichte van drie overslaghavens, twee keer zo klein
- de kosten van het aanleggen van vijf overslaghavens zijn lager dan die van het aanleggen van zeven overslaghavens.

Door het gebruik van vijf overslaghavens neemt de lengte van het sluitingsgat tussen Bhavnagar en Alia Bet af met 2 km tot 32 km, en het storten van de stortstenen wordt over zes sluitgaten verdeeld in plaats van één sluitingsgat.
In figuur 6.5 is de situatie met vijf overslaghavens en zes sluitgaten aangegeven.



Figuur 6.5 Situatie met vijf overslaghavens in de Golf van Khambat en zes sluitgaten

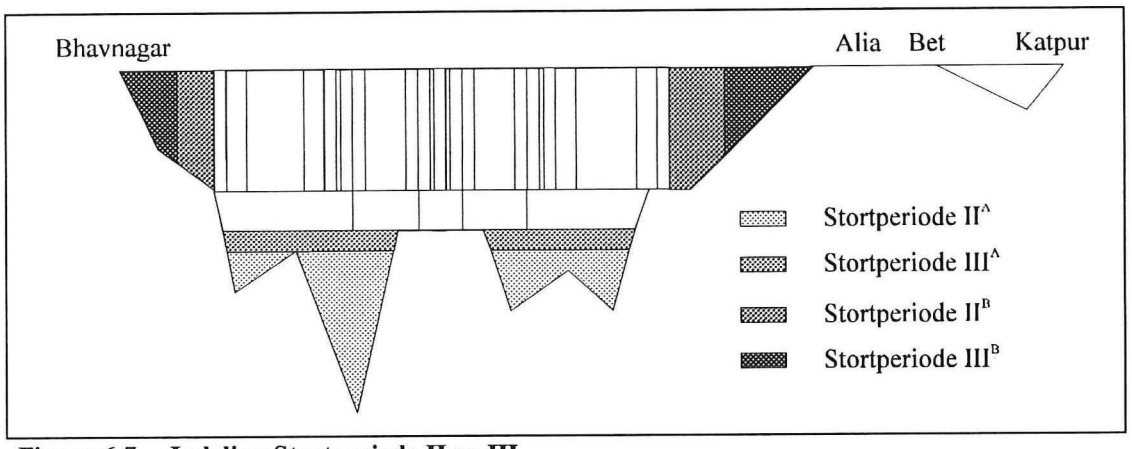
In figuur 6.6 zijn alle stortperioden waarin de sluitdam is opgedeeld weergegeven.



Figuur 6.6 Overzicht van alle stortperioden

Aangezien er vanaf de overslaghavens met vrachtwagens gestort wordt, is de capaciteit niet zo groot als bij het gebruik van stortschepen en zeker niet toereikend om de totale steenproduktie van de vier groeven te verwerken.
De groeven produceren dus meer stenen dan tijdens Stortperiode I verwerkt kunnen worden. Het gedeelte van de steenproduktie dat niet gebruikt wordt, kan gebruikt worden om tegelijkertijd met Stortperiode I, Stortperiode II en III af te ronden.

De stroomsnelheden zullen tijdens het storten toenemen omdat de breedte en de diepte van het stroomgat kleiner worden. Voor de stabiliteit van de sluitdam tijdens Stortperiode II en III is uitgegaan van een sluitingsgat van 22 km lengte. Deze breedte ontstaat echter pas aan het eind van Stortperiode I. Om de stabiliteit van de sluitdam te garanderen moet het gewicht van de stenen die gestort worden tijdens Stortperiode I, hetzelfde gewicht hebben als de stenen die tijdens Stortperiode II en III gestort worden. Stortperiode I wordt zodoende in 2 stukken gedeeld die tegelijkertijd met II en III gestort worden. In figuur 6.7 is de indeling van Stortperiode II en III weergegeven.



Figuur 6.7 Indeling Stortperiode II en III

Gedurende de stortperioden I, II, III zijn stortstenen nodig met een gewicht tussen de 10 en 6.000 kg. De steengroeven hebben een capaciteit van $14{,}4 \cdot 10^9$ kg steen per jaar. Hiervan heeft 75% ($10{,}8 \cdot 10^9$ kg) een gewicht tussen de 10 en 6.000 kg.
Voor Stortperiode II^A en III^A is $17{,}01 \cdot 10^9$ kg steen nodig en voor Stortperiode II^B en III^B, $7{,}88 \cdot 10^9$ kg steen. Totaal is dit $24{,}89 \cdot 10^9$ kg steen. In Bijlage F is de berekening van het totale stortgewicht van de stenen opgenomen.
Het produceren van deze hoeveelheid stenen in de groeve neemt 2,3 jaar in beslag. Per jaar is er dan $3{,}4 \cdot 10^9$ kg steen beschikbaar voor Stortperiode II^B en III^B. Voor Stortperiode II^A en III^A is $7{,}4 \cdot 10^9$ kg steen per jaar genoeg om deze stortperioden binnen 2,3 jaar af te ronden.

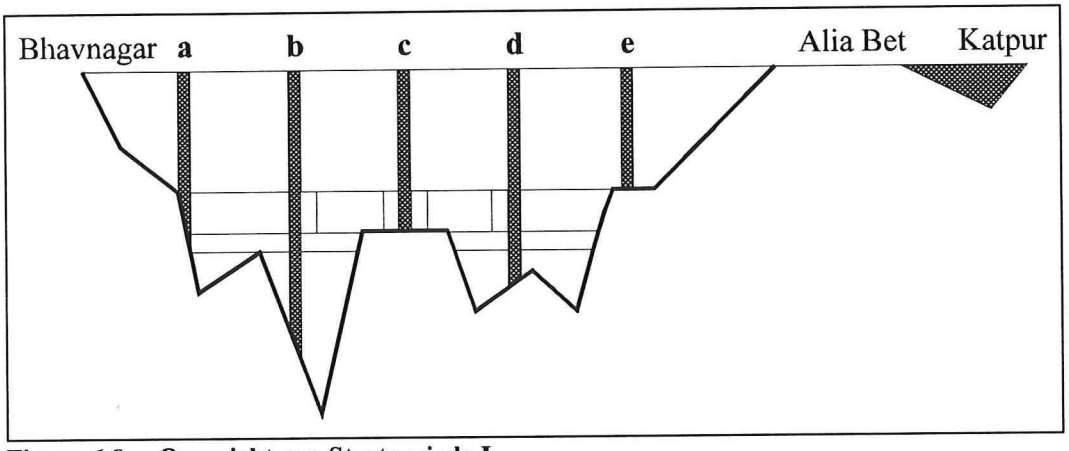
6.4 De logistiek bij de verticale sluitingsmethode

Hierna zal per stortperiode de logistiek behandeld worden.

Stortperiode I
Stortperiode I bestaat uit drie delen:

- het eerste deel bestaat uit het afsluiten van een deel van de Narmada rivier, die tussen Alia Bet en het vasteland (Katpur) loopt en het aanleggen van de bodembescherming
- het tweede deel is het storten van vijf overslaghavens in de Golf
- het derde deel is het afsluiten van de sluitgaten één en zes vanaf overslaghavens **a** en **e** (zie figuur 6.5)

In figuur 6.8 zijn het eerste en tweede deel van Stortperiode I met zwart aangegeven.
Het derde deel van Stortperiode I wordt besproken bij de Stortperiode II en III, waar het tegelijkertijd mee gestort wordt.

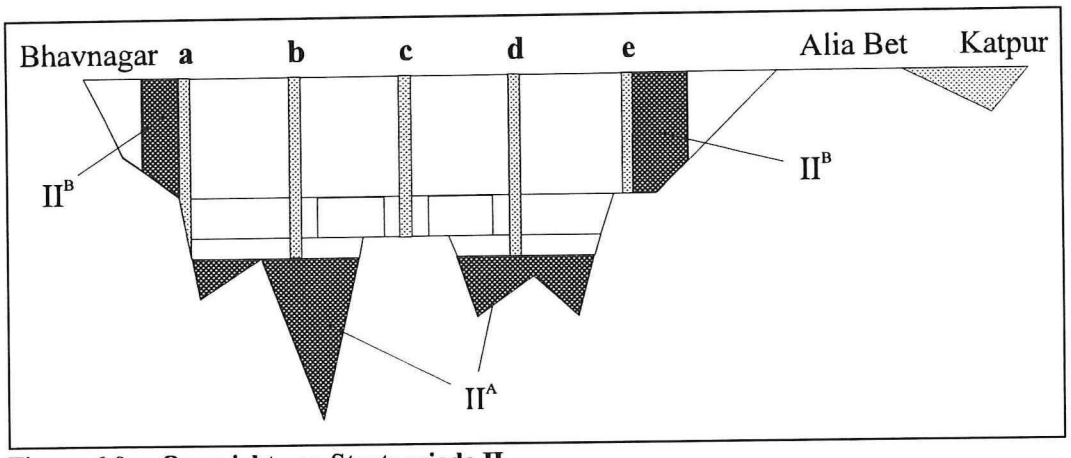


Figuur 6.8 Overzicht van Stortperiode I

Voor het eerste en tweede deel van Stortperiode I is in totaal een gewicht van $67{,}08 \cdot 10^9$ kg aan stortsteen nodig. De vier groeven produceren 30.000 ton stenen tussen de 10 kg en 6.000 kg per dag. Stortperiode I neemt dan minimaal 2.236 dagen in beslag. Met 200 werkbare dagen in een jaar duurt deze stortperiode 11,2 jaar.

Stortperiode II
De stenen die tijdens Stortperiode II gebruikt worden hebben een gewicht van 10 tot 60 kg (zie paragraaf 4.4.1).

Stortperiode II bestaat uit twee fasen (II^A en II^B).
In figuur 6.9 zijn Stortperiode II^A en II^B met zwart aangegeven en Stortperiode I met grijs.



Figuur 6.9 Overzicht van Stortperiode II

Hierna zal eerst Stortperiode II^A besproken worden daarna Stortperiode II^B.

- Stortperiode II^A
  Tijdens de eerste fase, Stortperiode II^A, wordt gestort met stortschepen over de gehele breedte van de Golf.

  Tijdens Stortperiode II^A vindt het storten van de stenen 24 uur per dag plaats. De plaatsbepaling met behulp van G.P.S. (Global Positioning System) is dermate nauwkeurig dat er geen daglicht nodig is.

  In een jaar wordt er in de maanden oktober t/m april gestort (200 dagen). Voor de overige maanden zijn de weersomstandigheden te slecht om te varen.
  Per dag moet 37.000 ton gestort worden om $7{,}4 \cdot 10^9$ kg stenen per jaar te halen (zie paragraaf 6.2).

  De totale inhoud van Stortperiode II^A is $7{,}37 \cdot 10^6$ m^3. Als voor het stortgewicht van 1,6 ton/m^3 wordt uitgegaan (2,7 ton/m^3 · 0,6 poriëngehalte) is er $11{,}79 \cdot 10^9$ kg steen nodig. Met het storten van 37.000 ton per dag (20 ladingen van stortschepen per 24 uur) duurt het storten van Stortperiode II^A 320 dagen. Met een werkbare periode van 200 dagen per jaar is duurt Stortperiode II^A 1,6 jaar.

  De stortschepen zijn verdeeld over twee thuishavens.
  De ene haven, Mahuva, ligt aan de Golf van Khambat, de andere haven, Bharuch, ligt aan de Narmada rivier. Deze havens wordt bevoorraad door twee groeven.
  Per 24 uur worden twintig stortschepen geladen, tien in Mahuva en tien in Bharuch. Vanuit beide havens moet dan om de 2,4 uur een stortschip vertrekken.

  In tabel 6.1 zijn voor elke stortplaats het minimaal benodigde aantal schepen weergegeven.

Tabel 6.1 Aantal schepen per stortplaats

	stortplaats			
	A	B	C	D
afstand	105	120	90	60
cyclustijd	20	22	16	20
aantal schepen	9	10	7	9

Het storten vindt telkens aan hetzelfde ponton plaats dat tijdens het storten verplaatst kan worden (zie Hoofdstuk 5, figuur 5.11). Door gebruik te maken van twee pontons kan er aan het ene ponton gestort worden terwijl het andere stilligt voor reparaties of onderhoud zodat het storten niet onderbroken hoeft te worden.

- Stortperiode II^B

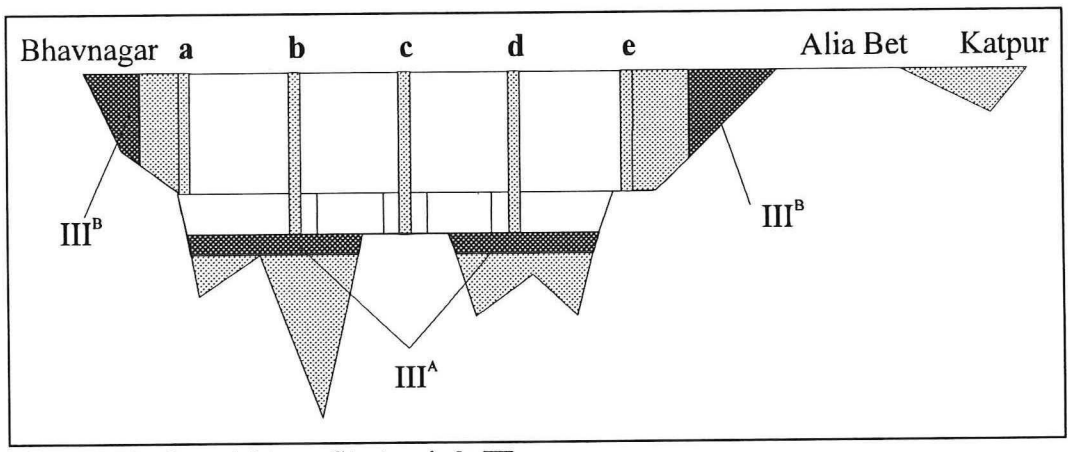
  Tijdens de tweede fase, Stortperiode II^B, wordt gestort met vrachtwagens via overslaghavens **a** en **e**.
  De vrachtwagens zijn niet afhankelijk van het weer en kunnen het hele jaar door storten (360 dagen). De enige beperking is dat de vrachtwagens alleen met daglicht over de sluitdam kunnen rijden. Het storten kan dus maar twaalf uur per dag.
  Per dag moet 9.500 ton gestort worden om $3{,}4 \cdot 10^9$ kg stenen per jaar te halen.

  Stortperiode II^B wordt gedurende dezelfde periode als Stortperiode II^A gestort en neemt 1,6 jaar in beslag. Het aantal werkbare dagen per jaar is 360 dagen, zodat Stortperiode II^B 576 dagen duurt. In totaal zal $5{,}48 \cdot 10^9$ kg in het sluitingsgat gestort worden. Het sluitingsgat van 32 km neemt hierdoor af met 5,15 km tot 26,85 km.

Stortperiode III

De stenen die tijdens Stortperiode III gebruikt worden hebben een gewicht dat varieert van 60 tot 300 kg (zie paragraaf 4.4.1).

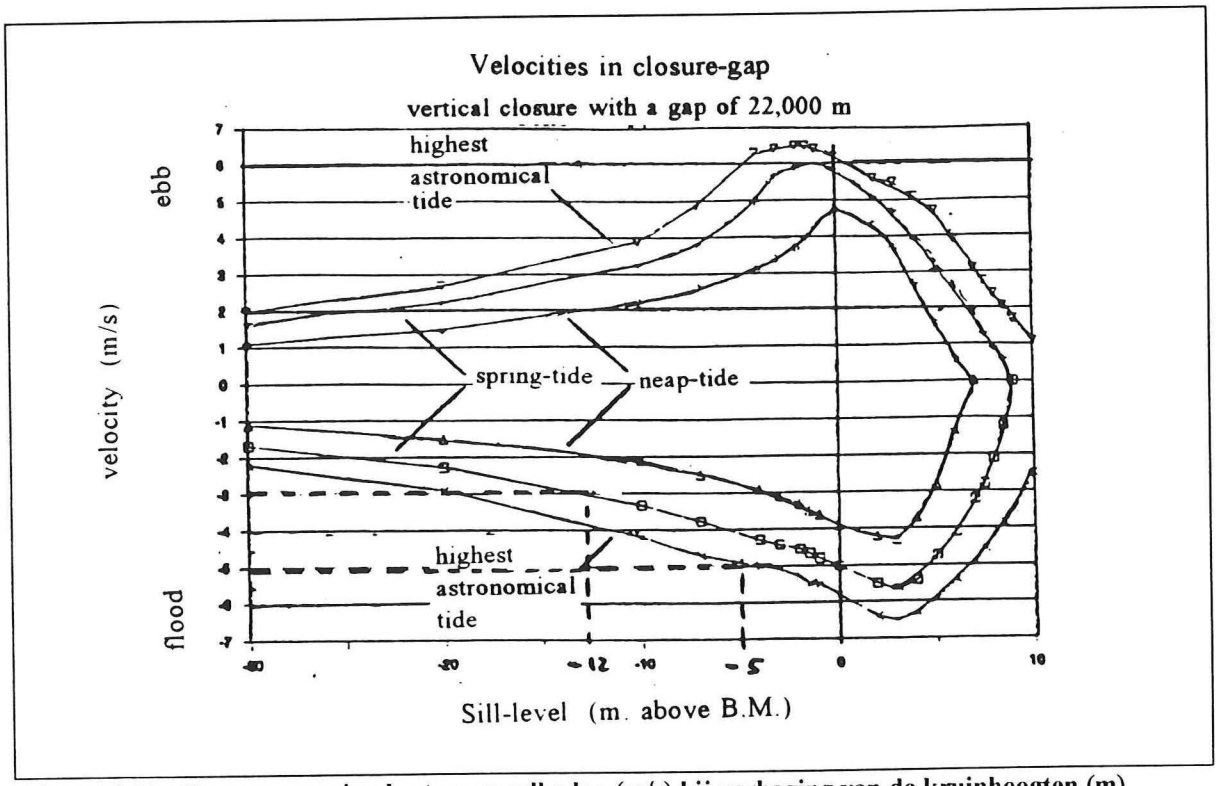
Stortperiode III bestaat, net als Stortperiode II, uit twee fasen (III^A en III^B).
In figuur 6.10 zijn Stortperiode III^A en III^B met zwart aangegeven en Stortperioden I en II met grijs.



Figuur 6.10 Overzicht van Stortperiode III

Eerst zal Stortperiode III^A behandelt worden daarna Stortperiode III^B.

- Stortperiode III^A
  Tijdens de eerste fase, Stortperiode III^A, wordt met stortschepen gestort.
  Het volume van Stortperiode III^A is $3{,}26 \cdot 10^6$ m^3. Met een stortgewicht van 1,6 ton/m^3 is er voor $5{,}22 \cdot 10^9$ kg steen nodig.
  Tijdens Stortperiode III^A wordt 37.000 ton per dag gestort. Voor het storten van alle stenen zijn 141 dagen nodig. Met 200 werkbare dagen per jaar zou Stortperiode III^A in 0,7 jaar afgerond zijn.
  Echter, de maximale stroomsnelheid van het water neemt gedurende deze fase van 3 m/s toe tot 5 m/s (zie figuur 6.11).



Figuur 6.11 Toename maximale stroomsnelheden (m/s) bij verhoging van de kruinhoogten (m)

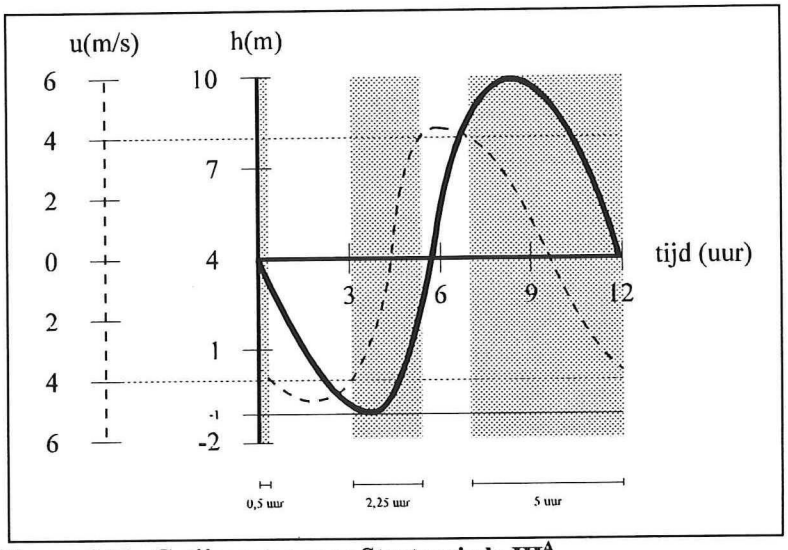
De stroomsnelheid waarbij nog gestort kan worden is maximaal 4 m/s (vaarsnelheid schip is maximaal 4,5 m/s). Bij een stroomsnelheid van 4 m/s daalt het schip ongeveer 1 m door de retourstroom. Ook is de waterhoogte boven de sluitdam niet tijdens elk uur van de dag hoog genoeg.

Het storten kan alleen als aan de volgende twee voorwaarden voldaan wordt:

- de stroomsnelheid (u) is kleiner dan 4 m/s
- de waterstand (h) is hoger dan -4 m BM.

Om te bepalen tijdens welke periode de waterstand en stoomsnelheid aan de eisen voldoen, zodat er gestort kan worden is een getijvenster vastgesteld. In Bijlage C is dit beschreven.

In figuur 6.12 is het getijvenster voor Stortperiode III^{A} opgenomen. Met grijs is aangegeven tijdens welke uren van de dag gestort kan worden.



Figuur 6.12 Getijvenster voor Stortperiode III^{A}

In de figuur is met een stippellijn de stroomsnelheid als functie van de tijd weergegeven. De waterhoogte als functie van de tijd is met een getrokken lijn weergegeven.

Uit de figuur blijkt dat het aantal uren dat er per tij gestort kan worden 7,75 uur bedraagt, verdeeld over 2,25 uur tijdens eb en 5,5 uur tijdens vloed. Per dag is er dus 15,5 uur beschikbaar om twintig stortschepen hun lading te laten storten boven de sluitdam, zodat de vereiste 37.000 ton per dag gehaald wordt.

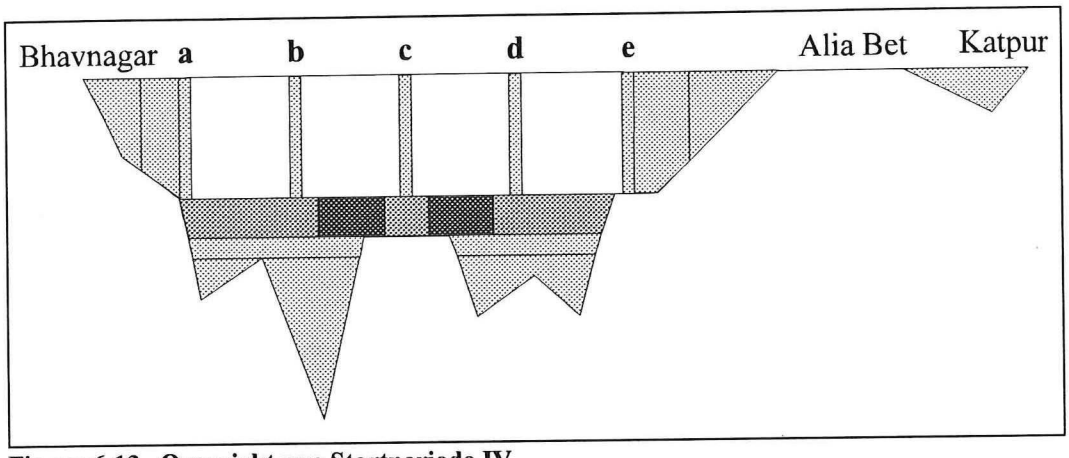
Na het storten moet op de stortlocatie het nodige werk verricht worden:
- het ponton moet op een andere positie gelegd worden
- de ligging van de laatste storting moet worden gecontroleerd
- de laatste storting moet worden gecorrigeerd of geëgaliseerd.

De tijd die hiervoor nodig is mag het storten niet beïnvloeden. Als er meer dan zes pontons in gebruik genomen worden, hoeft niet altijd aan hetzelfde ponton gestort te worden. Zo kan genoeg tijd gecreëerd worden voor extra werkzaamheden, zoals reparaties en onderhoud, zonder dat daardoor vertraging wordt opgelopen.

- Stortperiode III^{B}

  Tijdens de tweede fase, Stortperiode III^{B}, wordt met vrachtwagens vanuit overslaghavens **a** en **e** gestort.
  Stortperiode III^{B} vindt in hetzelfde tijdsbestek plaats als Stortperiode III^{A}. De stenen die gestort worden hebben een gewicht tussen de 60 en 300 kg.
  Stortperiode III^{B} duurt 0,7 jaar, wat overeenkomt met 252 dagen als er 360 dagen per jaar wordt gestort.
  In totaal wordt dan voor $2{,}4 \cdot 10^{9}$ kg aan steen gestort. De breedte van het sluitingsgat vermindert met 6,85 km tot 20 km.

Stortperiode IV
De stenen die gestort worden tijdens Stortperiode IV hebben een gewicht van 6.000 tot 25.000 kg.
In figuur 6.13 is Stortperiode IV met zwart aangegeven.

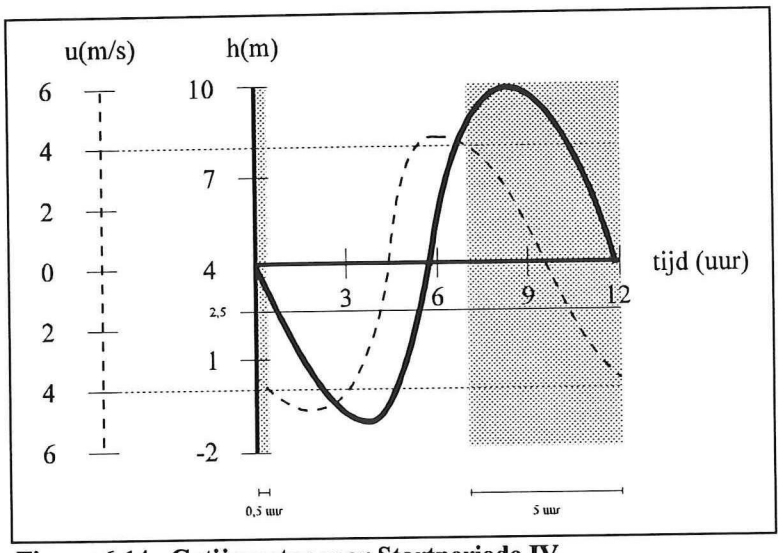


Figuur 6.13 Overzicht van Stortperiode IV

Vanaf deze Stortperiode worden de stenen gestort met een horizontale sluitingsmethode (A t/m E). Dit heeft tot gevolg dat de stenen in Stortperiode IV waarop later Stortperiode A t/m E wordt gestort, aan een grotere stroomsnelheid worden blootgesteld. Om het wegspoelen te voorkomen zijn dus minstens even zware stenen nodig als die er later in Stortperiode A t/m E bovenop gestort worden.

Het totale volume van de stenen, met een gewicht tussen 6.000 en 25.000 kg, die nodig zijn voor Stortperiode IV, is $10{,}3 \cdot 10^6$ m^3. Deze hoeveelheid stenen komt overeen met een stortgewicht van $16{,}5 \cdot 10^9$ kg steen.
Bij aanvang van stortperiode IV hebben de vier groeven 13,5 jaar lang 4.000 ton steen per dag met een gewicht dat zwaarder is dan 6.000 kg geproduceerd. In deze tijd is er voor $19{,}4 \cdot 10^9$ kg steen opgeslagen. De hoeveelheid stortstenen die tijdens Stortperiode IV gestort kunnen worden zijn onafhankelijk van de produktie van de groeve.
Net als bij Stortperiode III^A wordt ook tijdens Stortperiode IV 37.000 ton per dag gestort omdat dan van dezelfde hoeveelheid materieel gebruik gemaakt wordt.
Stortperiode IV duurt dan in totaal 446 dagen. Aangezien er 200 dagen per jaar gestort worden komt dit overeen met 2,23 jaar.

Net als tijdens Stortperiode III^A is voor Stortperiode IV ook een getijvenster vastgesteld (zie Bijlage G). In figuur 6.14 is het getijvenster voor Stortperiode IV getekend.



Figuur 6.14 Getijvenster voor Stortperiode IV

In de figuur is met een stippellijn de stroomsnelheid als functie van de tijd weergegeven. De waterhoogte als functie van de tijd is met een getrokken lijn weergegeven.

Uit figuur 6.14 blijkt dat er tijdens Stortperiode IV 5,5 uur per tij gestort kan worden. Per dag is de stroming dan 11 uur onder de vereiste 4 m/s en staat er voldoende water boven de sluitdam (+2,5 m BM). Er zullen dus per 11 uur twintig stortschepen hun lading moeten storten om een produktie van 37.000 ton per dag te halen.

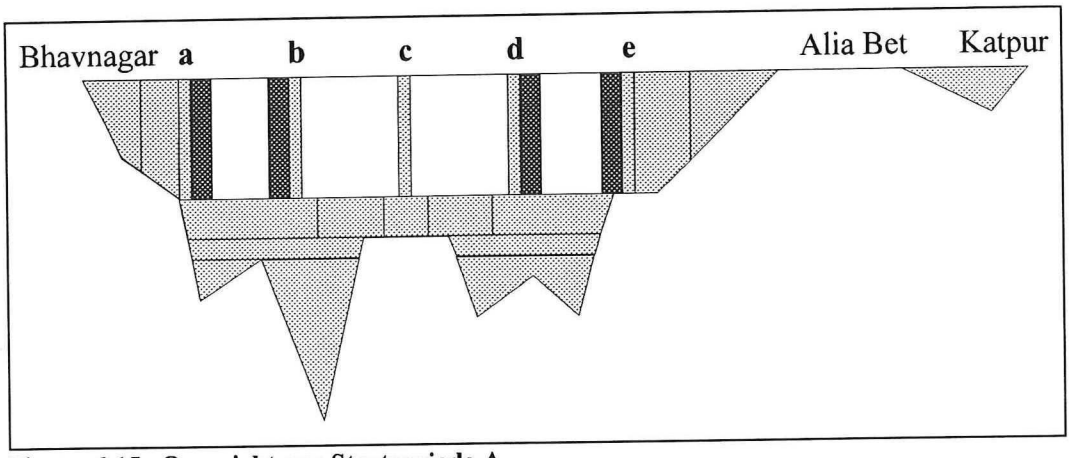
Vanaf Stortperiode IV ontstaat de situatie dat de stroomsnelheden altijd boven de 4 m/s zijn. Storten met behulp van stortschepen is dan niet meer mogelijk. Daarom wordt vanaf Stortperiode IV verder gewerkt met een horizontale sluitingsmethode .

6.5 De logistiek bij de horizontale sluitingsmethode

De horizontale sluitingsmethode omvat 5 Stortperioden (A t/m E). Er wordt uitgegaan van het gebruik van 5 overslaghavens. Hierna wordt voor elke periode de logistiek beschreven.

