(2) DI: 106655

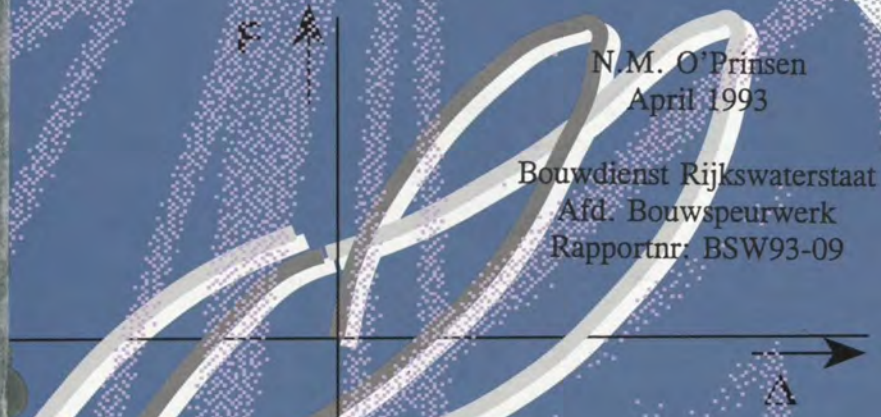
Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Bouwdienst Rijkswaterstaat

# DE UITVOERING VAN DE NEDERLANDSE HAVENDAMMEN

*Een onderzoek naar invloedsfactoren*

N.M. O'Prinsen
April 1993

Bouwdienst Rijkswaterstaat
Afd. Bouwspeurwerk
Rapportnr: BSW93-09



Bouwspeurwerk

C9539

(2)

BIBLIOTHEEK BOUWDIENST RIJKSWATERSTAAT
NR. C9539 BDU

BIBLIOTHEEK
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht

# DE UITVOERING VAN DE NEDERLANDSE HAVENDAMMEN

*Een onderzoek naar invloedsfactoren*

De uitleentermijn loopt af op:
24 NOV. 2003

BIBLIOTHEEK
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht

©NBLC / 33452

3502 LA Utrecht

BIBLIOTHEEK
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht



## Voorwoord

De Bouwdienst van Rijkswaterstaat creëert verschillende mogelijkheden voor studenten om van het werk van haar dienst kennis te maken. In de vorm van een stage of een afstudeeropdracht kan ervaring worden opgedaan binnen de muren van de Bouwdienst. Tevens kan door RWS opdracht worden verstrekt tot het verrichten van een onderzoek. Beide aspecten zijn voor het totstandkomen van dit rapport van toepassing.

Een onderdeel van de studie tot Civiel Technisch ingenieur aan de Technische Universiteit te Delft bestaat uit het voltooien van een afstudeerwerk. Voor u ligt het rapport omvattende het resultaat van bovengenoemd afstuderen, dat zich heeft voltrokken bij de afdeling Bouwspeurwerk. Deze stafafdeling houdt zich bezig met onderzoek binnen de Bouwdienst en onderhoudt nauwe contacten met de faculteit der Civiele Techniek te Delft.

Voor de begeleiding van het onderzoek wil ik eerst de belangrijkste personen uit mijn afstudeercommissie bedanken. Het licht aan het eind van de tunnel kwam steeds beter in zicht na de bijeenkomsten met prof.ir. K. d'Angremond, ir. T. H.W. Horstmeier en prof.drs.ir. J.K. Vrijling. De initiator van het onderwerp van dit onderzoek prof. ir. H.M. Oudshoorn, bedank ik voor zijn idee.

Naast deze officiële begeleiding zijn er personen die hebben bijgedragen aan het voltooien van dit werk. Allereerst is mij door verschillende waterstaters informatie verstrekt over de bouw en het onderhoud van de nederlandse havendammen. Ing. S.J.B.C. Bonte, K. Duikers, ing. H.E.E. Folkers en G.J. Kalkman, verantwoordelijk voor het in de huidige, goede staat houden van de dammen bedank ik voor hun tijd, interesse en informatie. Mijn speciale dank gaat uit naar prof.dr.ir. J.F. Agema en B. Stuut voor het verschaffen van diepere inzichten in de structuur en de organisatie die bij grote werken vereist is. Tenslotte wil ik vermelden dat dit rapport mede tot stand is gekomen door de goede sfeer binnen de afdeling, bouwspeurwerkers bedankt.

Colette O'Prinsen
April 1993

Afstudeercommissie:

Prof.ir. K. d'Angremond
Prof. B.M. Polak
Prof.ir.drs. J.K. Vrijling
Ir. T.H.W. Horstmeier
Ir. D.J. Sweeny

# INHOUDSOPGAVE


**1. ALGEMENE INLEIDING** . . . . . 1
1.1 Introductie . . . . . 1
1.2 Probleemformulering en doelstellingen . . . . . 2
1.3 Onderzoeksplan en opzet van de rapportage . . . . . 3
1.4 Indeling van het rapport . . . . . 4
1.5 Samenvatting . . . . . 5

**2. ONTWERP HAVENDAMMEN** . . . . . 7
2.1 Functies en eisen voor dwarsdoorsnede en tracé . . . . . 7
2.1.1 Dwarsprofiel . . . . . 7
2.1.2 Tracé van de havendammen . . . . . 10
2.2 Typen havendammen . . . . . 11
2.2.1 Monolietconstructies . . . . . 11
2.2.2 Constructies bestaande uit los gestorte elementen . . . . . 15
2.2.3 Overige typen havendammen . . . . . 18
2.3 Onderzoek . . . . . 20

**3. UITVOERING ALGEMEEN** . . . . . 25
3.1 Inleiding . . . . . 25
3.2 Uitvoeringswijzen . . . . . 25
3.3 Werkomstandigheden . . . . . 27
3.4 Constructiematerialen . . . . . 28
3.4.1 Soorten materialen . . . . . 28
3.4.2 Invloed op de keuze van het materieel . . . . . 33
3.5 Welk materieel? . . . . . 35
3.5.1 Materieel op de dam . . . . . 35
3.5.2 Drijvend materieel . . . . . 35
3.5.3 Kranen en kabelbanen . . . . . 37
3.6 Werkterrein . . . . . 38

**4. HAVENDAMMEN IJMUIDEN** . . . . . 39
4.1 Inleiding . . . . . 39
4.2 Ontwerp . . . . . 39
4.2.1 Oude situatie . . . . . 39
4.2.2 Functies en eisen . . . . . 43
4.2.3 Onderzoek . . . . . 45
4.2.4 Tracé van de havendammen . . . . . 46
4.2.5 Dwarsprofiel . . . . . 49
4.3 Uitvoering . . . . . 57
4.3.1 Principe van de uitvoering . . . . . 57
4.3.2 Organisatie . . . . . 58
4.3.3 Materialen . . . . . 59
4.3.4 Materieel . . . . . 62
4.3.5 Werkterrein en werkhavens . . . . . 66
4.3.6 Bouwfasen havendammen . . . . . 66
4.3.7 Bijkomende werken . . . . . 72

4.4 Onderhoud . . . . . 75
4.5 Kosten . . . . . 76
4.5.1 Kostenraming . . . . . 76
4.5.2 Werkelijke kosten . . . . . 78

**5. SCHEVENINGEN . . . . . 81**
5.1 Inleiding . . . . . 81
5.2 Ontwerp . . . . . 81
5.2.1 Oude situatie . . . . . 81
5.2.2 Functies en eisen . . . . . 85
5.2.3 Onderzoek . . . . . 86
5.2.4 Tracé van de havendammen . . . . . 87
5.2.5 Dwarsdoorsnede . . . . . 89
5.3 Uitvoering . . . . . 95
5.3.1 Principe van de uitvoering . . . . . 95
5.3.2 Organisatie . . . . . 97
5.3.3 Materiaal . . . . . 97
5.3.4 Materieel . . . . . 99
5.3.5 Werkterrein . . . . . 103
5.3.6 Bouwfasen . . . . . 105
5.3.7 Werkbaar of onwerkbaar . . . . . 108
5.4 Onderhoud . . . . . 109
5.5 Kosten . . . . . 109
5.5.1 Kostenraming . . . . . 109
5.5.2 Kostenverloop . . . . . 109

**6. HOEK VAN HOLLAND . . . . . 111**
6.1 Inleiding . . . . . 111
6.2 Ontwerp . . . . . 111
6.2.1 Oude situatie . . . . . 111
6.2.2 Functies en eisen . . . . . 116
6.2.3 Verdergaand onderzoek naar tracé en doorsnede . . . . . 118
6.2.4 Tracé van de havendammen . . . . . 119
6.2.5 Dwarsdoorsnede . . . . . 122
6.3 Uitvoering . . . . . 128
6.3.1 Principe van de uitvoering . . . . . 128
6.3.2 Organisatie . . . . . 129
6.3.3 Materialen . . . . . 130
6.3.4 Materieel . . . . . 132
6.3.5 Werkterrein en werkhavens . . . . . 135
6.3.6 Bouwfasen . . . . . 136
6.3.7 Bijkomende werken . . . . . 139
6.4 Onderhoud aan de stenen dammen . . . . . 142
6.5 Kosten . . . . . 143
6.5.1 Kostenraming . . . . . 143
6.5.2 Financieringswijze . . . . . 144
6.5.3 Werkelijke kosten . . . . . 144

**7. ANALYSE DER NEDERLANDSE DAMMEN . . . . . 149**
7.1 Vergelijken van verschillende aspecten . . . . . 150
7.1.1 Ander ontwerp en omstandigheden . . . . . 150
7.1.2 De uitvoeringswijzen verschillen . . . . . 152

7.1.3 Organisatie van drie grote werken . . . . . 157
7.1.4 Materiaal vergeleken . . . . . 160
7.1.5 Gebruikte materieel . . . . . 167
7.1.6 De kosten . . . . . 173
7.2 Toetsen aan multi-criteria . . . . . 175
7.2.1 De verschillende criteria . . . . . 175
7.2.2 Wegingsfactoren en resultaat . . . . . 180
7.3 Aspecten en invloedsfactoren . . . . . 184
7.4 Tenslotte . . . . . 188

**8. CONCLUSIES en AANBEVELINGEN . . . . . 189**

Referentielijst . . . . . 193

Bijlages 1 t/m 18 . . . . . 197

HOOFDSTUK 1

# ALGEMENE INLEIDING

## § 1.1 Introductie

Sinds oudsher heeft Nederland een sterke band met het water. De dijken langs de kust beschermen het land tegen de zee terwijl de verschillende rivieren belangrijke transportwegen vormen. De handel met andere landen liep veelal over zee zodat de mondingen van de rivieren vaak voorzien waren van een zeehaven.

Door de grote ontwikkeling van de scheepvaart ontstaan er na 1950 steeds grotere schepen zodat veel zeehavens niet meer aan de vereiste diepte kunnen voldoen. Niet alleen de diepgang van de schepen neemt toe, ook de afstand die de schepen nodig hebben om binnen de haven tot stilstand te komen is groter geworden. Het binnenlopen van grote schepen vereist bovendien de nodige ruimte om bij te sturen, ruimte die bij kleinere havenmonden vaak niet aanwezig is. Met de ontwikkeling van de scheepvaart ontstaat dus de behoefte aan ruimere, diepere havenmonden. Havendammen zijn constructies die de havenmond omsluiten. Twee dammen liggen aan weerszijden van de ingang en strekken zich uit vanaf de kust tot een bepaalde afstand in zee. De lengte van de dammen is ondermeer afhankelijk van de optredende omstandigheden. De doorsnede van een havendam vertoont over de gehele wereld grote verschillen.

Niet alleen *grotere* schepen zijn het gevolg van de ontwikkeling van de scheepvaart. Er ontstaan ook *meer* schepen die handel over zeeën transporteren en *andere* schepen zoals containerschepen en tankers. Binnen een havenmond dient ruimte te zijn voor het veilig afmeren, behandelen en besturen van de schepen en de bijbehorende havenfaciliteiten (fig. 1.1).

Ook in Nederland ontstaat de vraag naar uitbreiding van de bestaande havenmonden aan de kust. Nadat eind jaren '50 de eerste ontwerpen zijn gemaakt voor uitbreiding wordt er in de jaren '60 besloten tot de bouw van nieuwe havendammen te IJmuiden, Scheveningen en Hoek van Holland. Het betreft grote omvangrijke werken die een uitgebreide voorbereiding vragen. Niet alleen het ontwerp van de doorsnede en het tracé van de dammen dient onderzocht te worden, ook de uitvoering neemt een belangrijke plaats in. Het construeren van havendammen vergt een efficiënte organisatie en een goede voorbereiding. Een goed concept voor de uitvoering wordt echter niet gegeven, dit wordt per dam opgesteld.

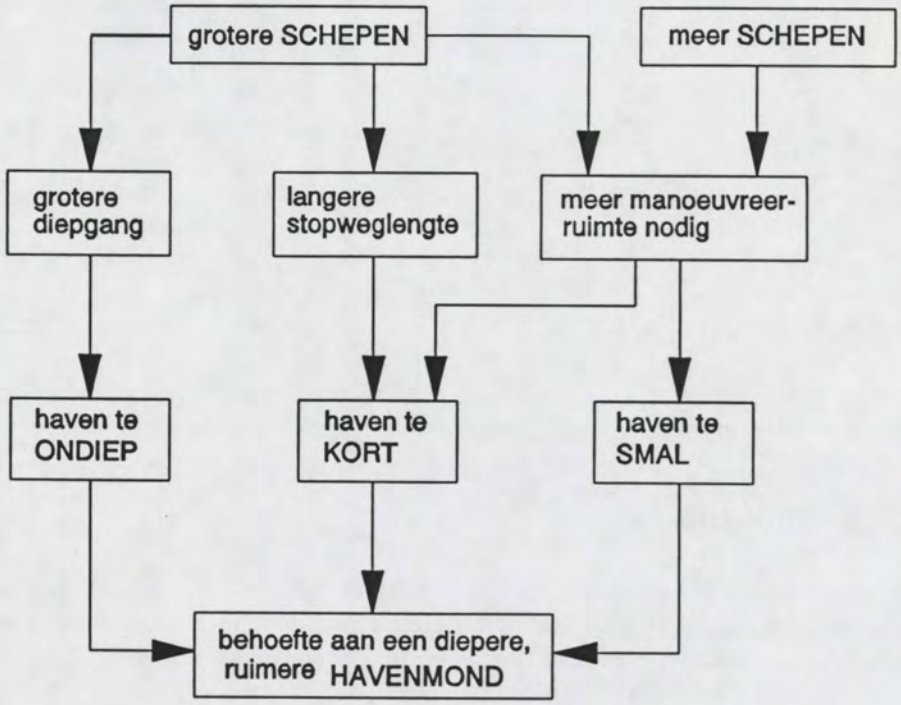



Fig. 1.1: Redenen voor een nieuwe havenmond

## § 1.2 Probleemformulering en doelstellingen

In de periode 1961-1974 zijn in Nederland drie nieuwe havenmonden aangelegd te IJmuiden, Scheveningen en Hoek van Holland. De havendammen die de nieuwe ingangen omsluiten zijn alledrie gebouwd in opdracht van Rijkswaterstaat. De verschillen in het ontwerp van het dwarsprofiel en het tracé zijn grotendeels te verklaren uit de functies die ze dienen te vervullen maar waarom zijn ze op een verschillende wijze uitgevoerd?

Het probleem dat in dit rapport zal worden behandeld kan als volgt worden geformuleerd:

> **Het zoeken naar factoren die van invloed zijn geweest op de verschillen en overeenkomsten bij de uitvoering van de havendammen te IJmuiden, Scheveningen en Hoek van Holland.**

Om dit probleem afdoende aan te pakken zijn een aantal doelen geformuleerd:

1) Inzicht verkrijgen in de verschillende uitvoeringsmethodes voor de bouw van de havendammen te IJmuiden, Scheveningen en Hoek van Holland.

2) Bepalen van de factoren die van belang zijn bij de keuze van een bepaalde uitvoeringswijze.

3) Onderzoeken van invloeden, aspecten, parameters die tijdens de uitvoering (kunnen) leiden tot een verandering, aanpassing van het ontwerp en/of uitvoering.

## § 1.3 Onderzoeksplan en opzet van de rapportage

Alvorens de uitvoering van de nederlandse dammen te onderzoeken wordt aandacht besteed aan de verschillende soorten havendammen die gebouwd kunnen worden, waarna een algemeen beeld van de uitvoering van de bouw van een nieuwe havenmond wordt geschetst. Er wordt aandacht besteed aan de uitvoeringswijze, de organisatie, het materiaal en materieel en het werkterrein. Tevens wordt het onderhoud na de oplevering van de havendammen belicht, waarna een zo compleet mogelijk beeld van de kosten zal worden geschetst.

Bij het onderzoek naar de uitvoering van de nederlandse dammen worden in eerste instantie zes aspecten van invloed geacht op de uitvoering; de invloed van het ontwerp op de uitvoering als ook de organisatie, het materiaal, materieel, de kosten en de omstandigheden (fig. 1.2). Waaruit deze aspecten zijn opgebouwd en hoeveel invloed ze hebben gehad zal uit het onderzoek blijken. Ook zal duidelijk worden of er meer aspecten zijn dan de zes eerdergenoemde. Hoewel de informatie niet evenredig over de dammen is verdeeld is toch gekozen voor een uniforme indeling van de hoofdstukken over de drie dammen om het doel van het onderzoek, een vergelijkende analyse van de uitvoering, te kunnen verwezenlijken.

In de analyse worden de zes eerdergenoemde aspecten vergeleken. Tevens zullen de eventuele extra aspecten toegevoegd worden zodat de figuur 1.2 een compleet beeld geeft van de verschillende aspecten. De factoren die van invloed zijn op de keuze voor een bepaalde uitvoeringswijze worden bepaald aan de hand van de verschillende aspecten. Ook zullen de dammen worden vergeleken aan de hand van verschillende criteria.

Wat betreft het verwezenlijken van de derde doelstelling dient het volgende te worden opgemerkt. Gezien het feit dat het onderzoek zich richt op een vergelijking van de uitvoeringsaspecten van de drie havendammen wordt het ontwerp van profiel en tracé in dit rapport weliswaar beschreven, het zwaartepunt van dit onderzoek ligt op de uitvoering en op de verandering van de uitvoering. Wanneer een verandering in de uitvoering leidt tot een wijziging in de dwarsdoorsnede of in het tracé wordt aan het ontwerp aandacht besteed. Een verandering van het ontwerp als gevolg van invloeden die geen direct verband houden met de uitvoering valt dus niet onder de beoogde doelstelling hoewel het zeker een interessante vraag betreft, die nader onderzoek behoeft.

Fig. 1.2 : Invloeden op de uitvoering

## § 1.4 Indeling van het rapport

Na dit inleidende hoofdstuk 1 met de probleemstelling en het onderzoeksplan staan in hoofdstuk 2 enkele aspecten van het ontwerpproces. De verschillende soorten havendammen, de functies en eisen en het te verrichten onderzoek zullen aan de orde komen.

Hoofdstuk 3 bevat een algemene beschrijving van de uitvoering van havendammen. Naast een toelichting op de te verwerken materialen wordt aandacht besteed aan het te gebruiken materieel.

Na deze algemene stukken volgt in drie volgende hoofdstukken een rapportage over de nederlandse havendammen. De uniforme structuur zoals beschreven in voorgaande paragraaf geldt voor elk hoofdstuk.

In hoofdstuk 4 wordt de bouw van de nieuwe havenmond van IJmuiden belicht. Vervolgens wordt de uitvoering van de bouw van de dammen van de vissershaven te Scheveningen in hoofdstuk 5 beschreven. Hoofdstuk 6 bevat de uitvoering van de dammen te Hoek van Holland

In het analyserende hoofdstuk 7 zullen de drie dammen vervolgens vergeleken worden. Duidelijk zal worden welke aspecten van invloed zijn geweest. Tevens worden de dammen getoetst aan verschillende criteria zodat besloten kan worden met een beoordeling van de uitvoering van de dammen.

Hoofdstuk 8 bevat tenslotte de conclusies van dit rapport en enkele aanbevelingen voor nader onderzoek.

## § 1.5 Samenvatting

Door de ontwikkeling van de scheepvaart ontstaan er na 1950 steeds grotere schepen waardoor veel zeehavens niet meer aan de vereiste diepte en omvang voldoen. Ook de hoeveelheid schepen stijgt sterk zodat Rijkswaterstaat besluit tot uitbreiding van een drietal havenmonden. Ten eerste wordt de havenmond te IJmuiden die toegang verschaft tot het Noordzeekanaal en A'dam vergroot. Ten tweede wordt opdracht gegeven tot het uitbreiden van de vissershaven te Scheveningen. Als laatste uitbreiding geldt de ingang van de Europoort, die zal worden omsloten door nieuwe havendammen, te Hoek van Holland.

Hoewel de drie havenmonden in de zelfde tijdsperiode zijn uitgebouwd zijn er verschillen in de uitvoering. Een dieper inzicht in de factoren die van invloed zijn geweest bij deze uitvoering wordt van groot belang geacht met het oog op toekomstige grote projecten. Derhalve dient ten eerste bekend te worden op welke wijze de drie havenmonden zijn uitgebouwd.

Als centraal staande aspecten gelden: *ontwerp, omstandigheden, materiaal, materieel, tijd, ruimte, onderzoek, kosten* en *organisatie*. Deze aspecten vormen vervolgens de basis voor de factoren die van invloed zijn geweest op de verschillen en overeenkomsten bij de uitvoering van de dammen. Vooral het aspect organisatie drukt een grote stempel op de wijze van construeren en het verloop van de uitvoering.

Het vergelijken van de dammen kan op verschillende wijzen geschieden. Het vergelijken van de dammen met betrekking tot de verschillende aspecten is een eerste manier. Tevens is het mogelijk de dammen te toetsen aan een geheel van criteria zodat alle aspecten in de vergelijking kunnen worden meegenomen. Een overzichtsmatrix met de opgestelde beoordelingscriteria toont een kwalitatief totaaloverzicht van de uitvoering. IJmuiden voldoet als minste aan de gestelde criteria terwijl Hoek van Holland een positief beeld geeft van de uitvoering.

HOOFDSTUK 2

# ONTWERP HAVENDAMMEN

Het ontwerp van een havendam wordt in belangrijke mate bepaald door de functies de het moet vervullen. Uit de functies vloeien een aantal eisen voort zoals de kruinhoogte en de doorlatendheid van de dam. Tevens speelt de stabiliteits- en sterkteeis een belangrijke rol bij het ontwerpen van een havendam. Naast de bovenstaande eisen wordt een ontwerp bepaald door financiële, economische en uitvoeringstechnische aspecten. In dit hoofdstuk zal worden ingegaan op de eisen waaraan havendammen kunnen voldoen. De verschillende soorten dwarsdoorsnedes die mogelijk zijn en het te bepalen tracé wordt vervolgens besproken. Tevens wordt ingegaan op het te verrichten onderzoek, de optredende omstandigheden en de vereiste metingen voor een ontwerp van een havendam.