Stortperiode A
Tijdens Stortperiode A neemt de breedte van het sluitingsgat met 4 km af van 20 tot 16 km. Het gewicht van de stenen die hiervoor nodig zijn ligt tussen de 1.000 en 3.000 kg (zie paragraaf 4.4.3).

De aanvoer van de stenen vindt plaats vanaf vier overslaghavens **a**, **b**, **d** en **e**. Door het gebruik van vier overslaghavens is deze stortperiode gesplitst in vier delen van 1 km. In figuur 6.15 is Stortperiode A met zwart aangegeven en de voorgaande verticale stortperioden (I t/m IV) met grijs.



Figuur 6.15 Overzicht van Stortperiode A

De vier steengroeven produceren per dag 40.000 ton steen. Hiervan zit 75% tussen de 10 en 6.000 kg (zie paragraaf 5.1). Het maximale gewicht aan stortsteen dat per dag gestort kan worden is 30.000 ton. Per dag zijn hier zestien stortschepen voor nodig.
Het totale stortgewicht in deze stortperiode bedraagt $5{,}872 \cdot 10^9$ kg steen. Stortperiode A duurt dan 196 dagen.

Door gebruik te maken van vier overslaghavens moet er per stortplaats 7.500 ton per dag gestort worden Met vier vrachtwagens die per uur 165 ton storten wordt kan er per dag 7.920 ton verwerkt worden.

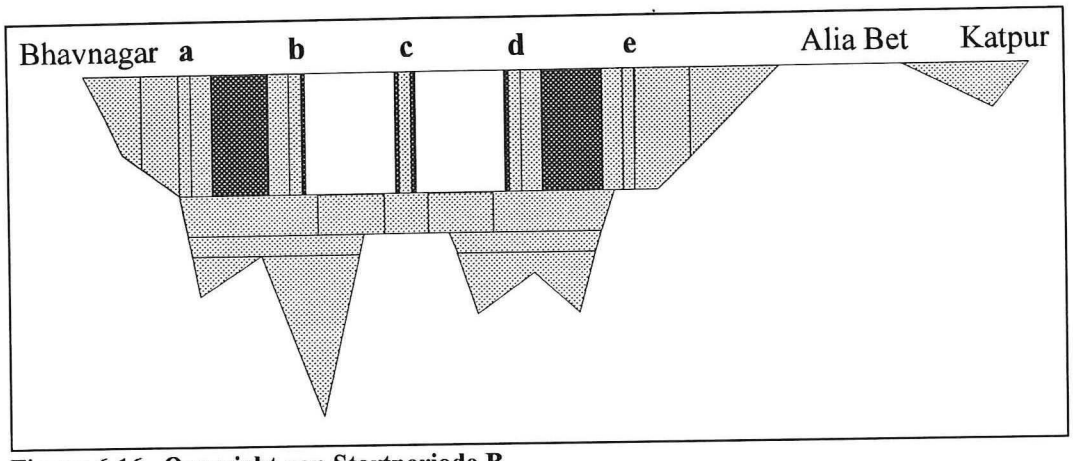
Het storten is onafhankelijk van de weersomstandigheden omdat er vanuit de overslaghavens met vrachtwagens gewerkt wordt. In een jaar gaan dus 360 werkbare dagen, waardoor Stortperiode A in totaal 0,54 jaar in beslag neemt.

Stortperiode B
Voor Stortperiode B worden stenen gebruikt met een gewicht tussen de 3.000 en 6.000 kg.
Het sluitgat neemt met 7 km af tot een breedte van 9 km (zie paragraaf 4.4.3).
Net als bij Stortperiode A wordt van overslaghavens gebruik gemaakt om 30.000 ton per dag te verwerken.

Stortperiode B bestaat uit twee delen.

- Het eerste deel wordt gestort vanaf vier overslaghavens **a**, **b**, **d** en **e**. Het sluitgat neemt dan met 6 km af tot 10 km.
- Het tweede deel wordt gestort vanaf drie overslaghavens **b**, **c** en **d**. De lengte van de vier stukken is in totaal 1 km zodat de breedte afgenomen is tot 9 km.

In figuur 6.16 is Stortperiode B met zwart aangegeven. Alle voorgaande stortperioden zijn met grijs aangegeven.

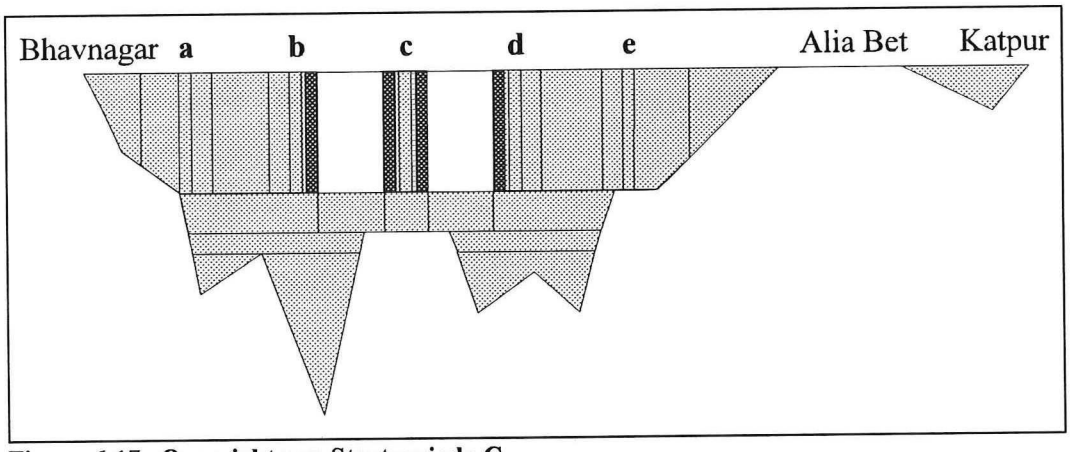


Figuur 6.16 Overzicht van Stortperiode B

Het stortgewicht van deze stortperiode is $10{,}36 \cdot 10^9$ kg (zie Bijlage F). Het storten van deze hoeveelheid duurt 345 dagen (0,96 jaar).
De overslagcapaciteit van de overslaghavens **a**, **b**, **d** en **e** is 7.500 ton per dag. Vanuit overslaghaven **c** kan in twee richtingen gestort worden. De overslagcapaciteit wordt dan twee keer zo groot, 15.000 ton per dag.

Stortperiode C
De breedte van het sluitgat neemt tijdens Stortperiode C af van 9 tot van 7 km. Het gewicht van de stenen die gestort worden zit tussen de 6.000 en 10.000 kg (zie paragraaf 4.4.3).

De aanvoer van de stenen vindt plaats vanaf drie overslaghavens **b**, **c** en **d**. Stortperiode C is in vier stukken gedeeld van 500 m. In figuur 6.17 is met zwart Stortperiode C aangegeven en met grijs alle voorgaande stortperioden.



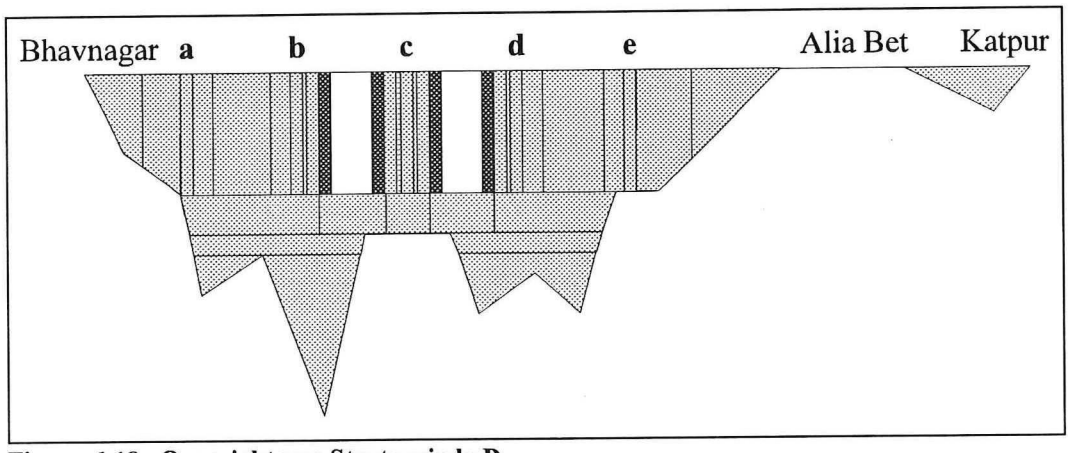
Figuur 6.17 Overzicht van Stortperiode C

Bij aanvang van stortperiode C hebben de vier groeven 17,25 jaar lang geproduceerd. Voor de produktie van alle stenen hebben de vier groeven 20,7 jaar nodig. Om binnen 20,7 jaar klaar te zijn moeten Stortperiode C, D en E in 3,45 jaar afgerond zijn. Tijdens Stortperiode C, D en E is in totaal $13{,}32 \cdot 10^9$ kg steen nodig. Per dag moet dan 10.750 ton steen gestort worden zodat de bouwtijd van de sluitdam niet langer wordt dan 20,7 jaar.

Het totale stortgewicht van de stenen tijdens Stortperiode C is $2{,}96 \cdot 10^9$ kg. Het storten van deze hoeveelheid duurt 275 dagen (0,76 jaar).
In overslaghavens **b** en **d** kan dan 2.500 ton per dag overgeslagen worden en in overslaghaven **c** twee keer zoveel, 5.000 ton per dag.

Stortperiode D
Stortperiode D wordt met stenen gestort die tussen de 10.000 kg en 15.000 kg wegen. De breedte van de opening is aan het einde van Stortperiode D afgenomen van 7 km tot 5 km (zie paragraaf 4.4.3).

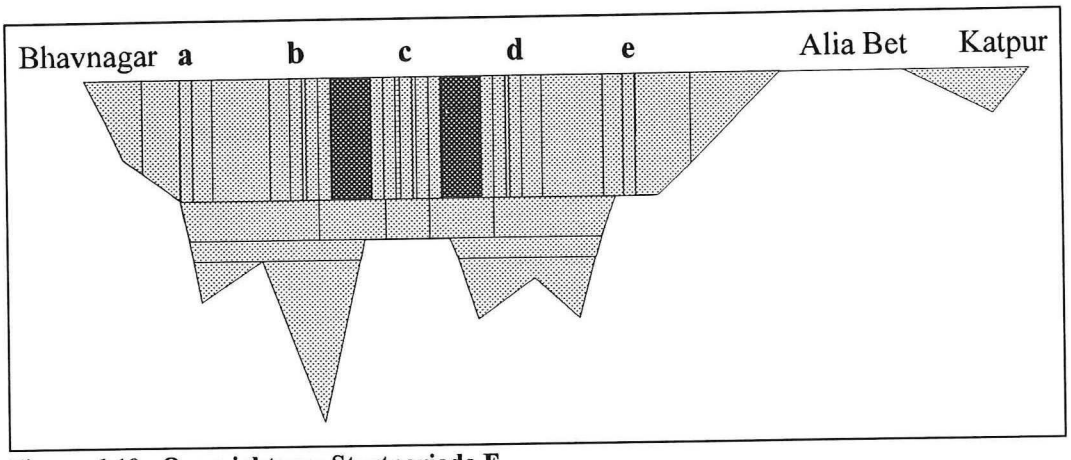
De aanvoer van de stenen vindt plaats vanaf drie overslaghavens **b**, **c** en **d**. Stortperiode D is in vier stukken gedeeld van 500 m. In figuur 6.18 is met zwart Stortperiode D aangegeven en met grijs alle voorgaande stortperioden.



Figuur 6.18 Overzicht van Stortperiode D

Voor het storten van deze 2 km zijn de omstandigheden voor het aanvoeren en overslaan van de stenen hetzelfde als tijdens Stortperiode C. Het storten duurt eveneens 275 dagen.

Stortperiode E
Stortperiode E is de definitieve afsluiting van de Golf van Khambat. De stortstenen hebben een gewicht van 20.000 tot 25.000 kg (zie paragraaf 4.4.3).
De stenen worden vanaf drie overslaghavens (**b**, **c** en **d)** in twee sluitgaten gestort die elk 2,5 km breed zijn. In figuur 6.19 is met zwart Stortperiode E aangegeven en met grijs alle voorgaande stortperioden.



Figuur 6.19 Overzicht van Stortperiode E

Voor Stortperiode E is $7{,}4 \cdot 10^9$ kg steen nodig. Net als bij Stortperiode C en D kan ook nu 10.750 ton steen per dag aangevoerd worden. Het storten neemt dan 690 dagen in beslag. De capaciteit van de drie overslaghavens is hetzelfde als tijdens Stortperiode C.

6.6 Planning van de bouw

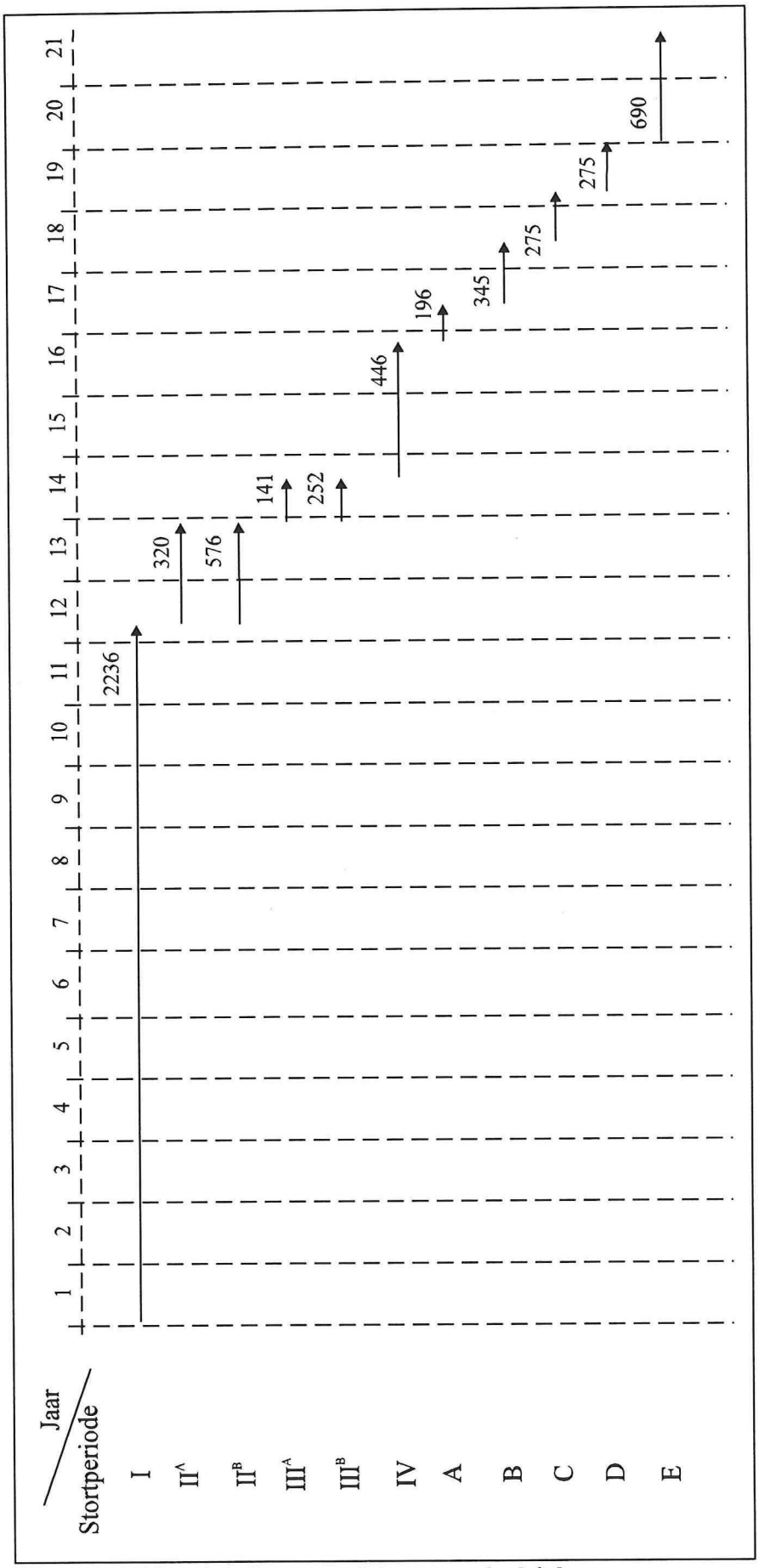
In tabel 6.2 is de doorlooptijd van alle stortperiode aangegeven.

Tabel 6.2 Doorlooptijd stortperioden

Stortperiode	Steengewicht [kg]	Totaal gewicht [10^9 kg]	Stortcapaciteit [ton per dag]	Tijdsduur [dagen / jaren]
I	10-6.000	67,08	30.000	2236 / 11,2
II^A	10-60	11,79	37.000	320 / 1,6
II^B	10-60	5,48	9.500	576 / 1,6*
III^A	60-300	5,22	37.000	141 / 0,7
III^B	60-300	2,40	9.500	252 / 0,7*
IV	6.000-25.000	16,46	37.000	446 / 2,23
A	1.000-3.000	5,87	30.000	196 / 0,54
B	3.000-6.000	10,36	30.000	345 / 0,96
C	6.000-10.000	2,96	10.750	275 / 0,76
D	10.000-15.000	2,96	10.750	275 / 0,76
E	20.000-25.000	7,40	10.750	690 / 1,92
Totaal		137,984		20,7 jaar

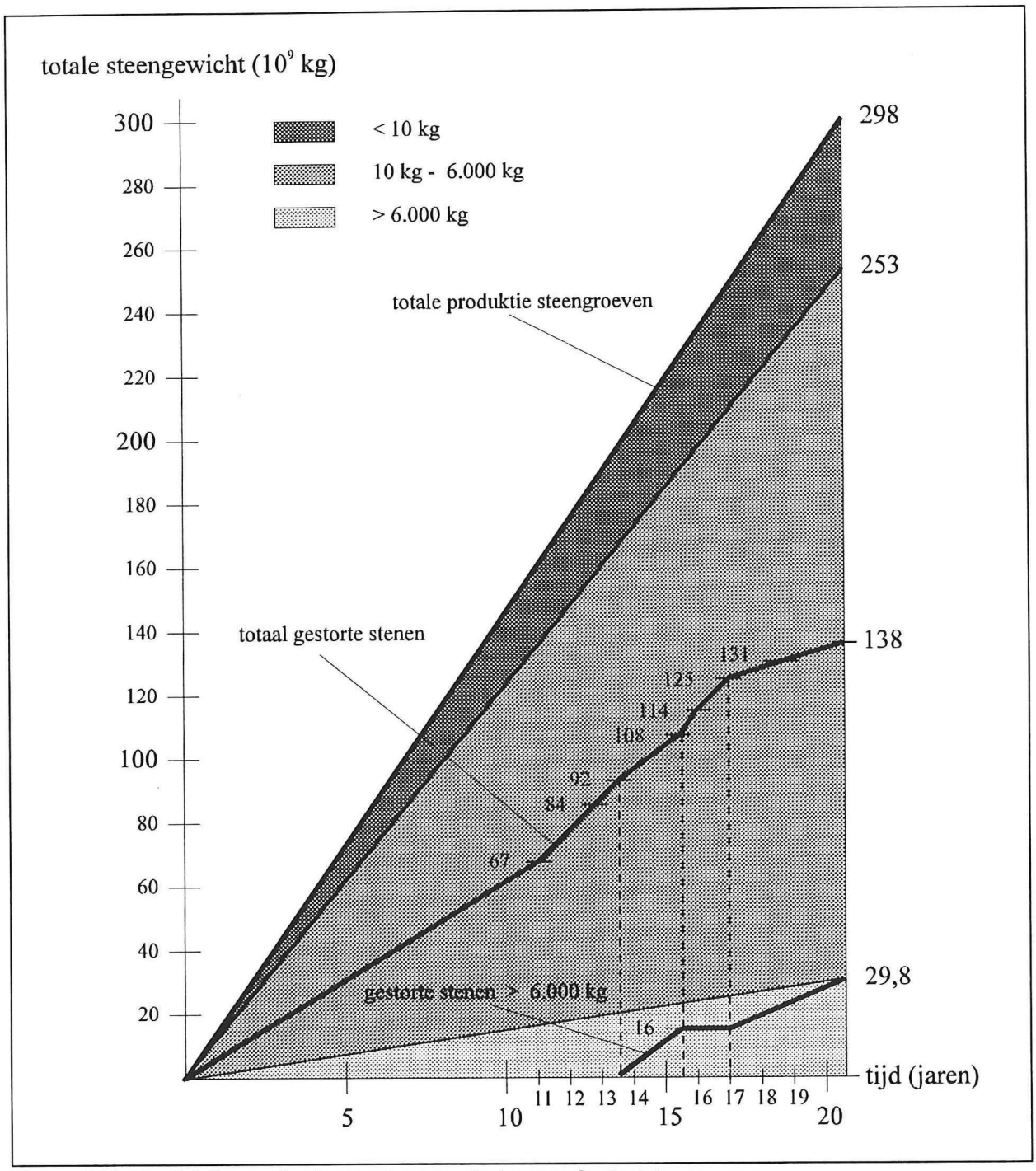
*** Stortperiode II^B en III^B worden tegelijkertijd met Stortperiode II^A en III^A gestort**

In figuur 6.20 is het planningschema opgenomen van de stortperioden.



Figuur 6.20 Planningschema van de bouw van de sluitdam

In figuur 6.21 is de produktie van de steengroeven en het storten van de stortstenen uitgezet. In de figuur is op de verticale as het totale steengewicht dat de steengroeven in de verschillende gewichtsklassen produceren en het totale gewicht van de gestorte stenen weergegeven. Op de horizontale as is de tijd weergegeven.



Figuur 6.21 Produktie van de steengroeven en storten van de stortstenen

Uit figuur 6.21 blijkt dat de steengroeven $115 \cdot 10^9$ kg aan stenen zwaarder dan 10 kg produceren die niet voor dit werk gebruikt worden. Dit teveel aan stenen wordt ook wel overproduktie van de groeve genoemd. Deze stenen kunnen voor een ander werk gebruikt worden.

7. Mogelijke maatregelen ter vermindering van bouwtijd en overproduktie

In de vorige hoofdstukken is gebleken dat met conventionele bouwmethoden twee problemen optreden, namelijk een te lange bouwtijd en een te grote overproduktie van de groeven.
In dit hoofdstuk wordt ingegaan op maatregelen die kunnen leiden tot het verminderen van de bouwtijd en de overproduktie van de groeven. Mogelijke maatregelen hiervoor zijn:

- optimalisatie van de filterconstructie van de bodembescherming
- toepassing van meer groeven
- verbetering van de yieldcurve van de steengroeve
- vervanging van stenen zwaarder dan 6.000 kg door kunstmatige stenen
- vervanging van de bodembescherming door geotextielmatten
- toepassing van geotextielmatten in combinatie met gabions.

Daarbij geldt dat bij de eerste twee maatregelen wordt uitgegaan van het optimaliseren van het storten met gebruik van hetzelfde materiaal als in de vorige hoofdstukken en bij de overige maatregelen van het aanpassen van het materieel en/of het gebruik van ander materiaal.
In de volgende paragrafen wordt van elke maatregel aangegeven wat de invloed op de bouwtijd en overproduktie van stenen zwaarder dan 10 kg is.
Aan het eind van dit hoofdstuk is het te bereiken effect van de maatregelen in een tabel samengevat.

7.1 Optimalisatie filterconstructie bodembescherming

Voor de bodembescherming is in dit rapport uitgegaan van een filterconstructie met een lengte van 300 m aan beide kanten van de sluitdam en een dikte van 3 m. Het storten van de bodembescherming op de conventionele methode neemt 10,6 jaar van de totale bouwtijd van 20,7 jaar in beslag.
De lengte van 300 m en dikte van 3 m van de filterconstructie zijn echter niet over de volle breedte van het tracé vereist. Door optimaliseren van de lengte en dikte van de filterconstructie, neemt de benodigde hoeveelheid stortstenen af en kan zodoende in kortere tijd gelegd worden.

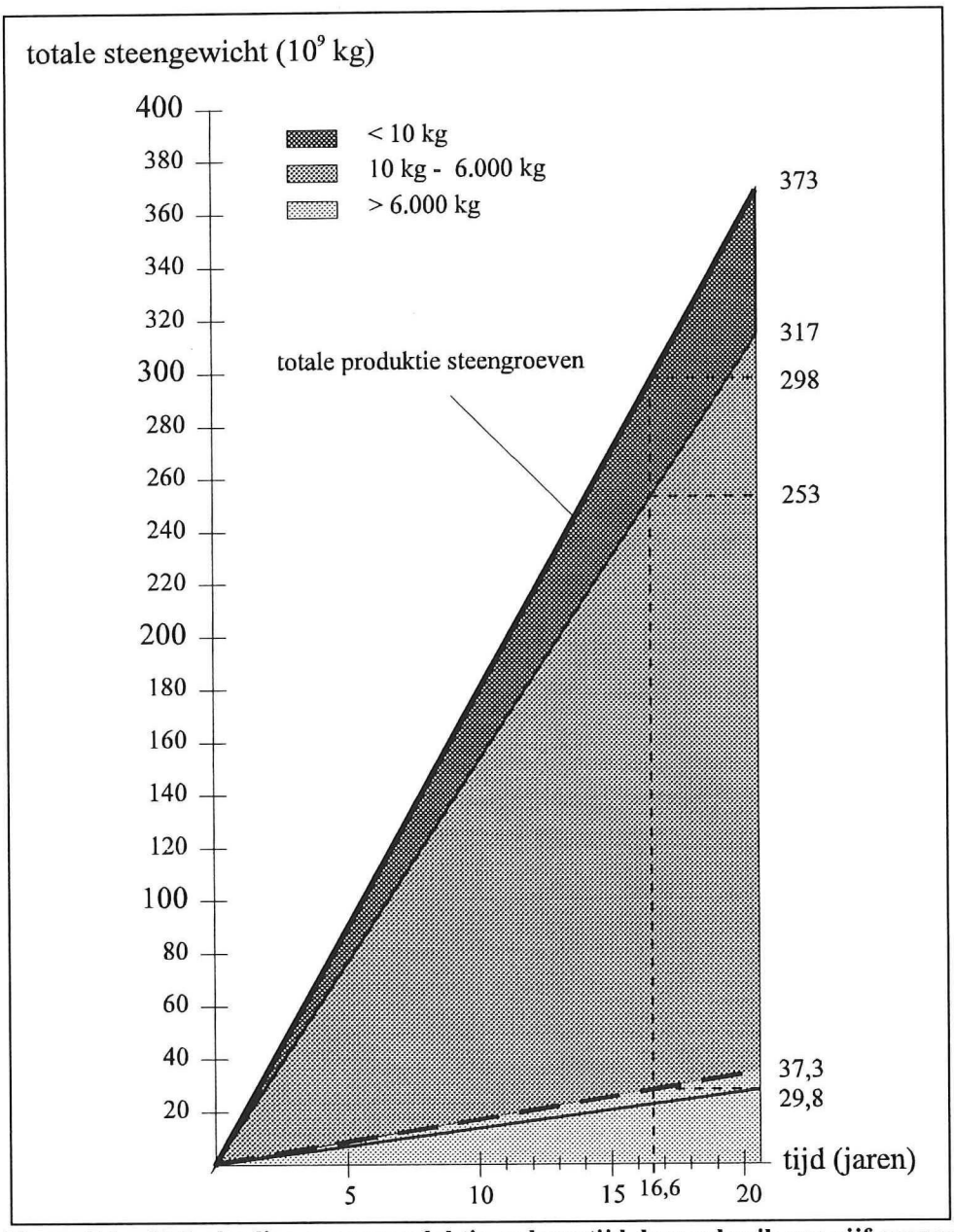
Met alleen het optimaliseren van de filterconstructie zal geen vermindering van de totale bouwtijd worden bereikt, omdat deze bouwtijd begrensd wordt door de produktiesnelheid van stenen zwaarder dan 6.000 kg. Echter voor de filterconstructie zijn geen stenen zwaarder dan 6.000 kg nodig.

Wel zal de overproduktie van stenen zwaarder dan 10 kg toenemen, omdat de totale hoeveelheid stenen die door de groeven geproduceerd wordt niet afneemt, terwijl de hoeveelheid benodigde stenen wel afneemt. De totale produktie ontstaat namelijk vanzelf als de benodigde hoeveelheid stenen zwaarder dan 6.000 kg wordt geproduceerd.

7.2 Toepassing groter aantal groeven

Het storten van de stenen die zwaarder zijn dan 6.000 kg is afhankelijk van de produktie van deze stenen in de steengroeve. In dit rapport is gesteld dat maar 10% van de totale groeveproduktie in de klasse groter dan 6.000 kg valt.
Onderzocht is wat de invloed op de bouwtijd is van de verhoging van het aantal groeven met één, tot vijf groeven in totaal.

In figuur 7.1 is met een onderbroken lijn de verandering in de hoeveelheid geproduceerde stenen (groeveproduktie) en de bouwtijd aangegeven, die plaatsvindt door het gebruik van vijf groeven in plaats van vier.

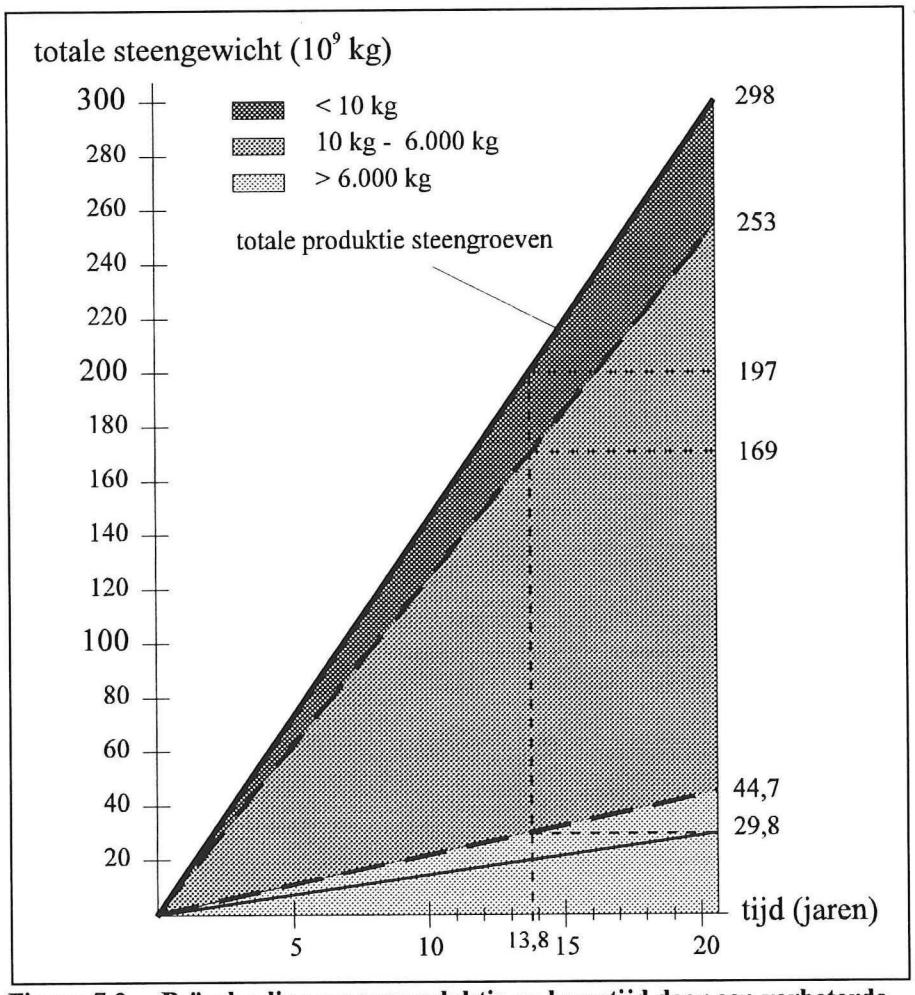


Figuur 7.1 Beïnvloeding groeveproduktie en bouwtijd door gebruik van vijf groeven

Met vijf groeven neemt de totale steenproduktie toe tot $18 \cdot 10^9$ kg per jaar. De produktie van stenen zwaarder dan 6.000 kg is $1{,}8 \cdot 10^9$ kg per jaar (10% van de totale steenproduktie). Na 16,6 jaar is de vereiste hoeveelheid van $29{,}8 \cdot 10^9$ kg verkregen. Dit betekent dat de bouwtijd zal afnemen met 4,1 jaar. De overproduktie van stenen zwaarder dan 10 kg blijft $115 \cdot 10^9$ kg.

7.3 Verbetering van de yieldcurve van de steengroeve

De yieldcurve is een functie van de geologische en geofysische eigenschappen van het gesteente alsmede van de wijze van boren en springen. Het verkrijgen van een hoger percentage zeer zware stenen is in het algemeen moeilijk.
Ondanks dat het verbeteren van de yieldcurve moeilijk te bewerkstelligen is, wordt in dit rapport verondersteld dat het percentage van de totale steenproduktie in de gewichtsklasse zwaarder dan 6.000 kg kan worden verhoogd van 10% tot 15%.
Het percentage van de gewichtsklasse lichter dan 10 kg is 15%, voor de produktie van stenen van 10 kg tot 6.000 kg resteert dan 70%,
In figuur 7.2 is de invloed van de verbeterde yieldcurve en de bouwtijd met onderbroken lijnen weergegeven.



Figuur 7.2 Beïnvloeding groeveproduktie en bouwtijd door een verbeterde yieldcurve van de groeven

De produktie van stenen zwaarder dan 6.000 kg bedraagt dan $2{,}16 \cdot 10^9$ kg per jaar (15% van de totale groevecapaciteit van $14{,}4 \cdot 10^9$ kg per jaar).
De $29{,}8 \cdot 10^9$ kg stenen zwaarder dan 6.000 kg die nodig zijn, is na 13,8 jaar voorhanden. De bouwtijd zal derhalve met 6,9 jaar afnemen tot 13,8 jaar.

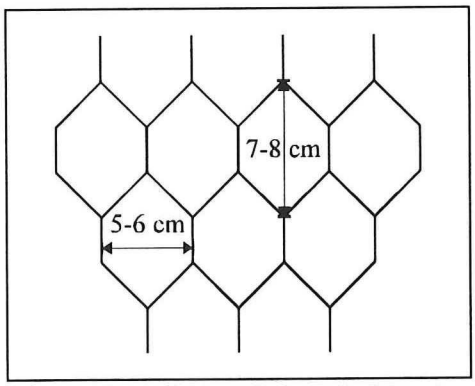
Uit figuur 7.2 blijkt dat na 13,8 jaar $169 \cdot 10^9$ kg aan stenen zwaarder dan 10 kg is geproduceerd. Voor de bouw van de sluitdam is $138 \cdot 10^9$ kg stortsteen van die klasse nodig, zodat de overproduktie van stenen zwaarder dan 10 kg afneemt van $115 \cdot 10^9$ kg tot $31 \cdot 10^9$ kg.

7.4 Vervanging stenen zwaarder dan 6.000 kg door kunstmatige stenen

Het vervangen van zware stenen door kunstmatige stenen kan op twee manieren:

- het vullen van kubussen van metalen vlechtwerk met lichtere stenen (gabions)
- het verbinden van lichtere stenen met beton

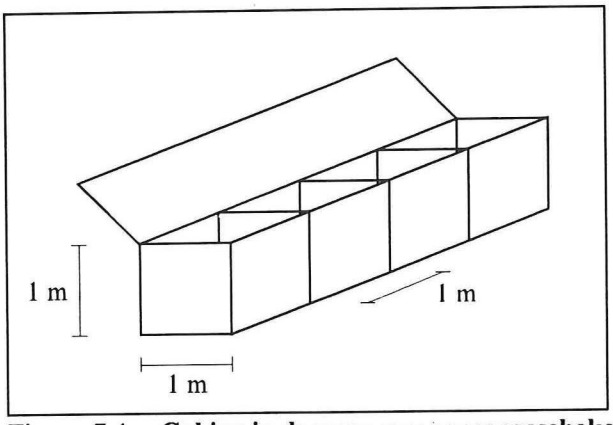
Vullen van gabions met lichtere stenen
De firma Officine Maccaferri S.p.A. in Italië blijkt gespecialiseerd te zijn in het ontwerpen en produceren van gabions, Officine Maccaferri S.p.A. (1988).
De gabions die door deze firma worden gemaakt, bestaan uit een verzinkt metalen vlechtwerk met een rechthoekige vorm met zeshoekige mazen. De mazen hebben een breedte tussen de 5 en 8 cm (zie figuur 7.3).



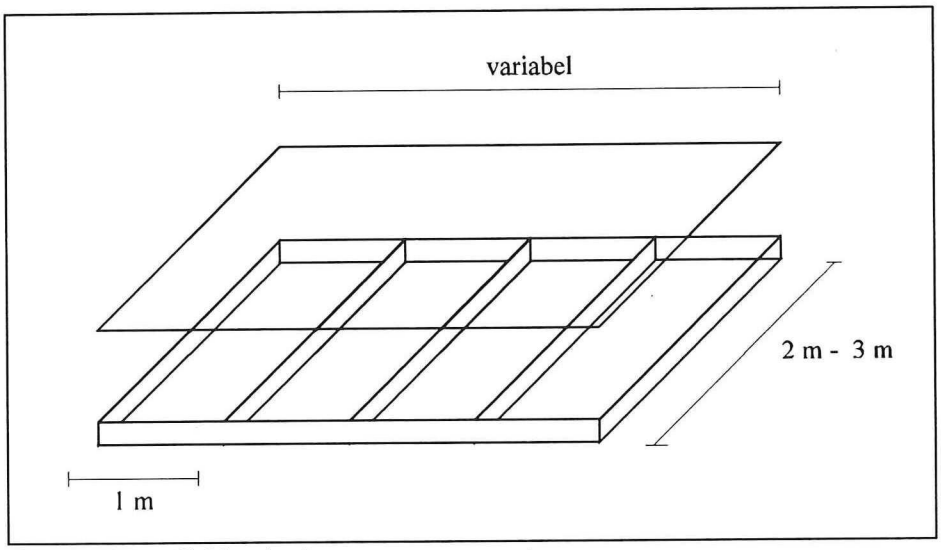
Figuur 7.3 Mazen in het vlechtwerk
(bron: Officine Maccaferri S.p.A., 1988)

Iedere gabion is in cellen onderverdeeld door tussenschotten die om de meter in de lengterichting aan het grondvlak bevestigd zijn.
Gabions worden door de firma Maccaferri in twee vormen uitgevoerd:

- in de vorm van aaneengeschakelde kubussen (zie figuur 7.4)
- in de vorm van een matras (zie figuur 7.5).



Figuur 7.4 Gabion in de vorm van aaneengeschakelde kubussen (bron: Officine Maccaferri S.p.A., 1988)



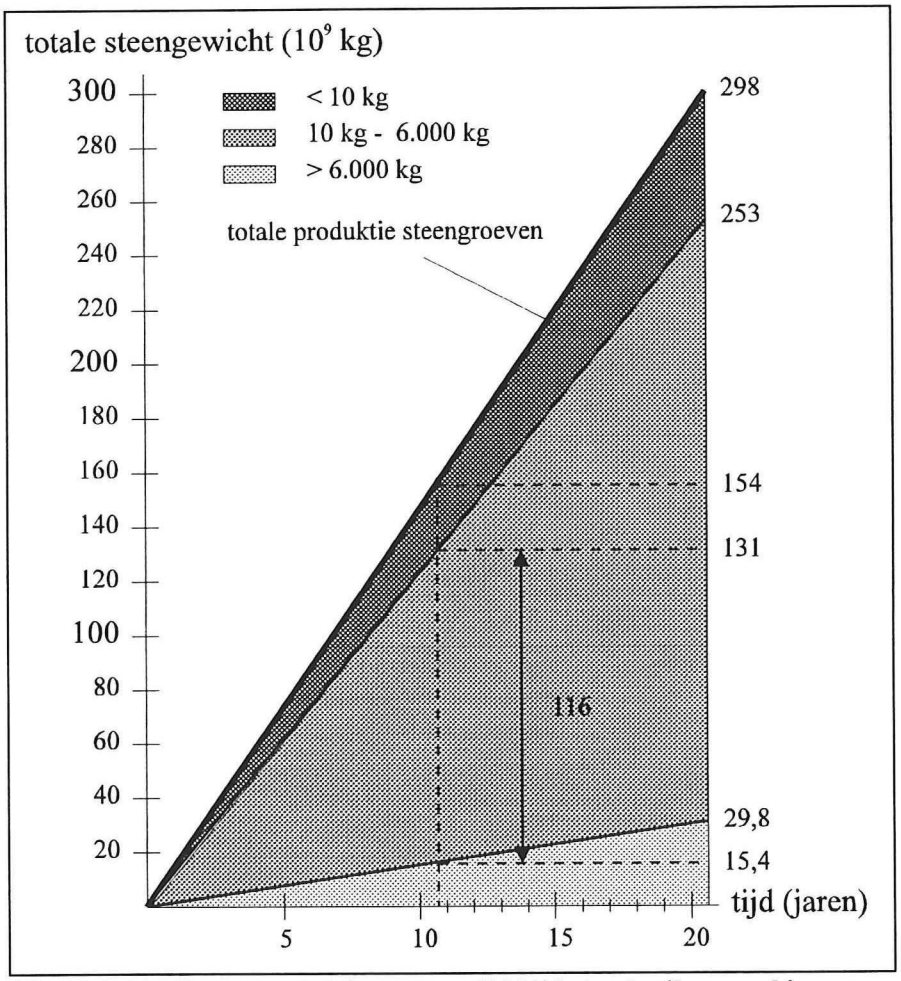
Figuur 7.5 Gabion in de vorm van een matras (bron: Officine Maccaferri S.p.A., 1988)

De keuze voor een bepaalde vorm is afhankelijk van het werk waar de gabions worden toegepast.
Het grootste gabion in de vorm van een matras heeft een lengte van 7 m, een breedte van 3 m en een hoogte van 0,3 m; de maximale inhoud bedraagt 6,3 m^3.
Het grootste gabion in de vorm van aaneengeschakelde kubussen heeft een lengte van 4 m, een breedte van 2 m en een hoogte van 1 m; de maximale inhoud bedraagt 8 m^3.
Voor de sluitdam in de Golf van Khambat wordt voor gabions in de vorm van aaneengeschakelde kubussen gekozen, omdat deze gabions zwaarder en stijver zijn dan de matrasvormige. Er zijn zodoende minder gabions nodig en ze kunnen beter met een kraan geplaatst worden.
De stabiliteit van een gabion in stromend water is anderhalf keer groter dan een stortsteen met hetzelfde gewicht, Schiereck (1993). Door stortstenen te vervangen door gabions met hetzelfde gewicht neemt de stabiliteit van de sluitdam toe.

Door het gebruik van gabions wordt een gedeelte van de stenen zwaarder dan 6.000 kg vervangen door stenen lichter dan 10 kg. Gesteld is dat slechts 30% van de produktie van

stenen lichter dan 10 kg gebruikt kan worden voor het vullen van de gabions, omdat de resterende stenen te klein zijn. De hoeveelheid stenen van de totale groeveproduktie die gebruikt kan worden voor het storten van de stenen zwaarder dan 6.000 kg neemt toe met 5% tot $2{,}16 \cdot 10^9$ kg per jaar. De benodigde hoeveelheid stenen zwaarder dan 6.000 kg ($29{,}8 \cdot 10^9$ kg) is na 13,8 jaar bereikt.
De produktie van de stenen in de gewichtsklasse 10 kg tot 6.000 kg is $10{,}8 \cdot 10^9$ kg per jaar. Na 13,8 jaar is er $149 \cdot 10^9$ kg stenen in deze klasse geproduceerd terwijl er maar $108 \cdot 10^9$ kg nodig is. In bijlage F zijn de benodigde hoeveelheden stenen per gewichtsklasse uitgerekend.

De overproduktie van stenen in de gewichtsklasse 10 kg tot 6.000 kg kan gebruikt worden om gabions te vullen. In dat geval worden gabions slechts gedeeltelijk gevuld met stenen lichter dan 10 kg en gedeeltelijk met stenen van 10 kg tot 6.000 kg.
De tijd die de groeven nodig hebben om voldoende stenen te produceren neemt door gebruik te maken van deze overproduktie af tot 10,7 jaar (zie figuur 7.6).
In figuur 7.6 is met een onderbroken lijn aangegeven wat de invloed van het gebruik van gabions is op de groeveproduktie en de bouwtijd.



Figuur 7.6 Groeveproduktie en bouwtijd bij het gebruik van gabions

In de gewichtsklasse van 10 kg tot 6.000 kg hebben de groeven na 10,7 jaar, $116 \cdot 10^9$ kg geproduceerd. Hiervan is $108 \cdot 10^9$ kg nodig voor het storten van de sluitdam, zodat $8 \cdot 10^9$ kg gebruikt kan worden voor het vullen van de gabions.
In totaal is er na 10,7 jaar $15{,}4 \cdot 10^9$ kg stenen in de gewichtsklasse zwaarder dan 6.000 kg geproduceerd. De resterende hoeveelheid stenen van $6{,}4 \cdot 10^9$ kg zal uit de gewichtsklasse tot 10 kg gehaald worden, om de benodigde $29{,}8 \cdot 10^9$ kg stenen zwaarder dan 6.000 kg te verkrijgen.
Er vindt geen overproduktie plaats van stenen zwaarder dan 10 kg, omdat alle stenen die overblijven, worden gebruikt voor het vullen van gabions.

Verbinden van lichtere stenen met beton
Het verbinden van lichtere stenen met beton (kunstmatige stenen) komt sterk overeen met het gebruik van gabions. Het enige verschil is de manier waarop de stenen bij elkaar gehouden worden. Met het gebruik van kunstmatige stenen kan dan ook dezelfde tijdwinst geboekt worden als met het gebruik van gabions.
Door het gebruik van beton wordt de ruimte tussen de stenen gevuld en neemt het gewicht per m^3 toe. Ten opzichte van het gebruik van gabions zijn er dan minder m^3 nodig om hetzelfde gewicht te bereiken. Ondanks dit voordeel zijn de kosten van deze oplossing echter anderhalf keer hoger dan de kosten bij de toepassing van gabions, Officine Maccaferri S.p.A. (1988). Het verbinden van lichtere stenen met beton is daarom niet verder uitgewerkt.

7.5 Vervanging bodembescherming door geotextielmatten

Als uitgangspunt is genomen dat één schip elke halve dag een geotextielmat met een lengte van 100 m en een breedte van 30 m legt. Gedurende één werkweek van zes dagen wordt 36.000 m^2 gelegd. Voor het leggen van de bodembescherming met een oppervlakte van $13{,}6 \cdot 10^6$ m^2 zullen dan 378 dagen nodig zijn. Aangezien de werkbare periode 200 dagen per jaar is duurt het leggen van de geotextielmatten 1,9 jaar.
Ten opzichte van het storten van de bodembescherming dat 10,6 jaar in beslag neemt is dit een tijdwinst van 8,7 jaar.
Het vervangen van de stenen bodembescherming door geotextielmatten zorgt voor afname van de benodigde stenen in de gewichtsklasse 10 kg tot 6.000 kg. Voor de bouwtijd is echter de produktie van stenen zwaarder dan 6.000 kg bepalend. Er wordt dus geen tijdwinst behaald door het vervangen van de bodembescherming door geotextielmatten alleen.
Als alleenstaande maatregel zal het leggen van geotextielmatten dus geen invloed uitoefenen op de bouwtijd.
De overproduktie van stenen zwaarder dan 10 kg neemt toe, evenals bij het optimaliseren van de stenen bodembescherming.

7.6 Toepassing geotextielmatten in combinatie met gabions

Het is mogelijk om een zeer grote tijdwinst te behalen door een bodembescherming van geotextielmatten te combineren met het gebruik van gabions. Uiteraard kan bij een combinatie van methoden het toepassen van meer groeven en/of het verbeteren van de yieldcurve van de

groeven meegenomen worden. In deze paragraaf wordt alleen ingegaan op de combinatie van geotextielmatten met gabions.
De tijdwinst wordt behaald door het leggen van geotextielmatten in Stortperiode I en gebruik te maken van gabions in Stortperiode IV, C, D en E.

Aangenomen wordt dat door het leggen van geotextielmatten als bodembescherming een tijdwinst van 8,7 jaar gehaald wordt (zie paragraaf 7.5).
Door het toepassen van gabions tijdens Stortperiode IV, C, D en E kunnen ook stenen die lichter zijn dan 6.000 kg verwerkt worden. De hoeveelheid geproduceerde stenen die geschikt zijn om tijdens deze stortperiode gebruikt te worden, stijgt van 37.000 tot 54.000 ton per dag. Hierdoor kan een tijdwinst van 3,5 jaar behaald worden.
Door het toepassen van geotextielmatten in combinatie met gabions kan dus een tijdwinst van 12,2 jaar gehaald worden. De bouwtijd kan worden teruggebracht tot 8,5 jaar.

In 8,5 jaar wordt in de vier steengroeven $122{,}4 \cdot 10^9$ kg aan stortstenen geproduceerd waarvan $12{,}2 \cdot 10^9$ kg zwaarder is dan 6.000 kg. Voor Stortperiode IV, C, D en E zijn $29{,}8 \cdot 10^9$ kg stenen nodig die zwaarder zijn dan 6.000 kg. Er is dus een tekort van $17{,}6 \cdot 10^9$ kg aan stortstenen. Dit tekort wordt aangevuld door het gebruik van gabions.

Gabions kunnen niet zoals stenen gestort worden, maar moeten met een kraan worden geplaatst om het vlechtwerk niet te beschadigen. Het plaatsen van een gabion met een kraan kost meer tijd dan het storten, zodat er veel kranen nodig zijn om met gabions dezelfde massa te verwerken als met een steenstorter in dezelfde tijd.

Tijdens Stortperiode C, D en E worden de stortstenen over de kop van de sluitdam gestort. Op de kop van de sluitdam is te weinig ruimte om voldoende kranen te kunnen plaatsen. Door de gabions met behulp van kraanpontons die naast de sluitdam liggen, te plaatsen wordt dit probleem omzeild. De stroomsnelheid van het water over de sluitdam neemt gedurende deze stortperioden toe tot 8 m/s. Het inzetten van kraanpontons om de gabions te plaatsen is zodoende moeilijk te realiseren.
Om de problemen die het plaatsen van gabions tijdens Stortperiode C, D en E veroorzaakt te vermijden, zullen alle gabions die voor deze stortperiode nodig zijn eerder geplaatst worden.

Tijdens Stortperiode IV staat er voldoende water boven de sluitdam om van kraanpontons gebruik te kunnen maken. In een sluitgat van 20 km breed kunnen voldoende kraanpontons verankerd worden, zodat het verwerken van aanzienlijke hoeveelheden gabions veel minder problematisch is dan tijdens Stortperiode C, D en E.
Door het vervangen van alle stortstenen voor gabions, die nodig zijn voor Stortperiode IV, is $16{,}5 \cdot 10^9$ kg nodig. Aangezien er $17{,}6 \cdot 10^9$ kg nodig is voor het vullen van de gabions blijft $1{,}1 \cdot 10^9$ kg over voor Stortperiode A en B om te voorkomen dat er tijdens Stortperiode C, D en E gabions moeten worden geplaatst

De steengroeven produceren in 8,5 jaar, $91{,}8 \cdot 10^9$ kg in de gewichtsklasse 10 kg tot 6.000 kg. Voor het voltooien van de afsluiting zijn $62{,}4 \cdot 10^9$ kg stenen nodig in deze klasse, inclusief $17{,}6 \cdot 10^9$ kg stenen voor het vullen van de gabions. De overproduktie van stenen van 10 kg tot 6.000 kg bedraagt dan $29{,}4 \cdot 10^9$ kg.

7.7 Samenvatting effect van de maatregelen

In tabel 7.1 is een samenvatting gegeven van het effect van de verschillende maatregelen op de bouwtijd en de overproduktie.

Tabel 7.1 Effect maatregelen op bouwtijd en overproduktie

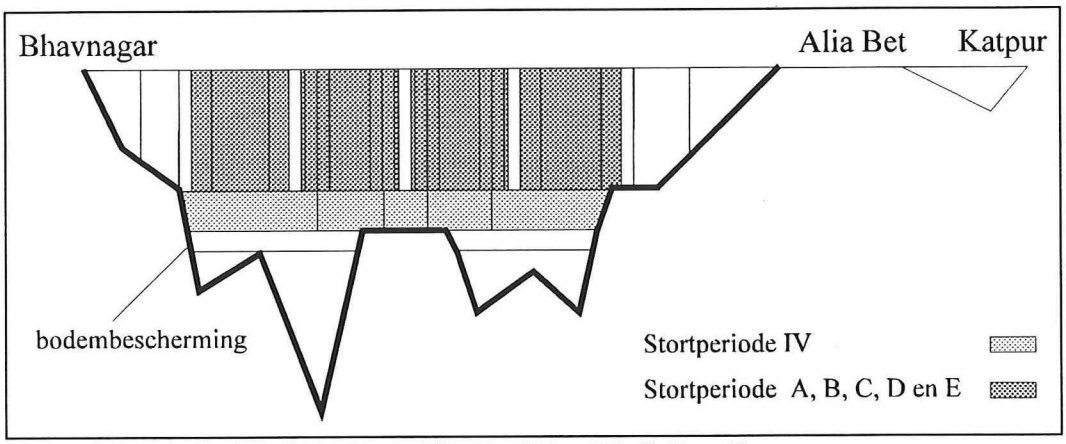
	Bouwtijd (jaren)	Tijdwinst (jaren)	Overproduktie (10^9 kg)
• optimaliseren filterconstructie bodembescherming	20,7	0,0	> 115
• toepassen groter aantal groeven	16,6	4,1	115
• verbeteren van de yieldcurve steengroeve	13,8	6,9	31
• vervangen stenen zwaarder dan 6.000 kg door kunstmatige stenen	10,7	10,0	0
• vervangen van de bodembescherming door geotextielmatten	20,7	0,0	> 115
• toepassen geotextielmatten in combinatie met gabions	8,5	12,2	29,4

Uit tabel 7.1 blijkt dat de meeste tijdwinst kan worden bereikt door het toepassen van geotextielmatten in combinatie met gabions.
In het volgende hoofdstuk is de logistiek van het gebruik van geotextielmatten in combinatie met gabions verder uitgewerkt.

8. Uitwerking logistiek van het toepassen van geotextielmatten in combinatie met gabions

In dit hoofdstuk is per stortperiode de logistiek uitgewerkt van het toepassen van geotextielmatten in combinatie met gabions. In het vorige hoofdstuk is als uitgangspunt genomen dat het mogelijk is om een bouwtijd van 8,5 jaar te realiseren door geotextielmatten in combinatie met gabions te gebruiken.

Het toepassen van geotextielmatten beïnvloedt de logistiek van het leggen van de bodembescherming tijdens Stortperiode I. Het toepassen van gabions beïnvloedt de logistiek van Stortperiode IV, A, B, C, D en E. In figuur 8.1 is met zwart de bodembescherming aangegeven, Stortperiode IV met lichtgrijs en Stortperioden A, B, C, D en E met donkergrijs.



Figuur 8.1 Bodembescherming en Stortperioden IV, C, D en E

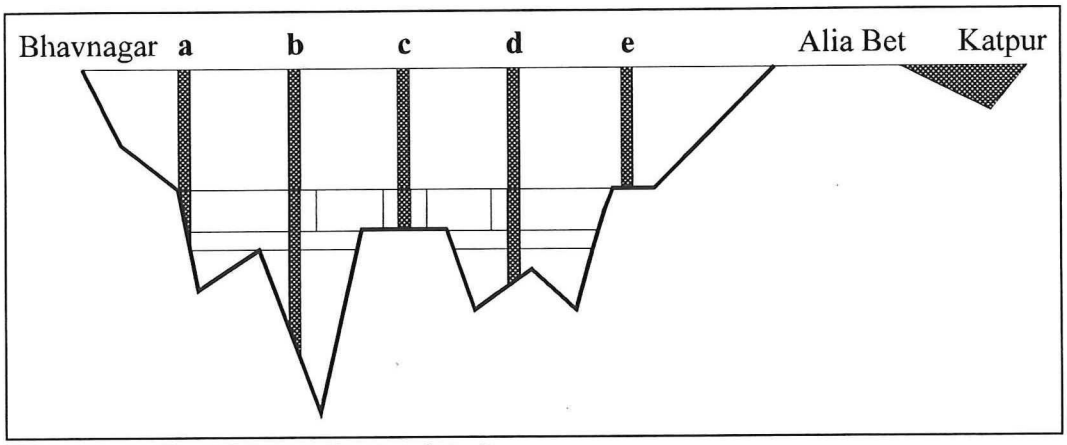
Per stortperiode wordt ingegaan op:

- de tijdwinst
- de lay-out van de sluitdam
- het ontwerp van de gabions
- de produktie van de gabions
- het plaatsen van de gabions
- het transport van de stenen/gabions met stortschepen
- het transport van de stenen/gabions met vrachtwagens.

Aan het eind van dit hoofdstuk is een overzicht van de tijdwinst per stortperiode opgenomen.

8.1 Stortperiode I

Een overzichtstekening van Stortperiode I, met overslaghavens **a** tot en met **e**, is in figuur 8.2 weergegeven. In de figuur is met zwart Stortperiode I aangegeven.



Figuur 8.2 Overzicht van Stortperiode I

Tijdwinst
Gedurende deze periode wordt de bodembescherming gelegd, de overslaghavens aangelegd en het stroomgat tussen Alia Bet en Katpur afgesloten. Aangenomen wordt dat het leggen van de bodembescherming door middel van geotextielmatten gerealiseerd kan worden in ruim één jaar.

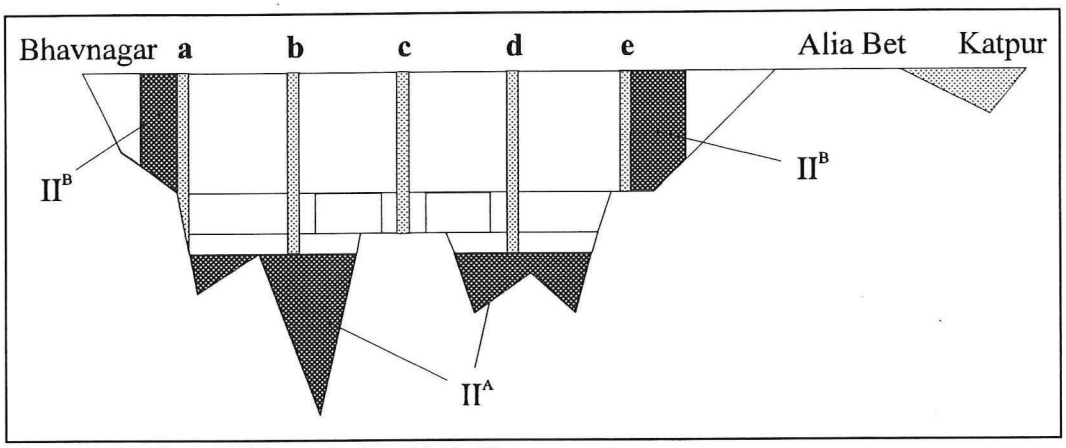
Voor het afsluiten van het stroomgat tussen Alia Bet en Katpur en het aanleggen van overslaghavens is $3{,}72 \cdot 10^9$ kg stenen in de gewichtsklasse 10 kg tot 6.000 kg nodig (zie Bijlage F, tabel F.1). Bij een maximale groevecapaciteit van 30.000 ton per dag zijn 124 dagen nodig om dit aantal stenen te produceren.
In totaal neemt Stortperiode I dan 502 dagen in beslag. Zonder het gebruik van geotextielmatten duurt Stortperiode I 2.236 dagen (zie paragraaf 6.4, *Stortperiode I*) zodat een tijdwinst in Stortperiode I van 1.734 dagen wordt behaald.
Aangezien de weersomstandigheden het 200 dagen per jaar toelaten om te storten, betekent dit een vermindering van de bouwtijd met 8,71 jaar.

Lay-out sluitdam en het ontwerp, produktie en plaatsen van de gabions
Aangezien tijdens deze periode geen gebruik van gabions gemaakt wordt zijn er geen bijzonderheden te vermelden over de lay-out van de sluitdam en het ontwerp, de produktie en het plaatsen van de gabions.

Transport stenen/gabions met stortschepen
De vereiste capaciteit van het transport is 30.000 ton per dag (zie paragraaf 6.4). Het afronden van deze stortperiode in 502 dagen zal dus geen problemen opleveren.

8.2 Stortperiode II^A en II^B

Een overzichtstekening van Stortperiode II^A en II^B is in figuur 8.3 weergegeven. In de figuur zijn Stortperiode II^A en II^B met zwart aangegeven en Stortperiode I met grijs.