## § 2.1 Functies en eisen voor dwarsdoorsnede en tracé

Havendammen zijn constructies die een havenmond vormen waardoor ze een aantal essentiële functies vervullen met name ten behoeve van de scheepvaart. Uit de functies die de dam heeft resulteren een aantal functionele eisen met betrekking tot de constructieve vormgeving, samenstelling, tracé en dimensionering van de dam. Naast de eisen die voortvloeien uit de functies wordt de eis van voldoende stabiliteit en sterkte gesteld.

### § 2.1.1 Dwarsprofiel

Een belangrijke taak van een havendam is het scheppen van rustig water in een haven en het bieden van bescherming voor veilig afmeren, behandelen en besturen van schepen en havenfaciliteiten. Deze taak laat zich vertalen in de functie, dat de golfenergie buiten de haven door de havendam wordt gereduceerd tot een aanvaardbaar niveau binnen de haven. Dit houdt in dat de golven door de havendam dienen te worden gereflecteerd, door breking te worden omgezet in warmte of te worden geabsorbeerd.

Naast het reduceren van golven hebben havendammen de functie de stroming te geleiden. Door het verhinderen van dwarsstromen kunnen schepen ongehinderd de havenmond in- en uitvaren. De havendammen zorgen tevens voor een verminderde kans op aanzanding van de havenmond.

Ligt een havendam aan de monding van een rivier dan zal deze zorgen voor een veilige overgang tussen haven- en zeemilieu. De vaargeul zal beschermd worden door het blokkeren van het sedimenttransport langs de kust. Door een versmalling van de riviermonding door de

havendammen, zal de rivierstroom versneld worden en het riviersediment pas op grote diepte verder in zee en niet in de monding van de rivier worden afgezet.

Andere functies van een havendam kunnen zijn het bieden van een rij- of wandelgelegenheid of het dienen als aanlegplaats voor schepen. Tenslotte geldt nog als een belangrijke functie van havendammen dat ze de toegang van een haven vanuit zee markeren.

Bovenstaande functies resulteren in eisen met betrekking tot het dwarsprofiel van de havendammen [1]. In figuur 2.1 wordt een overzicht gegeven van de verschillende functies (ellips) met hun invloeden op de eisen (rechthoeken).

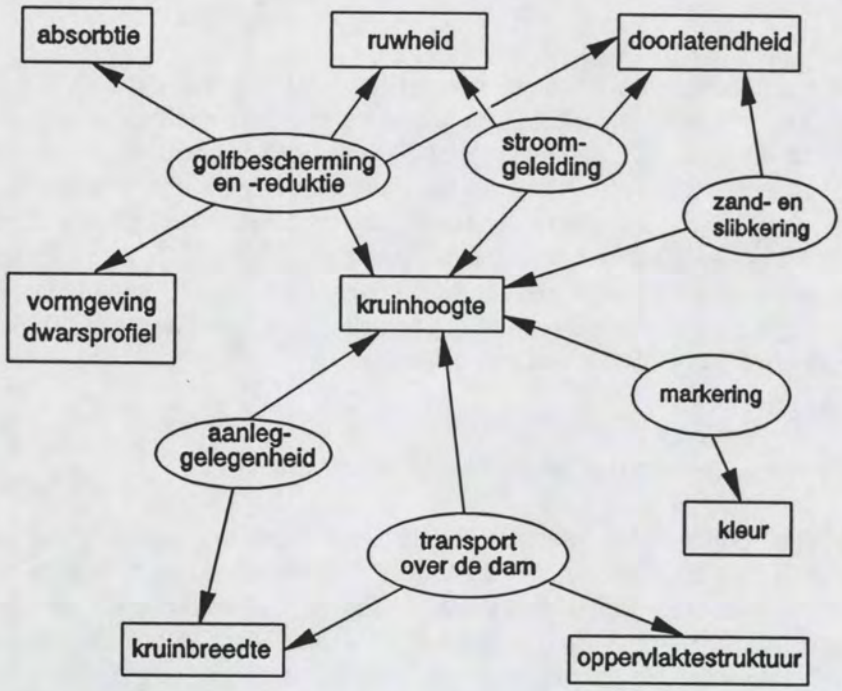



Fig. 2.1: Logisch model functies en eisen

In tabel 2.1 wordt nogmaals overzichtelijk gemaakt welke functies aan zeezijde, havenzijde en op de kruin van de dam leiden tot de verschillende eisen voor de dwarsdoorsnede.
De verschillende functies bepalen tevens het tracé van de havendammen.

**Hoogte van de kruin**

Er kan gekozen worden voor een dam met een hoge kruin waar nauwelijks golven overheenslaan of een lage kruin waar dit wel het geval is. Volgens figuur 2.1 wordt de kruinhoogte bepaald door de volgende functies: markering van de haveningang, zand- en slibkering, rij- en wandelgelegenheid, aanleggelegenheid voor schepen, golfreductie- en bescherming en stroomgeleiding.

Naast het vervullen van voorgaande functies is de hoogte bepalend voor de wijze van

| Functies | Functionele eisen m.b.t. dwarsprofiel |
|---|---|
| golfbescherming<br>golfreductie | kruinhoogte<br>vormgeving<br>doorlatendheid<br>absorptie<br>ruwheid |
| stroomgeleiding | kruinhoogte<br>doorlatendheid<br>ruwheid |
| zandkering | kruinhoogte<br>doorlatendheid |
| markering | kruinhoogte<br>vormgeving<br>kleur |
| terrein(grond)kering | kruinhoogte<br>doorlatendheid |
| aanleggelegenheid | kruinhoogte, -breedte<br>vormgeving |
| transport over de dam | kruinhoogte, -breedte<br>oppervlaktestructuur kruin |

Tabel 2.1: Functies met functionele eisen

bouwen van de dam. Wanneer men besluit de dam uit te bouwen vanaf de kop van de dam zelf, is een hoge dam, die ruim boven de waterstand uitsteekt, noodzakelijk zodat er ook bij slechte weersomstandigheden met materieel op de kruin gewerkt kan worden. In Nederland spreekt men van een hoge dam indien de kruin ca. 4 m boven de gemiddelde zeestand uitsteekt. Overigens is een hoogte van + 4 m niet voldoende om overslag te voorkomen zodat eigenlijk sprake is van een *relatief hoge dam*. Overeenkomstig spreekt men over een relatief lage dam bij een hoogte van ca. +2 m boven de gemiddelde zeestand.

De keuze voor een bepaald type havendam met een bepaald dwarsprofiel en tracé is dus afhankelijk van de eisen en functies. De bovenstaande eisen zijn echter niet de enige eisen die van belang zijn. De constructieve eisen zoals de sterkte en stabiliteitseisen spelen ook een grote rol. Tevens zijn de uitvoeringseisen belangrijk bij de bepaling van de meest geschikte doorsnede. Een belangrijke eis bij de bepaling van zowel tracé als dwarsdoorsnede zijn tevens de financiële eisen (fig. 2.2).

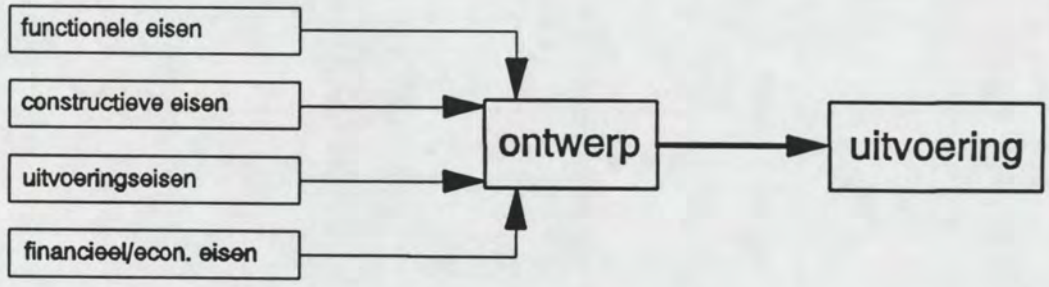



Fig. 2.2 : Meer eisen aan het ontwerp

### § 2.1.2 Tracé van de havendammen

Naast het vaststellen van het dwarsprofiel dient de vorm van de nieuwe haven bepaald te worden. De lengte van de dammen, de breedte van de nieuwe havenmond, met name de afstand tussen de koppen, de richting van de dammen en de vaarrichting wordt aangeduid met *"het tracé"*. Dit tracé van de dammen wordt met modellen zorgvuldig bepaald, waarbij vooral de nautische eisen t.a.v de scheepvaart een belangrijke rol spelen.

De lengte van de dammen is afhankelijk van de stopweglengte van de grootste schepen die de haven zullen aandoen. Schepen moeten met een bepaalde snelheid een haven binnenvaren om bijvoorbeeld dwarsstromen bij de ingang te overwinnen. Om stil te liggen en tevens bestuurbaar te blijven tijdens de remperiode hebben de schepen afhankelijk van hun afmetingen en snelheid om het moment van binnenvaren een bepaalde afstand nodig die bij grote schepen enkele kilometers kan bedragen (zie bijlage 1 voor een overzicht van stopweglengtes van schepen).

Ook de diepte van de haven is bepalend voor de lengte van de havendammen. Men zal trachten de dammen uit te bouwen tot de dieptelijn van de zeebodem, die overeenkomt met de diepte van de vaargeul, zodat de geul eenvoudiger op de vereiste diepte gehouden kan worden. De optimale richting van in- en uitvaren van de schepen zal, indien mogelijk, bepaald worden en worden afgestemd op de dammen. De vorm van de dammen dient verder een zo groot mogelijke golfreductie te bewerkstelligen. De aanzanding van de geul dient zo laag mogelijk te zijn hetgeen verband houdt met een optimale stroomgeleiding. De nieuwe mond dient tenslotte voor de schepen overzichtelijk te zijn. Onderstaande punten geven een globaal overzicht van verschillende aspecten die een invloed kunnen hebben op de vorm van een havenmond:

- soort schepen
- hoeveelheid schepen

- bodemligging
- stroombeeld
- golfbeweging
- bestaande havenmond

## § 2.2 Typen havendammen

De verschillende havendammen zijn in te delen in twee hoofdtypen te weten:
a) monoliet constructies
b) constructies opgebouwd uit losse elementen (rubble mound)
Tevens bestaan er enkele tussenvormen samengesteld uit de twee hoofdtypen, zogenaamde composietdammen. In deze paragraaf zullen de verschillende typen dammen in het kort behandeld worden. Aangezien de dammen die het onderwerp van deze studie zijn, alledrie dammen zijn die zijn opgebouwd uit losse elementen zijn ligt de nadruk op dit type dam.

### § 2.2.1 Monolietconstructies

Deze constructies hebben een verticale of bijna verticale muur en worden direct op de zeebodem of op een vooraf gemaakte fundering geplaatst. De stabiliteit tegen kantelen en de weerstand tegen schuiven worden voornamelijk bepaald door de grote massa van de constructie. Er zijn verschillende typen monolietconstructies, waarvan de bekendste hieronder kort vermeld worden. Aan de orde komen het ontwerp van het dwarsprofiel en de bouw van de constructies.

**Blokkendammen** bestaan uit een stapeling van blokken. Dit type havendam is lang de traditionele bescherming van havens geweest. Werden ze vroeger gebouwd van uit rots gehouwen stenen, tegenwoordig worden ze meestal gemaakt van grote betonnen elementen, aangezien dit vaak eenvoudiger en goedkoper is. De wrijvingskrachten tussen de constructieelementen verleent de dam de stabiliteit die het nodig heeft om de golven te kunnen weerstaan en niet te bezwijken. Om van een blokkendam een solide constructie te maken worden niet alleen rechthoekige vormen gebruikt maar ook vormen die in elkaar passen door bijvoorbeeld nokken. Tevens kunnen blokken met elkaar verbonden worden door middel van zware metalen staven.

De meest gebruikte uitvoeringsmethode voor blokkendammen is het op elkaar plaatsen van de grote elementen met behulp van een zware kraan, die gesitueerd is op de kruin van het reeds voltooide deel van de dam. Het op deze manier uitbouwen van een dam wordt "over de kop bouwen" genoemd. De uitvoering van een blokkendam verloopt vaak relatief langzaam aangezien de zware blokken één voor één aangevoerd en nauwkeurig geplaatst moeten worden; de dam dient stap voor stap opgebouwd te worden waarvoor bij een werk aan de kust vaak geen tijd aanwezig is.

**Een caissondammen** is een tweede type constructie met een steile wand. De dam bestaat uit grote elementen, die de volle hoogte van de dam beslaan, zogenaamde caissons (zie fig. 2.3). Caissondammen zijn weliswaar vaak relatief goedkope constructies, het zijn echter net als blokkendammen zware, inflexibele constructies die weinig zetting in de ondergrond op kunnen vangen. Indien deze constructies bezwijken kunnen ze niet meer hersteld worden en zijn derhalve als verloren te beschouwen. Deze schade wordt zoveel mogelijk vermeden door te zorgen voor een uniforme, horizontale stabiele ondergrond. Indien deze ondergrond niet natuurlijk aanwezig is, hetgeen aan zandkusten vaak het geval is, zal een funderingslaag voor een uniforme

laag onder de constructie moeten zorgen.

De gewapende/voorgespannen betonbakken worden in een bouwdok gemaakt, over water naar de plaats van bestemming gesleept, waar ze worden afgezonken op de vooraf gemaakte vlakke fundering. Vervolgens worden ze gevuld en afgedicht. Hoewel men voor de uitvoering van een caissondam minder gespecialiseerd, zwaar materieel nodig heeft dan bij een blokkenmuur, vergt het plaatsen van de caissons eenzelfde precisie als het stapelen van de blokken elementen. Voor een stabiele constructie is het namelijk essentieel dat de caissons na het afzinken exact op elkaar aansluiten. Ter ondersteuning van het afzinken wordt om deze reden vaak gebruik gemaakt van een hulpcaisson vanwaar men minder last heeft van de golfbewegingen die het werk van de sleepboten bemoeilijkt.

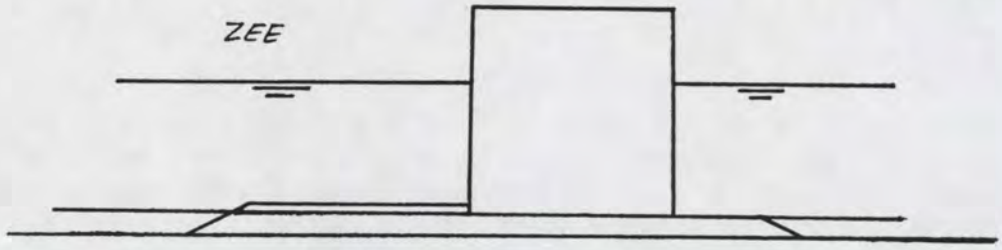



Fig. 2.3 : Caissondam

Behalve het gevaar van bezwijken van de caissondam door een te slappe fundering bestaat er tevens een kans, dat deze constructie kantelt door uitschuring van de teen van het caisson. Deze uitschuring is niet alleen het gevolg van stroming parallel langs de verticale wand. Tegen de wand kunnen zogenaamde staande golven ontstaan die net boven de bodem, vóór de dam grote horizontale watersnelheden veroorzaken. Daarbij komt nog de turbulentie, veroorzaakt door het breken van de grotere golven tegen het caisson. Deze turbulentie zorgt ervoor dat de gronddeeltjes worden losgemaakt.

Een stroming langs de wand kan dit losgemaakte materiaal meevoeren en op deze manier een gat veroorzaken zodat de caissondam of blokkendam geheel of gedeeltelijk voorover kantelt. Dit verschijnsel kan voorkomen worden door een teenbescherming toe te passen in de vorm van stenen. In Nederland worden geeft men tegenwoordig de voorkeur aan het tweede type havendammen. In andere landen waaronder Japan geeft men de voorkeur aan deze caissondammen. Wanneer een voldoende stabiele ondergrond aanwezig is of gecreëerd kan worden, bieden caissondammen vaak een goede en goedkope bescherming van een haven.

**Kofferdammen** (ook wel kistdammen genoemd) bestaan meestal uit twee damwanden die met elkaar verbonden worden door middel van stalen trekstaven. De ruimte tussen de damwanden wordt opgevuld met materiaal als zand en grind. De damwanden kunnen ook bestaan uit massieve wanden van rechthoekige of cirkelvormige palen, terwijl er ook constructies met holle cilindervormige palen bestaan, zogenaamde cellulaire kofferdammen (zie fig. 2.4). Ze komen vooral voor in zeegebieden met minder golven en wind [7] waar ze eenvoudig gebouwd kunnen worden.

### Overige constructies

Ter volledigheid van het overzicht van de verschillende soorten havendammen met een verticale wand dient nog genoemd te worden een caisson met geperforeerde wanden [1]. De zeezijde van het caisson is diffuus gemaakt door spleten of perforaties. In het algemeen omvat dit een kwart tot een derde gedeelte van het totale oppervlak. Tevens bestaan er constructies met een andere dan rechthoekige vorm zoals bijvoorbeeld het Hansholm caisson met een schuin vlak boven de gemiddelde zeestand (zie fig. 2.5).

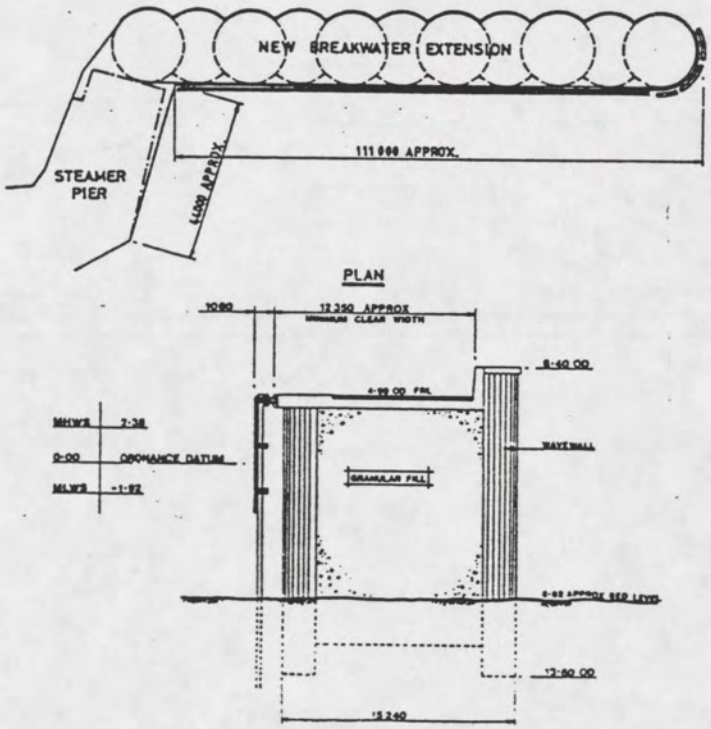



Fig. 2.4 : Cellulaire kofferdam Mallaig harbour [7]

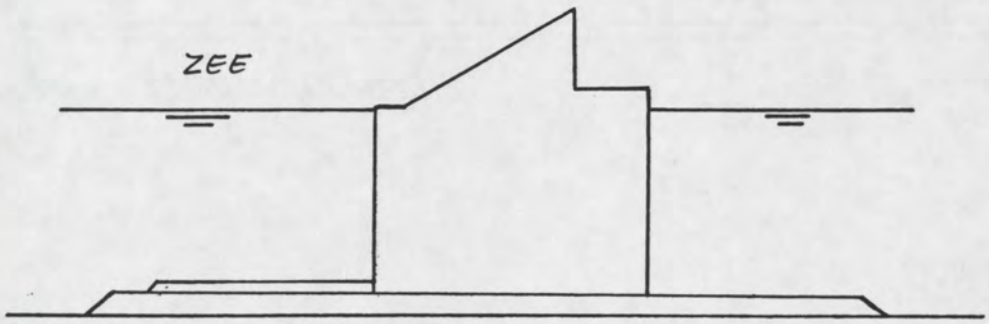
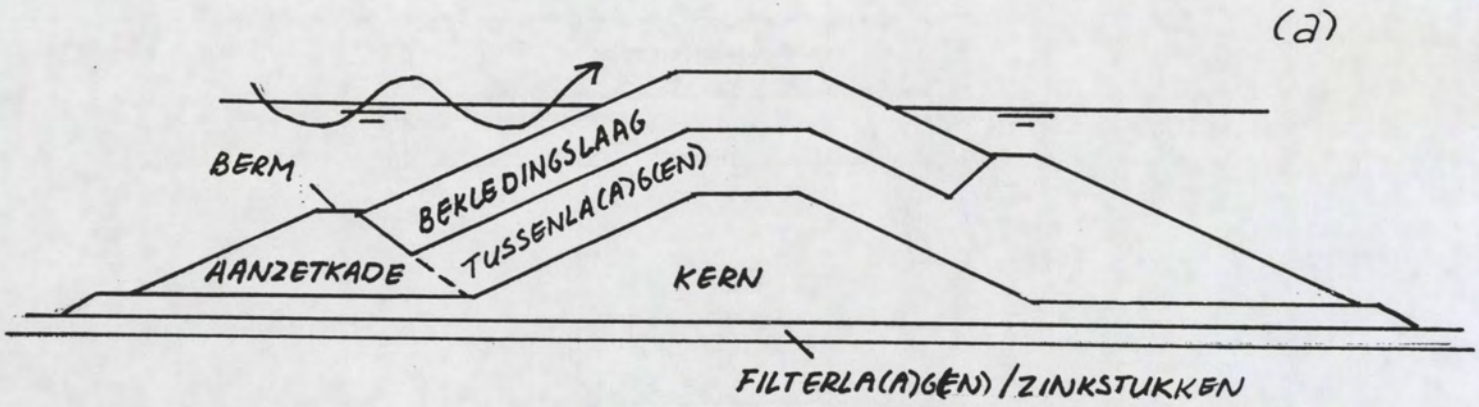



Fig. 2.5 : Hansholm caisson [1]



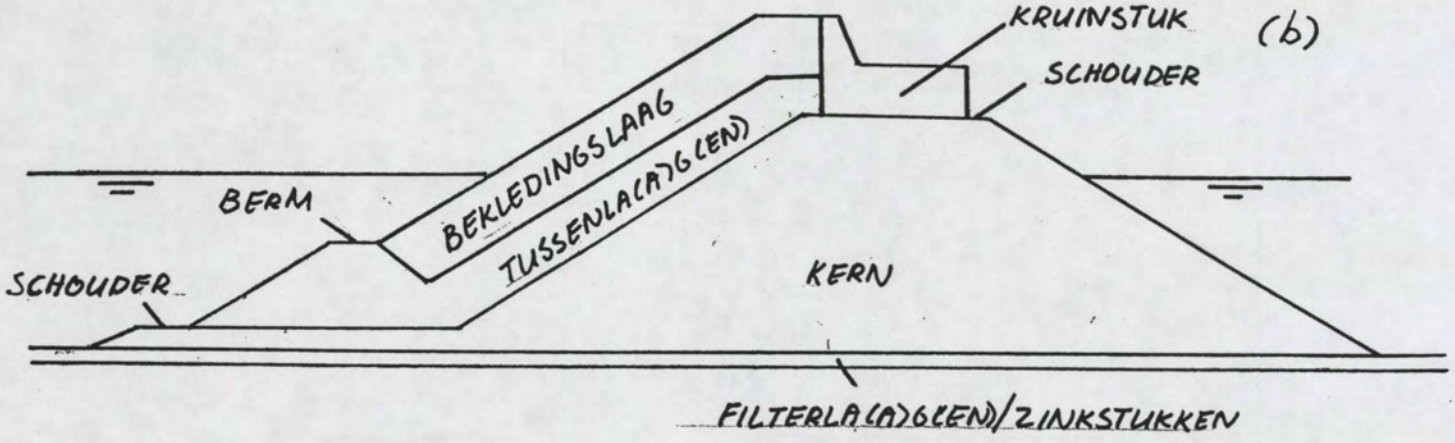




Fig. 2.6 : Algemene doorsnedes havendammen met golfoverslag (a) en zonder golfoverslag (b)

### § 2.2.2 Constructies bestaande uit los gestorte elementen

De eenvoudigste havendammen worden sinds vele eeuwen gemaakt door het goedkoopst beschikbare materiaal in zee te storten. Daar het goedkope materiaal (meestal zand en grind) niet erg grof is, zal het een vrij flauwe helling vormen onder invloed van de golven, met als gevolg een vrij brede dam, die vooral aan de bodem een groot oppervlak kan innemen. Dit kan voor de scheepvaart hinderlijk zijn in verband met een verminderde breedte van de vaargeul. Tevens zorgt een bredere dam voor meer materiaalgebruik hetgeen nadelige financiële consequenties kan hebben. Door toepassing van grover, zwaarder materiaal als bekledingslaag over de fijnere materialen, kan een beperking in dit volume worden bereikt omdat zwaarder materiaal een grotere evenwichtshelling heeft, zodat een steilere helling ontstaat. Om het uitspoelen van het fijnere materiaal in de dam te voorkomen zijn een of meer tussenlagen nodig, waarbij dient opgemerkt te worden dat de hoeveelheid tussenlagen zowel om uitvoeringstechnische als om de daarmee samenhangende financiële redenen, beperkt dient te blijven.