Figuur 8.3 Overzicht van Stortperiode II

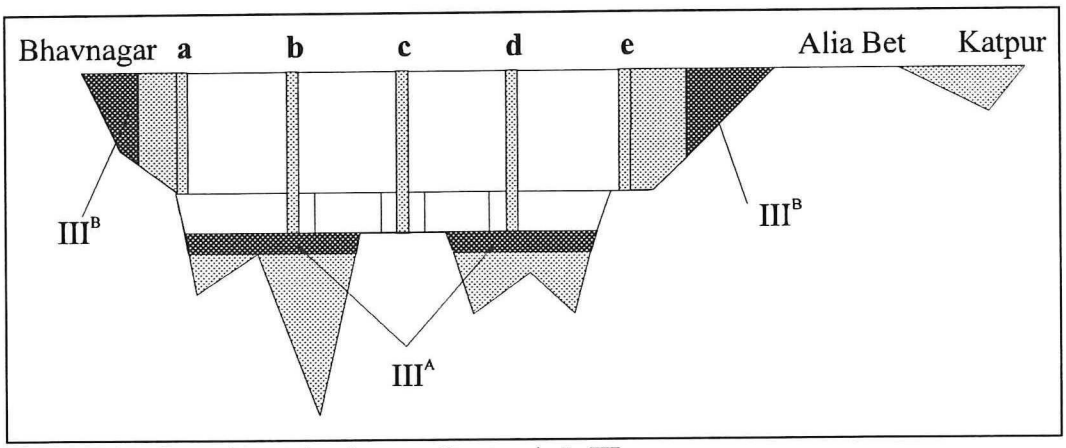
Tijdwinst
Tijdens deze stortperiode II^A en II^B wordt van gabions geen gebruik gemaakt. Dit betekent dat er tijdens deze periode geen tijdwinst wordt geboekt, de storttijd blijft 1,6 jaar (zie paragraaf 6.4).

Lay-out sluitdam en het ontwerp, produktie en plaatsen van de gabions
Aangezien tijdens deze periode geen gebruik van gabions wordt gemaakt, zijn er geen bijzonderheden te vermelden over de lay-out van de sluitdam en het ontwerp, de produktie, het plaatsen van de gabions.

Transport stenen/gabions met stortschepen
De omstandigheden tijdens het afronden van deze periode zijn gelijk aan die bij het gebruik van stortstenen alleen (zie paragraaf 6.4). De vereiste capaciteit van het transport is 30.000 ton per dag, zodat het afronden van deze stortperiode in 1,6 jaar geen problemen oplevert.

8.3 Stortperiode III^A en III^B

Een overzichtstekening van Stortperiode III^A en III^B is in figuur 8.4 weergegeven. In de figuur zijn Stortperiode III^A en III^B met zwart aangegeven en Stortperiode I en II met grijs.



Figuur 8.4 Overzichtstekening van Stortperiode III

Tijdwinst
In stortperiode III^A en III^B wordt, net als in Stortperiode II^A en II^B, geen gebruik gemaakt van gabions. Tijdwinst wordt gedurende deze periode dan ook niet gerealiseerd. De storttijd blijft 0,7 jaar (zie paragraaf 6.4).

Lay-out sluitdam en het ontwerp, produktie en plaatsen van de gabions
Aangezien tijdens deze periode geen gebruik van gabions wordt gemaakt, zijn er geen bijzonderheden te vermelden over het ontwerp, de produktie en het plaatsen van gabions, en de lay-out van de sluitdam.

Transport van de stenen/gabions met stortschepen
De omstandigheden tijdens het afronden van deze periode zijn identiek aan die met het gebruik van stortstenen alleen (zie paragraaf 6.4). De vereiste capaciteit van het transport is 30.000 ton per dag, zodat het afronden van deze stortperiode in 0,7 jaar geen problemen oplevert.

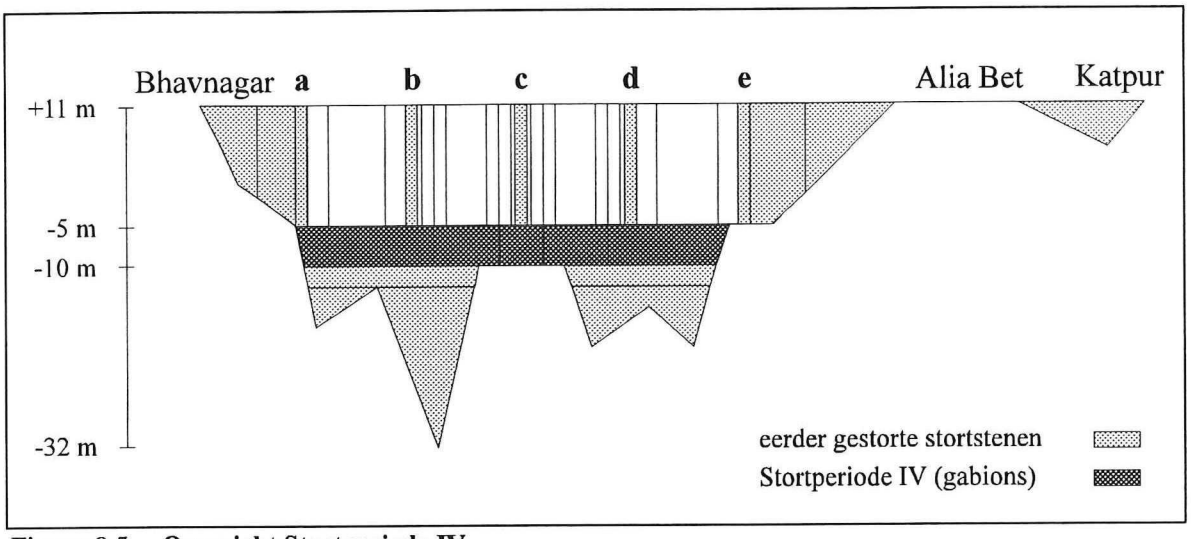
8.4 Stortperiode IV

Tijdens Stortperiode IV staat er meer water boven de sluitdam en is de stroomsnelheid minder dan tijdens Stortperiode C, D en E. Het plaatsen van gabions met kraanpontons is tijdens Stortperiode IV zodoende minder problematisch. Alle stortstenen die nodig zijn voor het afronden van Stortperiode IV worden door gabions vervangen (zie paragraaf 7.6).

Een overzichtstekening van Stortperiode IV is in figuur 8.5 weergegeven. In de figuur is met lichtgrijs het gedeelte aangegeven dat eerder gestort is en met zwart Stortperiode IV.

Tijdwinst
Aangezien voor het vullen van de gabions gebruik wordt gemaakt van stenen die lichter zijn dan 6.000 kg kan de stortcapaciteit opgevoerd worden tot de maximale groevecapaciteit van 30.000 ton per dag, 360 dagen per jaar.
Het storten kan maar 200 dagen per jaar zodat er per werkdag gemiddeld 54.000 ton gestort moet worden om de maximale groevecapaciteit te kunnen verwerken.

In paragraaf 6.4 werd nog uitgegaan van een gemiddelde stortcapaciteit van 37.000 ton per dag voor Stortperiode IV.

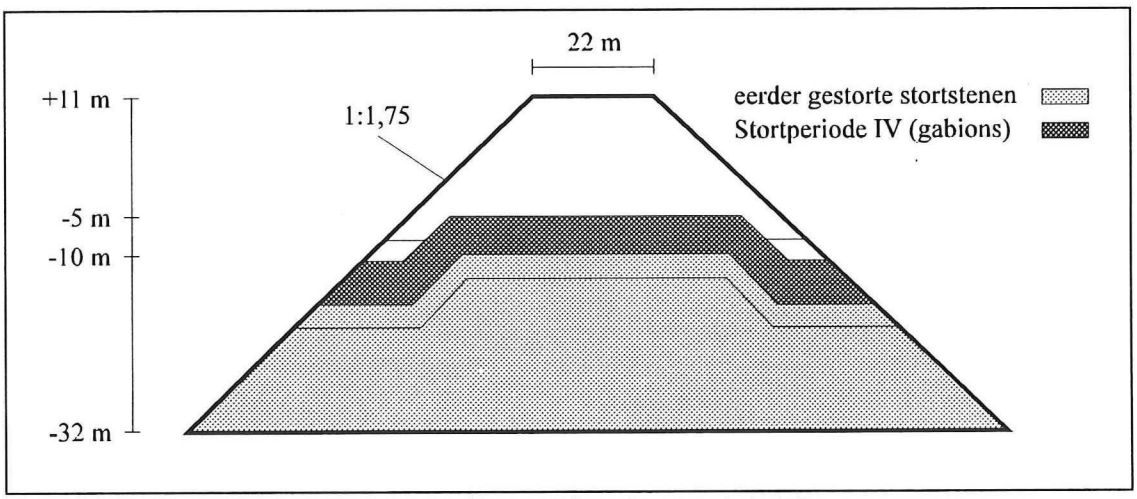


Figuur 8.5 Overzicht Stortperiode IV

Voor Stortperiode IV is een totale hoeveelheid stenen van $16{,}5 \cdot 10^9$ kg nodig (zie Bijlage F, tabel F.1). Met het storten van 54.000 ton per dag duurt deze stortperiode 306 dagen. Zonder het gebruik van gabions duurde deze stortperiode 446 dagen zodat een tijdwinst gemaakt kan worden van 140 dagen. Aangezien de weersomstandigheden het 200 dagen per jaar toelaten om te storten komt dit overeen met een bouwtijdvermindering van 0,70 jaar.

Lay-out van de sluitdam

De lay-out is weergegeven aan de hand van de dwarsdoorsnede van de sluitdam tijdens Stortperiode IV (zie figuur 8.6). In de figuur is met lichtgrijs het gedeelte aangegeven dat eerder gestort is en met zwart de gabions.



Figuur 8.6 Dwarsdoorsnede van de sluitdam tijdens Stortperiode IV

Ontwerp gabions
De stabiliteit van een gabion is groter dan een stortsteen met hetzelfde gewicht (zie paragraaf 7.4). Het toepassen van gabions die even zwaar zijn als de benodigde stortstenen verhoogd zodoende de stabiliteit van de sluitdam.

Tijdens stortperiode IV zijn stortstenen nodig uit de gewichtklasse van 6.000 kg tot 10.000 kg en stortstenen uit de gewichtklasse van 20.000 kg tot 25.000 kg.

- De stortstenen uit de gewichtklasse 6.000 kg tot 10.000 kg worden vervangen door een gabion met een gewicht van 10.000 kg. Hiervoor moet een gabion minimaal een inhoud hebben van 6,25 m^3 omdat rekening gehouden moet worden met 40% holle ruimte. Dat is minder dan de maximale inhoud van 6,3 m^3 die geproduceerd kan worden zodat een gabion met een gewicht van 10.000 kg zonder problemen toegepast kan worden. Het gabion heeft een lengte van 4 m, een breedte van 1,6 m en een hoogte van 1 m.

- De stortstenen uit de gewichtsklasse 20.000 kg tot 25.000 kg worden vervangen door een gabion met een gewicht van 25.000 kg. De inhoud van een gabion bedraagt dan minimaal 15,6 m^3, omdat rekening gehouden moet worden met 40% holle ruimte. Een gabion met deze inhoud is niet voorhanden. Een oplossing hiervoor is het aan elkaar binden van twee kleinere gabions met een gewicht van 12.500 kg. Hiervoor zijn gabions nodig met een inhoud van 7,8 m^3. Een gabion met een lengte van 4 m, een breedte van 2 m en een hoogte van 1 m voldoet.

Produktie van de gabions
Voor het afronden van Stortperiode IV moet een gewicht van $11 \cdot 10^9$ kg aan gabions met een gewicht van 10.000 kg gestort worden en $5{,}5 \cdot 10^9$ kg aan gabions met een gewicht van 25.000 kg (zie Bijlage F, tabel F.1). In totaal komt dit overeen met 1.316.000 gabions.
De gabions kunnen in verschillende fabrieken van Officine Maccaferri geproduceerd worden en in opgevouwen toestand naar de Golf van Khambat vervoerd worden.

Eerder in deze paragraaf is berekend dat tijdens Stortperiode IV 54.000 ton per dag gestort moet worden. Dit komt overeen met een totale inhoud van de gabions van 33.750 m^3. In tabel 8.1 is de gemiddelde tijdsduur in minuten weergegeven die één persoon nodig heeft om een onderdeel van een gabion van 1 m hoog met een inhoud van 1 m^3 te produceren.

Tabel 8.1 De gemiddelde tijdsduur die één persoon nodig heeft om een onderdeel van een gabion van 1 m hoog met een inhoud van 1 m^3 te produceren

Onderdeel	Tijdsduur (min)
Uitvouwen gabion	15
Samenvoegen gabions	20
Vullen van de gabions	35
Dichtbinden van de gabions	20

(bron: Officine Maccaferri S.p.A., 1988)

Uit tabel 8.1 blijkt dat het uitvouwen, samenvoegen, vullen en dichtbinden van een gabion door één persoon 1,5 uur in beslag neemt. Om in 24 uur gabions met een totale inhoud van

33.750 m^3 te produceren zijn dan 6.330 arbeiders nodig, waarbij er 24 uur per dag in drie ploegen van 2.110 arbeiders wordt gewerkt.

Plaatsen gabions
Gabions kunnen niet zoals stenen gestort worden maar moeten met een kraan worden geplaatst om het vlechtwerk niet te beschadigen. Door een kraan te plaatsen op een ponton, is dit probleem op te lossen. Vanaf het ponton kunnen door de kraan gabions aan de voet van de sluitdam worden geplaatst. Na overleg met dhr. R. van der Hoeven van de baggermaatschappij Boskalis b.v., is voor het plaatsen van een gabion op een gemiddelde diepte van 15 m met een kraan, een tijdsduur aangenomen van 5 minuten. Per uur kunnen dan 12 gabions geplaatst worden.

De aanvoer van de gabions kan op twee manieren:
- met een stortschip dat aan een kraanponton afmeert
- met een ponton waarop ook een kraan staat.

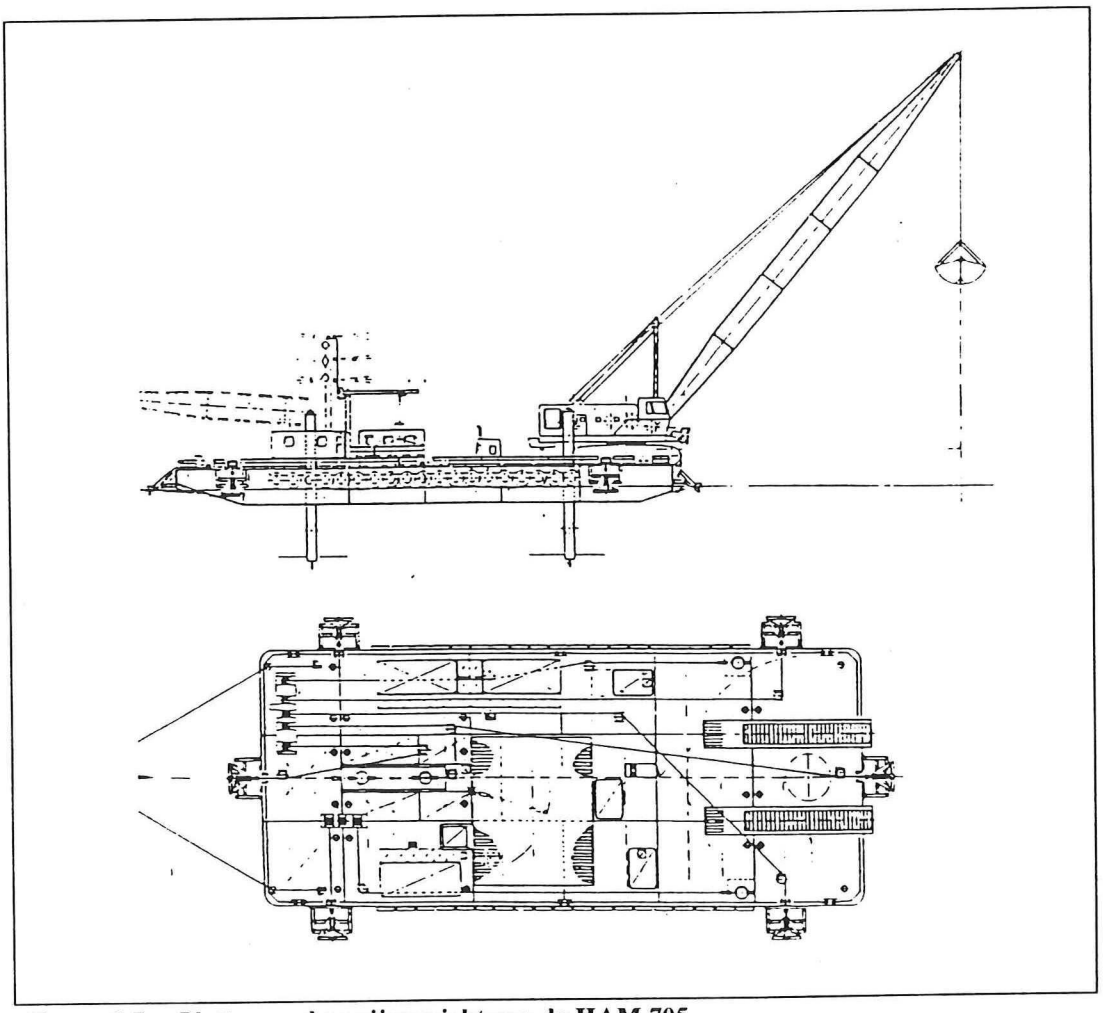
Om 54.000 ton per dag te kunnen storten moeten 5.400 gabions met een gewicht van 10.000 kg of 2.160 gabions met een gewicht van 25.000 kg worden geplaatst. De capaciteit van het kraanponton is niet voldoende om deze hoeveelheid te verwerken. Door de gabions aan te voeren met een stortschip waarop een kraan geplaatst is, kan het stortschip door twee kranen gelost worden. Er kunnen dan per uur 24 gabions worden geplaatst.

Voor het aanvoeren van de gabions wordt gebruik gemaakt van het stortschip "HAM 602" aangezien dit schip eerder toegepast is (zie Hoofdstuk 5, tabel 5.1).
Een kraanponton dat minimaal over een afstand van 20,2 m , de breedte van het stortschip, een gewicht van 25 ton kan vastpakken bleek bij de HAM voorhanden, de HAM 705 (zie figuur 8.7). In tabel 8.2 zijn de gegevens van de HAM 705 opgenomen.

Tabel 8.2 Gegevens van het kraanponton "HAM 705"

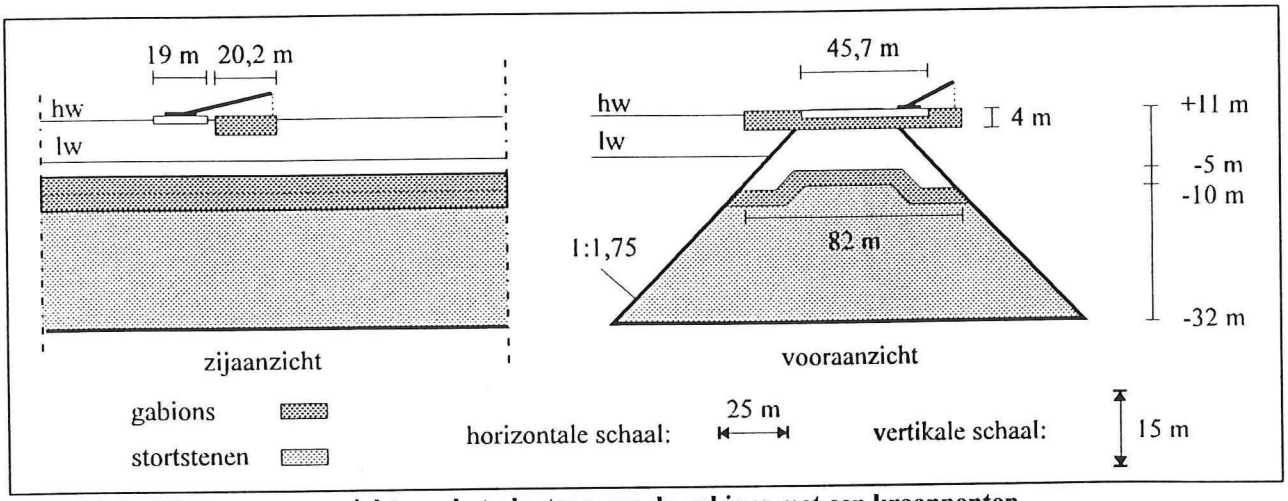
kenmerk / aspect	omschrijving	
type	kraanponton	
afmetingen ponton	lengte	= 45,7 m
	breedte	= 19,0 m
	diepgang	= 1,6 m
afmetingen kraan	lengte	= 10,0 m
	breedte	= 8,0 m
	hoogte kraanboom	= 42,7 m
liftcapaciteit kraan	25 ton met een max. reach tot 35 m	
gewicht kraan	360 ton	

(bron: HAM b.v. equipmentbook, 1992)



Figuur 8.7 Plattegrond en zijaanzicht van de HAM 705 (bron: HAM b.v. equipmentbook, 1992)

De reikwijdte van de kraan voor het vastpakken van 25 ton is maximaal 35 m. Dit is voldoende om de breedte van het stortschip en de halve breedte van het kraanponton te overbruggen. In figuur 8.8 is een zij- en vooraanzicht getekend.



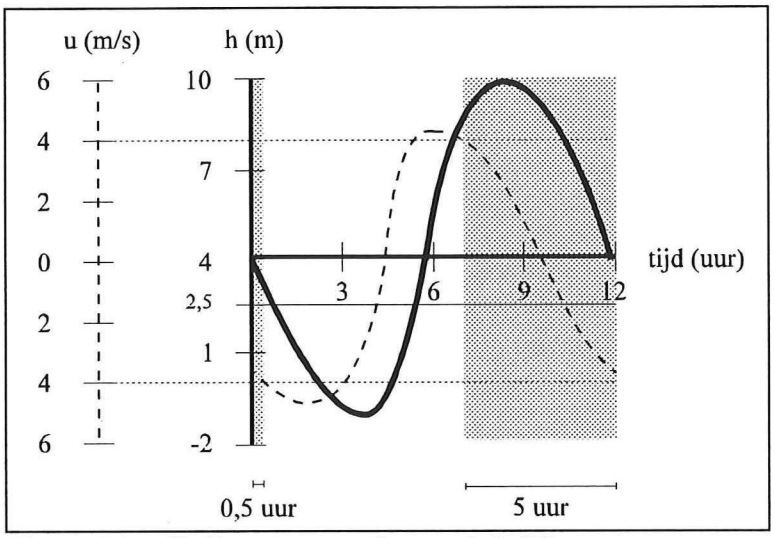
Figuur 8.8 Zij- en vooraanzicht van het plaatsen van de gabions met een kraanponton

Een stortschip met een diepgang van 4 m kan tijdens laag water niet boven de sluitdam blijven liggen.
Om te bepalen tijdens welke periode de hoogte van de waterstand en de stroomsnelheid aan de eisen voldoen, zodat het stortschip boven de sluitdam verankerd kan worden is een getijvenster nodig. In Bijlage H, *Stortperiode IV*, is dit getijvenster vastgesteld.

Het plaatsen van gabions kan alleen als aan de volgende twee voorwaarden voldaan wordt:

- de waterstand (h) is hoger dan +2,5 m BM
- de stroomsnelheid (u) is kleiner dan 4 m/s.

In figuur 8.9 is het getijvenster van Stortperiode IV opgenomen. Met grijs is aangegeven tijdens welke uren gabions geplaatst kunnen worden.



Figuur 8.9 Getijvenster voor Stortperiode IV

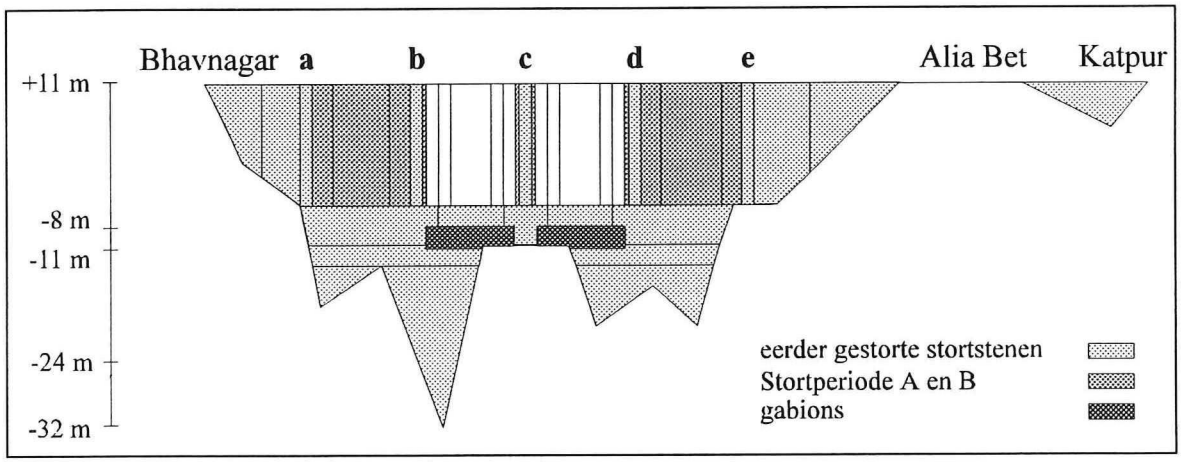
In de figuur is de waterhoogte (h) boven de sluitdam als functie van de tijd weergegeven met een getrokken lijn. De stroomsnelheid (u) als functie van de tijd is met een stippellijn weergegeven.
Uit figuur 8.9 blijkt dat er tijdens Stortperiode IV per tij 5,5 uur gabions geplaatst kunnen worden. Aangezien er dag en nacht gewerkt kan worden is er per dag 11 uur beschikbaar voor het plaatsen van gabions. Voor het plaatsen van 5.400 gabions per dag zijn dan 21 kraanpontons nodig en voor het plaatsen van 2.160 gabions per dag leveren 9 kraanpontons voldoende capaciteit.

Transport gabions met stortschepen
Het plaatsen van de gabions kan 11 uur per dag. In deze 11 uur moet 54.000 ton door de stortschepen aangevoerd worden. Hiervoor zijn 30 scheepsladingen nodig.

8.5 Stortperiode A en B

Stortperiode A en B bestaat uit het verkleinen van het sluitgat van 20 km tot 9 km met stortstenen die worden gestort door vrachtwagens en het plaatsen van gabions met een kraanponton (zie paragraaf 7.6).

Een overzichtstekening van Stortperiode A en B is in figuur 8.10 weergegeven. In de figuur is met lichtgrijs het gedeelte aangegeven dat eerder gestort is en met donkergrijs Stortperiode A en B, de gabions zijn met zwart aangegeven.



Figuur 8.10 Overzicht van Stortperiode A en B

Het plaatsen van de gabions, die in eerste instantie tijdens Stortperiode C, D en E geplaatst zouden worden, beïnvloedt het benodigde gewicht van de stortstenen tijdens Stortperiode A en B niet. De gabions worden namelijk op een drempel geplaatst die lager ligt dan de top van de sluitdam, waardoor het stroomprofiel niet verandert (zie figuur 8.10 en 8.11).

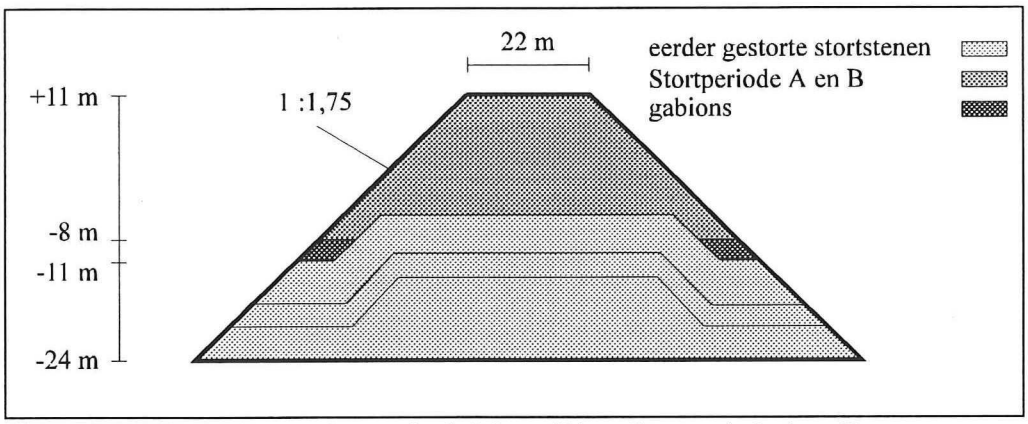
Tijdwinst
Voor het afsluiten van de Golf van Khambat is een hoeveelheid van $29{,}8 \cdot 10^9$ kg stenen zwaarder dan 6.000 kg nodig. In 8,5 jaar hebben de groeven $12{,}2 \cdot 10^9$ kg stenen zwaarder dan 6.000 kg geproduceerd zodat $17{,}6 \cdot 10^9$ kg met behulp van gabions moet worden gestort om de afsluiting in dit tijdsbestek te realiseren.
Tijdens Stortperiode IV is $16{,}5 \cdot 10^9$ kg met behulp van gabions gestort, zodat er $1{,}1 \cdot 10^9$ kg overblijft voor Stortperiode A en B om te voorkomen dat er tijdens Stortperiode C, D en E gabions moeten worden geplaatst.

Voor het gedeelte van Stortperiode A en B dat wordt gestort met behulp van vrachtwagen is een totale hoeveelheid stenen van $16{,}2 \cdot 10^9$ kg nodig (zie Bijlage F, tabel F.1). Deze stortstenen zijn in figuur 8.10 en 8.11 met donkergrijs aangegeven.

De totale hoeveelheid stenen, lichter dan 6.000 kg, die nodig zijn voor het afronden van Stortperiode A en B wordt dan $17{,}3 \cdot 10^9$ kg. Met een groevecapaciteit van 30.000 ton steen per dag duurt het 577 dagen (1,6 jaar) om deze hoeveelheid te produceren.

Door het plaatsen van de gabions neemt de tijdsduur van Stortperiode A en B toe van 1,5 jaar tot 1,6 jaar.

Lay-out sluitdam
De lay-out is weergegeven aan de hand een dwarsdoorsnede van de sluitdam (zie figuur 8.11). In de figuur is met lichtgrijs het gedeelte aangegeven dat eerder gestort is, met zwart de gabions en met donkergrijs Stortperiode A en B.



Figuur 8.11 Dwarsdoorsnede van de sluitdam tijdens Stortperiode A en B

Uit figuur 8.11 blijkt dat de gabions niet boven de sluitdam uitsteken. Het plaatsen van de gabions heeft zodoende geen invloed op de stroomsnelheid van het water over de sluitdam. Het gewicht van de stortstenen die tijdens Stortperiode A en B toegepast worden, hoeft niet aangepast te worden.

Ontwerp gabions
De gabions moeten voldoende stabiliteit hebben om tijdens Stortperiode C, D en E niet te worden weggespoeld.
Net als bij Stortperiode IV worden de stortstenen vervangen door gabions met hetzelfde gewicht waardoor de stabiliteit van de sluitdam toeneemt (zie paragraaf 7.4). Deze verhoogde stabiliteit is nodig omdat de positie van de gabions ongunstig is. De stroming is namelijk het grootst op het snijpunt van het talud met de horizontale top, benedenstrooms van de sluitdam.

Het ontwerp van de gabions verschilt per stortperiode.

- In Stortperiode C zijn $2{,}96 \cdot 10^9$ kg stortstenen nodig uit de gewichtklasse van 6.000 kg tot 10.000 kg. Een gedeelte van deze stortstenen wordt vervangen door gabions met elk een gewicht van 10.000 kg. Het gabion heeft een lengte van 4 m, een breedte van 1,6 m en een hoogte van 1 m.

- In Stortperiode D zijn $2{,}96 \cdot 10^9$ kg stortstenen nodig uit de gewichtsklasse 10.000 kg tot 15.000 kg. Een gedeelte van deze stortstenen wordt vervangen door gabions met elk een gewicht van 15.000 kg. De inhoud van een gabion moet dan minimaal 9,4 m^3 bedragen, omdat rekening moet worden gehouden met 40% holle ruimte. Een gabion met deze inhoud is niet voorhanden. Wederom kunnen twee gabions aan elkaar verbonden worden, dit keer met elk een gewicht van 7.500 kg. Voor deze kleinere

gabions is een inhoud van 4,7 m^3 nodig. Een gabion met een lengte van 4 m, een breedte van 1,2 m en een hoogte van 1 m voldoet.

- In Stortperiode E zijn $7{,}4 \cdot 10^9$ kg stortstenen nodig uit de gewichtsklasse 20.000 kg tot 25.000 kg. Een gedeelte van deze stortstenen wordt vervangen door gabions met elk een gewicht van 25.000 kg. De inhoud van een gabion moet dan minimaal 15,6 m^3 bedragen, omdat rekening moet worden gehouden met 40% holle ruimte waarvoor twee kleinere gabions met elk een inhoud van 7,8 m^3 aan elkaar moeten worden gebonden. Gabions met een lengte van 4 m, een breedte van 2 m en een hoogte van 1 m voldoen hiervoor.

Produktie gabions
Het plaatsen van de gabions en storten van de stortstenen vindt tijdens Stortperiode A en B tegelijkertijd plaats. In 1,6 jaar wordt $1{,}1 \cdot 10^9$ kg gestort met behulp van gabions. Door de weersomstandigheden in de Golf van Khambhat kan er maar 200 dagen per jaar op zee gewerkt worden. Dit betekent dat per dag 3.440 ton wordt gestort met gabions. De inhoud van de gabions die elke dag worden geplaatst, bedraagt in totaal 2.150 m^3. Door een arbeider kan 1,5 m^3 gabion per uur worden geproduceerd. Dit houdt in dat er 120 arbeiders nodig zijn om per dag (12 uur) in totaal 2.150 m^3 aan gabions te maken.

Plaatsen gabions
Gabions kunnen niet zoals stenen gestort worden maar moeten met een kraan geplaatst worden om het vlechtwerk niet te beschadigen.
Per dag moet 3.440 ton gestort worden met gabions met drie verschillende gewichten: 10.000 kg, 15.000 kg en 25.000 kg.
Maatgevend voor de capaciteit van de kraan is de periode dat gestort wordt met het lichtste gabion. Per dag moeten dan 344 gabions geplaatst worden om de vereiste 3.440 ton te halen. De gabions vullen over de volle lengte van Stortperiode C, D en E (9 km), in het dwarsprofiel een oppervlakte van 72 m^2 op. Per dag wordt 3.440 ton geplaatst hetgeen overeenkomt met een inhoud van 2.150 m^3, zodat een vooruitgang geboekt wordt van 30 m.

Het plaatsen van de gabions kan niet vanaf de kop van de sluitdam. Door een kraan te plaatsen op een ponton, is dit probleem op te lossen. Vanaf het ponton kunnen door de kraan gabions aan de voet van de sluitdam worden geplaatst.
De aanvoer van de gabions kan op twee manieren:

- met een stortschip met een kraan dat aan een kraanponton afmeert
- met een ponton waarop ook een kraan staat.

<u>Het aanvoeren van gabions met een stortschip</u>
Voor het aanvoeren en het plaatsen van de gabions wordt gebruik gemaakt van het stortschip "HAM 602" (zie Hoofdstuk 5, tabel 5.1) en het kraanponton "HAM 705" (zie tabel 8.2).

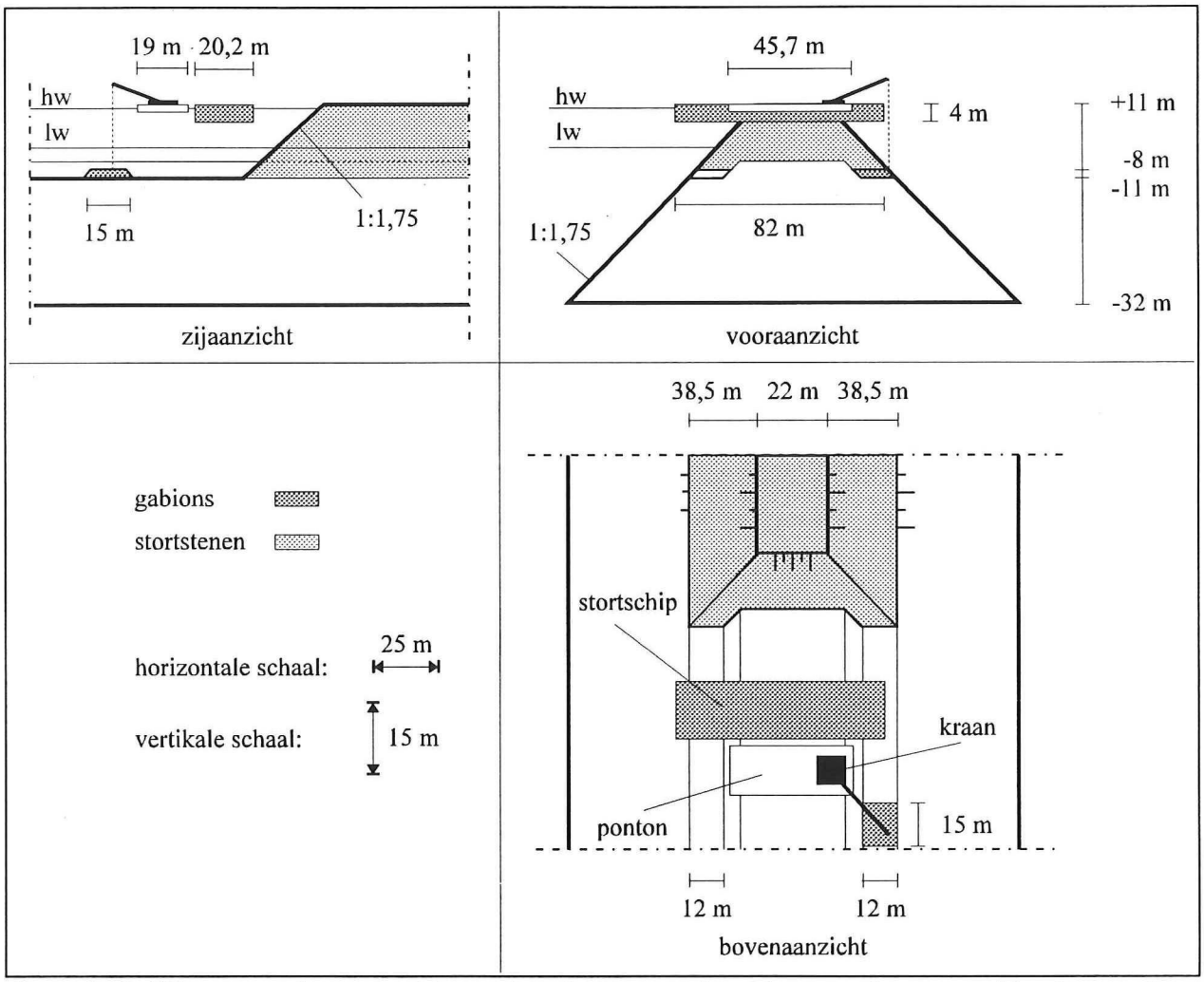
Een stortschip met een diepgang van 4 m kan tijdens laag water niet boven de sluitdam blijven liggen.
Om te bepalen tijdens welke periode de hoogte van de waterstand en de stroomsnelheid aan de eisen voldoen, zodat het stortschip boven de sluitdam verankerd kan worden is een getijvenster nodig. Hiervoor is het getijvenster dat geldt voor Stortperiode IV genomen omdat de gegevens over de waterhoogte en de stroomsnelheid boven de sluitdam tijdens Stortperiode A en B ontbreken. In Bijlage H, *Stortperiode IV*, is dit getijvenster vastgesteld.

Aangezien de top van de sluitdam en de diepgang van het stortschip hetzelfde is als tijdens Stortperiode IV gelden voor het plaatsen van gabions dezelfde voorwaarden:

- de waterstand (h) is hoger dan +2,5 m BM
- de stroomsnelheid (u) is kleiner dan 4 m/s.

De periode waarin de stroming minder dan 4 m/s is en er voldoende water boven de sluitdam staat om de gabions te kunnen plaatsen bedraagt 11 uur per dag, net als bij Stortperiode IV (zie figuur 8.9).
Voor het plaatsen van 344 gabions in 11 uur zijn twee kraanpontons en twee stortschepen nodig met een totale stortcapaciteit van 24 gabions per uur. Elk kraanponton legt per dag over een lengte van 15 m gabions.

In figuur 8.12 is een zij-, voor- en bovenaanzicht getekend van het plaatsen van de gabions vanaf een stortschip afgemeerd aan een kraanponton. In de figuur zijn de gabions met donkergrijs en de stortstenen met lichtgrijs weergegeven.



Figuur 8.12 Zij-, voor- en bovenaanzicht van het plaatsen van de gabions vanaf een stortschip afgemeerd aan een kraanponton boven de sluitdam tijdens Stortperiode A en B

De voordelen van het aanvoeren van de gabions met een stortschip ten opzichte van het aanvoeren met een kraanponton zijn:

1. De stortcapaciteit is twee keer zo groot

2. Het stortschip door de kleinere diepgang tijdens eb langer boven de sluitdam kan blijven liggen.

De nadelen van het aanvoeren van de gabions met een stortschip ten opzichte van het aanvoeren met een ponton zijn:

1. Het afmeren van een volgeladen stortschip aan een verankerd ponton is in zeecondities met sterke stroom moeilijk te realiseren.

2. De kraan op het ponton is niet verplaatsbaar. Het schip dat naast het ponton ligt moet zodoende steeds verhaald worden zodat de gabions voor de kraan bereikbaar zijn.

Het aanvoeren van gabions met een ponton met een kraan

Voor het storten wordt gebruik gemaakt van een ponton, dat verankerd is boven de sluitdam. De gabions worden in de groeve op het ponton geladen zodat het aan- en afmeren van stortschepen niet meer nodig is.
In tabel 8.3 zijn de afmetingen en de laadcapaciteit van een aantal offshore pontons van HEEREMA weergegeven.

Tabel 8.3 Afmetingen en laadcapaciteit van offshore pontons

Naam	Lengte (m)	Breedte (m)	Oppervlakte (m^2)	Diepgang (m)	Max. laadcapaciteit (ton)
H-401	122,0	36,6	4.465	8,0	22.160
H-115	110,0	30,4	3.344	7,0	14.357
H-105	91,4	30,5	2.788	7,6	14.410
H-112	91,4	27,4	2.504	6,1	9.738

(bron: Heeremac, Offshore Equipment, 1992)

Aan het ponton worden de volgende eisen gesteld:

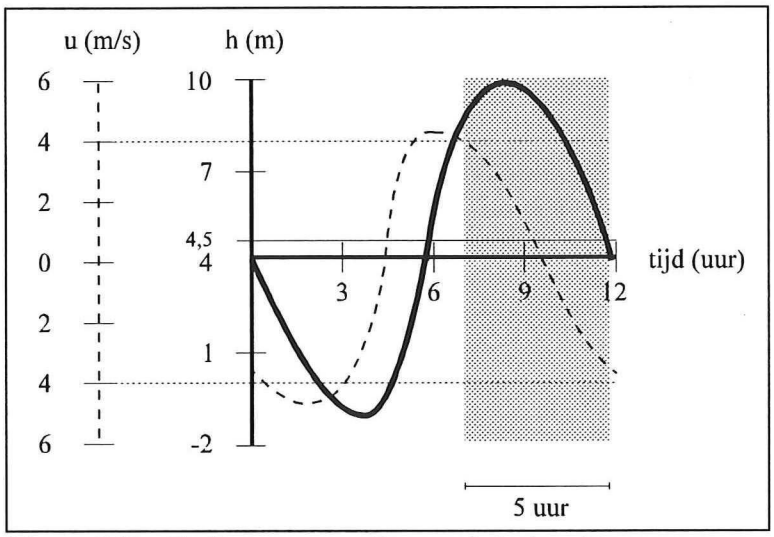
- De diepgang van het ponton moet minimaal zijn zodat het ponton zolang mogelijk boven de sluitdam verankerd kan blijven.

- De oppervlakte van het ponton moet voldoende groot zijn om de gabions en kraan te kunnen herbergen.
  Voor het bepalen van het benodigde oppervlakte is aangenomen dat er drie gabions van 1 m hoog op elkaar kunnen worden gestapeld. Op 1 m^2 kan dan een gewicht van 4,8 ton worden geplaatst. Dit is minder dan de maximaal toegestane belasting van 10 ton per m^2.
  Als mobiele kraan wordt gekozen voor dezelfde kraan als degene die op de HAM 705 staat. Als uitgangspunt voor de ruimte en het gewicht dat deze kraan nodig heeft, wordt de lengte en de laadcapaciteit van het ponton verminderd met respectievelijk 15 m en 360 ton.

Er wordt gekozen voor ponton H-112 omdat daarvan de diepgang het kleinst is. Door het gewicht van de kraan neemt de maximale laadcapaciteit af met 360 ton tot 9.378 ton. Voor het vervoeren van gabions met een gezamelijk gewicht van 9.378 ton is een minimale oppervlakte van 1.950 m^2 nodig. Het ponton heeft een oppervlakte van 2.504 m^2 wat voldoende is voor het herbergen van de kraan en de gabions.

Een ponton met een diepgang van 6 m kan tijdens laag water niet boven de sluitdam blijven liggen. De minimaal vereiste waterhoogte is +4,5 m BM omdat het ponton 2 m dieper steekt dan het stortschip. De maximale stroomsnelheid waarbij gestort kan worden blijft 4 m/s.
Om te bepalen tijdens welke periode de hoogte van de waterstand en de stroomsnelheid aan de eisen voldoen, zodat het ponton boven de sluitdam verankerd kan worden is een getijvenster vastgesteld. Hiervoor is het getijvenster dat geldt voor Stortperiode IV genomen omdat de gegevens over de waterhoogte en de stroomsnelheid boven de sluitdam tijdens Stortperiode A en B ontbreken. In Bijlage H, *Stortperiode IV*, is dit getijvenster vastgesteld.

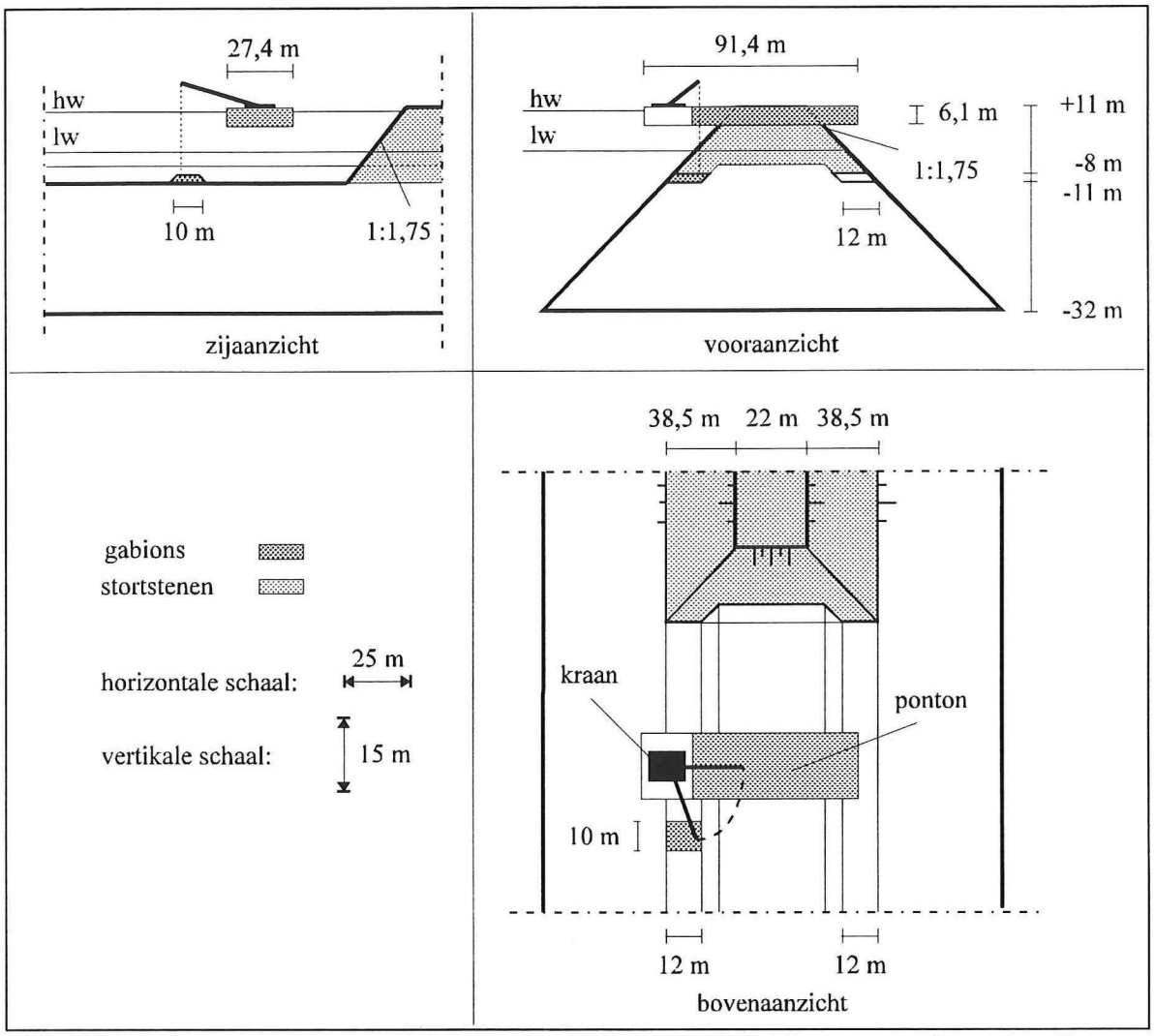
In figuur 8.13 is het getijvenster opgenomen. Met grijs is aangegeven tijdens welke uren gabions geplaatst kunnen worden.



Figuur 8.13 Getijvenster voor Stortperiode A en B

In figuur 8.13 is de waterhoogte (h) boven de sluitdam als functie van de tijd weergegeven met een getrokken lijn. De stroomsnelheid (u) als functie van de tijd is met een stippellijn weergegeven.
Uit figuur 8.13 blijkt dat er tijdens Stortperiode A en B, per tij 5 uur gabions geplaatst kunnen worden. Aangezien er dag en nacht gewerkt kan worden is er per dag 10 uur beschikbaar voor het plaatsen van 344 gabions. Hiervoor zijn drie pontons met een kraan die een capaciteit van 12 gabions per uur heeft, nodig. Elk ponton legt per dag over een lengte van 10 m gabions.

In figuur 8.14 is een zij-, voor- en bovenaanzicht getekend van het plaatsen van de gabions met een kraan vanaf een ponton boven de sluitdam. In de figuur zijn de gabions met donkergrijs en de stortstenen met lichtgrijs weergegeven.



Figuur 8.14 Zij-, voor- en bovenaanzicht van het plaatsen van de gabions met een kraan vanaf een ponton boven de sluitdam tijdens Stortperiode A en B

De voordelen van het aanvoeren van gabions met een ponton ten opzichte van het aanvoeren met een stortschip zijn:

1. Door gebruik te maken van een mobiele kraan wordt het verhalen van het ponton tijdens het lossen beperkt. Als het toepassen van een mobiele kraan niet is toegestaan door de condities op zee, wordt een transportsysteem voor de gabions op het ponton geplaatst.

2. Het aan- en afmeren van stortschepen aan een verankerd ponton in zeecondities en sterke stroom wordt vermeden.

De nadelen van het aanvoeren van gabions met een ponton ten opzichte van het aanvoeren met een stortschip zijn:

1. Het ponton kan door de grotere diepgang tijdens eb korter boven de sluitdam blijven liggen.

2. De stortcapaciteit is twee keer zo klein.

Keuze van de methode voor het aanvoeren van de gabions
Er wordt gekozen voor het aanvoeren van de gabions met stortschepen. Dit is de beste methode omdat de stortcapaciteit het grootst is en het plaatsen van gabions op deze manier al eerder toegepast is.

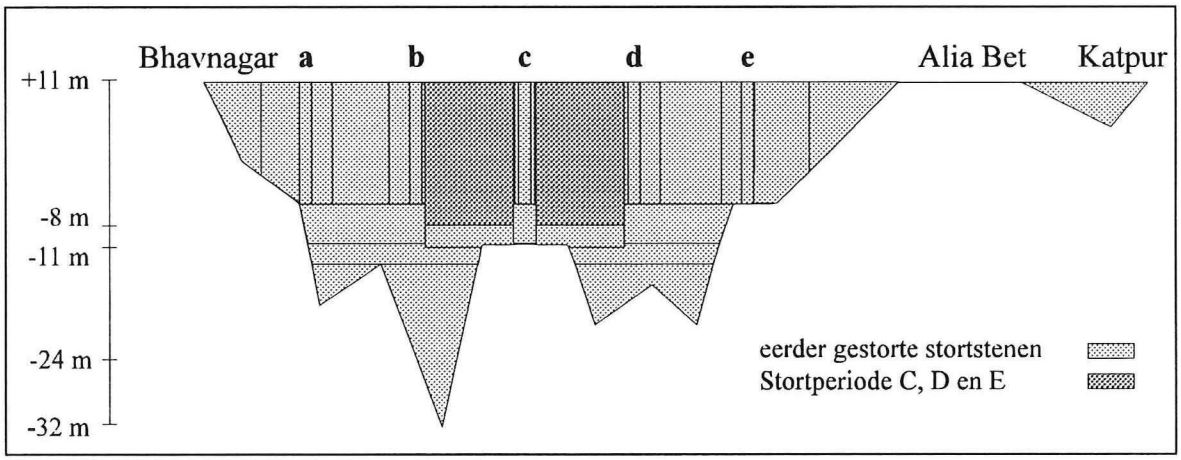
Transport stortstenen/gabions met stortschepen
Het plaatsen van de gabions kan 11 uur per dag. In deze 11 uur moet 3.440 ton door de stortschepen aangevoerd worden. Hiervoor zijn 2 scheepsladingen nodig.

De hoeveelheid stortsteen die tijdens Stortperiode A en B in de Golf van Khambat gestort moet worden bedraagt $16{,}2 \cdot 10^9$ kg. Om deze hoeveelheid in 577 dagen te storten dient per dag 28.000 ton verwerkt te worden.
Tijdens Stortperiode A en B wordt van vier overslaghavens gebruik gemaakt (zie paragraaf 6.5). Om per dag 28.000 ton te kunnen vervoeren zijn 16 scheepsladingen nodig.
Vanuit één overslaghaven moet 7.000 ton per dag in het sluitgat gestort worden. Hiervoor is een capaciteit nodig van 585 ton per uur. Een overslaghaven met één loskraan per ligplaats, met een capaciteit per kraan tussen de 500 en 700 ton per uur, heeft voldoende aan één ligplaats.

Transport van de stortstenen met vrachtwagens
In elke overslaghaven wordt per dag 7.000 ton stortsteen aangevoerd. De stortstenen worden van de stortschepen op vrachtwagens geladen die de stortstenen naar de kop van de sluitdam vervoeren. Met het storten van vier vrachtwagenladingen van 165 ton per uur wordt per dag 7.920 ton verwerkt, hetgeen meer is dan de vereiste 7.000 ton per dag.

8.6 Stortperiode C, D en E

Een overzichtstekening van Stortperiode C, D en E is in figuur 8.15 weergegeven. In de figuur is met lichtgrijs het gedeelte aangegeven dat eerder gestort is en met donkergrijs Stortperiode C, D en E.



Figuur 8.15 Overzicht Stortperiode C, D en E

Tijdwinst
Gedurende de Stortperiode C, D en E zijn stenen nodig die zwaarder zijn dan 6.000 kg. Door tijdens eerdere stortperioden deze zware stenen door gabions te vervangen, is nog geen gebruik gemaakt van de hoeveelheid stenen zwaarder dan 6.000 kg, die door de groeven geproduceerd zijn. Tot Stortperiode C hebben de groeven in totaal $11{,}2 \cdot 10^9$ kg aan stenen zwaarder dan 6.000 kg geproduceerd (7,8 jaar lang 4.000 ton per dag).

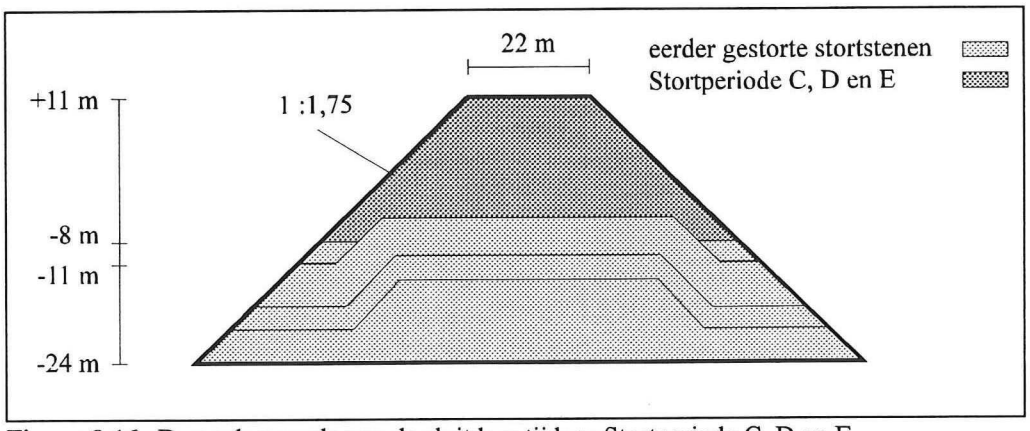
Het totaal benodigde gewicht aan stenen van Stortperiode C, D en E bedraagt $13{,}3 \cdot 10^9$ kg. Het tekort van $2{,}1 \cdot 10^9$ kg is door de groeven in 60 dagen geproduceerd. Van de $2{,}1 \cdot 10^9$ kg wordt $0{,}2 \cdot 10^9$ kg gestort met stenen zwaarder dan 6.000 kg, de overige $1{,}9 \cdot 10^9$ kg wordt met behulp van gabions gestort.
Om deze stortperioden in 60 dagen af te ronden dient 221.000 ton per dag in de Golf van Khambat gestort te worden. Het materieel dat nodig is om deze enorme hoeveelheid stenen per dag te verwerken is niet voorhanden.

In dit rapport wordt voor Stortperiode C, D en E uitgegaan van het storten van 54.000 ton per dag. Dit is de maximale hoeveelheid stenen die gedurende het afsluiten van de Golf van Khambat verwerkt kan worden (Stortperiode IV). Stortperiode C, D en E neemt dan 247 dagen in beslag. Zonder het gebruik van gabions duurt deze stortperiode 1.240 dagen (3,44 jaar), zodat een tijdwinst van 993 dagen (2,76 jaar) gerealiseerd wordt.
De totale bouwtijd van de sluitdam in de Golf van Khambat komt daarmee uit op 8,5 jaar.

In 8,5 jaar hebben de groeven $12{,}2 \cdot 10^9$ kg stenen zwaarder dan 6.000 kg geproduceerd. Van de totale hoeveelheid stenen van $13{,}3 \cdot 10^9$ kg die voor Stortperiode C, D en E nodig is, wordt $1{,}1 \cdot 10^9$ kg gestort met behulp van gabions. Deze gabions zijn tijdens Stortperiode A en B geplaatst.

Door het plaatsen van de gabions gedurende Stortperiode A en B bestaat Stortperiode C, D en E uit het storten van $12{,}2 \cdot 10^9$ kg stortstenen. Met het storten van 54.000 ton per dag neemt deze stortperiode 226 dagen (0,63 jaar) in beslag, zodat uiteindelijk een tijdwinst van 2,81 jaar wordt gerealiseerd.

Lay-out sluitdam
De lay-out is weergegeven aan de hand een dwarsdoorsnede van de sluitdam (zie figuur 8.16). In de figuur is met lichtgrijs het gedeelte aangegeven dat eerder gestort is en met donkergrijs Stortperiode C, D en E.



Figuur 8.16 Dwarsdoorsnede van de sluitdam tijdens Stortperiode C, D en E

Transport stortstenen met stortschepen
In 12 uur moet 54.000 ton aan stortstenen door de stortschepen worden aangevoerd. Voor de aanvoer van de stortstenen zijn minimaal 30 scheepsladingen nodig.

Tijdens Stortperiode C, D en E wordt van drie overslaghavens gebruik gemaakt (zie paragraaf 6.5). De overslaghavens **b** en **d** verwerken elk 13.500 ton per dag en overslaghaven **c** verwerkt 27.000 ton per dag omdat vanuit **c** de stortstenen in twee sluitgaten wordt gestort. De overslaghavens **b** en **d** moeten elk een capaciteit hebben van 1.125 ton per uur. Een overslaghaven met per ligplaats twee loskranen, met elk een capaciteit van 500-700 ton per uur, kan maximaal 1.400 ton per uur verwerken. Een overslaghaven met één kraan per ligplaats heeft voldoende capaciteit om 1.125 ton per uur te verwerken.
Overslaghaven **c** moet het dubbele verwerken. Dit kan wordt bereikt met twee ligplaatsen met één kraan of één ligplaats met twee kranen.

Transport stortstenen met vrachtwagens
De aanvoer van de stortstenen vindt plaats vanaf vier overslaghavens, net als in Stortperiode A en B. Per dag moet in 12 uur, 13.500 ton per kop worden gestort. Met 7 vrachtwagenladingen van 165 ton per uur wordt 13.860 ton verwerkt wat ruim voldoende is.

8.7 Overzicht van de per periode te bereiken tijdwinst

In tabel 8.4 is een overzicht van de tijdwinst per periode gegeven.

Tabel 8.4 De tijdwinst per stortperiode

Stortperiode	Tijdsduur zonder gabions en geotextielmatten (in jaren)	Tijdsduur met gabions en geotextielmatten (in jaren)	Tijdwinst (in jaren)
I	11,18	2,47	8,71
II	1,60	1,60	-
III	0,70	0,70	-
IV	2,23	1,53	0,70
A, B	1,50	1,60	-0,10
C, D, E	3,44	0,63	2,81
Totaal	20,65	8,53	12,12

9. Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk zullen de conclusies en aanbevelingen besproken worden.

9.1 Conclusies

Op grond van de onderzochte methoden en mogelijkheden kan een aantal conclusies getrokken worden.