Bij zowel monolietconstructies bij dit type havendammen, kan een onderscheid worden gemaakt tussen dammen waar wèl en waar geen golfoverslag is toegestaan. Overtopping, het toestaan van golfoverslag over de kruin, is afhankelijk van de te ontwikkelen hoeveelheid activiteiten aan de lijzijde van de havendam en de behoefte aan een rij- of wandelgelegenheid op de dam. In het algemeen kan men stellen dat hoe kleiner de hoeveelheid activiteiten binnen de havenmond is, hoe meer overtopping mogelijk is. Het toestaan van golfoverslag heeft voor een monolietconstructie slechts gevolgen voor de hoogte van de dam, bij een dam opgebouwd uit losse elementen kan het een geheel andere doorsnede als resultaat hebben. De havenzijde van de dam kan zwaarder bekleed moeten worden dan wanneer er geen golfoverslag wordt toegestaan en eventueel kan men kiezen voor een berm aan de binnenzijde.

Zoals reeds eerder is opgemerkt geldt dat wanneer er geen golfoverslag wordt toegestaan men spreekt van een hoge dam, dit in tegenstelling tot de in Nederland tijdens de bouw van de havendammen gebezigde eerdergenoemde definitie. Fig. 2.6 geeft twee dwarsdoorsnedes van havendammen opgebouwd uit verschillende lagen welke in het volgende nader belicht zullen worden.

#### Verschillende lagen

Een rubble mound havendam bestaat dus uit een geheel van lagen van verschillende materialen. De grootte van de materialen loopt op van onder naar boven en van binnen naar buiten, zodat de buitenste, meest aangevallen laag van de dam bestaat uit de grootste elementen. In het onderstaande zal de functie en de opbouw van de verschillende lagen uiteengezet worden, terwijl in § 3.4 de verschillende materialen nader aan te orde zullen komen.

- *Bodembescherming*

  De golfbeweging tegen een havendam kan zorgen voor complexe drukfluctuaties in de dam. Door deze drukken en bijkomende horizontale waterbewegingen kan de ondergrond, die in Nederland bestaat uit zand van de zeebodem, eroderen hetgeen ongewenste zettingen van de constructie tot gevolg kan hebben. Om dit verschijnsel te voorkomen wordt een bodembescherming toegepast als eerste laag waarop de dam gebouwd zal worden. Deze bodembescherming kan een filterlaag zijn of een zinkstuk.

  Als bodembescherming en tegelijkertijd ter verkrijging van een gelijkmatige ondergrond wordt vaak een filterlaag toegepast. Een conventionele filterlaag bestaat uit naar

boven toe steeds grover wordende lagen steen. Aangezien een gat in de filterlaag desastreuze gevolgen kan hebben, is nauwkeurige uitvoering van het storten van deze lagen vereist. De dikte van de totale laag is meestal 1 tot 1,5 m. Om zeker te zijn van een goede filteropbouw dient elke laag een minimum dikte van 0,5 m te hebben. Een filter kan ook bestaan uit geweefd filterdoek of geotextielen waarvan de mazen aan het bodemmateriaal worden aangepast, zodat er geen materiaal doorheen kan spoelen. De filterlaag wordt meestal verlengd tot voorbij de teen van de constructie. Dit deel van de filterlaag zal vervolgens ter bescherming van golfbewegingen bedekt moeten worden met een laag zwaardere stenen.

Een bodembescherming kan ook bestaan uit een zinkstuk. Dit zijn matten van takkenbossen (wiepen) die volgens een traditionele nederlandse wijze op een rolzate worden gemaakt. Ze worden naar de plaats van bestemming gesleept waarna ze worden afgezonken en met stenen worden geballast om opdrijven te voorkomen.

- *Teen/aanzetkade*

De teen van een dit type dam dient in de eerste plaats om het onderste gedeelte van de buitenste laag (bekledingslaag) te ondersteunen en te beschermen. Het deint tevens als aanzetkade voor de kern. Daarnaast kan een teen worden uitgebouwd als een bescherming van de eerste meters van de bodembescherming. Het materiaal bestaat uit elementen grover dan het filter en dient een goede draagkracht te bezitten. Het gewicht van de elementen is 1/5 tot 1/10 van het gewicht van de elementen van de bekledingslaag.

- *Kern*

Het materiaal van de kern geeft het volume aan de dam en zorgt voor de benodigde stabiliteit. De kern draagt naast het eigen gewicht, het gewicht van de bekledingslaag, eventuele tussenlagen en kruinconstructie. De kern moet bestand zijn tegen stromingen en golfdrukken van water door de dam heen. De kern dient de verschillende krachten op te vangen en naar de ondergrond af te voeren. Het materiaal moet zo dicht mogelijk worden aangebracht, zodat het voldoende draagvermogen biedt en geen afschuivingsverschijnselen vertoont [8].

In principe komen alle niet drijvende materialen in aanmerking voor de kern, zodat de goedkoopste gekozen kunnen worden. Als de bekledingslaag bestaat uit stenen van een steengroeve wordt het fijnere materiaal (quarry-run) meestal gebruikt voor de kern. In aanmerking als kernmateriaal komt verder grof zand, zeegrind en bijv. puin van gesloopte gebouwen. De fijnere materialen kunnen tijdens het bouwen verspreiden indien ze niet worden afgedekt. In het ontwerp van de doorsnede zal met de verschillende uitvoeringsfases derhalve terdege rekening gehouden moeten worden.

- *Bekledingslaag*

De primaire functie van de bekledingslaag (armour layer) is stabiliteit te verlenen aan de dam als geheel. Daartoe moeten de stromingen die tengevolge van brekende golven optreden worden gereduceerd en dient het eronder liggende materiaal van de kern of van een tussenliggende laag niet te worden uitgespoeld. De stabiliteit van de bekledingslaag is zeer van belang omdat deze laag het zwaarst wordt belast door golven en stromingen.

Als materiaal voor de bekleding komen in aanmerking zware steenblokken uit rotsgroeven. Aangezien de dammen steeds dieper in zee worden uitgebouwd, worden steeds hogere eisen gesteld aan de bekledingselementen. Om voldoende stabiliteit te verkrijgen is een steeds hoger individueel gewicht van de stenen nodig (zie verder). Tegenwoordig worden om deze reden voor de buitenste laag vooral betonnen elementen met een grote sterkte en een hoge dichtheid, in allerlei vormen toegepast. Naast een bekledingslaag met losse elementen kan de buitenste laag bestaan uit een laag asfalt. Dit laatste is het geval geweest bij IJmuiden waar de bekleding bestaat uit een laag steenasfalt.

Voor het narekenen van de grootte van de stenen en de helling van het talud wordt o.a. gebruik gemaakt van stabiliteitsformules [3]. De formule van Hudson bijvoorbeeld (1959) geeft het verband aan tussen het gewicht van een steen en de taludhelling en golfhoogte. Hoe zwaarder de steen, hoe groter de toelaatbare helling waaronder de bekledingslaag blijft liggen en stabiel is. Een actuelere formule is sinds de jaren '80 de stabiliteitsformule van der Meer die de beperkingen van de formules van zijn voorgangers ondervangt door bijvoorbeeld ook de periode van de golf en de invloed van onregelmatige golven in de stabiliteitsformule op te nemen [11].

$$W = \frac{\rho_s \, g \, H_s^3}{k_D \, \Delta^3 \, \cot\alpha}$$ Hudson

| | | |
|---|---|---|
| W | = | gewicht individuele steen in Newton |
| g | = | zwaartekrachtversnelling in $m/s^2$ |
| $H_s$ | = | golfhoogte in meters |
| $\alpha$ | = | taludhelling |
| $\rho_s$ | = | soortelijke massa steen in $kg/m^3$ |
| $\Delta$ | = | relatieve dichtheid steen t.o.v. water |
| | = | $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ |
| $\rho_w$ | = | dichtheid van water in $kg/m^3$ |
| $K_D$ | = | evenredigheidscoëfficiënt die in hoofdzaak afhankelijk is van: |

- de vorm van de steen cq. betonnen elementen.
- de geometrie van de dam en de daarvóór gelegen zeebodem.
- de schade uitgedrukt in het percentage blokken dat uit een dubbele bekledingslaag verloren gaat.

De bekledingslaag loopt in het algemeen door tot een teenconstructie. Afhankelijk van het type havendam (wel of niet overtopping) worden er aan de lijzijde (havenzijde) ook bekledingselementen geplaatst (fig. 2.6).

Aan de bekledingslaag als geheel worden eisen gesteld met betrekking tot onderstaande aspecten

- Stabiliteit: de bekledingslaag moet in staat zijn de golfkrachten uit de omgeving te weerstaan en moet de noodzakelijke sterkte bezitten om verplaatsingen van elementen door deze krachten zoveel mogelijk te voorkomen. Tevens moet erosie van de onderliggende lagen worden tegengegaan zodat een stabiele ondergrond wordt verkregen.

- Flexibiliteit: de buitenste laag moet in staat zijn deformaties van de ondergrond op te vangen zonder dat daarbij de andere functies in gevaar komen.

- Duurzaamheid: naast de weerstand tegen aantasting door golfkrachten, hetgeen afschuring van steen of betonblokken tot gevolg kan hebben, zijn weerstand tegen aantasting door chemicaliën, ultra-violet licht, microben en vandalisten aspecten van duurzaamheid.

- Onderhoud: de bekledingslaag zal toegankelijk moeten zijn voor onderhoud en inspectie. Herstel van lokale schade zowel als vernieuwing van aangetast materiaal moet mogelijk zijn.

- Veiligheid: potentiële gevaren tijdens uitvoering, onderhoud en gebruik zullen in het ontwerp meegenomen moeten worden.

- Sociale en milieuaspecten: de bekleding vormt een deel van het landschap en het lokale ecologische systeem en zal derhalve ingepast moeten worden. Tevens kan de gelegenheid voor recreatie geboden worden.

- Kosten: het ontwerp zal aan alle functionele eisen moeten voldoen binnen aanvaardbare kosten.

- *Tussenliggende lagen*

  Het is vaak nodig tussen de bekledingslaag en de kern nog enkele tussenliggende lagen aan te brengen wanneer de kans aanwezig is dat het kernmateriaal door de bekledingslaag wegspoelt. Deze lagen bestaan uit steen met een gewicht van 1/15 tot 1/25 van het blokgewicht van de volgende laag.

- *Kruin*

  De kruin is de bovenzijde van de havendam. Uit stabiliteitsoverwegingen dient de breedte van een kruin ca. 3 tot 4 stenen van de bekledingslaag te zijn. Wanneer er sprake is van een hoge dam is het mogelijk de kruin begaanbaar te maken. Een kruinelement biedt de mogelijkheid tot rijden en wandelen op de dam. De breedte van het kruinelement wordt tevens bepaald door de uitvoering; wanneer er over de dam gereden dient te worden met kranen en/of vrachtauto's dient hiervoor voldoende ruimte aanwezig te zijn.

### § 2.2.3 Overige typen havendammen

Naast monolietconstructies en dammen opgebouwd uit losse elementen bestaan nog andere vormen zoals enkele tussenvormen van de twee hoofdtypen, de bermgolfbreker en de strandgolfbreker. De samengestelde constructies van havendammen kan men ruwweg onderscheiden in twee zogenaamde composietdammen:

*Een dam opgebouwd uit losse elementen met op de kruin een verticale constructie* (fig. 2.7). Het voordeel ten opzichte van een monolietconstructie is, dat zettingen in de ondergrond beter opgevangen kunnen worden doordat er een betere drukverdeling ontstaat. Het caisson kan echter door de geringere diepte minder geschikt zijn als

aanlegplaats voor schepen. Door het mindere gewicht van het caisson verdient de stabiliteit, die het caisson aan zijn massa ontleent, bijzondere aandacht.

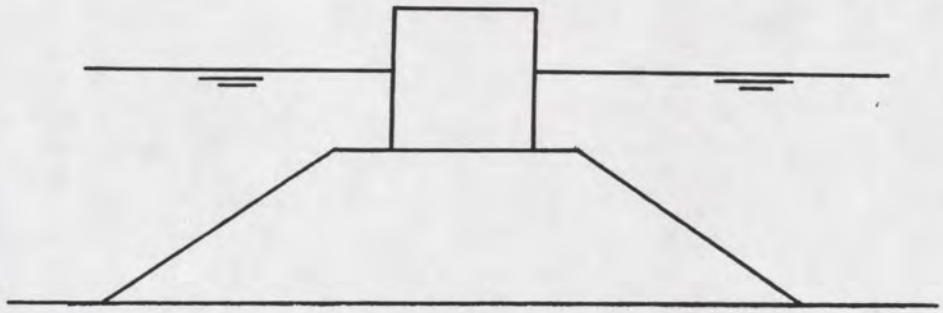


Fig. 2.7 : Talud plus caisson

*Een monolietconstructie met ervoor een stortstenen talud* als teenbescherming (fig. 2.8). Het stortstenen talud beperkt de golfoploop zodat voor eenzelfde golfreductie met een lagere kruin kan worden volstaan. Tevens verhindert het talud de golfreflectie die bij een caissontype voor uitschuring kan zorgen. Wat betreft de stabiliteit kan men opmerken dat het talud zorgt voor een extra belasting tegen het caisson. De oude havendam van IJmuiden is na versterking een voorbeeld van een composietdam.

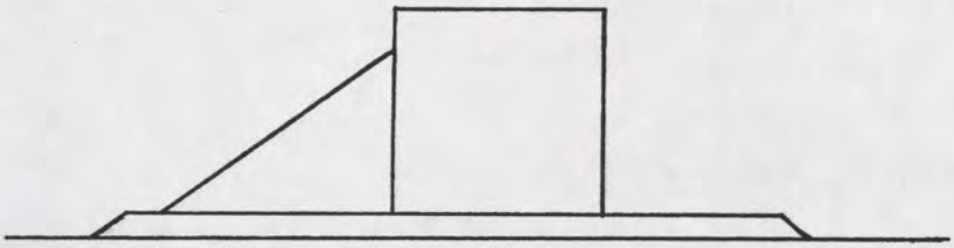


Fig. 2.8 : Caisson plus talud

Naast bovenstaande typen dient de *bermgolfbreker* (fig. 2.9) vermeld te worden. Deze is opgebouwd uit steen dat wordt gestort onder een steile helling. Onder invloed van golven en stroming ontstaat er echter na verloop van tijd een stabiele constructie doordat het materiaal de helling aanneemt die past bij de krachten die erop werken.
Als laatste type wordt hier genoemd de *strandgolfbreker* (fig. 2.10). Dit type havendam is opgebouwd uit het goedkoopst beschikbare materiaal nl. zand. Wanneer grote hoeveelheden zand aanwezig zijn en er genoeg ruimte is voor een vlakke constructie, kan uit dit materiaal een dam gebouwd worden. Zoals bij een bermgolbreker ontstaat er na verloop van tijd een andere dwarsdoorsnede door aanvallen van golven en stromen. De golven worden eenvoudig door de vlakke helling van ca. 1:40 geabsorbeerd zoals trouwens het geval is bij strandkusten. Een voorbeeld van een zanddam is het eerste gedeelte van de zanddam van de havenmond van Hoek van Holland.

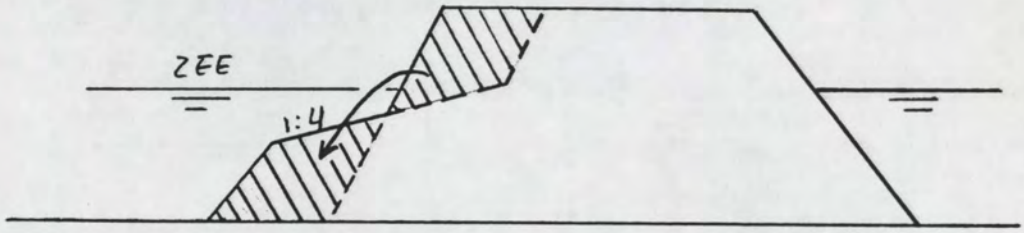



Fig. 2.9 : Bermgolfbreker

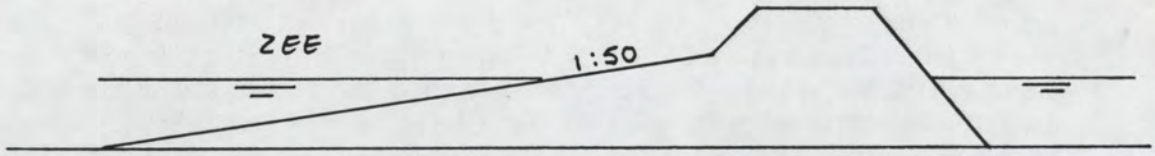



Fig. 2.10 : Strandgolfbreker

## § 2.3 Onderzoek

Voor het ontwerpen van verschillende varianten en het vervolgens uitwerken van een gekozen damtype is veel onderzoek nodig. De verschillende omstandigheden op de plaats van de te bouwen dammen zullen onderzocht moeten worden. Metingen, berekeningen en onderzoek dienen informatie over golven en stromingen te verschaffen terwijl modelonderzoek in een laboratorium een belangrijke plaats inneemt in het onderzoeksproces [9, 12].

- **Omstandigheden**

  Havendammen worden gebouwd aan een kust en vaak aan de monding van een rivier alwaar verschillende omstandigheden optreden. Voor een havendam is ondermeer onderzoek naar de volgende aspecten van belang:

  a. hydraulische en morfologische randvoorwaarden
  b. meteorologische omgeving
  c. geotechnische omstandigheden

  *ad a) Hydraulische/morfologische randvoorwaarden*

  Men dient bij het ontwerp en tevens bij de uitvoering van een havendam rekening te houden met verschillende waterstanden en golfhoogtes. Ook de stromingen van water en sediment vormen een essentieel onderwerp bij het ontwerpen van een havenmond. In het

onderstaande volgt een overzicht van verschillende verschijnselen zoals die voorkomen aan de nederlandse kust met een geleidelijk aflopende zeebodem bestaande uit voornamelijk zand [56].

Sedimenttransport
Het zand van de bodem bestaat uit korrels van uiteenlopende grootte en gewicht. Onder invloed van de sleepkracht van stromend water kunnen deze zandkorrels worden verplaatst. Bodemverlaging en geulvorming kunnen daarvan het gevolg zijn. Omgekeerd doen stroomafneming en stroomverlamming het zand neerslaan, hetgeen kan leiden tot een bodemverhoging.

Getijstroming
De getijbeweging van de zee is er de oorzaak van dat de waterstand aan de kust met een vaste regelmaat rijst tot hoogwater om vervolgens weer te dalen tot laag water. Het gevolg van deze getijbeweging is een getijstroom, die langs de kust van Zuid West Nederland tweemaal daags afwisselend Noord Oostwaarts (vloed) en Zuid Westwaarts (eb) is gericht.

Op plaatsen waar een rivier in zee uitmondt dringt deze getijstroom bij vloed landinwaarts om vervolgens bij eb weer terug te keren. Deze periodiek van richting wisselende stroom heeft tot gevolg dat in de mond van de rivier het krachtig stromende water tijdens eb en vloed afwisselend een andere richting volgt. De daardoor ontstane geulen tekenen zich af in de zandbodem als zgn. eb- en vloedscharen. Getijobservaties en metingen geven informatie over de stroming in de situatie voor de bouw van de dammen terwijl modelstudies nodig zijn om gegevens te verkrijgen over de optredende stromingen na de constructie.

Dichtheidsstromen
Tussen twee waterstromen met een sterk verschil in zoutgehalte kunnen stromingen ontstaan als gevolg van dichtheidsverschillen van het water. In de monding van de Nieuwe Waterweg bij Hoek van Holland schuiven twee verschillende waterstromen langs en over elkaar, hetgeen op het mengvlak een afwisselend turbulente dan weer stationaire toestand tot gevolg heeft.

Ongelijkheid getij
De dagelijkse ongelijkheid van getij en rivierafvoer en de verschillende maanfasen, welke verantwoordelijk zijn voor het veertiendaags optreden van doodtij en springtij, veroorzaken de in de tijd voortdurend veranderende stroomsnelheid en -richting. De instabiliteit van de bodem houdt hiermee nauw verband.

Golven
De wind die over het wateroppervlak strijkt veroorzaakt onafhankelijk van de verticale getijbeweging, een eigen beweging van het wateroppervlak. Afhankelijk van de duur, snelheid en strijklengte kan deze beweging verlopen van een simpele rimpeling van de zeespiegel tot hoge golven van enkele meters voor de kust. Naarmate de golfhoogte groter is wordt de bodem in steeds dieper water beroerd, terwijl in de golven zelf grotere golfsnelheden optreden, hetgeen weer zandtransport tot gevolg heeft.
Door golven opgewekte stromingen worden veroorzaakt door golven die breken onder een hoek op de kust zelf of op een havendam voor de kust en kunnen erosie van de teen van een havendam tot gevolg hebben.