- Het goedkoopste tracé heeft een lengte van 48 km en loopt van Bhavnagar via Alia Bet naar Katpur.
- De beste sluitingsmethode voor de afsluiting van de Golf van Khambat die geen gebruik maakt van caissons, is een combinatie van een verticale en een horizontale sluitingsmethode.
- De stenen kunnen gedurende de verticale sluitingsmethode het beste met stortschepen gestort worden.
  De stenen kunnen gedurende de horizontale sluitingsmethode het beste met vrachtwagens gestort worden.
- Het vasthouden van de positie van een stortschip tijdens het storten kan tijdens het afsluiten van de Golf van Khambat het beste door het af te meren aan een ponton.
- Maatgevend voor de bouwtijd is de produktie van de stenen die zwaarder zijn dan 6.000 kg en het leggen van de bodembescherming als stenen filterconstructie.
- Het werk kan binnen 8,5 jaar voltooid zijn als de ondermaatse steen uit de groeven wordt toegepast in gabions en de bodembescherming wordt uitgevoerd met goetextielmatten.
- Het plaatsen van de gabions met een kraan kan het beste vanaf een ponton dat boven de sluitdam verankerd wordt.

9.2 Aanbevelingen

De realisatie van de afsluiting van de Golf van Khambat, zonder gebruik te maken van caissons, is technisch mogelijk. Voor het verbeteren van het ontwerp is het nodig om een aantal technische aspecten beter te bestuderen, waaronder :

- Het vastmaken van het stortschip aan het ponton in zeecondities en sterke stroom.
- Het storten van de stortstenen en plaatsen van de gabions in stromend water met golven.
- Het vervoer van stenen over de sluitdam met 165-tons vrachtwagens.
- De capaciteit van steengroeven aan de Golf van Khambat.
- De maximale steengrootte die geproduceerd kan worden.
- De yield curve van de groeve.
- Het ontwerp en capaciteit van de overslaghavens.
- Het verhalen van het stortschip tijdens het storten met behulp van ankers.
- De afmetingen van de ankerlieren.
- De weerstandscoëfficiënt van het stortschip en ponton in de stroming.
- Het ontwerp en leggen van de bodembescherming.
- De stabiliteit van de gabions in snel stromend water.
- De stabiliteit van het verankerde kraanponton in snel stromend water.

Literatuurlijst

Armstrong, A.T., *Handbook of Quarrying; 3rd edition*, Adelaide (1975).

Bouwmeester J., *Binnenscheepvaart en scheepvaartwegen*, diktaat F12, Delft (1992).

Bramley, M.E. e.a., Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, *CIRIA special publication 83 / CUR report 154*, London/Gouda (1991).

Coastal Engineering Research Center (CERC), *Shore Protection Manual (vol I and II)*, Washington (1984).

Haak, R. van de, *Anchor Manual*, Krimpen a.d. IJssel (1990).

HAM b.v., *Equipmentbook*, Capelle a.d. IJssel (1992).

Haskoning, Ministry of transport and public works and Development Consultants, *Khambat Gulf Development Reconnaissance Report*, Nijmegen (May 1989).

Heeremac, *Offshore equipment*, Leiden (1992).

Hoppe, R., *Operating Handbook of Mineral Surface Mining and Exploring*, New York (1978).

Huis in 't Veld, J.C. e.a., *The Closure of Tidal Basins*, Closing of Estuaries, Tidal inlets and Dike Breaches, Delft (1987).

Jansen, P.L.M en. I.C.Vreeburg, *Gulf of Khambat, closure and tidal power station*, Afstudeerrapport T.U. Delft, Delft (1992).

Officine Maccaferri S.p.A., *Catalogue of gabions, Reno mattresses and rockfill netting produced by Maccaferri*, Bologna (1988)

Roode, F.C. van, *Damming of tidal estuaries and lowland rivers*, diktaat F11C, Delft (1994).

Schiereck, G.J., *Introduction to bed bank shore protection*, diktaat F4, Delft (1993).

Stark, J.W.B., *Staalconstructies II deel 3, Staal-beton constructies*, diktaat G12, Delft (1993).

Afstudeercommissie

Voorzitter

Prof.drs.ir. J.K. Vrijling	-	TU Delft / Bouwdienst RWS

Leden

Ir. F.C. van Roode	-	TU Delft / Boskalis
Ir. K.G. Bezuyen	-	TU Delft

Bijlage A

Bodembescherming

Tijdens de constructie van de dam treedt er een verstoring van de bestaande verticale en horizontale snelheidsverdeling van de stroom op.
Deze verstoring veroorzaakt turbulentie en hogere snelheden. Als de bodem uit los sediment bestaat, zoals zand of slib, kan dit een ontgronding tot gevolg hebben. Als de ontgronding te diep wordt of zich te dicht bij de dam bevindt, komt de stabiliteit van de dam in gevaar. Om de stabiliteit van de dam te verzekeren moet de bodem onder en, als de stroom in twee richtingen werkt, aan beide kanten van de dam worden beschermd.

Voor de bodembescherming zijn drie onderdelen van belang:

- zanddichtheid
  Het belangrijkste doel van bodembescherming is om het bodemmateriaal op zijn plaats te houden. De bodembescherming kan als een waterdoorlatend filter geconstrueerd worden. Dit is om overdruk in het filter te voorkomen. Deze overdruk kan ervoor zorgen dat de bescherming omhoog gedrukt wordt. Een zware impermeabele bescherming wordt meestal gebruikt wanneer er een groot verval over de dam opgevangen moet worden.

- lengte
  De lengte van de bodembescherming moet zodanig zijn dat de stabiliteit van de dam niet in gevaar komt door de ontgronding.

- stabiliteit
  De afstortlaag moet de bodembescherming vasthouden en weerstand bieden tegen de belasting, veroorzaakt door stroming, golven en waterdrukken. In geval van een permeabele bodembescherming is de stroomsnelheid de maatgevende belasting.

In de Golf van Khambat bestaat de bodem uit zand, zodat ervan uitgegaan kan worden dat ontgronding zal op treden. Om dit tegen te gaan moet de bodem beschermd worden.

De bodembescherming wordt geplaatst voordat er met de feitelijke sluiting van de Golf van Khambat begonnen wordt en dient om het bodemmateriaal op zijn plaats te houden. Voor deze functie is een permeabele filterconstructie gekozen.
Het gebruik van lokaal aanwezige materialen ligt voor de hand. De bodembescherming zal dan ook voornamelijk bestaan uit materiaal uit de steengroeven.

Om onder maatgevende condities voldoende stabiliteit van de bovenste laag te garanderen zijn zware stenen nodig. Om erosie van het bodemmateriaal te voorkomen zijn er verschillende lagen tussen de bodem en de bovenste laag nodig. De dikte van een laag is minimaal 0,5 m voor gravel, tot 3 keer de diameter voor grotere stenen. De constructiehoogte van het filter wordt zodoende enige meters hoog.

Een manier om deze hoogte te beperken is het toepassen van een zinkstuk van bamboe in combinatie met stortsteen. Het maken van deze zinkstukken is erg arbeidsintensief. Tegenwoordig wordt vaak een combinatie van een zinkstuk met geotextiel toegepast.

Gezien de enorme oppervlakte in de Golf van Khambat, die beschermd moet worden, zal het mogelijk voordeliger zijn om speciaal materieel te ontwerpen voor de productie en de plaatsing van de zinkstukken. Hiertoe is nader onderzoek nodig.

Bijlage B

Bepaling stroming door de sluitdam

Voor het bepalen van de stroming door de sluitdam wordt eerst het debiet door de sluitdam berekend. Dit gebeurt met de volgende vergelijking:

$$q^2 = \{(2 \cdot g \cdot D_N \cdot \varepsilon^5) / 3 \cdot C\} \cdot \{(H^3 - h^3)/L\}.$$

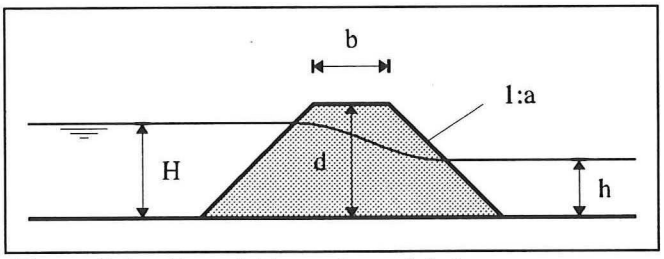
Variabelen:	q	= debiet door de sluitdam per strekkende meter		$[m^3/s/m]$
	g	= valversnelling	= 9,8	$[m^2/s]$
	D_N	= gemiddelde steendiameter		[m]
	ε	= porositeit van de sluitdam	= 0,4	[-]
	C	= waarde voor turbulente stroming	= 0,3	[-]
	H	= waterhoogte bovenstrooms		[m]
	h	= waterhoogte benedenstrooms		[m]
	L	= stroomlengte door de sluitdam		[m].

De afstand die de stroming door de sluitdam aflegt, L, wordt met de volgende vergelijking berekend.

$$L = 2 \cdot a \cdot d + b - 2/3 \cdot a \cdot (H+h)$$

Variabelen:	a	= helling van het talud	[-]
	d	= hoogte van de sluitdam	[m]
	b	= breedte van de kruin van de sluitdam	[m]
	H	= waterhoogte bovenstrooms	[m]
	h	= waterhoogte benedenstrooms	[m]

In figuur B.1 zijn de variabelen weergegeven.



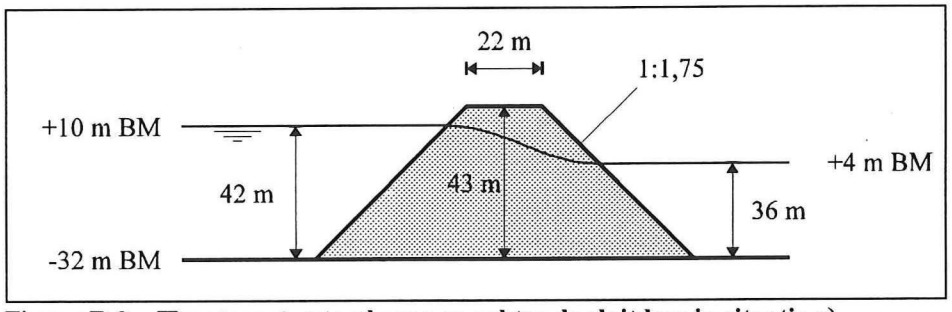
Figuur B.1 Overzicht van de variabelen

De maximale stroomsnelheid door de sluitdam vindt plaats als de stortstenen en het verschil in waterstanden voor en achter de sluitdam, zo groot mogelijk zijn. Uitgegaan wordt van een stortsteen met een gemiddelde diameter (D_N) van 2 m.

Hierna is de stroming door de sluitdam voor drie situaties berekend, te weten:

- situatie a): een waterhoogte van +10 m BM voor de dam (vloed), een waterhoogte van +4 m BM achter de dam en de bodem op -32 m BM
- situatie b): een waterhoogte van +10 m BM voor de dam, een waterhoogte van -2 m BM achter de dam (eb) en de bodem op -32 m BM
- situatie c): een waterhoogte van +10 m BM voor de dam, een waterhoogte van -2 m BM achter de dam en de bodem op -10 m BM.

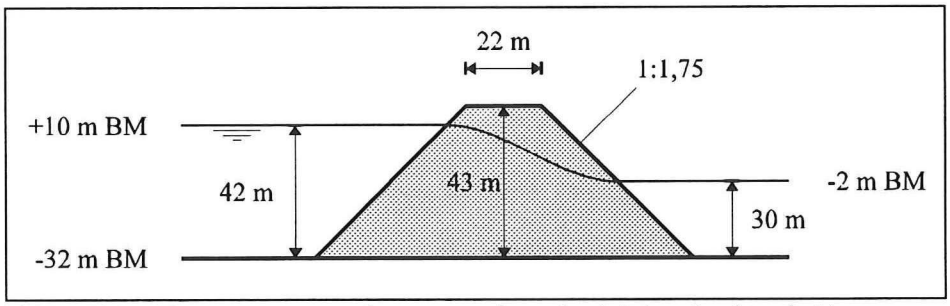
Situatie a)
Situatie a) is in zie figuur B.2 weergegeven.



Figuur B.2 Hoogte waterstand voor en achter de sluitdam in situatie a)

De afstand die de stroming door de sluitdam aflegt, L, is 81,5 m. Het debiet (q) door de sluitdam heeft dan een waarde van 12,2 $m^3/s/m$. De stroomsnelheid is af te leiden door het debiet te delen door de benedenstroomse waterhoogte, 36 m. In situatie a) heeft de stroming een snelheid van 0,34 m/s.

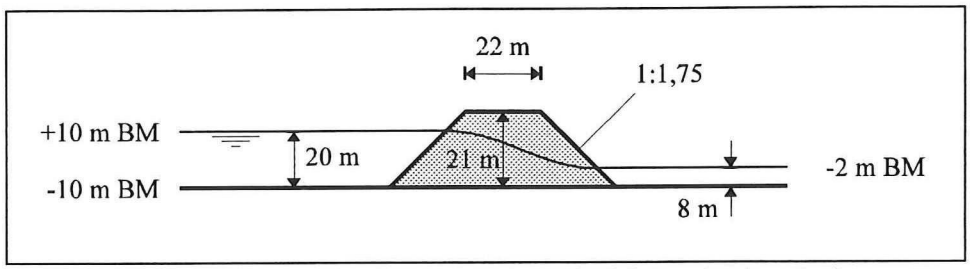
Situatie b)
Situatie b) is in figuur B.3 weergegeven.



Figuur B.3 Hoogte waterstand voor en achter de sluitdam in situatie b)

De afstand die de stroming door de sluitdam aflegt, L, is 88,5 m. Het debiet (q) door de sluitdam heeft dan een waarde van 15,4 $m^3/s/m$. De stroomsnelheid is af te leiden door het debiet te delen door de benedenstroomse waterhoogte, 30 m. In situatie b) heeft de stroming een snelheid van 0,51 m/s.

Situatie c)
Situatie c) is in figuur B.4 weergegeven.



Figuur B.4 Hoogte waterstand voor en achter de sluitdam in situatie c)

De afstand die de stroming door de sluitdam aflegt, L, is 62,8 m. Het debiet (q) door de sluitdam heeft dan een waarde van 4,87 $m^3/s/m$. De stroomsnelheid is af te leiden door het debiet te delen door de benedenstroomse waterhoogte, 8 m. In situatie c) heeft de stroming een snelheid van 0,61 m/s.

Bijlage C

Berekening stabiliteit van de stortstenen in de sluitdam

In zake de stabiliteit van de stortstenen in de sluitdam is bekeken of de sluitdam bestand is tegen een stroming door de dam.

Stroming door de sluitdam
Omdat voor de afsluitingsdam in de Golf van Khambat stenen met een diameter tussen 0,5 en 2 m worden gebruikt, is de ruimte tussen de stenen zo groot dat de stroming weinig hinder ondervindt. In combinatie met een groot verschil in waterstand aan beide kanten van de dam moet er rekening gehouden worden met een snelle stroming door de dam en dus een aanzienlijk debiet. De kans is dan groot dat er stenen weggespoeld worden waardoor de stabiliteit afneemt.
Om de stabiliteit van de dam te kunnen controleren zijn de steendiameters van elke gewichtsklasse nodig. De gemiddelde steendiameters van de stenen, die gedolven worden uit steengroeven ten oosten en ten westen van de Golf van Khambat, zijn gegeven in tabel C.1.

Tabel C.1 Steenparameters van de steengroeve

gewichtsklasse [kg]	M_{50} [kg]	gemiddelde D_N [m]	ΔD_N [m] $\rho = 2700$ kg/m^3
10–60	35	0,23	0,0–0,4
60–300	180	0,41	0,4–0,7
300–1.000	650	0,62	0,7–1,1
1.000–3.000	2.000	0,90	1,1–1,6
3.000–6.000	4.500	1,18	1,6–2,1
6.000–10.000	8.000	1,42	2,1–2,5
10.000–15.000	12.500	1,67	2,5–2,9
15.000–20.000	17.500	1,84	2,9–3,3
20.000–25.000	22.500	2,00	3,3–3,6

Bron: Jansen, 1992

Van stenen in een gegeven gewichtsklasse, met een soortelijk gewicht van 2700 kg/m^3, kan de inhoud, gewicht/soortelijk gewicht, bepaald worden. Met de inhoud van de steen kan dan de diameter berekent worden, (inhoud)$^{1/3}$, als tenminste aangenomen wordt dat de steen de vorm van een kubus heeft.
De stenen in de gewichtsklasse 10-60 kg hebben een diameter die loopt van 0,15 m $\{(10/2700)^{1/3}\}$ tot 0,28 m $\{(60/2700)^{1/3}\}$. Op dezelfde wijze kunnen voor elke gewichtsklasse de bijbehorende diameters afgeleid worden.
Als wordt uitgegaan van een gelijkmatige spreiding van de diameters, kunnen d_{15} en d_{85} eenvoudig bepaald worden door lineair te interpoleren.
Voor de gewichtsklasse 10-60 kg geldt dan:

$$d_{15} = 0,15 + (0,28\text{-}0,15)\cdot 15\% = 0,17 \text{ m}$$
$$d_{85} = 0,15 + (0,28\text{-}0,15)\cdot 85\% = 0,26 \text{ m}.$$

Op dezelfde manier zijn de waarden voor d_{15} en d_{85} voor alle andere gewichtsklassen afgeleid.

In tabel C.2 zijn per gewichtsklasse de steendiameters gegeven voor de stabiliteitsberekening.

Tabel C.2 Steendiameters per gewichtsklasse voor stabiliteitsberekening

gewichtsklasse [kg]	steendiameter [m]	d_{15} [m]	d_{85} [m]	$5d_{85}$ [m]
10-60	0,15-0,28	0,17	0,26	1,30
60-300	0,28-0,48	0,31	0,45	2,25
300-1.000	0,48-0,72	0,52	0,68	3,40
1.000-3.000	0,72-1,04	0,77	0,99	4,95
3.000-6.000	1,04-1,30	1,08	1,26	6,30
6.000-10.000	1,30-1,55	1,34	1,51	7,55
10.000-15.000	1,55-1,77	1,58	1,74	8,70
15.000-20.000	1,77-1,95	1,80	1,92	9,60
20.000-25.000	1,95-2,10	1,97	2,08	10,40

Bijlage D

Berekening minimale steengewicht bij golfslag tegen de sluitdam met behulp van de vergelijking van Van der Meer

Golven, die breken op de sluitdam, kunnen een grote kracht hebben die moet worden opgevangen.
In deze bijlage wordt met behulp van de vergelijking van Van der Meer berekend wat het minimale steengewicht moet zijn, om de sluitdam tegen golfslag te beschermen.

Voor het bepalen van de steendiameter zijn twee vergelijkingen beschikbaar, de vergelijking van Hudson en van Van der Meer. De vergelijking van, Van der Meer houdt met meer factoren rekening zoals golfperiode, schadecriterium en doorlatendheid.

De brekerparameter heeft in dit geval een waarde van 3,19. Er is dus sprake van brekende golven en de vergelijking van Van der Meer voor brekende golven mag gebruikt worden.

Van der Meer (voor brekende golven), [Van der Meer, 1988]:

$$\{H_S / (\Delta \cdot D_{n50})\} \cdot \sqrt{\xi} = 6{,}2 \cdot P^{0{,}18} \cdot (S / \sqrt{N})^{0{,}2}$$

Variabelen:	H_S	= significante golfhoogte	[m]
	Δ	= relatieve dichtheid van de steen	[-]
	D_{n50}	= nominale diameter van de steen	[m]
	ξ	= brekerparameter	[-]
	P	= permeabiliteit van de dam	[-]
	S	= schade-coëfficiënt	[-]
	N	= aantal golven	[-]
	α	= helling van het talud	[°]
	L_o	= golflengte op diep water	[m]
	T	= gemiddelde golfperiode	[s]

De permeabiliteit van de dam (P) varieert van 0,1 voor een ondoorlatende dam en 0,6 voor een homogene, doorlatende dam.

De waarde voor de schade-coëfficiënt (S) hangt af van de mate waarin de schade geaccepteerd wordt. De waarde van S ligt tussen de 1 en 3 als er geen schade toegestaan is.

Voor de berekening van het aantal golven (N) is uitgegaan van een golfperiode van 10 seconden. Een storm die ruim 24 uur duurt komt dan overeen met 10.000 golven.

In tabel D.1 is ΔD_{n50} en het minimale steengewicht weergegeven voor een aantal waarden voor P, S en N.

Tabel D.1 ΔD_{n50} en het minimale steengewicht bij verschillende waarden voor P, S en N

P	S	N	ΔD_{n50} [m]	Min. steengewicht [kg]
0,4	2	10.000	3,74	> 25.000
0,4	5	10.000	3,10	15.000-20.000
0,4	5	5.000	2,88	10.000-15.000
0,6	5	5.000	2,68	10.000-15.000

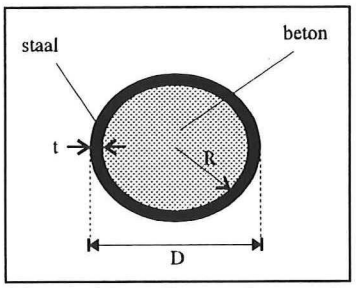
De permeabiliteit (S) van de sluitdam is 0,4. In dit geval levert enige schade door het grote aantal steenlagen geen probleem op. Voor S wordt een waarde van 5 genomen.
Voor de duur van een storm is 24 uur genomen, zodat N een waarde van 10.000 heeft.
Uit tabel D.1 is af te lezen dat het minimaal vereiste steengewicht om de sluitdam tegen golfslag te beschermen 15.000 tot 20.000 kg bedraagt.

Bijlage E

Berekening van het bezwijkmoment en de horizontale verplaatsing van de meerpaal en de ankerpaal

Meerpaal

Bezwijkmoment
Voor de meerpaal is uitgegaan van een met beton gevulde stalen buis (zie figuur E.1). getekend.



Figuur E.1 Dwarsdoorsnede meerpaal

Omdat de neutrale lijn door het hart van de doorsnede loopt is de helft van de betondoorsnede op druk belast.
Het bezwijkmoment in de buis kan dan met de volgende vergelijking worden berekend, Stark (1993):

$$M_{max} = 0{,}5 \cdot \alpha \cdot Wc \cdot fcd + Ws \cdot fy \quad [Nmm]$$

Variabelen:

α	=	1,0 voor met beton gevulde buisprofielen	
α	=	0,85 voor alle andere gevallen	
W_C	=	weerstandsmoment beton	[mm^3]
fcd	=	druksterkte beton	[N/mm^2]
W_S	=	weerstandsmoment staal	[mm^3]
fy	=	vloeigrens staal	[N/mm^2]

Als voor het staal Fe510 en voor het beton B35 genomen wordt zijn voor beide materialen de druksterkte (fcd), de vloeigrens (fy) en de elasticiteitsmodulus (E_S en E_C) bekend:

fcd	=	21 N/mm^2
fy	=	360 N/mm^2
E_S	=	210.000 N/mm^2
E_C	=	31.000 N/mm^2

Voor de diameter, D, en de dikte, t van de stalen buis zijn respectievelijk 1 m en 0,1 m aangenomen. De straal, R, wordt dan 400 mm.
Via het traagheidsmoment van de betonnen doorsnede (I_C) en de stalen doorsnede (I_S) kunnen de weerstandsmomenten afgeleid worden:

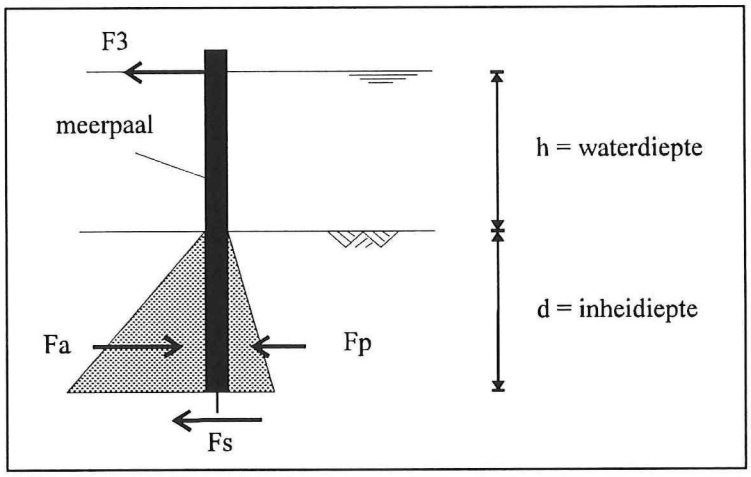
$$I_S = \pi/4 \cdot \{ (R + t)^4 - R^4 \} = 2{,}9 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$
$$I_C = \pi/4 \cdot R^4 = 2 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$
$$W_S = I_S / 0{,}5 \cdot D = 58 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$
$$W_C = I_C / R = 50 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Met deze gegevens kan het bezwijkmoment worden bepaald dat door de ankerpaal kan worden opgenomen.
Het bezwijkmoment is dan:

$$0{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot (50 \cdot 10^6) \cdot 21 + 58 \cdot 10^6 \cdot 360 =$$
$$M_{max} = 21.400 \text{ kNm}.$$

Berekening moment en horizontale verplaatsing met MSHEET
Met het programma MSHEET kunnen de momenten en de verplaatsingen die optreden in de meerpaal berekend worden.
Om te voorkomen dat de meerpaal bezwijkt, moet het moment in de meerpaal kleiner zijn dan het bezwijkmoment van 21.400 kNm.
Een horizontale verplaatsing van de bovenkant van de meerpaal is acceptabel als deze kleiner is dan 1% van de lengte van de meerpaal.

De trekkracht van de kabel op de meerpaal (F_3) van 1880 kN, moet opgevangen worden door horizontale gronddrukken. De meerpaal wordt geschematiseerd als een door grond elastisch ondersteunde staaf met aan de onderkant een scharnier, F_S (zie figuur E.2).



Figuur E.2 Gronddruk tegen meerpaal.

Het moment dat door de grootste ankerkracht (F_3) wordt veroorzaakt, moet gelijk zijn aan het moment dat door de resultante van de horizontale gronddruk tegen de ankerpaal wordt veroorzaakt (Fa-Fp).

Door met het computerprogramma MSHEET de verplaatsing en het moment in de meerpaal bij verschillende inheidiepten uit te rekenen kan iteratief een moment gevonden worden dat kleiner is dan 21.400 kNm.
Voor de berekening met MSHEET is de stijfheid van de beton-staal doorsnede nodig (EI), het soortelijk gewicht van het natte zand (γ_Z), de passieve gronddruk (K_P), de neutrale gronddruk (K_N), de actieve gronddruk (K_A).
Deze waarden zijn:

I_S		=	$2{,}9 \cdot 10^{10}$	mm^4
I_C		=	$2 \cdot 10^{10}$	mm^4
EI_{TOTAAL}	$= EI_S + 0{,}8EI_C$	=	$6{,}6 \cdot 10^{6}$	kNm^2
γ_Z		=	2000	kg/m^3
K_P		=	3	
K_N		=	1/2	
K_A		=	1/3	

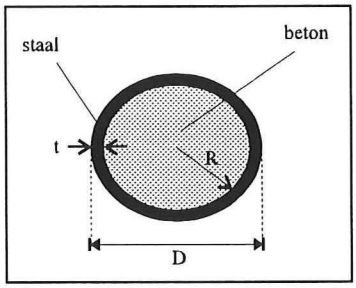
Voor een paal met een lengte van 60 m, met een dwarskracht (F_3) van 1880 kN en een inheidiepte van 40 m, resulteert de berekening met MSHEET in de volgende waarden:

waterdiepte	=	20	m
paallengte	=	60	m
moment	=	49.818,1	kNm
verplaatsing	=	3329,9	mm.

Uit de berekening blijkt dat het moment in de meerpaal groter is dan het bezwijkmoment (49.818,1 kNm > 21.400 kNm), zodat de meerpaal zal bezwijken onder de belasting. De verplaatsing is niet acceptabel omdat deze groter is dan 1% van de paallengte (3329,9 mm > 600 mm).

Ankerpaal

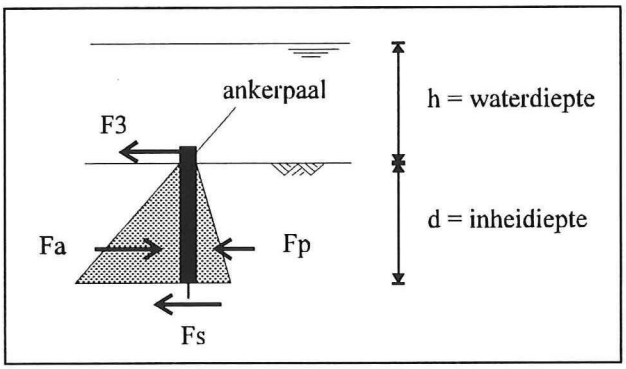
Bezwijkmoment
Voor de ankerpaal is, evenals voor de meerpaal, uitgegaan van een met beton gevulde stalen buis (zie figuur E.3).



Figuur E.3 Dwarsdoorsnede ankerpaal

Het bezwijkmoment is gelijk aan dat van de meerpaal, namelijk 21.400 kNm.

Berekening moment en verplaatsing met MSHEET
Het grote moment in de ankerpaal wordt veroorzaakt door de arm tussen de bevestiging van de ankerkabel en de resultante van de gronddruk.
Het moment in de ankerpaal kan verkleind worden door het aangrijpingspunt van de belasting onder water te nemen. De hefboom van 20 m (de waterdiepte) wordt dan kleiner en het moment neemt af.
De trekkracht van de kabel op de ankerpaal, van 1.880 kN, moet opgevangen worden door horizontale gronddrukken. De ankerpaal wordt geschematiseerd als een door grond elastisch ondersteunde staaf met aan de onderkant een scharnier (zie figuur E.4).



Figuur E.4 Gronddruk tegen ankerpaal

Het moment in de ankerpaal moet kleiner zijn dan het bezwijkmoment van 21.400 kNm om te voorkomen dat de paal bezwijkt. De horizontale verplaatsing is acceptabel als deze kleiner is dan 1% van de lengte van de ankerpaal.

Door met het computerprogramma MSHEET de horizontale verplaatsing van de bovenkant en het maximale moment in de ankerpaal bij verschillende inheidiepten uit te rekenen kan iteratief een moment gevonden worden dat kleiner is dan 21.400 kNm.