*ad b) Meteorologische omgeving*

Weersomstandigheden zijn van belang bij de keuze van de constructiematerialen. Er moet bijvoorbeeld speciaal beton gebruikt worden wanneer er veelvuldig sprake is van vorstperiodes en er is speciale aandacht vereist voor asfaltmengsels wanneer hoge temperaturen ontstaan.
De verschijnselen die voor zowel ontwerp als uitvoering van belang zijn betreffen:
- wind
- temperatuur
- neerslag
- vorst
- mist

Het spreekt vanzelf dat meteorologische omstandigheden meespelen bij de uitvoering. De keuze van het materieel en de uitvoeringswijze zijn direct afhankelijk van het weer. Ook tijdens de uitvoering zelf is meteorologische kennis van belang. Voorspellingen over eventuele mist of vorst kunnen onverwachte situaties voorkomen.

*ad c) Geotechnische omstandigheden*

De draagkracht van de ondergrond is een belangrijke randvoorwaarde bij een ontwerp. Ook het soort ondergrond dient meegenomen te worden in de afweging van de keuze voor een bepaald ontwerp.

- **Onderzoek**

Om een goed beeld te krijgen van de verschillende omstandigheden op de plaats van de te bouwen dam zal veel onderzoek verricht moeten worden. Zowel in de vorm van metingen ter plaatse als wel met behulp van reken- en schaalmodellen. Informatie over optredende golfhoogtes in een bepaald gebied kan verkregen worden door visuele observaties, golfmetingen en golfhoogtevoorspellingen. Hoewel er vele gegevens beschikbaar over golfhoogtes, gemeten door schepen over de gehele wereld, is het belangrijk ter aanvulling zelf metingen te verrichten op de plaats van de nieuwe dammen.

Zowel voor het ontwerp als voor de uitvoering is kennis van de verschillende golfhoogtes van belang. Voor de uitvoering is vooral de frequentie van voorkomen en duur van storm en hoge golven van belang. De gemiddelde waarden die *onder* de extreme waarden liggen zijn ook van belang voor het bepalen van de constructiemethode zoals ook de verdelingsfunctie van stormdagen in een jaar [2].

Naast het meten van verschillende hydraulische en morfologische verschijnselen dient men gegevens te verzamelen over de verschillende meteorologische en geotechnische omstandigheden. Een uitgebreide bodemverkenning kan inzicht verschaffen in de ligging en de afmetingen van de geulen en platen en in de wijzigingen die zich na de bouw van de dammen kunnen voordoen. Ook naar de meteorologische omstandigheden dient vooraf onderzoek te worden gedaan. Gegevens over de wind zijn niet alleen van belang voor de windcondities zelf. Ze geven ook aanvullende informatie voor de stromings- en golfmetingen. De metingen zullen een geheel jaar moeten bevatten om een gedegen overzicht te krijgen van de situatie ter plaatse van de te bouwen havendam. Naast de korte termijn statistische analyses van bijvoorbeeld 10 minuten zal men lange termijn analyses maken om de verschillen per maand, per seizoen of per jaar tot uitdrukking te laten komen.

- **Modellen**

Verschillende reken- en schaalmodellen zijn handzaam bij het ontwikkelen van een havendam. Een waterloopkundig onderzoek met schaalmodellen dient in het ideale geval zowel ontwerp als uitvoering. Voor het ontwerp van havendammen in Nederland worden voornamelijk door de nederlandse waterloopkundige laboratoria te Delft of te Voorst modelonderzoekingen verricht. Men maakt hierbij o.a. gebruik van de volgende soorten modellen:

- Stroommodel: geeft een inzicht in het stroombeeld in het gebied van de haven. Tevens wordt het gedrag van de beweeglijke zandbodem duidelijk. Vooral voor het bepalen van het tracé van de havendammen is dit model noodzakelijk.
- Diffractiemodel: is een model dat de golfbeweging in en voor de haven weergeeft. De bevaarbaarheid van de haven kan met dit model getoetst worden.
- Windgootmodel: met dit model wordt ondermeer de vorm en de opbouw van de havendam bepaalt.
- Getijdemodel: houdt rekening met de dichtheidsverschillen van zout en zoet water.

HOOFDSTUK 3

# UITVOERING ALGEMEEN

## § 3.1 Inleiding

In het voorgaande is een algemeen overzicht gegeven van het ontwerp van een havendam. Alvorens over te gaan op het onderzoek naar de nederlandse dammen wordt in dit hoofdstuk de uitvoering belicht. Deze indeling kan wellicht de indruk wekken dat ontwerp en uitvoering twee aparte fases zijn. Hoewel dit in sommige gevallen waar kan zijn, heeft over het algemeen de wijze van uitvoeren invloed op de het ontwerp en omgekeerd.

Naast het bepalen van de dwarsdoorsnede en het tracé van een dam dient dus de keuze voor een bepaalde uitvoeringswijze gemaakt te worden. Zoals bij de keuze voor een ontwerp de uitvoeringswijze een rol speelt, heeft omgekeerd het ontwerp een invloed op de constructiewijze. Andere factoren die van invloed zijn betreffen de organisatie, de werkomstandigheden, de keuze van het materiaal en het beschikbare materieel. Tevens spelen de beschikbare financiële middelen een rol in de afweging van de wijze van uitbouwen.

In dit hoofdstuk zullen, na een uitleg over verschillende bouwmethodes (§ 3.2), de werkomstandigheden (§ 3.3), de constructiematerialen (§ 3.4), het materieel (§ 3.5) en het werkterrein (§ 3.6) aan de orde komen. Andere relevante aspecten zoals kosten en organisatie komen in dit hoofdstuk niet ter sprake. Deze aspecten worden behandeld in de "nederlandse" hoofdstukken. De nadruk ligt op de uitvoering van een dam opgebouwd uit losse elementen in verschillende lagen omdat de nederlandse dammen alledrie van dit type zijn.

## § 3.2 Uitvoeringswijzen

De uitvoering van een havendam kan in principe op twee verschillende manieren plaats hebben. De dam kan ten eerste vanaf land over het gereed gekomen stuk dam uitgebouwd worden of ten tweede vanaf zee opgebouwd worden. Tevens bestaan er combinaties van deze methoden.

*a) Uitbouw "over de kop"*

Wanneer een dam over de kop wordt uitgebouwd betekent dit, dat de dam wordt uitgebouwd vanaf het gereed gekomen gedeelte van de dam. Op het uiteinde van de dam staat een kraan die het nieuwe deel uitbouwt en vervolgens over het gereed gekomen gedeelte opschuift. De verschillende materialen worden meestal over het gereed gekomen deel aangevoerd met vrachtauto's (zie fig. 3.1)

De constructie van een havendam vanaf land over het gereed gekomen stuk dam stelt een aantal eisen aan de dam:

1) De kruin van de dam moet ruim boven water uit komen. De hoogte is afhankelijk van de golfhoogte, de weersomstandigheden en het tijdsschema. In Nederland kan een dam over de kop worden uitgebouwd bij een kruinhoogte van +4 m NAP.
2) De mogelijkheid moet aanwezig zijn op de dam een transportweg aan te leggen met keerruimte(s) voor het transport van materiaal.
3) De dam dient niet te lang te zijn in verband met de uitvoeringstijd. Het vervoer van materiaal naar de kop kost steeds meer tijd naarmate de dam vordert. Dit was een van de redenen om de ca. 7 km lange dammen bij Hoek van Holland vanaf zee uit te bouwen.

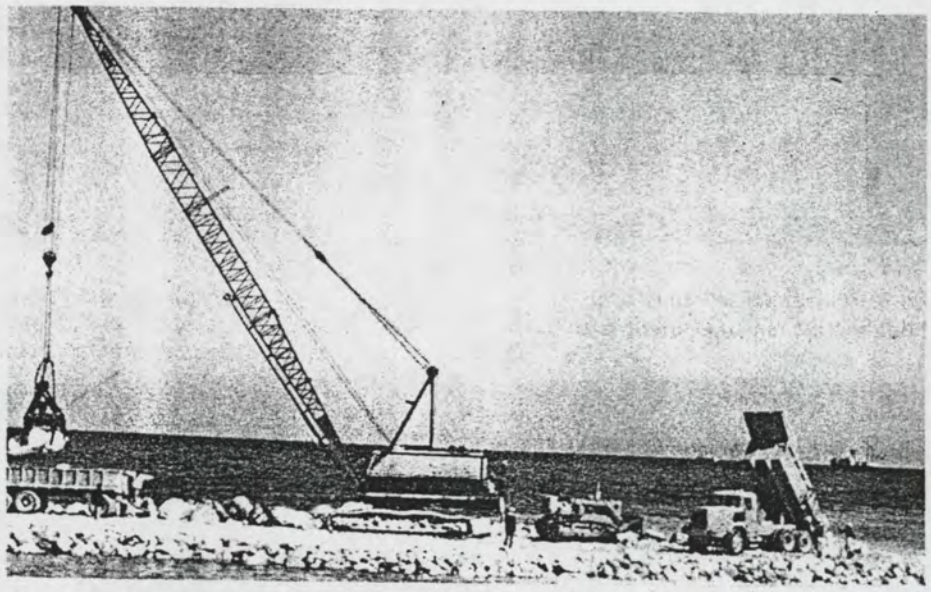


Fig. 3.1 : Uitvoering over de dam

*b) Opbouw vanuit zee*

De opbouw van een dam vanaf zee stelt minder speciale eisen aan de dam zelf. Een begaanbare, hoge dam is niet noodzakelijk voor deze wijze van uitvoeren. Een lage dam wordt vaak over zee uitgebouwd. Vanwege de omstandigheden dient er de beschikking te zijn over zeewaardig materieel, dat zoveel mogelijk bestand is tegen zware weersomstandigheden.

*c) Overige methodes*

Een combinatie van beide uitvoerwijzes komt veel voor. Vaak wordt het onderste gedeelte van een stortstenen dam vanaf zee gebouwd en het bovenste deel vanaf de dam. Bouwen met een kabelbaan is een andere mogelijkheid die is gebruikt bij de bouw van de Havingvliet (zie fig. 3.12, § 3.5).

**Één- of twee fasen systeem**

In samenhang met de manier van uitbouwen dient bepaald te worden welk aanvoer- en verwerkingssysyteem voor het materiaal gekozen wordt. Bij de bouw van een havendam zijn twee fasen onderscheiden te weten de aanvoer van het bouwmateriaal naar het werk en vervolgens de verwerking van het materiaal in de dam. Beide fasen vormen min of meer een geheel indien de materialen rechtstreeks in het werk worden gebracht. Wanneer bijv. zand direct vanuit dezelfde sleepzuiger die het vanaf de bodem opgezogen heeft, in het werk gestort wordt is er sprake van een "één-fase systeem" (fig. 3.2).

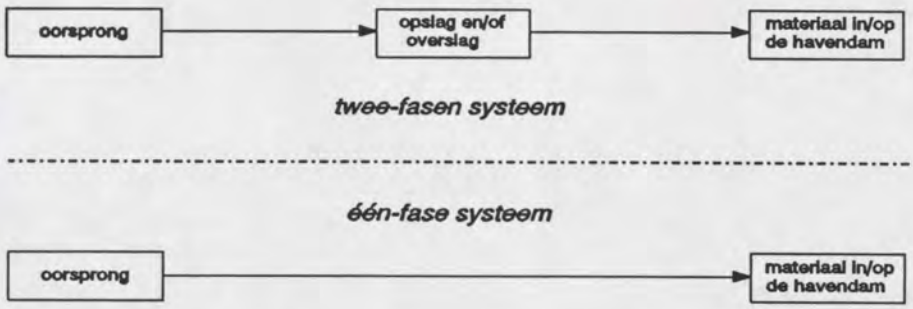



Fig. 3.2 : Schematisatie één- of twee-fasen

Er is sprake van twee verschillende fasen, indien het materiaal niet direct wordt gestort. Het materiaal wordt aangevoerd, op- en overgeslagen, overgeladen in een ander voertuig, vaartuig, kraan of ander soortig materieel dat het vervolgens zal verwerken in de dam. Bij een uitvoer waarbij sprake is van een "twee-fasen systeem" dient voldoende opslagruimte aanwezig te zijn wanneer het materiaal niet direct kan worden overgeslagen.

Het verwerken van materiaal middels een twee-fasen systeem heeft het voordeel dat het minder gevoelig is voor storing. De opslag van materialen biedt immers een buffercapaciteit. Kleinkorrelig materiaal zoals zand en grind zijn materialen die voor een één-fase systeem in aanmerking komen.

## § 3.3 Werkomstandigheden

De keuze voor een bepaalde constructiemethode en het verdere verloop van de uitvoering is sterk afhankelijk van het constructieklimaat waarin de havendam gebouwd zal worden. Het weer en de bodemgesteldheid hebben naast hun invloed op het ontwerp dan ook een grote invloed op de uitvoering met betrekking tot bijv. de keuze van het materieel, tijdsplanning en de kosten. De gegevens die nodig zijn voor het ontwerp zijn tevens nodig voor het kiezen van een uitvoeringsmethode. Ook spelen hydraulische en morfologische verschijnselen een rol (fig. 3.3).

Aangezien de verschillende omstandigheden en verschijnselen reeds bij het ontwerp zijn besproken (§ 2.4) wordt hier volstaan met enkele voorbeelden van de invloed op de uitvoeringskeuze met name met betrekking tot de keuze van het materieel.

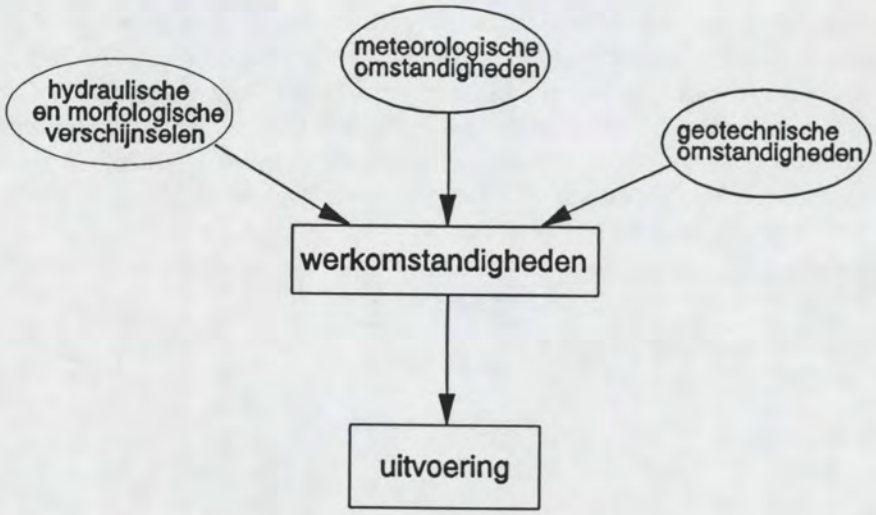



Fig. 3.3 : Werkomstandigheden en de invloed op uitvoering

**Voorbeelden van invloeden**

Hydraulische en morfologische verschijnselen zijn bepalend voor het te gebruiken materieel. Een sterke stroming of hoge golven kunnen aanleiding zijn tot een uitvoering over de dam

Meteorologische omstandigheden. De vooruitzichten van slechte weerscondities tijdens het werk kunnen aanleiding zijn tot het nemen van beschermende maatregelen, zodat beschadiging aan de dam kan worden voorkomen. De installatie van een betrouwbaar weersvoorspellingsysteem op de plaats van uitvoering en assistentie van een hierin gespecialiseerd team zijn hierbij een waardevolle aanvulling.

Geotechnische omstandigheden. Kennis van de bodem is van belang bij de keuze van het te gebruiken materieel. Indien bijvoorbeeld hefpontons worden gebruikt die op de zeebodem rusten, is het belangrijk de eventuele zetting van de ondergrond te kennen.

## § 3.4 Constructiematerialen

### § 3.4.1 Soorten materialen

De verschillende materialen waaruit een gestorte dam, zoals geschetst in § 2.2.2, wordt opgebouwd, zullen in het onderstaande nader worden toegelicht. Van de in Nederland meest gebruikte materialen zullen de o.a. herkomst en wijze van verwerking aan de orde komen. De keuze voor een bepaald materiaal wordt bepaald door de belastingen die de constructie te verwerken krijgt. Tevens spelen de technische kwaliteit, de uitvoerbaarheid, de verkrijgbaarheid en daarmee samenhangend de economische haalbaarheid een rol. Wat dit laatste betreft wordt vaak de voorkeur gegeven aan materiaal dat dichtbij te verkrijgen is. De materialen die achtereenvolgens worden toegelicht zijn:

1) breuksteen
2) bitumineuze materialen
3) zand en grind

4) betonnen elementen
5) overige materialen

**1) Breuksteen**

Breuksteen is een belangrijk constructiemateriaal voor de bouw van een steenstort havendam. Het wordt gedolven uit een steengroeve. De opbrengst van een steengroeve is niet eenvoudig te bepalen aangezien deze afhangt van allerlei geologische factoren. Steengroeves bestaan zelden uit een homogene massa steen zodat de afmetingen en vormen van de steen, na tot ontploffing te zijn gebracht, sterk kunnen verschillen. Onderstaand overzicht is dan ook slechts een zeer globale indicatie [14]:

| Gewicht steen | Opbrengst |
|---|---|
| tot 0,2 ton | 50 % |
| van 0,2 tot 1 ton | 15 % |
| van 1 tot 4 ton | 20 % |
| boven 4 ton | 15 % |

Tabel 3.1 : Globale opbrengst van een steengroeve

Uit tabel 3.1 blijkt dat de opbrengst van grote stenen uit een groeve klein is, terwijl bovendien het maximale gewicht van stenen ca. 15 ton/stuk is. Een andere moeilijkheid is het bepalen van de omvang van de stenen die vaak grillige vormen aannemen (zie fig. 3.4).

*Eisen*
Een belangrijke eis die de geschiktheid van stortsteen te gebruiken bij havendammen bepaalt is de sterkte eis; de steen moet bestand zijn tegen water en wind. Een andere belangrijke eis bij gebruik van stortsteen is de mogelijkheid de steen naar de plaats van bestemming te vervoeren binnen bepaalde tijd, tegen bepaalde kosten. Dammen met een bekleding van stortsteen worden om deze reden meestal gebouwd wanneer de groeves in de buurt van de te bouwen dam liggen.

Fig. 3.4 : Het bepalen van de afmeting van een steen is geen eenvoudige opgave

## 2) Asfalt

Onder asfalt wordt verstaan al die produkten die als gemeenschappelijke grondstof het materiaal bitumen als bindmiddel bevatten. Bitumen is een hoogmoleculaire grondstof die als bijprodukt achterblijft bij de distillatie van aardolie. Naast bitumen bestaat asfalt uit minerale en evt. chemische toeslagmaterialen.

Een van de eerste toepassingen van bitumen in waterbouwkundige constructies is een waterdichte bekleding aan de oever van de Tigris, gebouwd omstreeks 1300 v. Chr. De eerste toepassing in Nederland betreft de strandhoofden van het Hoogheemraadschap Delfland. Deze stenen strandhoofden tussen Hoek van Holland en Den Haag zijn gevuld met asfalt (zie fig. 3.5).

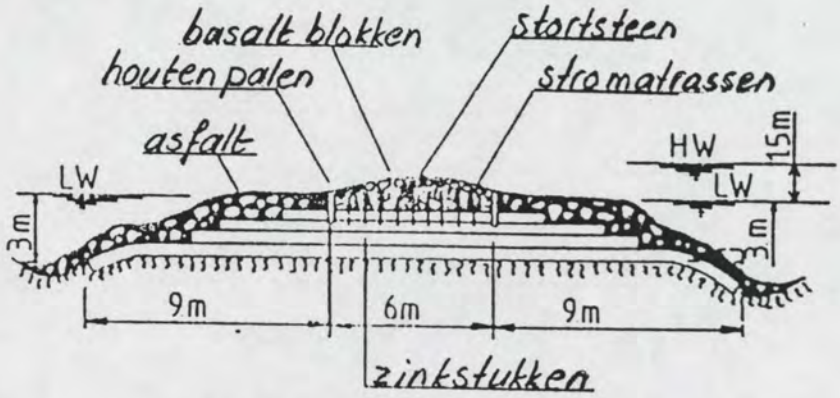



Fig. 3.5 : Strandhoofd met asfalt nabij Scheveningen (1938)

Andere voorbeelden van havendammen waarbij asfaltprodukten zijn toegepast zijn:

- Noorderhavendam van Harlingen (1948-1949)
- Nieuwe havendammen van IJmuiden (1963-1967)
- Splitsingsdam in Hoek van Holland (1968-1973)
- Havendammen van Zeebrugge (1978-1979)

*Bitumineuze mengsels*

De verschillende soorten bituminueze mengsels die kunnen worden onderscheiden zijn:

- Ondervulde mengsels, waarbij de hoeveelheid bitumen in het mengsel onvoldoende is om alle holle ruimtes te vullen.
- Juist gegradeerde mengsels, waarin de hoeveelheid bitumen na verdichten vrijwel geheel de holle ruimtes opvult, zodat zowel de bitumen als de mineralen de sterkte en stabiliteit bepalen.
- Overvulde mengsels met een percentage bitumen meer dan voldoende om de holle ruimtes te vullen. De eigenschappen van het bitumen is dominant en de mineralen zorgen slechts voor een zekere stijfheid. Deze mengsels zijn water-ondoorlatend.

Naast deze indeling kan onderscheid gemaakt worden tussen waterdoorlatende en waterondoorlatende mengsels.

De bitumineuze mengsels die in waterbouwkundige constructies gebruikt kunnen worden:

1) Asfaltbeton
2) Asfaltmastiek
3) Penetratiemortels

4) Zandasfalt of gebitumineerd zand
5) Steenasfalt

Het onderstaande bevat een toelichting op het gebruik van steenasfalt. Een beschrijving van de overige asfaltsoorten staat in bijlage 2.

ad 5) Het **steenasfalt** dat is toegepast als bekledingslaag bij de havendammen te IJmuiden is zowel ondervuld als overvuld toegepast. Steenasfalt is een combinatie van de twee uitgangsmaterialen lichte stortsteen en asfaltmortel. Met asfaltmortel gepenetreerde stortsteen werd reeds vele jaren toegepast voor de constructie van haven- en strandhoofden. Door het in asfaltbetonspecie trillen van grove steenstukken worden bijvoorbeeld waterdoorlatende kernen in stuwdammen gevormd. In beide gevallen worden echter de uitgangsmaterialen stortsteen en asfaltmortel pas in het werk bijeengebracht, waarbij de asfaltspecie sterk verhit en de steen meestal koud en vochtig is.

Bij *steenasfalt* worden de beide componenten lichte stortsteen en asfaltmortel reeds bij de produktie samengevoegd. Het materiaal wordt apart bereid, waarbij de steen gedroogd, ontstoft en verhit tot 50 °C, wordt tezamen gevoegd met een asfaltbetonspecie van ca. 130 °C. Het produkt dat ontstaat is homogeen en samenhangend omdat de steen, die een gesloten skelet in de steenasfalt vormt, aaneengekit is. Een bekleding van een grote havendam met steenasfalt is bij IJmuiden voor het eerst toegepast en zal in het desbetreffende hoofdstuk nader worden onderzocht.

**3) Zand en grind**

Zand is in Nederland het meest goedkope en meest beschikbare constructiemateriaal voor havendammen. Het is daarentegen ook het meest gevoelig voor erosie door golven en stroming, waardoor het meestal niet mogelijk is zand te gebruiken als kernmateriaal zonder bescherming van zwaardere materialen die meer weerstand bieden tegen de krachten van de zee. Een tussenlaag dient uitspoelen te voorkomen. Toegepast als afdeklaag van zand wordt:

- asfalt
- kunststoffen matten of zakken
- laag breuksteen, evt. verschillende filterlagen
- betonnen elementen

In enkele gevallen is het mogelijk dat zand wordt gebruikt zonder de beschermende werking van bovengenoemde tussenlagen, men spreekt dam over de in § 2.2.3 genoemde strandgolfbreker. Naast een toepassing als kernmateriaal wordt zand en grind toegepast als toeslagmateriaal voor betonnen bekledingselementen. Grind, dat tevens in Nederland voorhanden is, wordt toegepast als kernmateriaal of als filterlaag. Het wordt ook gebruikt als toeslagmateriaal voor beton.

**4) Beton**

In veel stenen dammen wordt tegenwoordig beton gebruikt, voornamelijk voor bekledingselementen. De havendammen worden in steeds dieper water geprojecteerd om te kunnen voldoen aan de eisen die de scheepvaart stelt (zie fig. 1.1). Om in dit diepere water met hogere golven een havendam te bouwen zijn steeds zwaardere bekledingselementen nodig. Aangezien de steengroeves een beperkte hoeveelheid grote stenen levert en deze stenen vaak nog te licht zijn gaat men over op betonnen elementen. Ook de lange te transporteren

afstanden zijn hiertoe aanleiding geweest.

In de zestiger jaren wordt in Frankrijk de Tetrapode ontwikkeld (zie fig. 3.6). Dit was de eerste kunstmatige stortsteen waarna er vele vormen volgden (zie bijlage 3). Tevens wordt beton toegepast voor kruinelementen bovenop een dam. Kleinere betonnen elementen kunnen verder dienst doen in de kern en als teenbescherming.

Fig. 3.6 : Kunstmatige stortsteen op de bekledingslaag

Beton is een kunstmatig gesteente met eigenschappen die gelijksoortig zijn met de eigenschappen van natuurlijke gesteenten. Opvallend zijn de hoge druksterkte en lage treksterkte. Een belangrijk verschil ten opzichte van natuursteen is dat het in principe mogelijk is beton speciaal voor een bepaalde toepassing te vervaardigen; elke vorm en afmeting is in principe te vervaardigen, hoewel niet elke vorm bruikbaar is. Het is mogelijk elementen te produceren met verschillende $K_D$ waardes (zie Hudson). Naast bovenstaande eigenschappen is beton een relatief goedkoop constructiemateriaal, dat tevens geschikt is voor hergebruik.

De extreme omstandigheden die het beton in de buitenste laag van een havendam moet doorstaan, stelt hoge eisen aan de kwaliteit van het materiaal. De aanvallen op het beton zijn van verschillende aard; zowel fysische als chemische aanvallen kan het beton aantasten.

De dichtheid van het beton wordt bepaald door de samenstelling. Het specifieke gewicht van het toe te passen toeslagmateriaal speelt hierbij een belangrijke rol. Tevens dient om zo groot mogelijke dichtheden te bereiken een continu gegradeerd toeslagmateriaal met een zo groot mogelijke korreldiameter gebruikt te worden. Zand, grind, basalt en erts komen als toeslagmateriaal in aanmerking. Het maximale individuele gewicht van stortsteen is beperkt tot ca. 15 ton. De betonnen bekledingselementen kunnen daarentegen een gewicht van 50 ton per stuk bereiken.

Om het vervoer van zware elementen te beperken zal men trachten de betonnen blokken zo dicht mogelijk bij de plaats van bestemming te vervaardigen. Het beton moet volledig uitgehard zijn voordat het geplaatst kan worden, dus er zal voldoende opslagruimte moeten zijn om dit uitharden mogelijk te maken. Met speciale kranen zullen de betonnen elementen op hun plaats gelegd worden (zie hfd.5).

**5) Overige materialen**

Als bodembescherming bij waterbouwkundige werken worden op een bodem bestaande uit los korrelig materiaal zoals in Nederland, vaak *zinkstukken* gebruikt. Ze moeten o.a. verhinderen dat door erosie het zand onder de constructie wegspoelt zowel tijdens als na de uitvoering. De traditionele zinkstukken bestaan uit wiepen en rijshout die op een bepaalde manier met elkaar verbonden worden zodat een soort mat verkregen wordt. Ze worden vervaardigd op een rolzate, die nabij het water dient te liggen. Met schepen worden ze naar het tracé gevaren alwaar ze afgezonken worden. Een laag ballaststenen moet voorkomen dat het zinkstuk opdrijft of wegspoelt.

## § 3.4.2 Invloed op de keuze van het materieel

Nadat in de ontwerpfase is bepaald hoe de dam wordt opgebouwd, wordt voor de uitvoerfase bepaald waar het materiaal vandaan komt, hoe het vervoerd wordt, waar het wordt opgeslagen en hoe groot deze buffer dient te zijn. Bij het ontwerp wordt wel rekening gehouden met de beschikbaarheid van het materiaal. Indien het materiaal immers in het geheel niet voorhanden is, is het zinloos een dam met dit materiaal te ontwerpen. Bij de planning van de uitvoering dient echter concreet te worden bepaald hoeveel materiaal op een bepaalde plaats aanwezig is, wat financieel het voordeligst is etc.

Nadat het *soort* materiaal bekend is, wordt bepaald waar het *beschikbaar* is. Bepaalde soorten materiaal kunnen vervolgens direct worden verwerkt in de dam zoals bijv. zand dat met sleephopperzuigers kan worden aangevoerd en met dezelfde zuigers kan worden gestort (één-fase systeem). Ander materiaal wordt eerst vervoerd naar het werkterrein alwaar het overgeslagen wordt op materieel dat zorgt voor de verwerking in de dam. Het is ook mogelijk dat het materiaal wordt opgeslagen zodat een voorraad ontstaat. Figuur 3.7 geeft een stroomdiagram te zien met een indicatie van de weg die het los constructiemateriaal aflegt van zijn oorsprong naar de dam.
Ook de *hoeveelheid* materiaal is van belang voor de planning van de uitvoering. De aanvoercapaciteit van de transportmogelijkheden dient te worden afgestemd op de hoeveelheden. De grootte van schepen of kranen voor de verwerking staan ook direct in verband met de hoeveelheid materiaal.

Voor de keuze van het te gebruiken materieel is dus met betrekking tot materialen van belang (fig. 3.8):

1) soort materialen
2) hoeveelheid materialen
3) de herkomst heeft invloed op de te transporteren afstanden of op de benodigde produktie van materialen

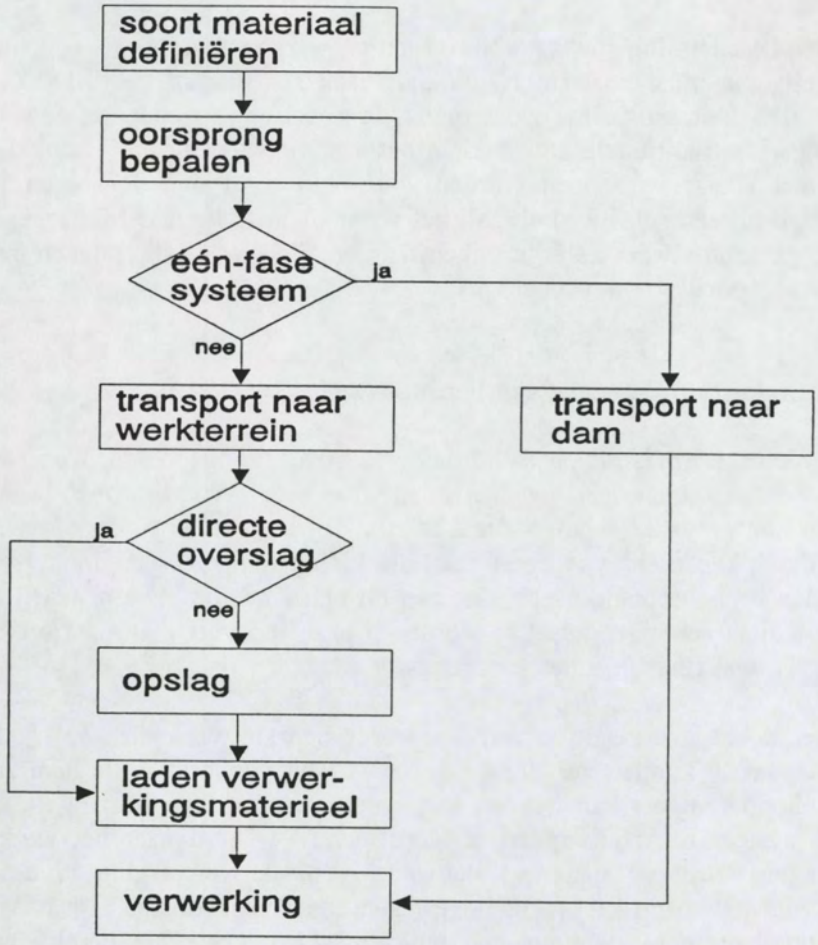



Fig. 3.7 : Stroomdiagram van losse materialen

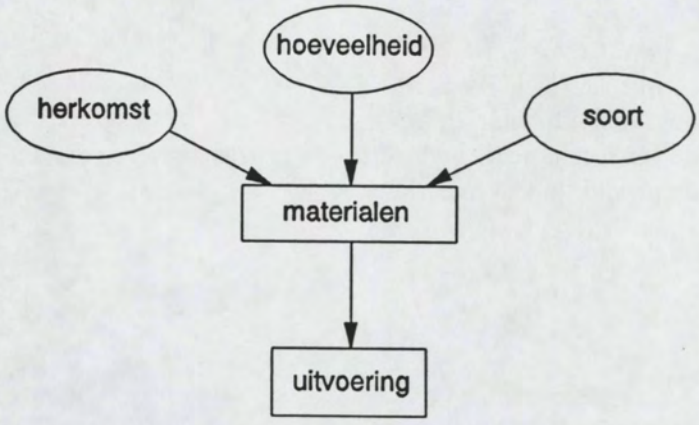



Fig. 3.8 : Belangrijke invloeden op de uitvoering m.b.t. materialen

## § 3.5 Welk materieel?

### § 3.5.1 Materieel op de dam

Bij een uitbouw over de kop worden de te verwerken materialen over de dam aangevoerd naar kranen die aan het uiteinde van de dam staan opgesteld. Breuksteen, grind, cement en andere materialen worden naar het werkterrein vervoerd door vrachtwagens, treinen of schepen. Het vervoer over de dam geschiedt grotendeels met stortvrachtwagens. Het gebruik van een grote transport capaciteit kan van nut zijn om beschermingsmaatregelen te versnellen in geval van slechte weersvoorspellingen. Tevens geeft een ruime hoeveelheid vrachtwagens de mogelijkheid de uitvoering te versnellen om de verloren tijd ontstaan door bijvoorbeeld stakingen in te halen. Het profileren van de helling van de dam nadat het materiaal is gestort kan plaatsvinden door kranen die aan de kop van de dam staan opgesteld (zie fig. 3.9)

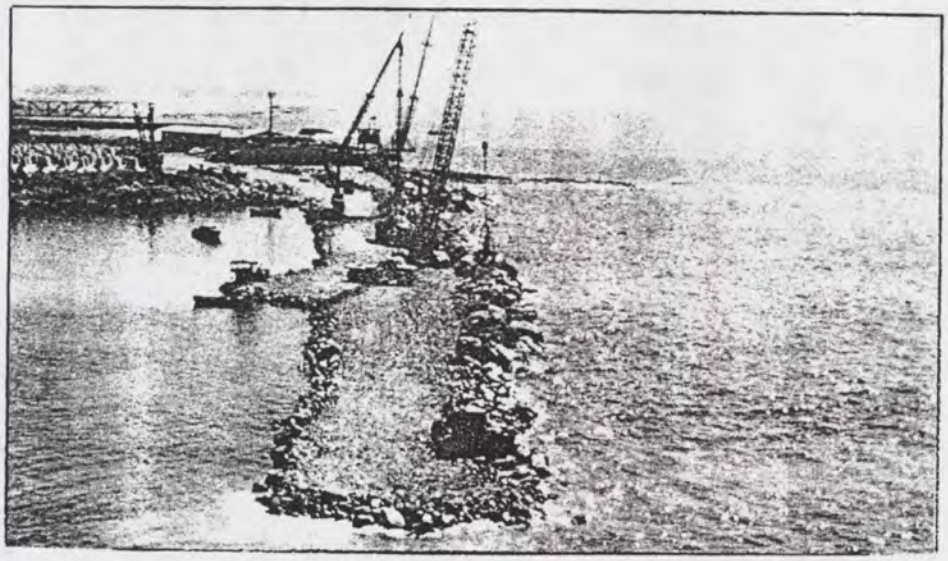


Fig. 3.9 : Werk in uitvoering op de dam

### § 3.5.2 Drijvend materieel

Bij een opbouw over zee zijn zeewaardige schepen nodig. Onderstaande schepen kunnen zowel het materiaal vervoeren als storten [14, 15].

- **Onderlossers** vervoeren het materiaal in compartimenten die onder water, boven de plaats van bestemming, geleegd kunnen worden door het openen van kleppen aan de onderzijde. Deze onderlossers kunnen zelfvarend zijn of gesleept worden.

- **Stortschepen** vervoeren de materialen op het dek en hebben een ballast systeem dat gecontroleerd wordt door afsluiters. Dit stelt de stortschepen in staat om te kantelen en het materiaal over de rand te storten.

- **Gewone transportschepen** verschillen van stortschepen doordat ze niet gecontroleerd kunnen kantelen. Het zijn zelfvarende schepen die gelost worden door kranen, bulldozers of met de hand.

- **Dwarslossers** storten het materiaal van het dek door twee bladen ter weerszijde

van de as van de boot. Deze schepen kunnen materiaal in een homogene laag van gelijke dikte storten door meerdere keren over hetzelfde stuk te varen daarbij gebruik makend van een goed gecontroleerde snelheid van zowel voortstuwing als storten. (zie fig. 3.10)

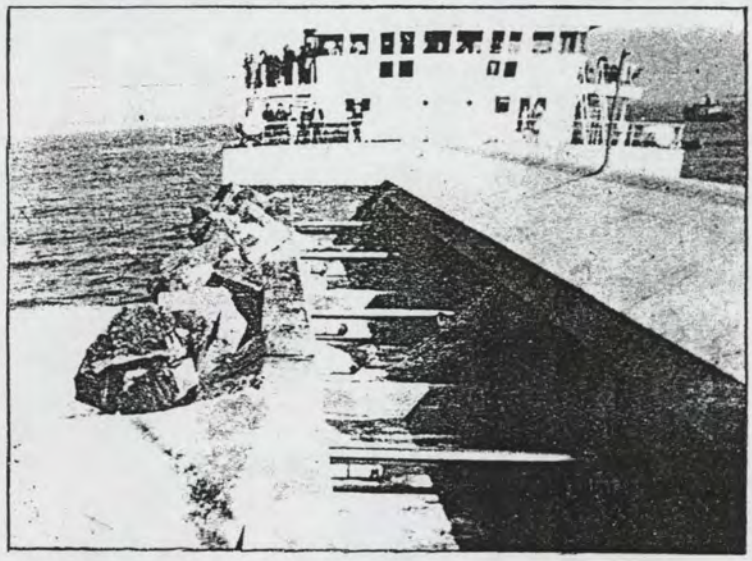


Fig. 3.10 : Dwarslosser

- **Splijtbakken** bestaan uit twee waterdichte helften die door middel van een scharnier, waarvan de as parallel ligt aan de as van de boot, aan het dek van de boot zijn verbonden. Deze met materiaal gevulde caissons kunnen volledig geopend worden, terwijl ook de diepgang van het schip verminderd wordt. Zowel splijtbakken als dwarslossers hebben propellers aan de voor- en achtersteven die in alle richtingen draaibaar zijn, hetgeen deze boten goede manoeuvreermogelijkheden geeft.

Het laden van de schepen kan op verschillende manieren gebeuren en is afhankelijk van volume en grootte van het materiaal. Daar ook het laden bepalend is voor de kosten van transport en dient dit aspect zorgvuldig afgewogen te worden. De keuzes van inladen zijn als volgt:

1) direct storten vanaf de vrachtwagen in het schip, waarbij rekening gehouden dient te worden met het getij aangezien dit de valhoogte van het materiaal aanzienlijk kan beïnvloeden.
2) laden met een kraan die bijvoorbeeld emmers gebruikt met dezelfde capaciteit als de vrachtauto.
3) gebruik maken van een transportband.

Voor het plaatsen van zware breukstenen en betonnen eenheden is direct storten vanaf een schip niet mogelijk omdat de kans op breken van de grote elementen te groot is. Ook wanneer er sprake is van ondiep water is het gebruik van deze schepen niet mogelijk. In deze gevallen wordt er gebruik gemaakt van drijvende of op land geplaatste kranen.

### § 3.5.3 Kranen en kabelbanen

Grote eenheden tot 450 ton kunnen geplaatst worden met behulp van *kraanschepen*. Het meest bruikbaar zijn kraanschepen die in ruw water stabiel zijn en die een hefkraan hebben die een hoge snelheid kan bereiken bij het neerlaten van de blokken.

Een wandelend *hefplatform* is een ander soort materieel met een grote hefcapaciteit. De hefplatforms kunnen zich verplaatsen met stappen van ongeveer 4 m en zijn bruikbaar voor verschillende onderdelen van de constructie van havendammen, hetgeen de nauwkeurigheid van het plaatsen ten goede komt. Ze zijn toepasbaar in diep water en hebben minder last van ruw water dan gewone kraanschepen omdat het platform tot boven de golven getild kan worden. Hefeilanden zijn ingezet bij de bouw van de havendammen te IJmuiden en zullen in de volgende hoofdstukken uitgebreid ter sprake komen.

Naast kranen op schepen of pontons worden grote kranen op de kop van de dam ingezet. Bij Scheveningen is gebruik gemaakt van rupskranen terwijl in het buitenland ook portaalkranen worden ingezet. Deze bezitten het voordeel dat het mogelijk is onder de kraan door te rijden met vrachtauto's terwijl dit bij de mobiele kranen niet het geval is. Om de grote stukken stortsteen te plaatsen bezitten de kranen grote grijpers (zie fig. 3.11).

Een andere mogelijkheid is het gebruik van kabelbanen. Bij de Deltawerken werden ze reeds toegepast bij de sluiting van de Grevelingen en in het Haringvliet. Ook bij de geleidelijke sluiting van het zuidelijke sluitgat van het Brouwershavense Gat in 1971 is gebruik gemaakt van grote kabelbanen om de betonnen blokken te storten (zie fig. 3.12).

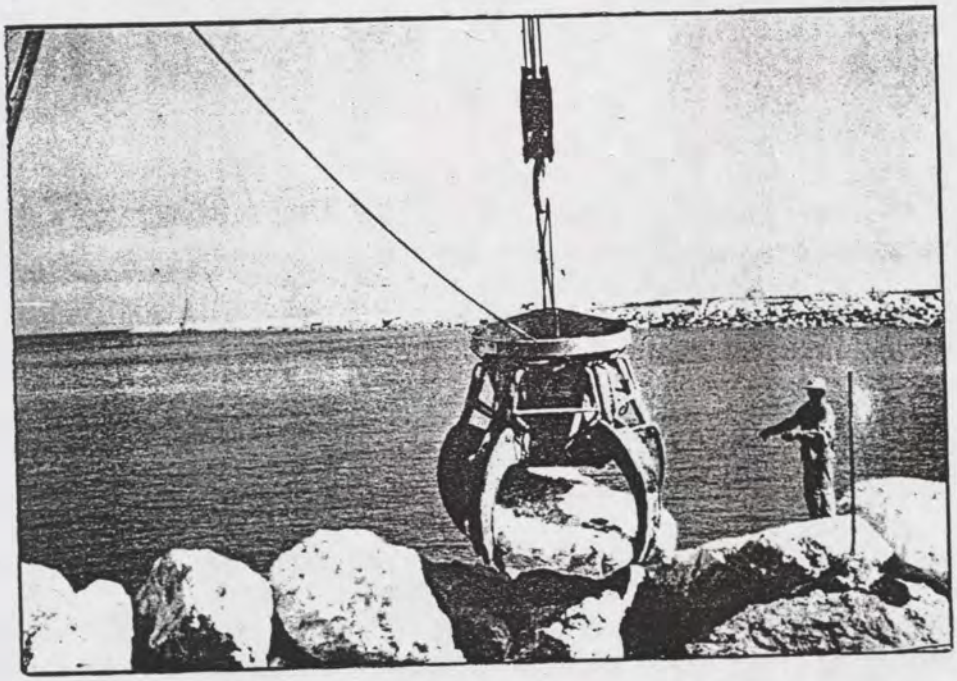


Fig. 3.11 : Grote grijpers zijn nodig

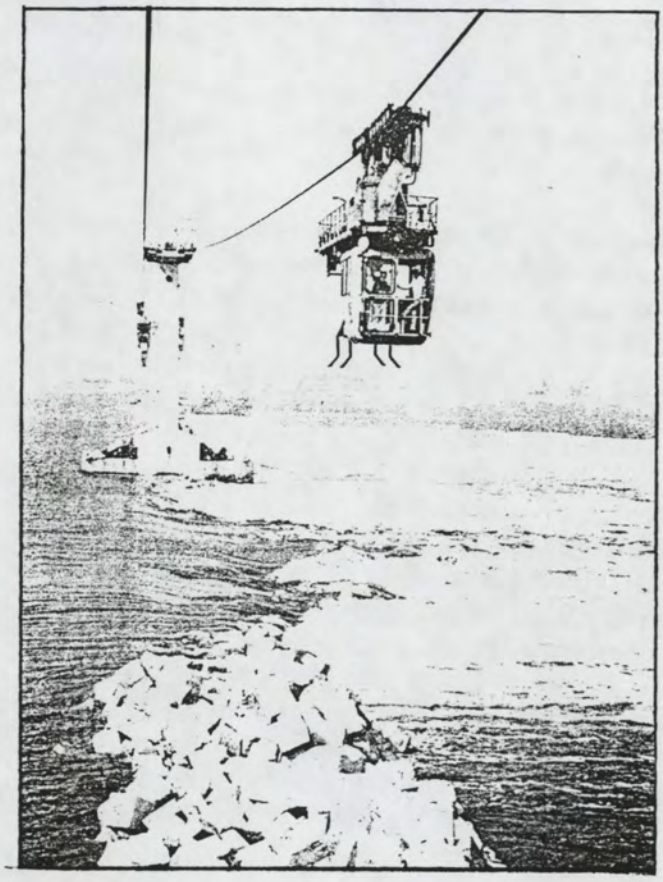


Fig. 3.12 : Het plaatsen van blokken bij de afsluiting van het Brouwershavense Gat (1971)

## § 3.6 Werkterrein

Bij de uitvoering van een havendam treden veel en verschillende materiaalstromen op. Rond het te bouwen havencomplex dient ruimte aanwezig te zijn als werkterrein en werkhaven. Op het terrein moet ruimte gecreëerd worden voor [2]:

- produktie van materialen
- opslag van materialen
- werkplaatsen en magazijnen
- aanlegplaatsen voor vaartuigen
- overslag van materiaal
- transportmiddelen
- keten, verblijven, schaftlokalen, administratiegebouwen voor aannemer en directie.