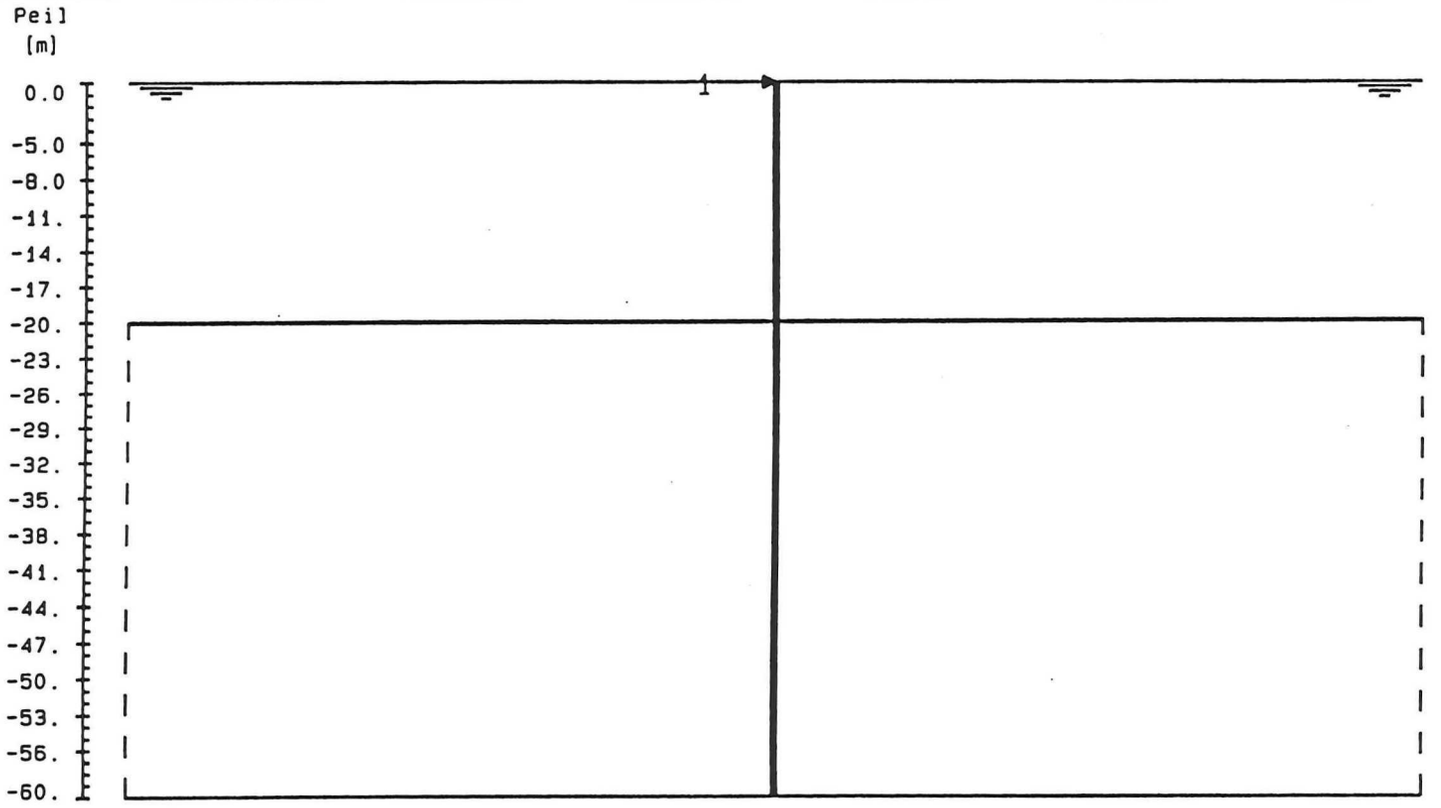
Voor de berekening met MSHEET is de stijfheid van de beton-staal doorsnede nodig (EI), het soortelijk gewicht van het natte zand (γ_Z), de passieve gronddruk (K_P), de neutrale gronddruk (K_N) en de actieve gronddruk (K_A). Deze zijn hetzelfde als bij de meerpaal.

Voor een ankerpaal met een lengte van 50 m, met een dwarskracht (F_3) van 1.880 kN en een inheidiepte van 30 m geeft de berekening met MSHEET de volgende resultaten:

waterdiepte	= 20 m
paallengte	= 50 m
moment	= 12.168,1 kNm
verplaatsing	= 151,8 mm.

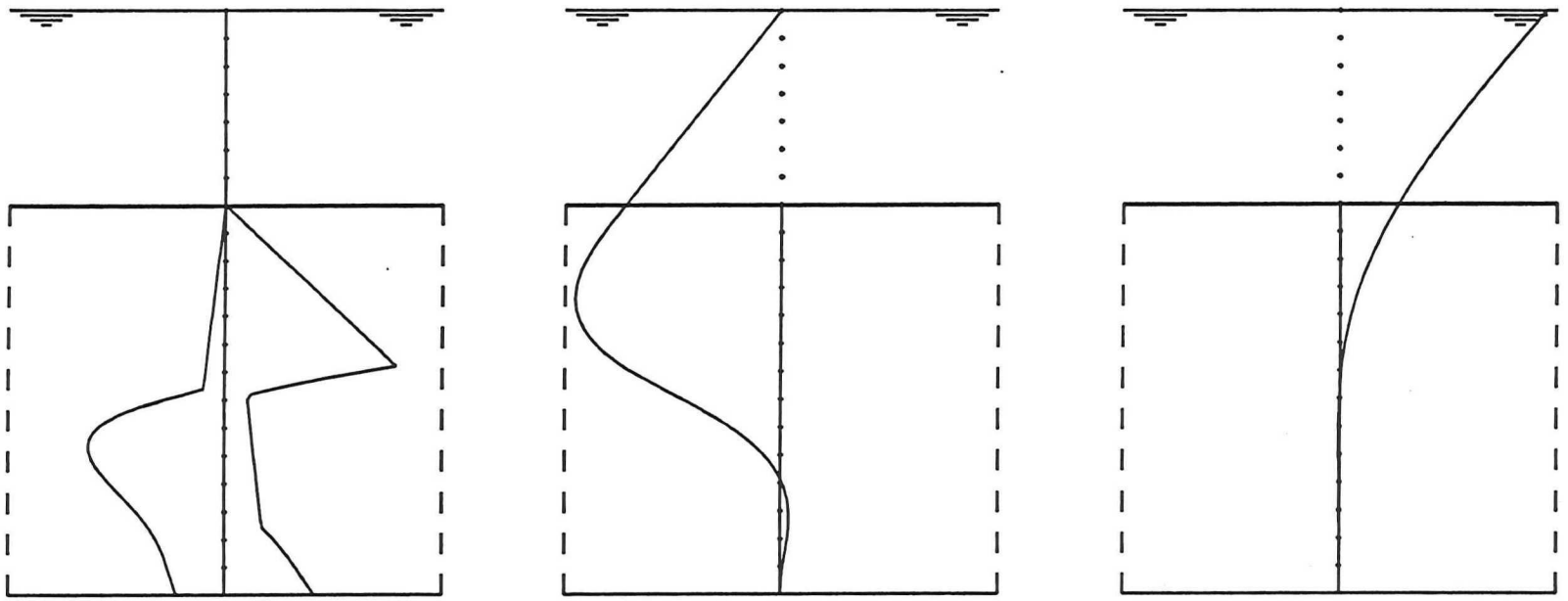
Uit de berekening komt een moment van 12.168,1 kNm. Dit is kleiner dan het bezwijkmoment (12.168,1 kNm < 21.400 kNm).
De verplaatsing van de ankerpaal is kleiner dan 1% van de lengte (151,8 mm < 500 mm).
Dit betekent dat de ankerpaal voldoet aan de ontwerpeisen.

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 1



TUD Lic: 0216 Educational	Maaiveld L/R : 2 / 1 Lengte : 60.00 Water L/R : 0.00 / 0.00
MSHEET [3.2] File : MEERPAAL	Meerpaal Pieter

OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 1



Hor. Korrelsp. [kN/m2]
Links Max : 397.3
Rechts Max : 497.1

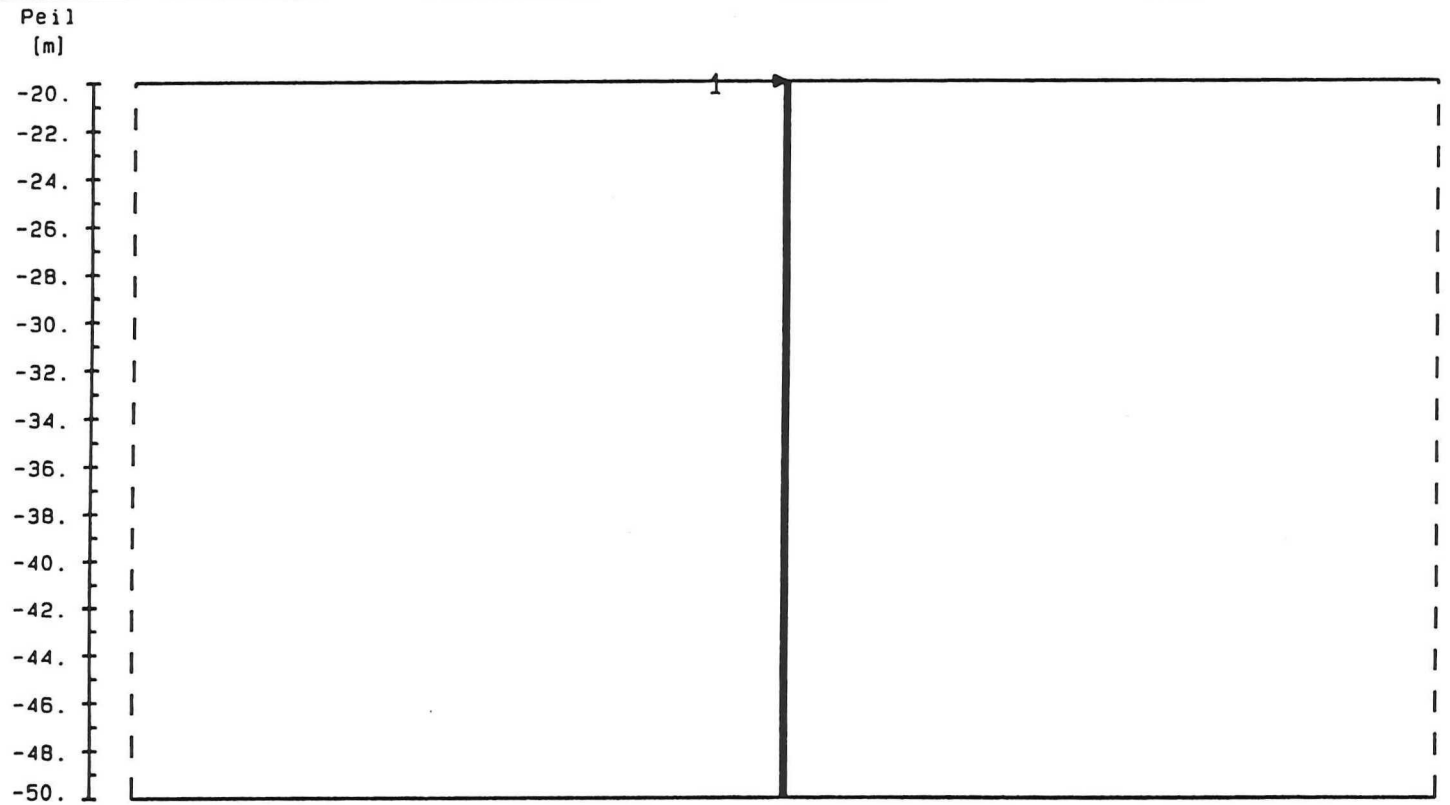
Momenten [kNm/m']
Maximum : 1995.7
Minimum : -49818.1

Verplaatsingen [mm]
Maximum : -3329.9

TUD Lic: 0216 Educational	Maaiveld L/R : 2 / 1 Lengte : 60.00 Water L/R : 0.00 / 0.00
MSHEET [3.2] File : MEERPAAL	Meerpaal Pieter

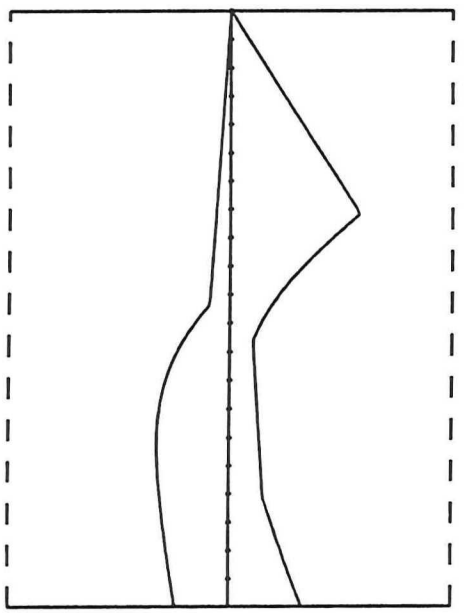
```
FILENAME : A:\MSHEET\MEERPAAL.SHI created by MSHEET version 3.2
==========================    BEGINNING OF DATA    ==========================
Meerpaal
Pieter
      0.00  Niveau top damwand
     60.00  Damwand lengte
  1  Aantal stukken met varierende eigenschappen
 Nr    Stijfh. EI     Werk. br        Peil
  1   6.600E+0006         1.50      -60.00
  0  Aantal ankers / stempels
  0  Aantal verende steunpunten
  0  Aantal starre steunpunten
  0  Aantal bovenbelastingen
  1  Aantal willekeurige lasten
  1       0   Links
 Nr     X-koord      Grootte
  1  Aantal horizontale lijnlasten
 Nr         Peil      Grootte
  1         0.00      1255.00
  0  Aantal momenten
  0  Aantal normaalkrachten
  0  Aantal punten met grondverplaatsing
  1  Aantal takken voor de veerkarakteristiek
  0  1/0 : Wel/Geen ontlastingstak
  1  Aantal verschillende grondlagen
  1          ZAND
            18.00          20.00          0.00  Volumegewicht & cohesie
             0.00          30.00                Delta & phi
             0.33           0.50          3.00  Lambda akt, neutr, pas.
    1.000E+0003   3.000E+0004                   K1 Beddingsconstante boven/onder
  1  Aantal grondprofielen
  1          1
  1  Aantal grondlagen van grondprofiel
  Nr        Laag         Peil      Wosp Bo     Wosp Ond
  1         ZAND       -20.00         0.00         0.00
  2   maaivelden
  1   Rechts
  1   aantal punten
  1        0.00       -20.00    i (x,y) - coordinaat punt i
  2   Links
  1   aantal punten
  1        0.00       -20.00    i (x,y) - coordinaat punt i
  1  Aantal bouwfasen
  1  Bouwfase nummer
        1            1  Methode Links : lambda  Methode Rechts : lambda
        2            1  Maaiveld links en rechts
     0.00         0.00  Waterpeil links en rechts
        1            1  Grondprofiel links en rechts
   0.0000               Kopverplaatsing
        0               Grondverplaatsingen
        0               Ankers / stempels aanwezig in bouwfase
   1  2  3  4  5  6  7  8  9 10 11 12 13 14 15 : Nummer in tabel
                                                : Verende steunp
                                                : Starre  steunp
                                                : Bovenbelast.
   -                                            : Willekeurigelast
   *                                            : Hor.  lijnlast
                                                : Moment
                                                : Normaalkracht
============================ Einde invoer data ============================
```

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 1

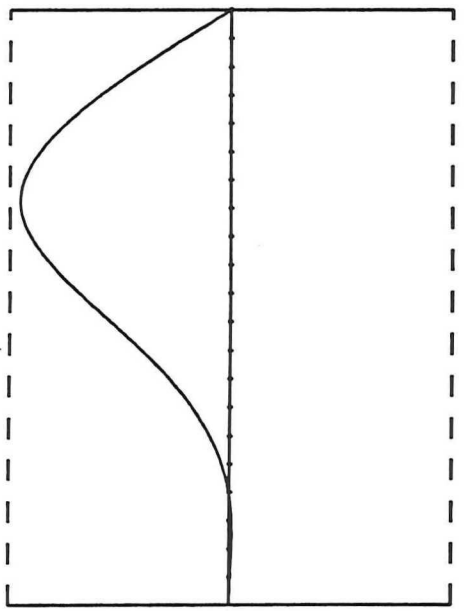


TUD Lic: 0216 Educational	Maaiveld L/R : 2 / 1 Lengte : 30.00 Water L/R : 0.00 / 0.00
MSHEET [3.2] File : ANKERPAA	ankerpaal Pieter

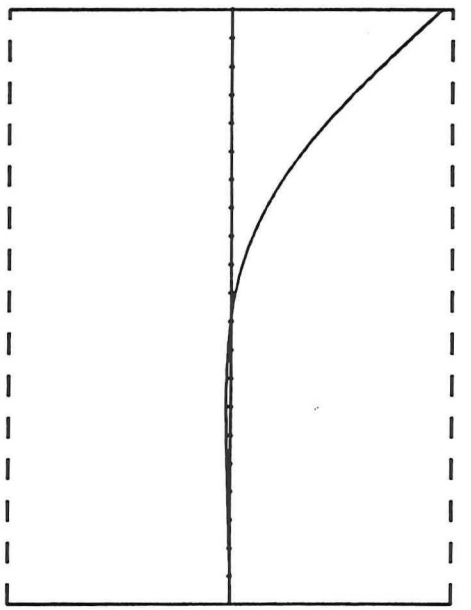
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 1



Hor. Korrelsp. [kN/m2]
Links Max : 171.9
Rechts Max : 304.9



Momenten [kNm/m']
Maximum : 145.9
Minimum : -12168.1



Verplaatsingen [mm]
Maximum : -151.8

TUD Lic: 0216 Educational	Maaiveld L/R : 2 / 1 Lengte : 30.00 Water L/R : 0.00 / 0.00
MSHEET [3.2] File : ANKERPAA	ankerpaal Pieter

```
FILENAME : A:\MSHEET\ANKERPAA.SHI created by MSHEET version 3.2
==========================    BEGINNING OF DATA    ==========================
ankerpaal
Pieter
    -20.00  Niveau top damwand
     30.00  Damwand lengte
  1  Aantal stukken met varierende eigenschappen
 Nr    Stijfh. EI     Werk. br        Peil
  1   6.600E+0006         1.50      -50.00
  0  Aantal ankers / stempels
  0  Aantal verende steunpunten
  0  Aantal starre steunpunten
  0  Aantal bovenbelastingen
  1  Aantal willekeurige lasten
  1      0   Links
 Nr     X-koord      Grootte
  1  Aantal horizontale lijnlasten
 Nr         Peil      Grootte
  1       -20.00      1255.00
  0  Aantal momenten
  0  Aantal normaalkrachten
  0  Aantal punten met grondverplaatsing
  1  Aantal takken voor de veerkarakteristiek
  0  1/0 : Wel/Geen ontlastingstak
  1  Aantal verschillende grondlagen
  1          ZAND
           18.00          20.00          0.00  Volumegewicht & cohesie
            0.00          30.00                Delta & phi
            0.33           0.50          3.00  Lambda akt, neutr, pas.
     1.000E+0003    3.000E+0004                K1 Beddingsconstante boven/onder
  1  Aantal grondprofielen
  1            1
  1  Aantal grondlagen van grondprofiel
  Nr        Laag          Peil      Wosp Bo     Wosp Ond
  1         ZAND       -20.00          0.00          0.00
  2   maaivelden
  1   Rechts
  1   aantal punten
  1         0.00       -20.00    i (x,y) - coordinaat punt i
  2   Links
  1   aantal punten
  1         0.00       -20.00    i (x,y) - coordinaat punt i
  1  Aantal bouwfasen
  1  Bouwfase nummer
          1             1  Methode Links : lambda  Methode Rechts : lambda
          2             1  Maaiveld links en rechts
       0.00          0.00  Waterpeil links en rechts
          1             1  Grondprofiel links en rechts
     0.0000                Kopverplaatsing
          0                Grondverplaatsingen
          0                Ankers / stempels aanwezig in bouwfase
    1  2  3  4  5  6  7  8  9 10 11 12 13 14 15 : Nummer in tabel
                                                 : Verende steunp
                                                 : Starre  steunp
                                                 : Bovenbelast.
    -                                            : Willekeurigelast
    *                                            : Hor.  lijnlast
                                                 : Moment
                                                 : Normaalkracht
```

Bijlage F

Berekening van het volume en het stortgewicht van de sluitdam

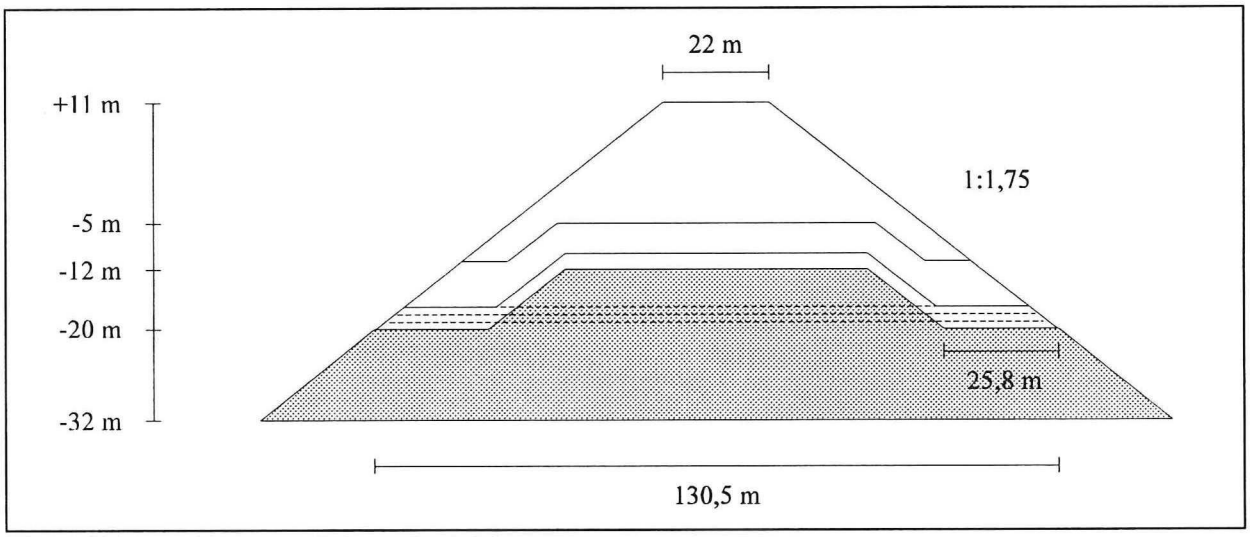
In deze bijlage wordt de berekening van het volume van de gewichtsklasse 10 - 60 kg gegeven. Van de overige gewichtsklassen worden alleen de resultaten vermeld, omdat de manier van berekenen hetzelfde is.

Werkwijze
De werkwijze bij de berekening is als volgt:

- aan de hand van het dwarsprofiel en het lengteprofiel zijn relaties tussen diepte en breedte afgeleid
- vervolgens is van -32 m BM tot -20 m BM het volume via integreren bepaald. Vanaf -20 m BM is het volume per laag van 1 meter bepaald.
- tot slot is het stortgewicht van de stenen berekend.

De diepte van de sluitingsdam is afhankelijk van de plaats in de Golf van Khambat en de breedte is afhankelijk van de diepte en de helling van het talud.

Dwarsprofiel
In figuur F.1 is het dwarsprofiel van de dam getekend. De hoogte van de afsluitingsdam is op +11 m BM gesteld. Voor het talud is een helling van 1:1,75 gekozen. De breedte van de top is 22 m zodat er voldoende ruimte is voor het vervoer van de stortstenen met vrachtwagens.

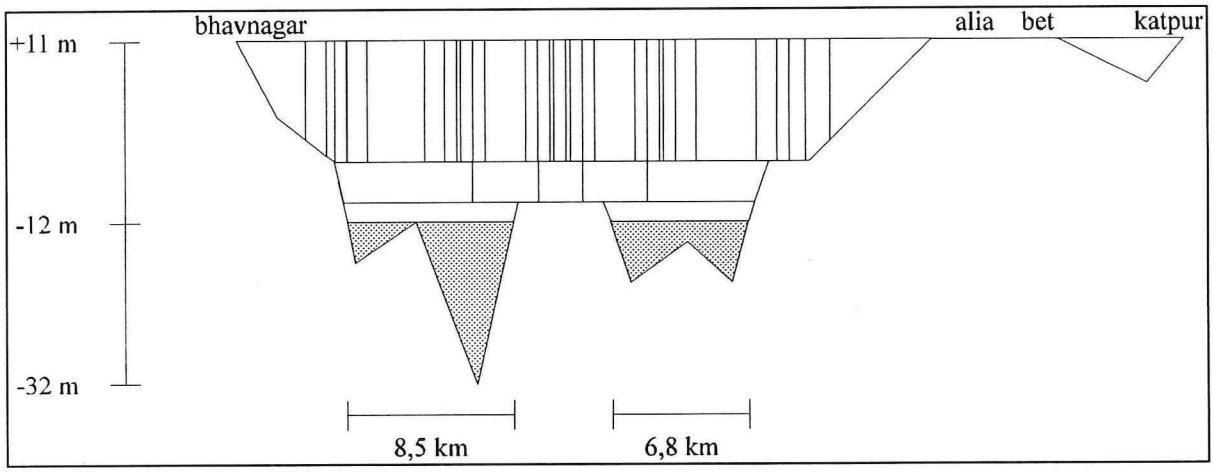


Figuur F.1 Dwarsprofiel van de sluitdam

Relatie tussen de breedte en de diepte
Het volume van het gedeelte van de dam onder -20 m BM wordt via integreren bepaald. De breedte van de dam neemt lineair toe met de diepte. De top van de dam op -20 m BM heeft een breedte van 130,5 m, $22 + 2 \cdot (1{,}75 \cdot 31)$, en neemt per meter diepte met 3,5 m toe (zie figuur F.1).

De vergelijking voor de breedte, y(x), van het dwarsprofiel afhankelijk van de diepte, h(x), is voor de gewichtsklasse 10 - 60 kg als volgt: $y(x) = 130,5 + 2 \cdot 1,75 \cdot h(x)$.
Voor de berekening van de oppervlakte van een driehoek is de helft van de basis nodig. Dit resulteert in een breedte van: $y(x) = 130,5 + 1,75 \cdot h(x)$.

Lengteprofiel
In figuur F.2 is het lengteprofiel voor de gewichtsklasse 10 - 60 kg opgenomen. Door het lengteprofiel op te delen in secties van 1 meter hoogte, wordt de berekening van het volume aanmerkelijk vereenvoudigd.

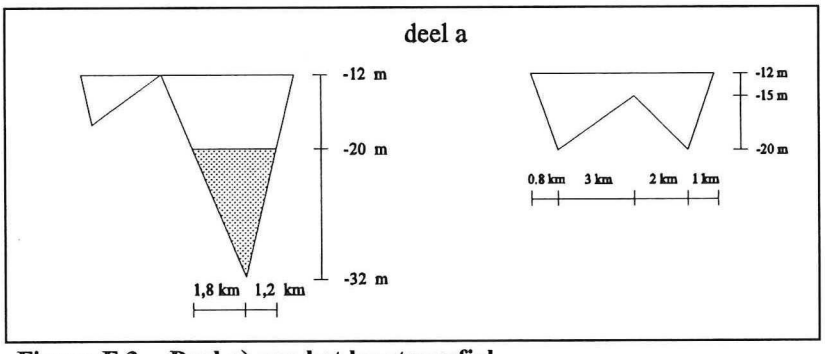


Figuur F.2 Lengteprofiel sluitdam

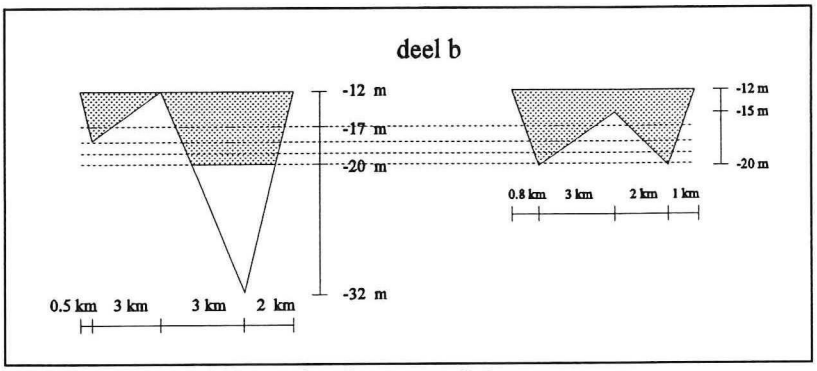
Volumebepaling

Voor de berekening van het volume is het lengteprofiel gesplitst in twee stukken:

- deel a), met een diepte van -32 m BM tot -20 m BM (zie figuur F.3)
- deel b), met een diepte van -20 m BM tot -12 m BM (zie figuur F.4).



Figuur F.3 Deel a) van het lengteprofiel



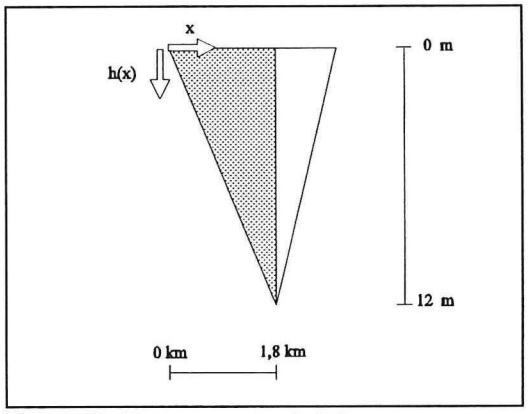
Figuur F.4 Deel b) van het lengteprofiel

Volume deel a) van -32 m BM tot -20 m BM
Deel a) is gesplitst in de volgende afstanden:

- van 0 - 1,8 km
- van 1,8 - 3 km

Voor elke afstand is hierna door middel van integralen het volume berekend.

Van 0 - 1,8 km (zie figuur F.5)



Figuur F.5 Doorsnede sluitdam van 0 - 1,8 km

De vergelijking voor de diepte, h(x), is voor 0 - 1,8 km als volgt:

$$h(x) = 20/3000\ x$$

De vergelijking voor de breedte, y(x), is voor 0 - 1,8 km als volgt:

$$y(x) = (130,5 + 1,75 \cdot h(x)) \cdot (h(x)).$$

De integraal wordt dan:

$$\int_0^{1800} (130,5 + 1,75 \cdot h(x)) \cdot (h(x)) \, dx =$$

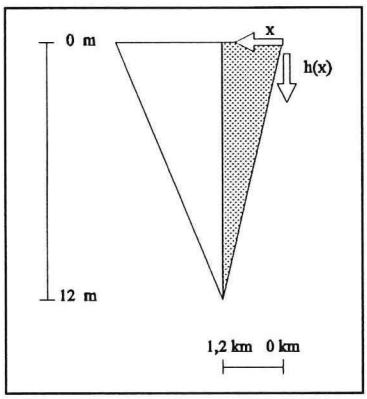
$$\int_0^{1800} (130,5 + 1,75 \cdot (20/3000x)) \cdot (20/3000x) \, dx =$$

$$\int_0^{1800} 130,5 \cdot (20/3000x) + 1,75 \cdot (20/3000x) \cdot (20/3000x) \, dx =$$

$$[1/3 \cdot (7,77 \cdot 10^{-5}) x^3 + 0.5 \cdot (0,87) x^2]_0^{1800} =$$

$1.560.600 \ m^3$

Van 1,8 - 3 km (zie figuur F.6)



Figuur F.6 Doorsnede sluitdam van 1,8 - 3 km

De vergelijking voor de diepte, h(x), is voor 1,8 - 3 km als volgt:

$$h(x) = 20/2000 \ x$$

De vergelijking voor de breedte, y(x), is voor 1,8 - 3 km als volgt:

$$y(x) = (130,5 + 1,75 \cdot h(x)) \cdot (h(x))$$

De integraal wordt dan:

$$\int_0^{1200} (130,5 + 1,75 \cdot h(x)) \cdot (h(x)) \, dx =$$

$$\int_0^{1200} (130,5 + 1,75 \cdot (20/2000x)) \cdot (20/2000x) \, dx =$$

$$\int_0^{1200} 130,5 \cdot (20/2000x) + 1,75 \cdot (20/2000x) \cdot (20/2000x) \, dx =$$

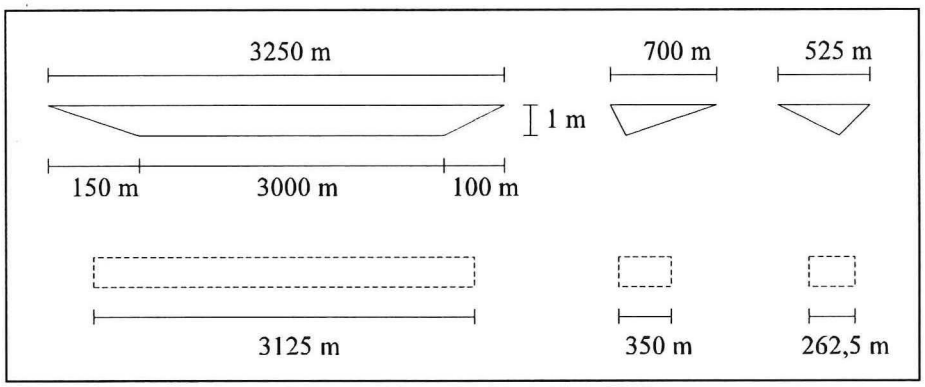
$$[1/3 \cdot (1,75 \cdot 10^{-4}) x^3 + 0.5 \cdot (1,305) x^2]_0^{1200} =$$

$1.040.400 \text{ m}^3$

Het totale volume van deel a) is $2.601.000 \text{ m}^3$

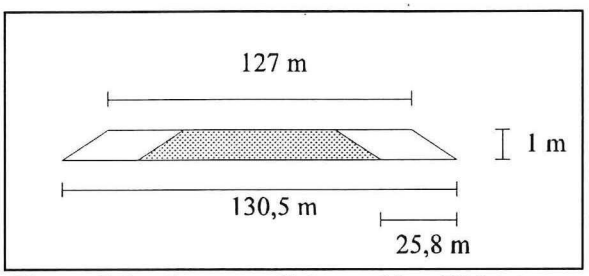
Volume deel b) van -20 m BM tot -12 m BM
Vanaf -20 m BM wordt het volume van de gewichtsklasse 10-60 kg per laag van 1 meter bepaald.
Deel b) is in 8 lagen van 1 meter hoogte gedeeld.
Hierna wordt van de eerste drie lagen het volume van de gewichtsklasse 10 - 60 kg uitgewerkt (zie figuur F.1 en F.4).

Van -20 m BM tot -19 m BM (zie figuur F.7)
In figuur F.7 is het lengteprofiel schematisch weergegeven. Met een stippellijn is het vereenvoudigde lengteprofiel getekend.



Figuur F.7 Lengteprofiel van -20 m BM tot -19 m BM

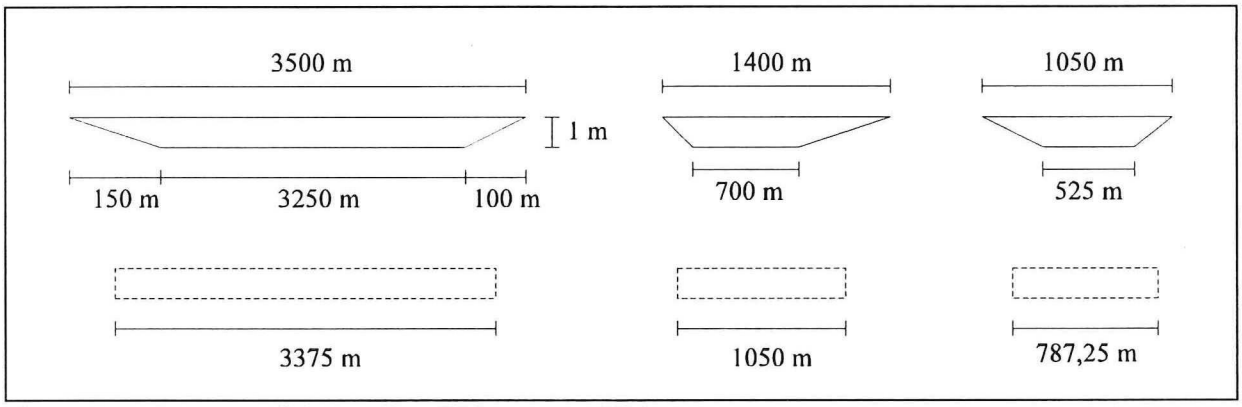
In figuur F.8 is het dwarsprofiel van -20 m BM tot -19 m BM getekend. Met grijs is de gewichtsklasse van 10 - 60 kg aangegeven.



Figuur F.8 Dwarsprofiel van -20 m BM tot -19 m BM

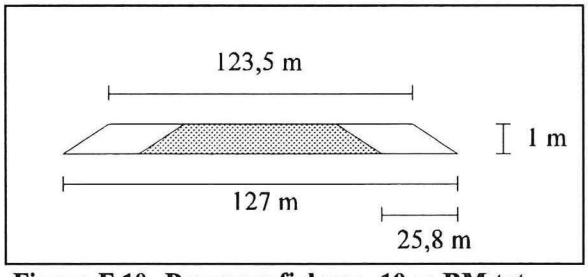
Uit figuur F.8 blijkt dat de oppervlakte van het gedeelte dat met stenen in de gewichtsklasse 10 - 60 kg gestort wordt, 77,15 m^2 bedraagt (0,5·[130,5 - 2·25,8 + 127 - 2·25,8]·1).
Het volume wordt dan: 77,15·(3125 + 350 +262,5) = 288.348,1 m^3.

Van -19 m BM tot -18 m BM (zie figuur F.9)
In figuur F.9 is het lengteprofiel schematisch weergegeven. Met een stippellijn is het vereenvoudigde lengteprofiel getekend.



Figuur F.9 Lengteprofiel van -19 m BM tot -18 m BM

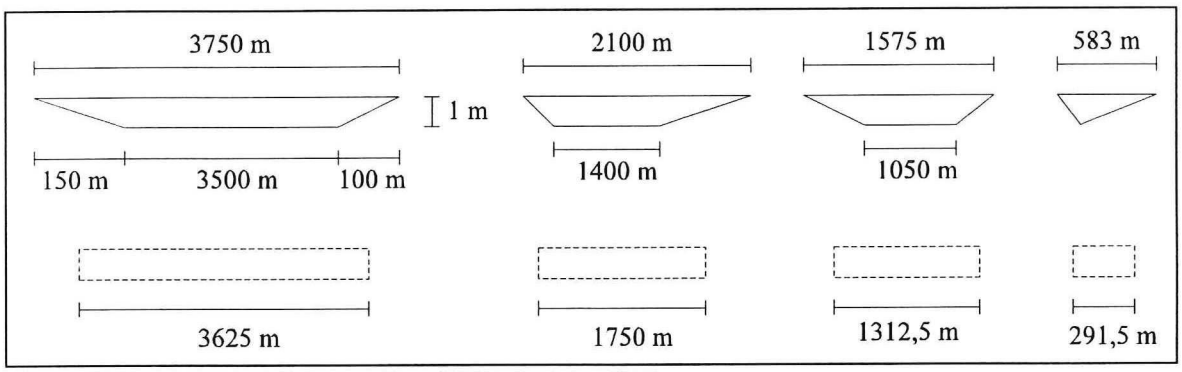
In figuur F.10 is het dwarsprofiel van -19 m BM tot -18 m BM getekend. Met grijs is de gewichtsklasse 10 - 60 kg aangegeven.



Figuur F.10 Dwarsprofiel van -19 m BM tot -18 m BM

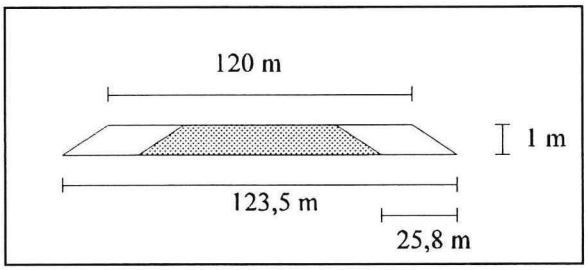
Uit figuur F.10 blijkt dat de oppervlakte van het gedeelte dat met stenen in de gewichtsklasse 10 - 60 kg gestort wordt, 73,65 m^2 bedraagt (0,5·[127 - 2·25,8 + 123,5 - 2·25,8]·1).
Het volume wordt dan: 73,65·(3375 + 1050 + 787,25) = 383.900,6 m^3.

Van -18 m BM tot - 17 m BM (zie figuur F.11)
In figuur F.11 is het lengteprofiel schematisch weergegeven. Met een stippellijn is het vereenvoudigde lengteprofiel getekend.



Figuur F.11 Lengteprofiel van -18 m BM tot - 17 m BM

In figuur F.12 is het dwarsprofiel van -18 m BM tot -17 m BM getekend. Met grijs is de gewichtsklasse 10 - 60 kg aangegeven.



Figuur F.12 Dwarsprofiel van -18 m BM tot - 17 m BM

Uit figuur F.12 blijkt dat de oppervlakte van het gedeelte dat met stenen in de gewichtsklasse 10 - 60 kg gestort wordt, 70,15 m^2 bedraagt (0,5·[123,5 - 2·25,8 + 120 - 2·25,8]·1).
Het volume wordt dan: 70,15·(3625 + 1750 + 1312,5 + 291,5) = 489.576,9 m^3.

Totaal volume stenen 10 - 60 kg
Van de eerste vier lagen is het volume berekend, van de overige vijf lagen word alleen het volume gegeven.

1.560.600 m^3 + 1.040.400 m^3 + 288.348,9 m^3 + 383.900,6 m^3 + 489.576,9 m^3 + 602.316,1 m^3 + 700.649,3 m^3 + 754.751,5 m^3 + 769.872,7 m^3 + 777.587,9 m^3 = 7.368.003,9 m^3

De nauwkeurigheid van deze berekening is veel te groot in verhouding met de afgelezen waarden en de grootte van de stenen. De uitkomsten worden naar boven afgerond worden met een nauwkeurigheid van 5.000 m^3. Dit betekend dat het totale volume 7.370.000 m^3 is.

Berekening stortgewicht van de stenen

Om het stortgewicht te bepalen wordt het volume vermenigvuldigd met het soortelijk gewicht (s.g. = 2.700 kg/m^3). Het poriëngehalte in de dam is echter 40%, zodat voor het opvullen van 1 m^3 niet 2.700 kg maar 1.600 kg nodig is (0,6 · 2.700).
Het totale steengewicht van de stenen met een gewicht tussen de 10 en 60 kg is dus:

$$7.370.000 \cdot 1.600 = 11.792.000.000 \text{ kg}$$

Op dezelfde wijze zijn het volume en het gewicht van de stenen voor alle overige stortperioden berekend. De resultaten hiervan zijn vermeld in tabel F.1.

Tabel F.1 Volume en gewicht van de totale hoeveelheid stenen per stortperiode

Stortperiode	Gewichtsklasse [kg]	Volume [m^3]	Gewicht [10^3 kg]
I (werkhavens)	3.000-6.000	1.600.000	2.560.000
I (bodembescherming*)	diversen	39.600.000	63.360.000
I (Katpur)	10-60	725.000	1.160.000
II^A	10-60	7.370.000	11.792.000
II^B	10-60	3.425.000	5.480.000
III^A	60-300	3.260.000	5.216.000
III^B	60-300	1.500.000	2.400.000
Subtotaal II^A en III^A			17.008.000
Subtotaal II^B en III^B			7.880.000
IV	6.000-10.000	6.900.000	11.040.000
-	20.000-25.000	3.390.000	5.424.000
A	1.000-3.000	3.670.000	5.872.000
B	3.000-6.000	6.475.000	10.360.000
C	6.000-10.000	1.850.000	2.960.000
D	10.000-15.000	1.850.000	2.960.000
E	20.000-25.000	4.625.000	7.400.000
	Totaal	86.240.000	137.984.000

* In Jansen, 1992 is voor de bodembescherming is uitgegaan van een steenlaag met een lengte van 300 m aan beide kanten van de dam (22 km) en een dikte van 3 m.

In tabel F.2 is de hoeveelheid stenen (in 10^3 kg) per gewichtsklasse, zonder bodembescherming opgenomen.

Tabel F.2 Totale gewicht van de stenen per gewichtsklasse, excl. bodembescherming

Gewichtsklasse [kg]	Gewicht [10^3 kg]
10-60	18.432.000
60-300	7.616.000
1.000-3.000	5.872.000
3.000-6.000	12.920.000
Subtotaal stenen < 6 000 kg	44.840.000
6.000-10.000	14.000.000
10.000-15.000	2.960.000
20.000-25.000	12.824.000
Subtotaal stenen > 6 000 kg	29.784.000
Totaal	74.624.000

Bijlage G

Vaststellen van een getijvenster

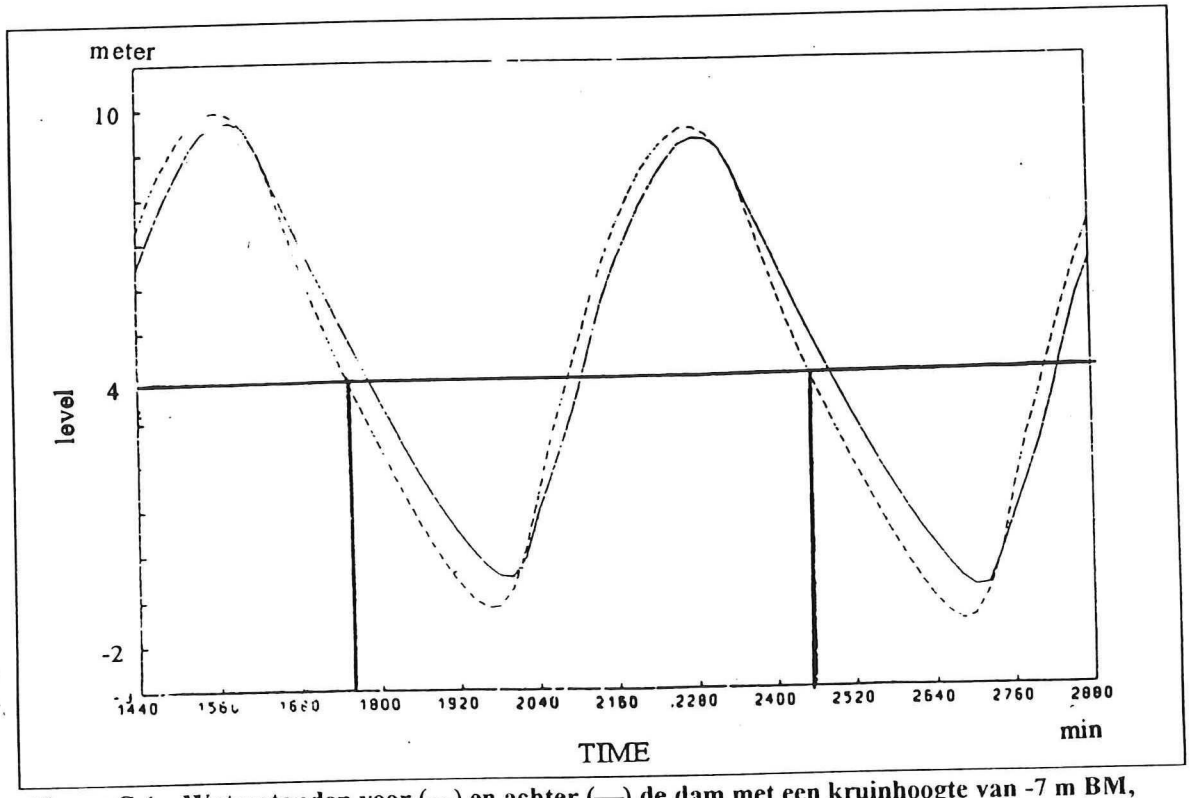
Voor het vaststellen van het getijvenster zijn de volgende gegevens nodig:

- de waterstand voor en achter de dam
- de stroomsnelheid
- de diepgang van het stortschip
- de diameter van de stortstenen
- de golfhoogte
- de afstand tussen de kiel van het schip en de kruin van de sluitdam.

In deze bijlage wordt het getijvenster vastgesteld voor een kruinhoogte van -7 m BM. Tijdens het storten van de sluitdam zal de kruinhoogte toenemen. Daarom zal in de praktijk voor iedere situatie opnieuw een getijvenster moeten worden vastgesteld.

Waterstand voor en achter de dam

In het afstudeerverslag van Jansen en Vreeburg zijn de waterstanden vóór en achter de dam met behulp van het programma DUFLOW berekend (zie figuur G.1).
Met deze waterstanden kunnen vervolgens de stroomsnelheden worden berekend.



Figuur G.1 Waterstanden voor (---) en achter (—) de dam met een kruinhoogte van -7 m BM, tijdens H.A.T. als functie van de tijd

Stroomsnelheid

De stroomsnelheid wordt berekend aan de hand van de formule, $V = \mu \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot \Delta h)}$. Voor μ, de contractie-coëfficiënt, wordt 0,9 genomen en g, de valversnelling, is 9,8 m/s^2 zodat V de enige onbekende is. In figuur G.1 is voor elk willekeurig tijdstip Δh af te lezen, zodat de waarde voor V eenvoudig kan worden afgeleid.

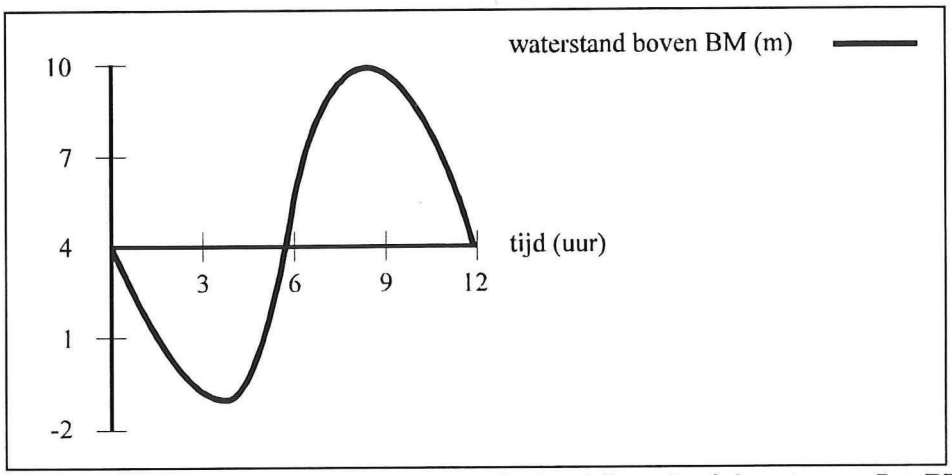
Tabel G.1 Verschil in waterstand vóór en achter de sluitdam (Δh), stroomsnelheid (V) en waterhoogte vóór de sluitdam (H)

Tijd (min)	Δh (m)	V (m/s)	H (m)
1740	0,75	3,5	0
1800	1,15	4,3	+ 2,5
1860	1,25	4,5	+ 1
1920	1,00	4	– 1
1980	0,40	2,5	– 1,2
2010	0	0	– 0,8
2040	0,40	2,5	+ 1
2070	1,00	4	+ 3
2100	1,15	4,3	+ 5
2160	1,00	4	+ 8
2220	0,55	3	+ 9,5
2280	0,15	1,6	+ 9,5
2310	0	0	+ 9,1
2340	0,15	1,6	+ 8
2400	0,40	2,5	+ 6,5
2460	0,75	3,5	0

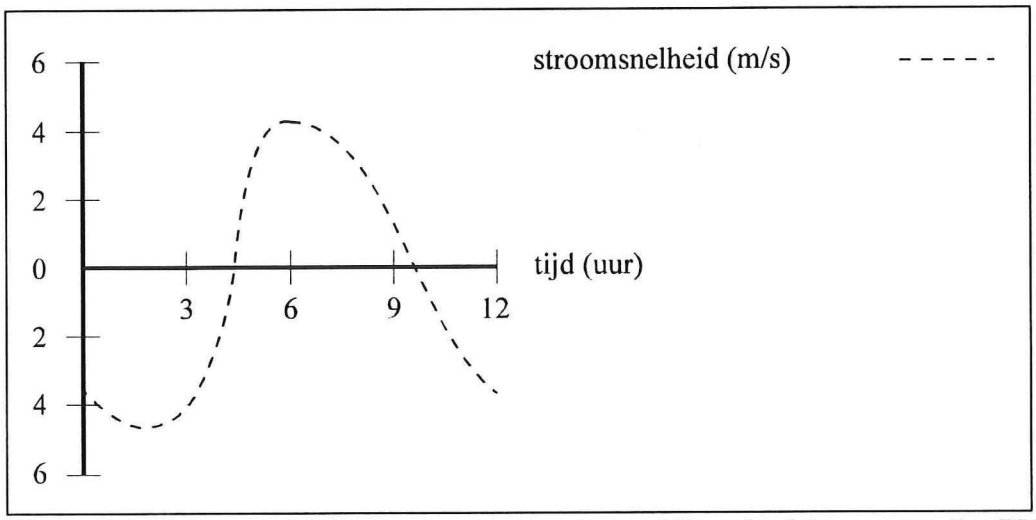
Uit tabel G.1 valt af te lezen dat op tijdstip t = 1740 minuten, Δh 0,75 is. De stroomsnelheid bij een kruinhoogte van -7 m BM kan dan als volgt worden berekend:

$$V = \mu \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot \Delta h)}$$
$$V = 0{,}9 \cdot \sqrt{(2 \cdot 9{,}8 \cdot 0{,}75)}$$
$$V = 3{,}5 \text{ m/s}$$

In figuur G.2 en figuur G.3 zijn respectievelijk het verloop van de waterstand vóór de sluitdam en de stroomsnelheid bij een kruinhoogte van -7 m BM weergegeven.



Figuur G.2 Verloop van de waterstand voor de dam bij een kruinhoogte van -7 m BM



Figuur G.3 Stroomsnelheid van het water over de dam bij een kruinhoogte van -7 m BM

Diepgang stortschip
De diepgang van een stortschip is 4 m.

Diameter stortstenen
De diameter van de stenen die nodig zijn om de stabiliteit van de dam te garanderen varieert per stortperiode.

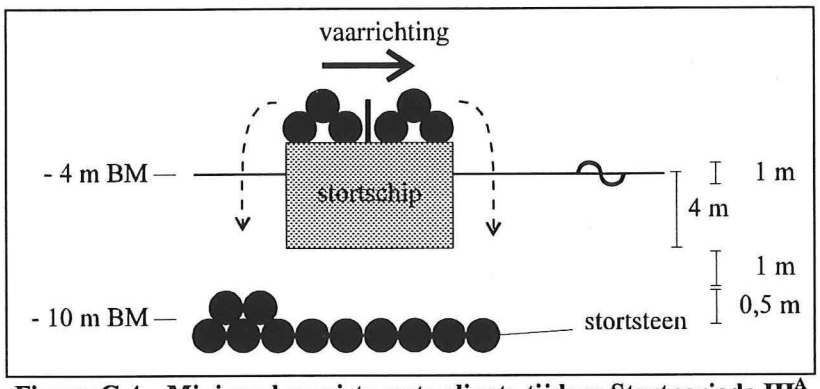
Golfhoogte
Voor de maximale golfhoogte buiten de moessonperiode wordt uitgegaan van 1 m.

Ruimte tussen kiel en kruin
De ruimte tussen kiel en bodem of kruin moet tijdens eb minimaal één steen bedragen. Dit is om onregelmatigheden in het storten te ontwijken. Maximaal zal er één steen uitsteken met een diameter van 0,5 m.

Het getijvenster is voor twee stortperioden vastgesteld:

- Stortperiode III^{A}
- Stortperiode IV.

Stortperiode III^{A}
Tijdens Stortperiode III^{A} is de diameter van de stortstenen 0,5 m, (300 kg / 2.700 kg/m^{3})$^{1/3}$. In figuur G.4 is de minimale waterhoogte, die boven de dam nodig is om Stortperiode III^{A} te storten, weergegeven (-4 m BM).

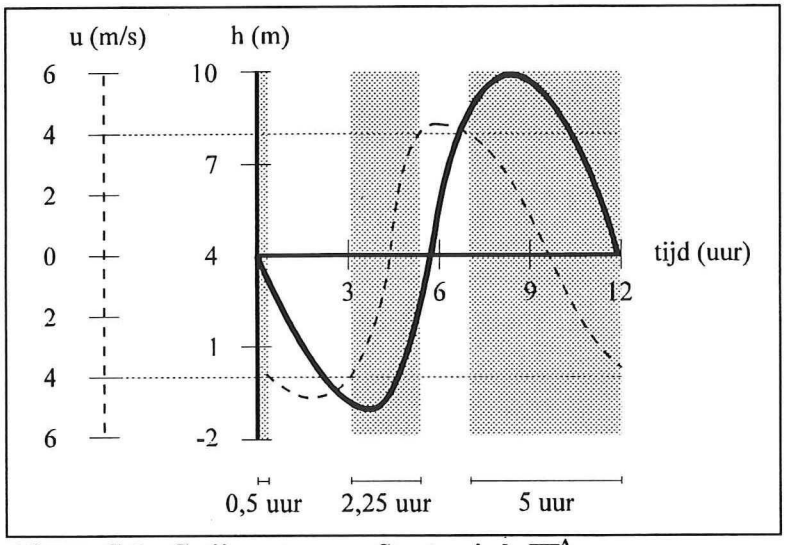


Figuur G.4 Minimaal vereiste waterdiepte tijdens Stortperiode III^{A}

Als voorwaarden voor het storten gelden:

- de stroomsnelheid (u) is kleiner dan 4 m/s
- de waterstand (h) is hoger dan -4 m BM.

In figuur G.5 is het getijvenster voor Stortperiode III^{A} getekend.
met een stippellijn de stroomsnelheid als functie van de tijd weergegeven. De waterhoogte als functie van de tijd is met een getrokken lijn weergegeven. Met grijs is aangegeven wanneer aan beide voorwaarden voldaan wordt. De minimaal vereiste waterstand is niet weergegeven omdat deze lager is dan de waterstand tijdens eb zodat er altijd voldoende water boven de dam staat.

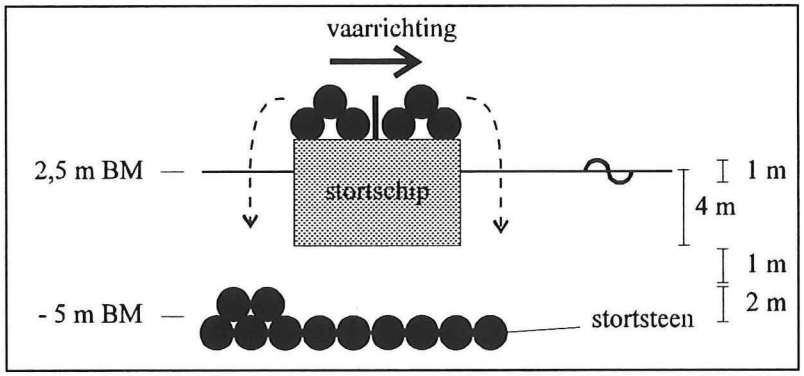


Figuur G.5 Getijvenster voor Stortperiode III[A]

Uit figuur G.5 blijkt dat per tij 7,75 uur gestort word, 2,25 uur tijdens eb en 5,5 uur tijdens vloed.
De waterstand tijdens eb is een gemiddelde waterstand. Een lagere waterstand is dus mogelijk. Deze lagere waterstand heeft geen invloed omdat de minimaal vereiste waterstand 3 m lager is dan de gemiddelde waterstand tijdens eb.
Per dag is er dus 15,5 uur (2 · 7,75) beschikbaar de stortschepen hun lading te laten storten boven de dam.

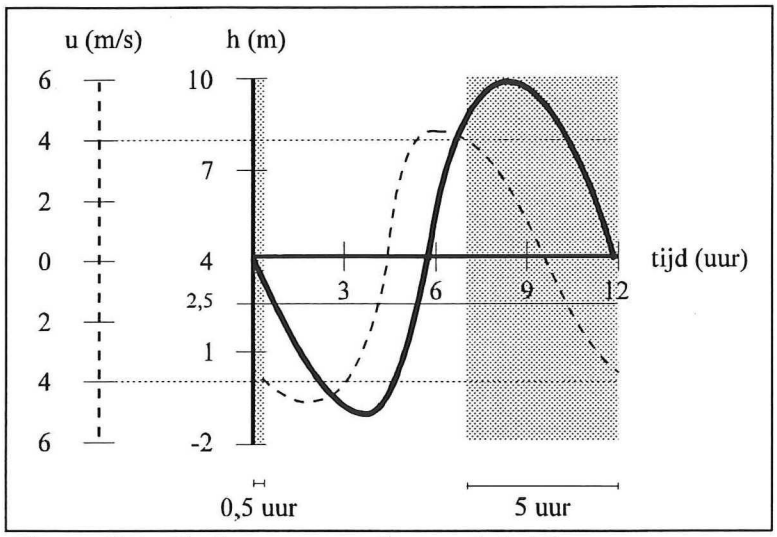
Stortperiode IV
Het gewicht van de stenen die nodig zijn om de stabiliteit van de dam te garanderen tijdens Stortperiode IV, variëren tussen 6.000 en 25.000 kg. De maximale diameter van de stortstenen is dan 2,0 m, $(25.000 \text{ kg} / 2.700 \text{ kg/m}^3)^{1/3}$.
De ruimte tussen kiel en bodem of drempel moet tijdens eb minimaal één steen bedragen. Dit is om onregelmatigheden in het storten te ontwijken. Maximaal zal er één steen uitsteken met een diameter van 2 m.

In figuur G.6 is de minimale waterhoogte, die boven de dam nodig is tijdens om Stortperiode IV te storten weergegeven (+2,5 m BM).



Figuur G.6 Minimaal vereiste waterdiepte tijdens Stortperiode IV

In figuur G.7 is het getijvenster voor de Stortperiode IV getekend.



Figuur G.7 Getijvenster voor Stortperiode IV

In figuur G.7 is met een stippellijn de stroomsnelheid als functie van de tijd weergegeven. De waterhoogte als functie van de tijd is met een getrokken lijn weergegeven. Met grijs is aangegeven wanneer gestort kan worden.

Uit figuur G.7 blijkt dat het aantal uren dat per tij gestort kan worden 5,5 uur is, 0,5 uur tijdens eb en 5 uur tijdens vloed. Per dag is de stroming dan 11 uur (2 · 5,5) onder de vereiste 4 m/s en staat er voldoende water boven de dam (+2,5 m BM).