Ook de hoeveelheid werkterrein of de eventueel aanwezige capaciteit voor overslag kunnen meespelen in de afweging voor de wijze van bouwen. Tijdens de uitvoering kan een ruimere opslagcapaciteit van nut zijn indien onverhoopt meer materiaal opgeslagen dient te worden. Op welke wijze de grootte van het terrein heeft meegespeeld bij de bouw van de nederlandse dammen zal uit het volgende onderzoek blijken.

HOOFDSTUK 4

# HAVENDAMMEN IJMUIDEN

## § 4.1 Inleiding

De oude havendammen van IJmuiden dateren uit de vorige eeuw. Ze zijn gebouwd in samenhang met het Noordzeekanaal dat de verbinding van Amsterdam met de Noordzee vormt. Wanneer de scheepvaart op Amsterdam na de Tweede Wereldoorlog steeds grotere vormen begint aan te nemen, wordt het duidelijk dat de havenmond van IJmuiden vergroot dient te worden. In de periode 1962 - 1967 worden derhalve de oude dammen verlengd. Het ontwerp van de dwarsdoorsnede van de nieuwe havendammen was vernieuwend door het gebruik van nieuwe constructiematerialen. Ook de uitvoering bevatte elementen die niet eerder getoetst waren zoals de inzet van grote kraanhefeilanden. Wat dit voor gevolgen heeft gehad voor de uitvoering en het uiteindelijke profiel volgt in dit hoofdstuk.

In de eerste paragraaf wordt ingegaan op het ontwerp(proces) waarna in de volgende paragrafen een beeld wordt geschetst van de uitvoering waarvan de verschillende bouwfasen zullen worden belicht. Tenslotte wordt aandacht besteed aan het onderhoud en de kosten.

## § 4.2 Ontwerp

### § 4.2.1 Oude situatie

Tot omstreeks de tweede helft van de 19e eeuw heeft Amsterdam een goede verbinding met de Noordzee via het Groot Noordhollands Kanaal (fig. 4.1). Wanneer echter de gangbare zeilschepen verdwijnen en vervangen worden door grote radarschepen blijkt, dat deze grotere zeeschepen Amsterdam via dit kanaal vanwege hun grotere diepgang niet meer kunnen bereiken. Om de belangrijke havenfunctie van de hoofdstad niet te verliezen ontstaat de noodzaak voor een diepere vaarweg.

In 1865 wordt derhalve begonnen met het graven van een kanaal dat de rechtstreekse verbinding zal vormen van Amsterdam met de Noordzee [22]. Het loopt door de droogmakerijen van het IJ en vervolgens door een gebied dat "Holland op z'n smalst" wordt genoemd om tenslotte bij IJmuiden in de zee uit te monden. Dit Noordzeekanaal vormt thans de verbinding van Amsterdam met de Noordzee (zie fig. 4.1).

Waar het kanaal in de Noordzee uitmondt wordt een havenmond gemaakt. Twee havendammen vormen de ingang voor de zeeschepen die via het kanaal naar Amsterdam varen. Het gehele project, het aanleggen van het kanaal en de bouw van de havendammen, wordt

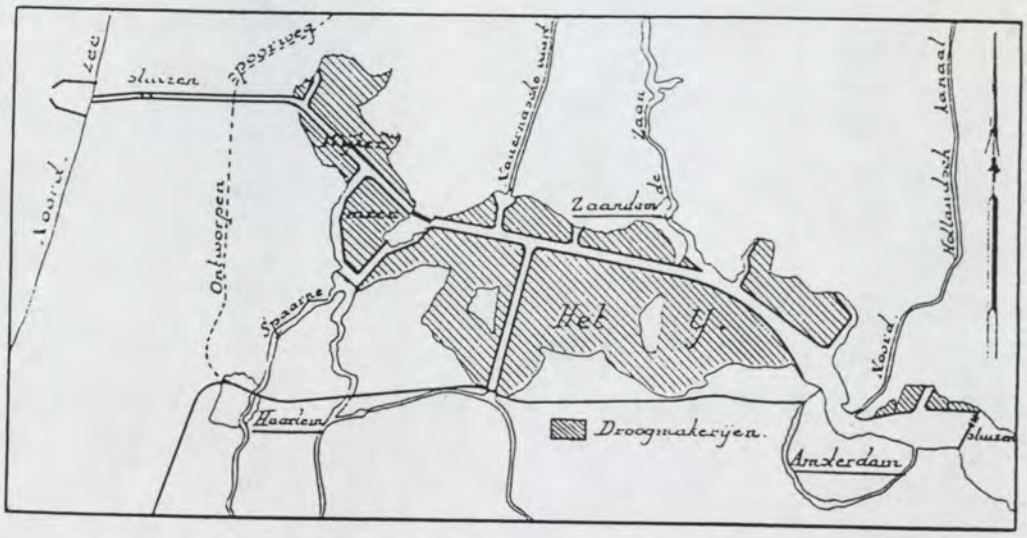



Fig. 4.1 : Het Noordzeekanaal verbindt Amsterdam met de Noordzeekust (1865) [22]

uitgevoerd in de jaren 1867-1876 door de Engelse aannemer Henry Lee & Son uit London, voor rekening van de Amsterdamsche Kanaal Maatschappij (fig. 4.2).

In Nederland heeft men in die tijd nog geen ervaring met de bouw van havendammen terwijl in Engeland reeds enkele dammen gebouwd zijn. De bouw van de havendammen is eigenlijk het begin van het ontstaan van de haven van IJmuiden [21].

De oude dam wordt door de Engelsen gebouwd vanaf een grote werksteiger, de zogenaamde Traffelaar, die op het uiteinde van de dam staat opgesteld. De grote betonnen blokken worden vervaardigd in een nieuwe betonfabriek waarna ze via een spoorlijntje naar het strand vervoerd worden (fig. 4.3) [22].

AMSTERDAMSCHE

**KANAAL - MAATSCHAPPIJ.**

Aan Heeren Aandeelhouders wordt berigt, dat het **Aannemings-kontrakt** voor de uitvoering zoo van de haven aan de Noordzee als van het Kanaal en de verdere werken in het Y en Pampus, is **overgedragen** op de Heeren HENRY LEE en HENRY LEE Jr., te *Londen*, en dat in het thans met die Heeren gesloten Kontrakt zoodanige *wijzigingen* zijn opgenomen als geschikt zijn geacht om aan de vroeger geopperde bezwaren te gemoet te komen.

*Amsterdam*, 4 April 1865.

Namens Kommissarissen:
C. F. QUIEN, *Voorzitter.*
J. VAN EEGHEN, *Vice-Voorz.*

Het Bestuur:
HESHUYSEN, *Loco-Pres.*
P. H. BRUYN, *Loco-Secret.*

Met genoegen vernemen wij, en gewis ook allen die met ons het kanaal door Holland op zijn smalst wenschen tot stand te zien komen, dat de heeren Henry Lee en Henry Lee Jr., te Londen, het aannemings-kontrakt definitief geteekend hebben, zoo als blijkt uit eene hierachter voorkomende aankondiging, door de hh. C. F. Quien en J. van Eeghen, namens kommissarissen, en de hh. Heshuysen en P. H. Bruijn voor het bestuur geteekend.

Fig. 4.2 : Een Engelse aannemer [22]

De beide dammen van de oude buitenhaven zijn symmetrisch gebouwd en reiken, gemeten uit de strandmeetlijn, tot 1400 m in zee, d.w.z tot een natuurlijke dieptelijn van NAP -7,50 m. De mond van de oude buitenhaven heeft op de bodem een breedte van ca. 150 m en op de waterlijn een breedte van 260 m [5].

De constructie van deze oude havendammen bestaat oorspronkelijk slechts uit een muur van gestapelde betonblokken met een gewicht van 7 tot 10 ton/stuk, naar een voorbeeld van een dam in Dover. Al tijdens de uitvoering blijkt echter, dat de golfklappen op de bijna verticale muur veel groter zijn dan in eerste instantie is aangenomen. Derhalve wordt besloten de dammen aan de zeezijde te beschermen met een golfbrekend talud bestaande uit los gestorte

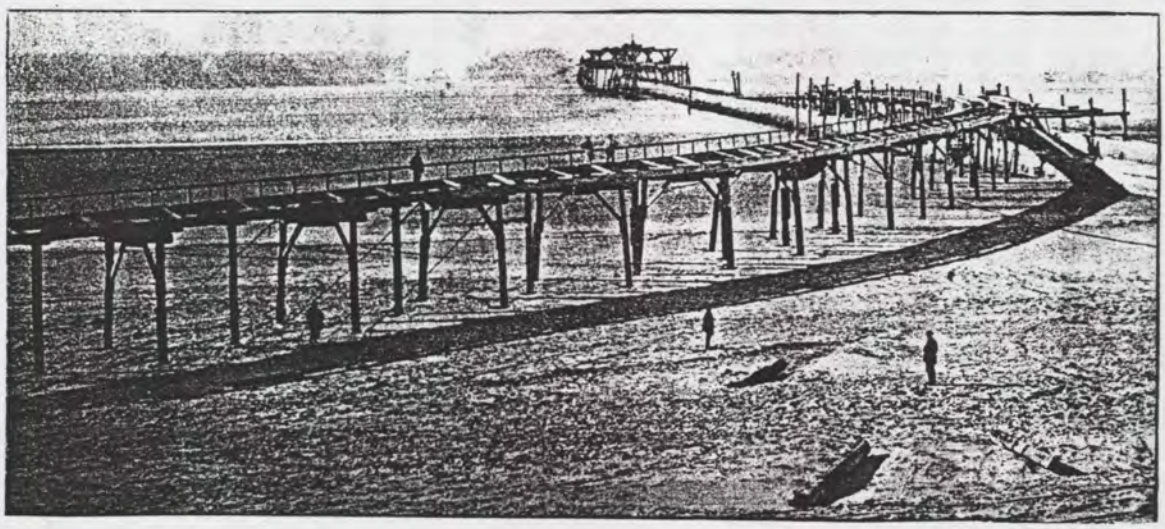


Fig. 4.3 : Spoorlijn en werksteiger voor de Noorderdam (1870) [22]

betonblokken met ieder een gewicht van ca. 20 ton/ stuk [20] (fig. 4.4). Deze taluds hebben veel onderhoud vereist omdat enerzijds door zware stormen de blokken over de muur slaan en anderzijds de helling flauwer wordt onder invloed van de golfkrachten. Het aantal toegevoegde blokken is in 1961 ongeveer gelijk aan dat van de in eerste opzet aangebrachte bestorting [23].

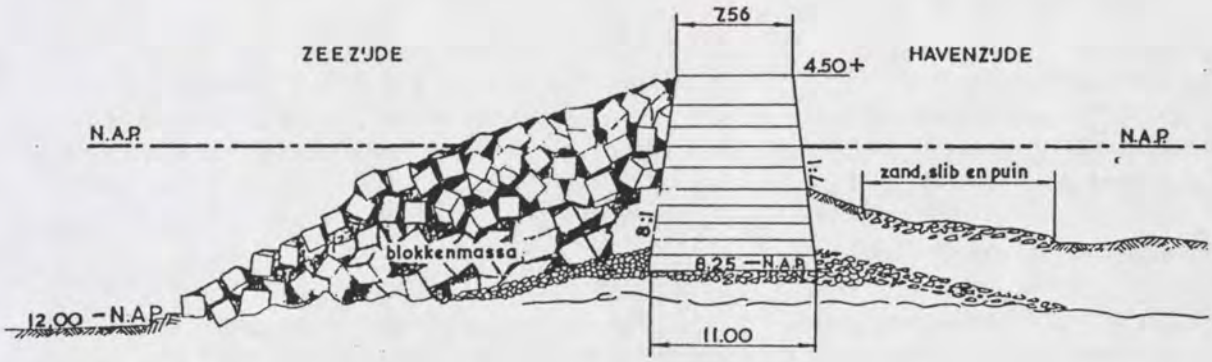



Fig. 4.4 : Dwarsdoorsnede oude havendam [25]

In de oorlogsjaren worden verschillende schepen in en buiten de haven tot zinken gebracht waaronder de Tjikini, de Van Renselaar en de J.P.Coen, waarbij de laatste voor de scheepvaart de meeste problemen oplevert omdat dit wrak dwars in de haveningang ligt (fig. 4.5). Na de oorlog wordt getracht dit wrak op te ruimen met behulp van dieptebommen hetgeen slechts gedeeltelijk lukt. Vervolgens worden pogingen in het werk gesteld het wrak in de bodem te doen verzinken, waartoe aan de havenzijde diepe putten worden gezogen. Het

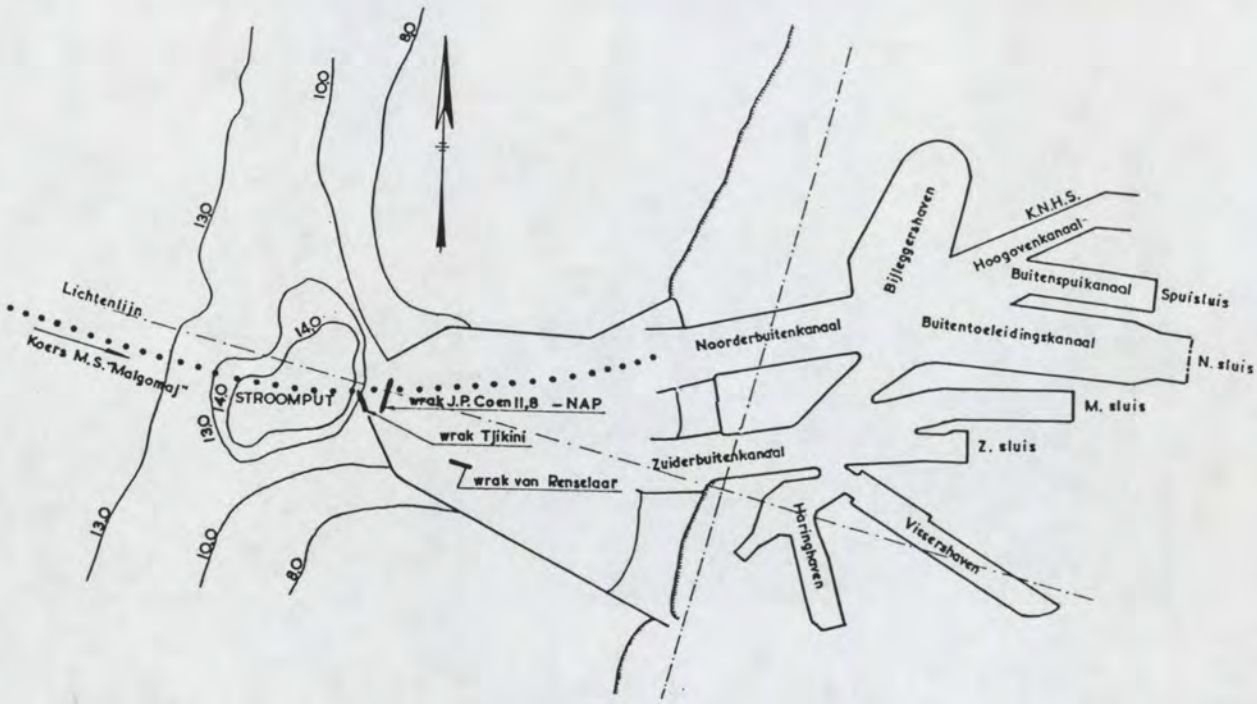



Fig. 4.5 : Wrakken voor de haveningang [25]

verzinken mislukt doordat het wrak zich met stalen tentakels, ontstaan door dieptebommen, vasthoudt aan de omliggende grond zodat de bovenzijde van het wrak zorgt voor een drempel op NAP -11,8 m hetgeen de vaardiepte beperkt [24].

Naast de wrakken komen voor de buitenhaven enige zandbanken voor, die ook de vaardiepte beperken. Bij het aanvaren van de haven moeten bijvoorbeeld de twee zandruggen "De Wijkerrib" en "Het Harde" worden gepasseerd. De laatstgenoemde bestaat uit een breed plateau gelegen op ca. NAP -13 m. Naast zandruggen is er voor de haveningang een diepe stroomput ontstaan door de langs de kust stromende noord- en zuidgaande getijbeweging, die om de havendammen heenbuigt. Deze stroming geeft een stroomconcentratie nabij de haveningang. De stroomput die hiervan het gevolg is, heeft op de rand een diepte van ca. NAP -11.0 m terwijl het midden een diepte heeft van NAP -18.0 m. Zie fig. 4.6 met hierop aangegeven de dieptelijnen.

Door de ontwikkeling van handel en industrie in de wereld ontstaat in de jaren '50 een sterk toenemend goederentransport. De opkomst van steeds grotere schepen met een grotere diepgang zorgt er vervolgens voor dat Amsterdam steeds moeilijker bereikbaar wordt. Er beginnen zich havenactiviteiten te ontwikkelen aan de ingang van het Noordzeekanaal. IJmuiden is in die tijd echter slechts toegankelijk voor schepen tot 30.000 dwt, terwijl in gunstige omstandigheden het binnenvaren van een schip van 35.000 dwt mogelijk is [29]. Grotere schepen kunnen de buitenhaven slechts aanlopen tijdens kentering over hoog water wanneer er vóór de havenmond weinig stroming en een grotere waterdiepte aanwezig is.

De vorm van de oude buitenhaven, enkele grote zandbanken voor de kust en de aanwezigheid van de wrakken vormen tezamen een belemmering voor de steeds grotere zeeschepen die de haven van IJmuiden aandoen en Amsterdam willen bereiken. Eind jaren '50 wordt derhalve besloten tot uitbreiding van de haven van IJmuiden.

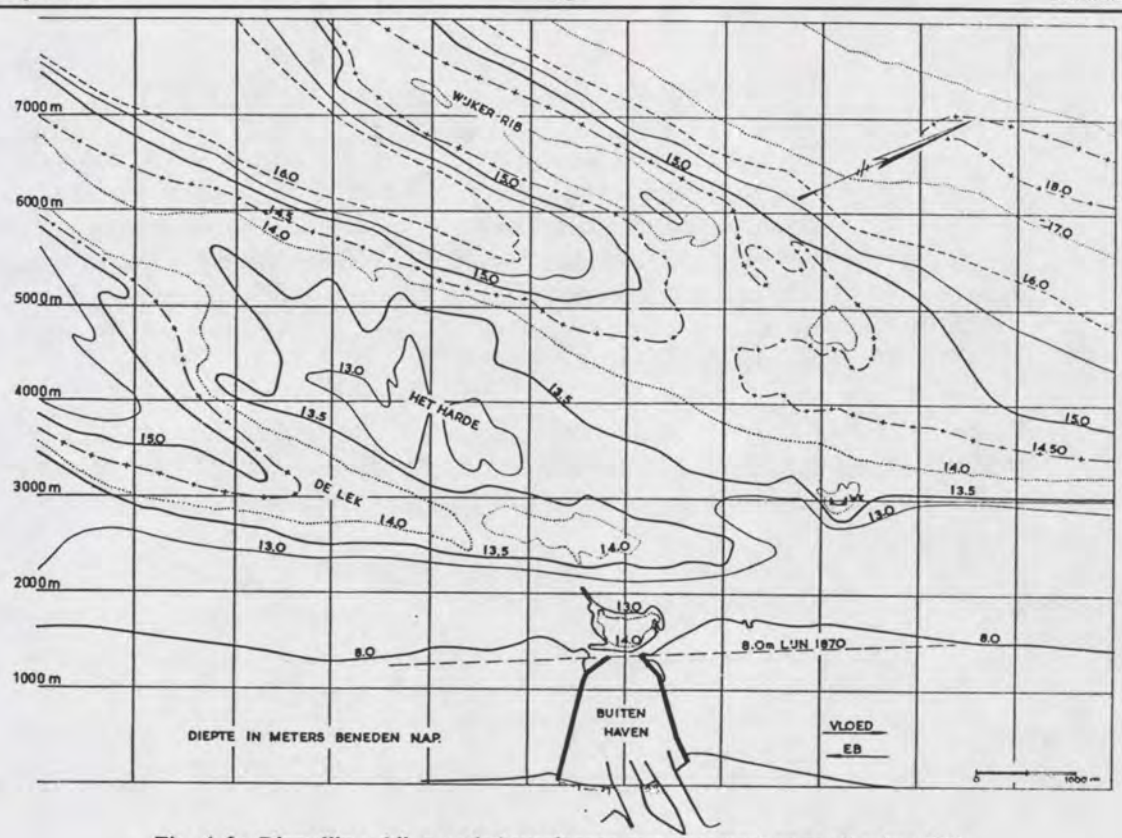



Fig. 4.6 : Dieptelijnen bij voor de haveningang met stroomput en zandbanken [29]

## § 4.2.2 Functies en eisen

De grote ontwikkeling van de scheepvaart maakt het dus noodzakelijk de buitenhaven van IJmuiden geschikt te maken voor steeds grotere schepen. In eerste instantie wordt een uitbreiding voor schepen tot 65.000 dwt voldoende geacht [29]. In de loop van het ontwerpproces wordt dit aangepast tot schepen met een tonnage van 70.000 - 80.000 dwt [20]. Deze grote schepen moeten met een snelheid van tenminste 6 - 8 knopen de ingang binnen kunnen lopen om bestuurbaar te blijven en om een te grote invloed van het wegvallen van de getijstroom te ontgaan. (zie bijlage 1 voor een overzicht van scheepsafmetingen, keel-clearance en stopweglengte).

De eisen waaraan de nieuwe buitenhaven dient te voldoen kunnen als volgt worden gedefinieerd:

1) De nieuwe havenmond dient toegankelijk te zijn voor schepen van 70.000 tot 80.000 dwt hetgeen resulteert in de volgende concrete eisen met betrekking tot de afmeting en vorm van de nieuwe buitenhaven te IJmuiden:

   - Diepte: De diepte van de nieuwe haven dient geschikt te zijn voor de schepen met een diepgang van ca. 13 m. Rekening houdend met de keel-clearance wordt de diepte van de haven in eerste instantie bepaald op NAP -14,5 m. Later wordt de havendiepte bepaald op ca. NAP -16 m aan de zeezijde tot ca. NAP -14,5 m nabij de Noordersluis.

   - Ruimte: Een vaarbreedte van tenminste 400 m zal in de nieuwe havenmond beschikbaar moeten zijn om voldoende manoeuvreerruimte te creëren. De afstand tussen de uiteinden van de oude havendammen

zal 300 m bedragen.

- Lengte: De schepen die binnenvaren op halve snelheid (8 kn) hebben een stopweglengte nodig van ca. 8 scheepslengten of 2000 m. De afstand tussen de deur van de Noordersluis, aan de ingang van het Noorzeekanaal en de kop van de havenmond dient vergroot te worden van 3 km tot een afstand van ongeveer 5 km. Dit houdt in dat de ingang van de havenmond 1,5 - 2 km verder in zee dient te worden uitgebouwd.

2) Na de bouw van de haven dient een minimum hoeveelheid onderhoudsbaggerwerk voor te komen, met minimum ongemak voor de scheepvaart gecombineerd met een minimum risico van blokkage van de havenmond door zandophopingen [29].

Voor het vormen van de nieuwe buitenhaven dienen de dammen te voldoen aan een aantal functies (zie § 2.1) welke zijn weergegeven in tabel 4.1.

| Functie | wel of niet |
|---|---|
| golfbescherming | wel |
| golfreductie | wel |
| stroomgeleiding | wel |
| zandkering | wel |
| markering | wel |
| terrein(grond)kering | niet |
| aanleggelegenheid | niet |
| rijgelegenheid | wel |
| wandelgelegenheid | wel |

Tabel 4.1 : Functies

Wat betreft de golfreductie wordt gesteld, dat de maximum golfhoogte bij de ingang van de vissershaven 5 à 10 % van de maximaal op zee voorkomende golfhoogte mag bedragen. Dit percentage komt overeen met de bestaande toestand en mag dus niet door de havendammen gewijzigd worden. Verder dient de buitenhaven niet als aanleggelegenheid en wordt er door de dammen geen terrein beschermd zodat grond gekeerd dient te worden.

De ontwerpeisen met betrekking tot het optreden van schade bij een bepaalde golfhoogte met een bepaalde frequentie van voorkomen worden voor een eerste ontwerp uit 1961 bepaald volgens tabel 4.2 [25]. Er wordt uitgegaan van een bekleding van de dam met betonnen elementen zodat met "geen tot enige schade" het verschuiven van elementen wordt bedoeld. Tevens geldt als eis dat tijdens de uitvoering bij stormen ad 1) geen tot geringe schade mag ontstaan en bij stormen ad 2) geringe tot grote schade; later gaat men over tot een bekleding van steenasfalt zodat deze eisen niet meer gelden. De significante ontwerpgolfhoogte wordt bepaald op $H_s$ = 6 - 7 m en zal zowel voor het ontwerp met tetrapodes als voor het latere ontwerp gelden.

| Golfhoogte | Frequentie van voorkomen | Hoeveelheid schade |
|---|---|---|
| 3 - 5 m | 1 - 5 maal/jaar | geen |
| 5 - 7,5 m | 1 - 0,02 maal/jaar | geen tot enige |

Tabel 4.2 : Schadepercentages bij golfhoogtes

### § 4.2.3 Onderzoek

Om te komen tot een ontwerp zijn naast rekenmodellen en praktijkonderzoekingen bij het Waterloopkundig Laboratorium en door de Deltadienst diverse modelonderzoekingen verricht. Eerst is een keuze gemaakt tussen een uitbouw van 600 m en 1400 m waarbij de 1400 m uitbouw de voorkeur verdient [25] mede gezien de scheepvaartoverwegingen (zie ook § 4.2.4). Het plan met de langere uitbouw wordt vervolgens onderzocht met verschillende waterloopkundige modellen. Figuur 4.7 een beeld van de golfdoordringing in de oude en de nieuwe situatie uitgedrukt in percentages van de golfhoogte voor de mond voor golven met een periode van 9,5 sec en een golfrichting van 227°.

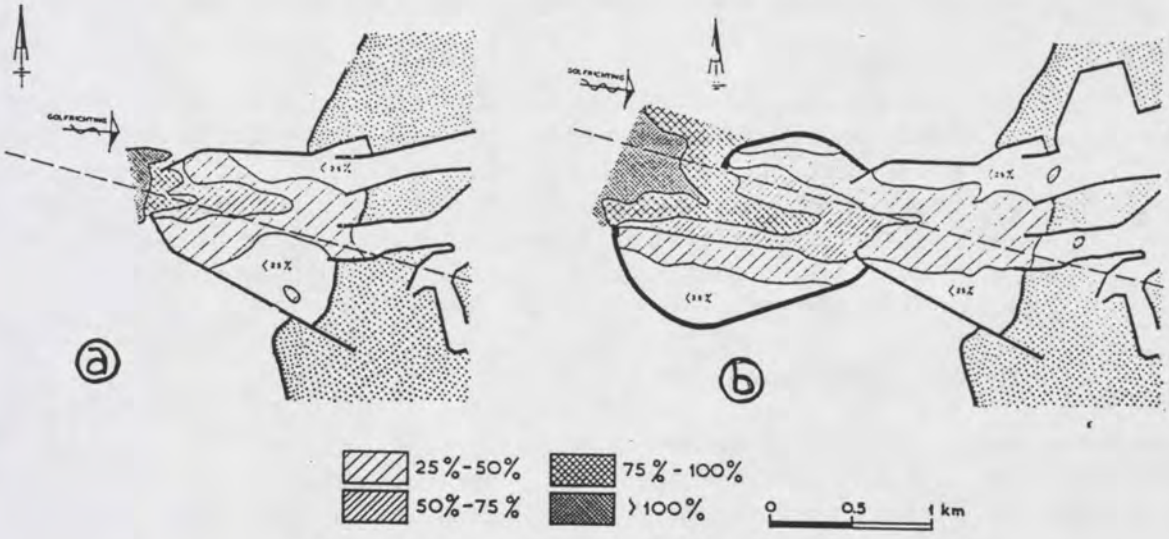



Fig. 4.7 : Golfdoordringing in oude (a) en nieuwe situatie (b) [28]

Ook naar een aantal fasen tijdens het uitbouwen wordt onderzoek verricht, teneinde de plaatsen in de omgeving van de dam vast te kunnen stellen waar aantasting van de bodem moet worden gevreesd en dus extra bodembescherming geplaatst moet worden.

Naar de vormgeving van het dwarsprofiel is ook waterloopkundig onderzoek verricht. Diverse profielen zijn in de windgoten van de laboratoria onderzocht terwijl bovendien een aantal proeven is verricht in een driedimensionaal openlucht-model. (Deze verschillende dwarsprofielen komen in § 4.2.5 nader aan de orde). Bij de proeven in de windgoten wordt gebruik gemaakt van door de wind opgewekte onregelmatige golven waarmee het dwarsprofiel onder loodrechte en scheve golfaanval wordt onderzocht. In het driedimensionale model worden regelmatige golven opgewekt met behulp van golfmachines (in het water heen en weer bewegende schotten) waarbij tevens een loodrecht op de golfrichting staande getij-

stroom kan worden geïntroduceerd.

De dam wordt onderzocht in verband met de optredende golfoverslag en terugkaatsing. Tijdens de proeven wordt zowel de waterdiepte, de teendiepte van de bekleding en de diepte van de vooroever gevarieerd. Ook de stabiliteit onder de gezamenlijke invloed van stroom en golven wordt nagegaan. Tenslotte is in de windgoot van het Waterloopkundig Laboratorium te Delft onderzoek verricht naar de bij de bouw in de zetten kraanhefeilanden. Het ontwerp van de hefpontons wordt aan het resultaat van het onderzoek aangepast [28].

### § 4.2.4 Tracé van de havendammen

**Verschillende tracés**

In de vorige paragraaf is reeds gesproken over de twee verschillende tracés die zijn onderzocht. De afweging en de uitwerking van het definitieve tracé zullen in het onderstaande nader aan de orde komen. De twee alternatieven zijn (zie fig. 4.8):

a) Het 600+ plan
   De beide dammen worden in het onderzoek 600 m (recht gemeten) verder dan de bestaande dammen symmetrisch uitgebouwd, zodat de totale lengte vanaf de kustlijn 2 km wordt. De ingang van de haven wordt 400 m breed bij een diepte van ca. NAP -11,0 m.
b) Het 1400+ plan
   In dit plan wordt de zuiderdam 1400 m (recht gemeten) langer dan de bestaande dam, zodat de totale lengte 2800 m vanaf de kustlijn wordt. Uit het onderzoek blijkt, dat het niet noodzakelijk is de noorderdam eveneens tot 2800 m uit te bouwen, men kan volstaan met een lengte van 2200 m uit de kust [25]. De haven krijgt op deze manier een asymmetrische vorm. De breedte van de haveningang bedraagt gemeten tussen de einden van de dammen 750 m waarbij de afstand tussen iedere dam en de geplande vaarlijn 200 m is.

**Keuze tussen twee alternatieven**

De stroombeelden van beide alternatieven zijn duidelijk verschillend van elkaar. Doordat in het 600+ plan de havenvorm symmetrisch blijft, verandert het stroombeeld van het noord- en zuidgaande tij niet ten opzichte van de oude situatie. Na onderzoek blijkt er dienovereenkomstig dus weer een stroomput voor de haveningang te ontstaan. Ook is er sprake van aangroeiing van de naastgelegen kustvakken en aanzanding binnen de haven. De stroomput ontstaat op een plaats waar deze het minst nodig is, terwijl het zandplateau "Het Harde" vrijwel onaangetast blijft. De uitlooplengte voor grote schepen met een lengte van ruim 250 m blijkt na vaarproeven te gering. Door het aanzanden van de haven is er bovendien veel onderhoudsbaggerwerk nodig om de vereiste diepgang te garanderen.

Bij het 1400+ plan is de uitlooplengte binnen de haven voldoende groot en is er voldoende ruimte om een eventuele koerscorrectie aan te brengen. Door de vorm van de haven is het mogelijk de haven bij vol noordgaand tij aan te lopen. Het zandplateau "het Harde " wordt door de noordgaande tijstroom in dit plan voldoende opgeruimd zodat het onderhoudsbaggerwerk aanzienlijk minder wordt. Het baggeren (zie arcering in fig. 4.8) zal voornamelijk nodig zijn bij een zandbank die gevormd wordt door een zogenaamde wervelstraat in het verlengde van de zuiderdam door het noordgaande tij. De aanzanding binnen de haven zal naar verwachting minder zijn dan bij de symmetrische haven van het 600+ plan, bovendien

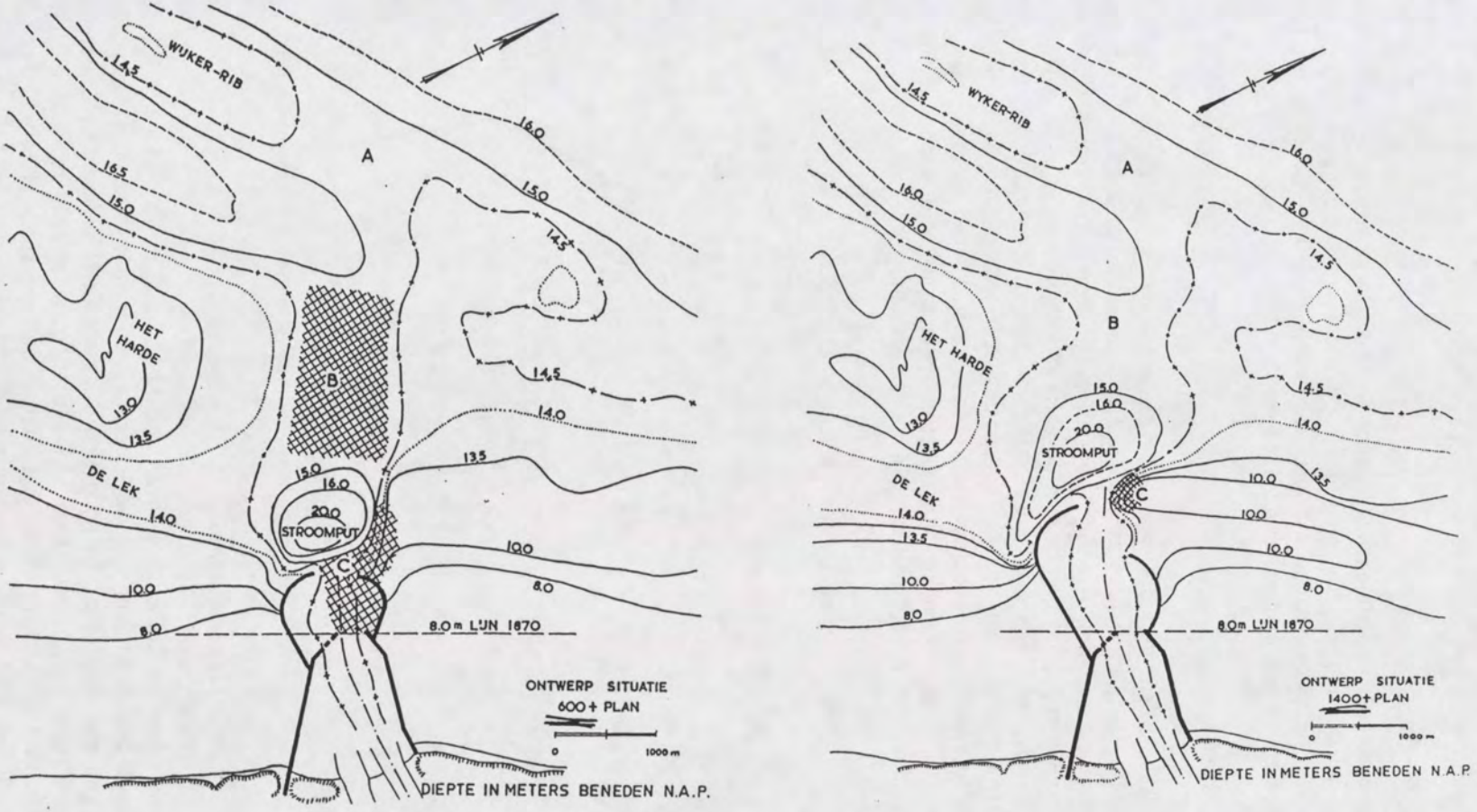



Fig. 4.8 : Keuze tussen twee verschillende tracés a) met een uitbouw van 600 m en b) met de uiteindelijk gekozen verlenging van 1400 m [25]

hoeven de schepen bij het aanlopen van de haven niet meer te wachten op de kentering van het getij.

De totale hoeveelheid onderhoudsbaggerwerk is bij de asymmetrische haven vier keer zo klein als bij het 600+ plan. Naast de mindere kosten voor het baggeren geven de hydraulische, morfologische en nautische voordelen van plan 1400+ de doorslag [25]. Nadat besloten is tot het 1400+ plan wordt dit tracé verder uitgewerkt.

**Uitwerking tracé**

*Vorm:* Het tracé wordt vervolgens aan een nader onderzoek onderworpen teneinde het in overeenstemming te brengen met de eisen die door de constructie en de uitvoering worden gesteld. Zowel de stroming (zie fig. 4.9) als de golfaanval (zie fig. 4.10) wordt hierbij nauwlettend onderzocht. De grootte van de golfaanval wordt onderverdeeld in rubrieken en voor ieder van die rubrieken wordt de richting van de aanval bepaald. Er ontstaat een zogenaamde golfroos. De vorm van de havendammen wordt zodanig bepaald dat er geen gedeelten meer voorkomen, die door de grootste golven kunnen worden getroffen. Tijdens en na de uitvoering zal overigens blijken dat er grotere golven optraden aan de havenzijde van de zuiderdam dan uit het onderzoek naar voren kwam hetgeen leidde tot aanpassingen van het dwarsprofiel.

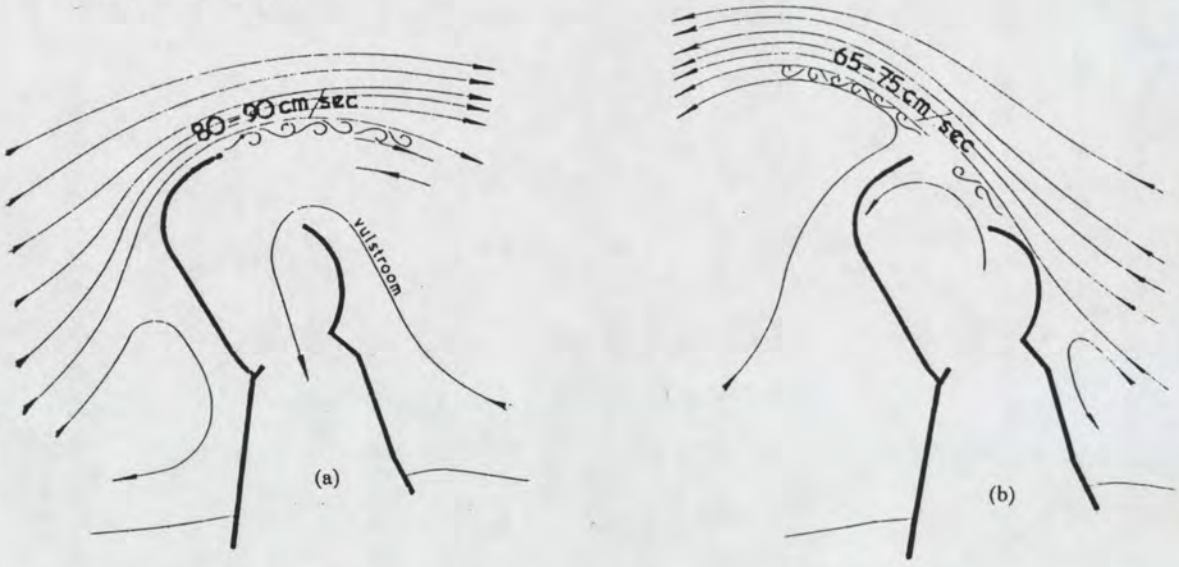



Fig. 4.9 : Noordgaande (a) en zuidgaande (b) getijstroom rond de havendammen [29]

*Lengte:* Zuiderdam : 2200 m
Noorderdam : 1100 m

De totale lengte van de Zuiderdam wordt bepaald op 2800 m uit de kust. Dit betekent een uitbouw van de bestaande dam van 1400 m zodat het Harde wordt opgeruimd. Zoals reeds eerder is opgemerkt wordt het niet noodzakelijk geacht de Noorderdam tot eenzelfde lengte uit te bouwen zodat er wordt volstaan met een uitbouw tot 2200 m in zee. Het wordt in beginsel mogelijk voor tankers tot 65.000 dwt om met een snelheid van 10 i.p.v. 8 kn. de haven aan te lopen. De dammen staan niet loodrecht op de kust en hebben een gekromde vorm. De lengte gemeten langs de dammen bedraagt voor de Zuiderdam 2200 m en voor de Noorderdam 1100 m.

*Breedte:* De breedte van de haveningang bedraagt gemeten tussen de einden van de dammen

750 m, waarbij de afstand tussen ieder hoofd en de vaarlijn ruim 200 m is. Deze brede ingang zorgt voor een afname van de extra stromingen, die ontstaan door halingen, en die soms voor de scheepvaart problemen kunnen opleveren. Toch is ook als eis gesteld dat de havenmond zo smal mogelijk gemaakt dient te worden om dezelfde of zo mogelijk betere golfcondities te verkrijgen. In de havenmond dient de haven breder te worden om ruimte te krijgen voor eventuele correcties op de koers [29]. Ook is rekening gehouden met het ongemoeid passeren van werkschepen en vrachtschepen binnen de havenmond. Tenslotte zal van de oude zuiderdam 250 m verwijderd worden zodat een breedte van 300 m verkregen wordt tussen de havendammen.

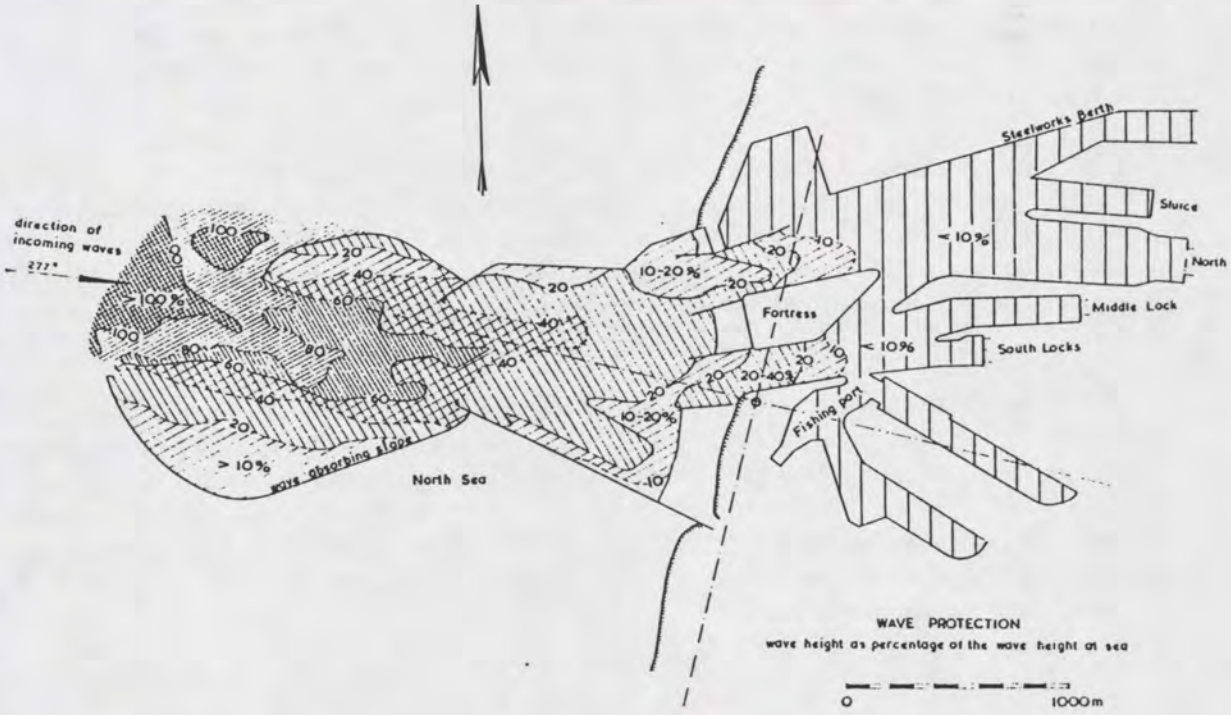



Fig. 4.10 : Golfaanval en het tracé van de nieuwe havenmond [25]

## § 4.2.5 Dwarsprofiel

Nadat het tracé is vastgesteld, wordt het onderzoek verlegd naar het bepalen van de uiteindelijke dwarsdoorsnede van de havendammen. Door de afdeling Bouwbureau Havenmond IJmuiden worden de gegevens voor deze verdere studie vastgesteld. Ook wordt bij verdere studie bijstand geleverd door de aannemers die de onderbouw van de havendammen zullen uitvoeren (zie § 4.3.2).

### Keuze tussen verschillende damtypes

In hoofdstuk 2 is een overzicht gegeven van de verscheidenheid aan havendammen. Voor het dwarsprofiel van de havendammen te IJmuiden zijn verschillende soorten havendammen onderzocht:

1) Monolietconstructies van:
   - gestapelde betonblokken

- caissons van beton
- omgebouwde oude tankers
- onderling verankerde stalen damplanken

2) Havendammen opgebouwd met behulp van:
- met zand en/of asfalt gevulde nylon zakken
- los gestorte steen, met tetrapoden als bekledingslaag

De monolietconstructies bleken te kostbaar, daar over grote afstanden golfbrekende taluds nodig zijn om de grote golfkrachten, die op de verticale wanden optreden, op te vangen. Een uitzondering hierop vormt het Hansholmcaisson (zie fig. 2.5). Het risico verbonden aan de uitvoering met betonnen caissons wordt echter te groot bevonden omdat er weinig werkbare dagen beschikbaar zijn voor het vervoer, het afzinken en het vullen. Een proefdam op ware grootte van met zand gevulde nylon-zakken bezweek onder de invloed van de golven zodat uiteindelijk werd gekozen voor een havendam bestaande uit los gestorte steen.

Tot 1961 wordt uitgegaan van een gestorte dam bekleed met tetrapodes van ca. 17 ton/stuk. De tetrapodes zijn ontwikkeld door het laboratorium van Neirpic te Grenoble (zie ook § 3.4.1). De dam wordt in ditzelfde laboratorium aan een vooronderzoek onderworpen. In 1960 wordt het ontwerp met tetrapodes aan de Directeur-generaal van Rijkswaterstaat voorgelegd waarna de aankoop van de steen wordt geregeld en de onderbouw wordt aanbesteed [19].

In de nederlandse laboratoria wordt echter tegelijkertijd onderzoek verricht naar een eventuele variant van de tetrapode, hetgeen zowel technisch als financieel aantrekkelijker kon zijn. Er wordt een nieuw type betonblok ontwikkeld genaamd de akmon = aambeeld (zie fig. 4.11). De stabiliteit van dit nieuwe type blok niet minder dan van andere reeds bekende blokken waaronder de tetrapode. Op grond van dit onderzoek [23] is een ontwerp gemaakt voor een dwarsprofiel met een bekledingslaag bestaande uit akmons van ca. 25 ton/stuk onder een talud van 1:1,5.

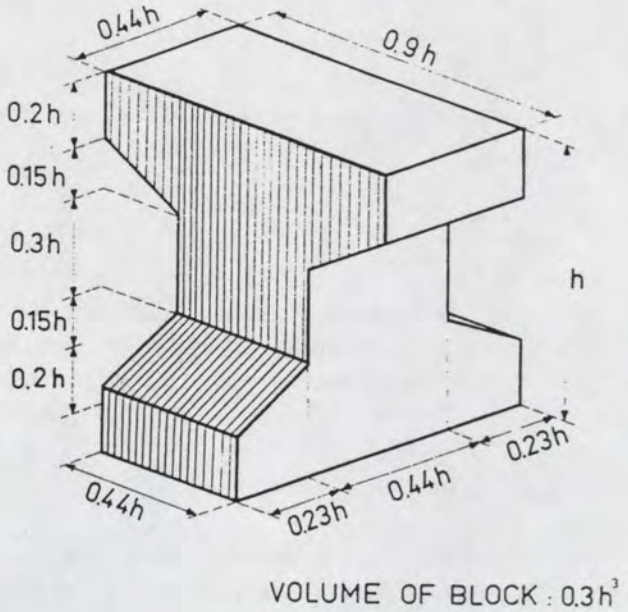



Fig. 4.11 : De Akmon, een nieuw bekledingselement [23]

Tijdens het betreffende onderzoek blijkt echter dat, ondanks de gunstige perspectieven die de toepassing van akmons biedt, het mogelijk is op grote schaal steenasfalt te verwerken als bekleding [28]. Men acht dit een economischer oplossing. Toenmalig hoofd-ingenieur directeur ir. A.Eggink verklaart de beslissing in 1961 als volgt [19] : *"het laboratoriumonderzoek geschiedt in ons land grondiger en meer geperfectioneerd dan voor 1953 het geval was, waardoor de voorstelling van zaken van Neirpic (tertrapodes) werd achterhaald. De proeven leren dat overgegaan moest worden tot een gesloten, bij voorkeur bitumineuze bekleding, die ook onderwater kan worden aangebracht."* Opvallend is dat ir. A.Eggink het onderzoek naar akmons geheel niet meeneemt in zijn beslissing voor steenasfalt en dat er in de Waterloopkundig Laboratoria geen modelonderzoek te vinden over het betreffende onderzoek naar tertrapodes.

Het gebruik van steenasfalt in dergelijke waterbouwkundige kunstwerken is een nieuwe ontwikkeling. Samen met Bitumarin n.v. (bestaande uit Koninklijke Maatschappij Wegenbouw uit Utrecht en de gebr. Heymans te Rosmalen) en onder leiding van toenmalig hoofdingenieur van de afdeling Havenmond IJmuiden ir. Lievense wordt het produkt steenasfalt nader onderzocht (zie bijlage 4). Bitumarin "maatschappij tot ontwikkeling en toepassing van bitumineuze constructies onder water" zal nadat de Rijkswaterstaat overtuigd is van de *goede* eigenschappen van het grove steenasfalt, tevens de bovenbouw uitvoeren. In de laboratoria wordt ondermeer de stabiliteit van de steenbestorting aan de voet van de bekleding van steenasfalt onderzocht. Het onderzoek naar het steenasfalt geschiedt onder leiding van een asfaltadviescommissie die globaal bestaat uit:

- Deskundigen bouwbureau havenmonden
- Bitumarin n.v.
- Rijkswegenlaboratorium
- Koninklijke Shell

Men acht het noodzakelijk dat er ook tijdens de uitvoering onderzoek wordt gepleegd naar het steenasfalt, aangezien het de eerste toepassing betreft. Het toetsen aan de praktijk wordt bij IJmuiden begeleid door deze asfaltadviescommissie. Hoewel in de commissie deelgenomen wordt door Shell komt dit concern overigens in de latere artikelen en archiefstukken zeer weinig naar voren. Fig. 4.12 geeft tenslotte een beeld van de ontwikkeling van het dwarsprofiel in de tijd. De pijlen geven de gebieden aan waar problemen tijdens het onderzoek optraden. De laatste schets geeft de geschatte besparing van tetrapodes en steen weer. Tenslotte dient nogmaals opgemerkt te worden dat in deze schetsen de ontwikkeling van een profiel met akmons in het geheel niet wordt opgenomen terwijl er wel degelijk onderzoek naar is verricht.

**Hoogte van de kruin**

De hoogte van de kruin wordt bij IJmuiden sterk bepaald door de uitvoerngswijze. *"Hoewel de lengte van de nieuw te bouwen havendammen samen met de lengte van de oude dammen van dien aard is dat economisch en uitvoeringstechnisch gezien ongeveer de overgangssector is bereikt tussen uitvoering over de dam en uitvoering over water, is de keuze gevallen op uitvoering over de dam"* [20]. De werkbaarheid bij de aanvoer eist dan een relatief hoge dam.

*"Ter verkrijging van voldoende stroomregeling en voldoende golfdemping zou het voldoende zijn de havendammen tot NAP +2 m op te trekken. De uitvoering van het werk eist echter een hoogte van NAP +4 m nodig om een voldoende aantal werkdagen te verkrijgen voor de aanvoer van materialen over de dam naar de kranen die aan het einde van de dam de havenhoofden verder uitbouwen"* [5]. (zie verder § 4.3.4 Materieel)

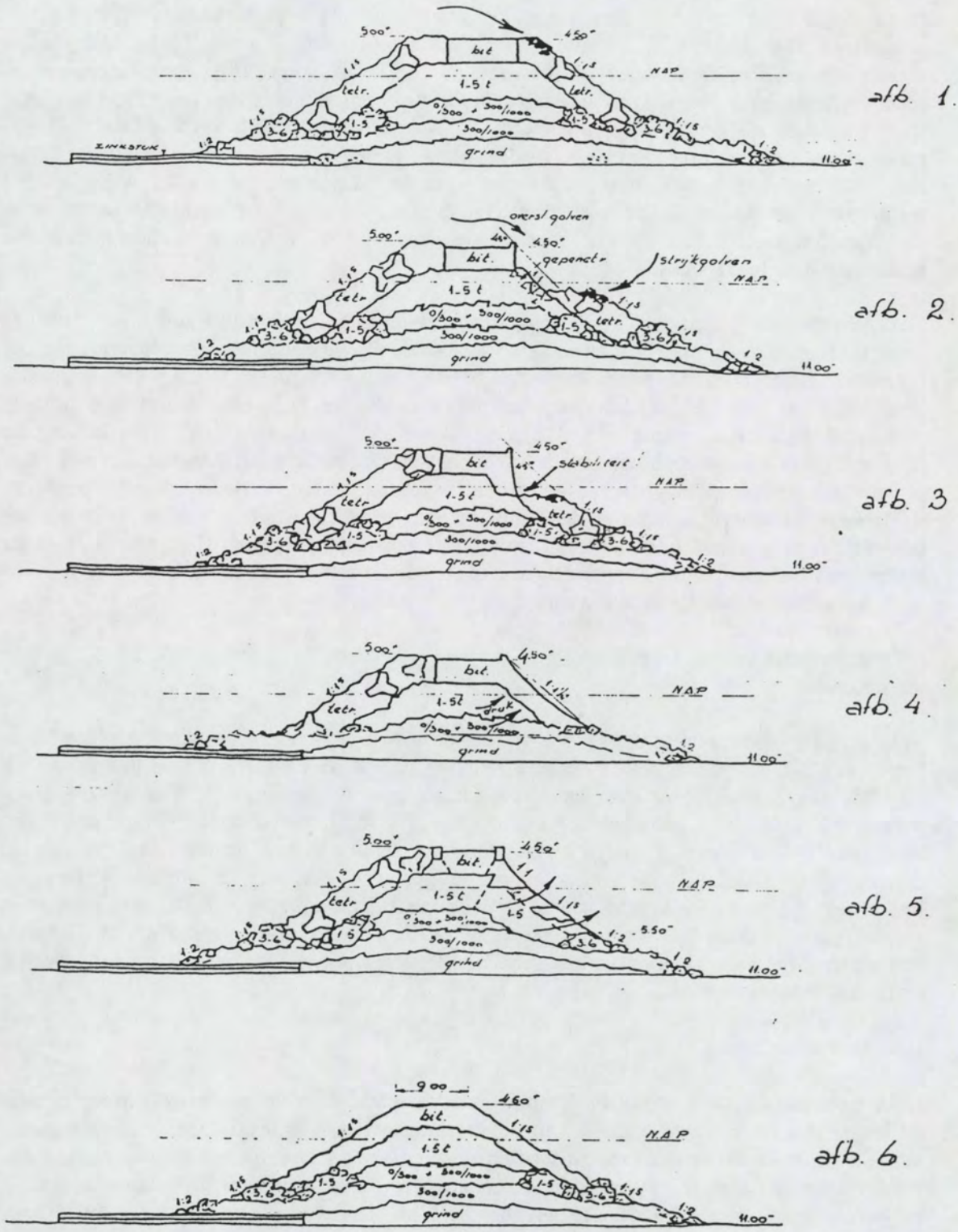



Fig. 4.12a : De ontwikkeling van het dwarsprofiel

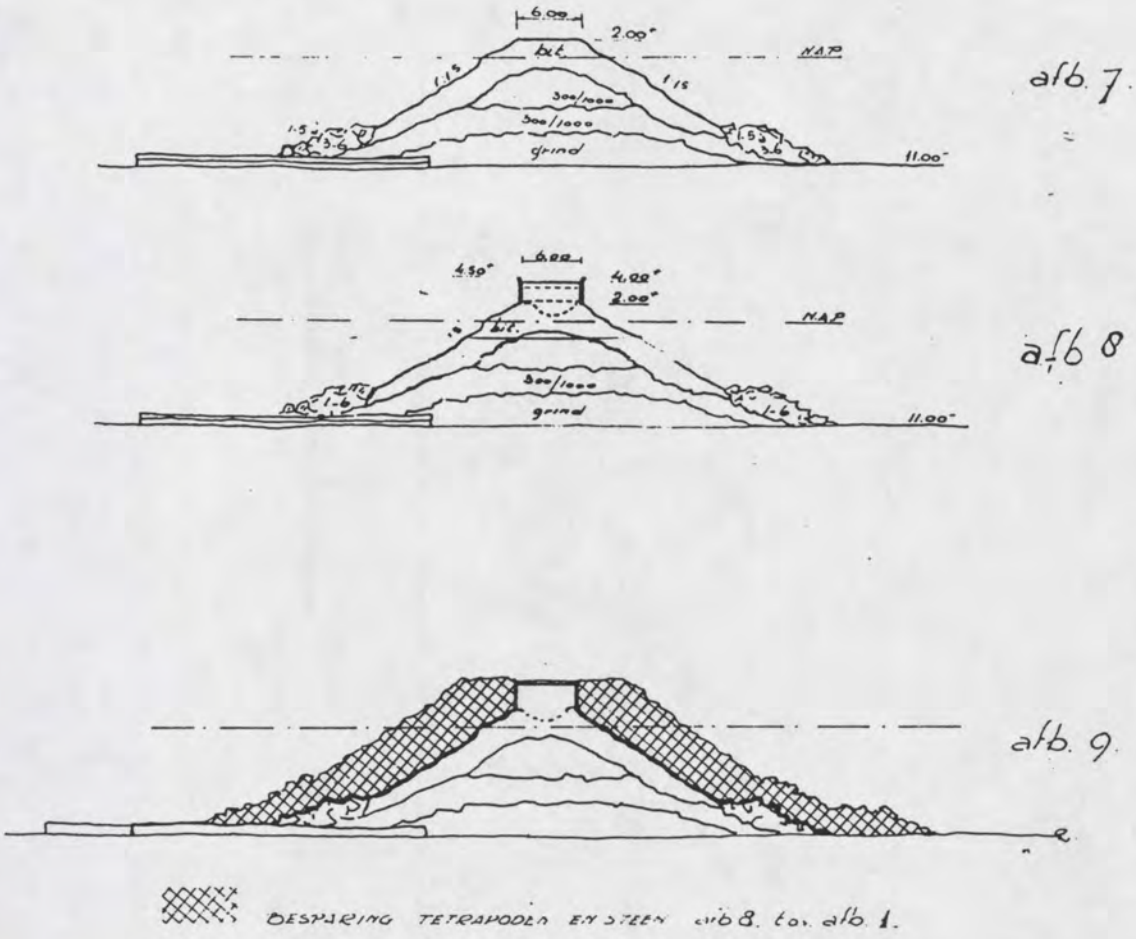



Fig. 4.12b : Ontwikkeling van het dwarsprofiel [19]

De kruinhoogte van de nieuwe havendammén wordt uiteindelijk bepaald op NAP +4 m zodat de totale hoogte van de dam gemiddeld ca. 16 m wordt. Uit de schetsen van fig. 4.12 blijkt dat in eerste instantie een dam met een hoogte van NAP +4,5 m is ontworpen (schets 1-6). Schets 7 toont vervolgens een dam met een kruinhoogte van NAP +2 m. Dit zou betekenen dat er geen uitvoering over de dam plaats kan vinden. De laatste schetsen tonen echter weer een hoge dam, echter 0,5 m lager dan in tijdens de eerste onderzoekingen was bepaald. Naast de te volgen werkmethode zijn stroom- en golfaanval alsmede de beschikbare of toe te passen bouwmaterialen hierop van invloed geweest. Een uitvoering over de dam eist naast een hoge dam ook een brede dam. De breedte van het kruinelement wordt uiteindelijk bepaald op 7 m (in fig. 4.12 nog wordt uitgegaan van een breedte van 6 m) zodat een dubbelbanige weg wordt verkregen.

**Uitwerking dwarsprofiel**

Het dwarsprofiel is tijdens de uitvoering voortdurend aangepast zodat het niet eenvoudig is het "ontworpen" dwarsprofiel te beschrijven. Volstaan wordt derhalve met het tonen en beschrijven van een voorlopig ontwerp dat gehanteerd wordt bij de start van de uitvoering

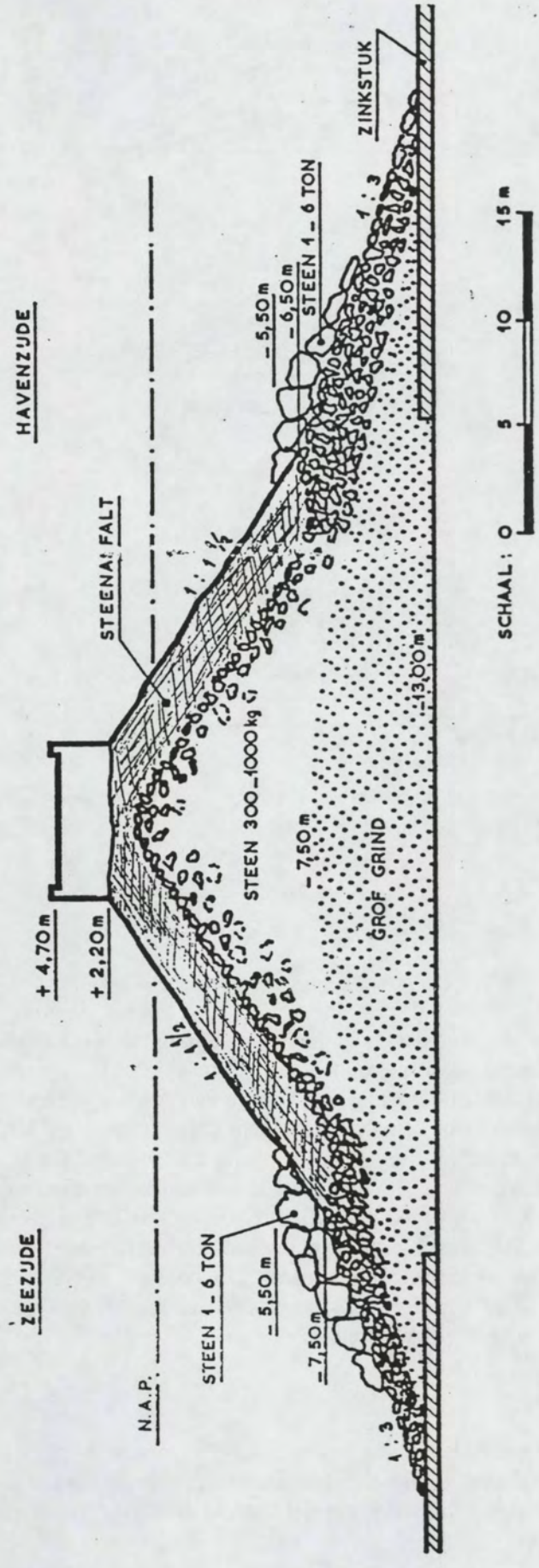



Fig. 4.13 : Ontwerp van de dwarsdoorsnede vóór het begin van de uitvoering [28]

(zie fig. 4.13). In dit profiel is nog niet veel van het steenasfalt bekend aangezien dit tijdens de uitvoering onderzocht zal worden zodat de dammen geleidelijk een steeds definitievere vorm aannemen. Het profiel dat na de oplevering is ontstaan volgt na het onderdeel dat handelt over de uitvoering. Het dwarsprofiel bestaat in beginsel uit de volgende onderdelen:

- *Bodembescherming*

  Ter voorkoming van het uitspoelen en wegzakken van de kernsteen in de op NAP -10 m tot -13 m gelegen zeebodem, zal tussen de zeebodem en de stortsteen dam een beschermingslaag worden aangebracht van een materiaal dat de filteropbouw van de dam verzekert. Deze bodembescherming bestaat uit ca. 135.000 $m^2$ zinkstukken. Deze zinkstukken worden niet onder de gehele dammen geplaatst. De diepere helft van het tracé van de dammen heeft een bodembescherming van zinkstukken. Voor het zinken en ballasten van de zinkstukken is zink- en stortsteen nodig in gewichten van 10 à 80 kg en 80 à 200 kg. In het midden van de dam wordt ter besparing van zinkstukken grof grind als bodembescherming gebruikt. De grindlaag zal een dikte verkrijgen van ca. 1 m hoewel figuur 4.13 een hogere laag toont.

- *Kern*

  De kern van de dam bestaat uit breuksteen van 0,3 - 1 ton per stuk. De steen wordt gestort op de bodembescherming van grind en zinkstukken. Vervolgens wordt de kern geprofileerd tot een helling van 1:2 en een hoogte van NAP +1 m.

- *Bekledingslaag*

  De bekleding van de kern dient volgens een eerste advies van de asfaltadviescommissie te bestaan uit een ca. 2,25 m dikke laag steenasfalt reikende vanaf NAP -5 m à -7 m tot 2 à 3 m boven zeeniveau. In eerste instantie gaat men ervan uit dat het steenasfalt een mineraalopbouw moet hebben zodat het mengsel niet in de ondergelegen kernsteen kan wegzinken. Dit wordt in de praktijk niet toegepast. De samenstelling van de componenten steen en mortel wordt in de loop van de tijd vele malen aangepast en verbeterd. Steenasfalt bestaat uit een steenskelet (steen van 10/60 kg) waarbij de holle ruimten zijn opgevuld met een asfaltmortel [18]. Het talud van de steenasfalt wordt in eerste instantie bepaald op 1:1,5. Wanneer bij de uitvoering blijkt dat zomerstormen grote gevolgen kunnen hebben voor de toepassing van steenasfalt is dit aanleiding tot veranderingen in zowel de samenstelling van het steenasfalt als in de dwarsdoorsnede en de uitvoering.

- *Aanzetkaden*

  Op de plaatsen waar de vooroever van de dammen dieper is dan NAP -9 m tot NAP -10 m is het noodzakelijk aan de teen van de dam, tegen de laag onderwaterasfalt een teenbestorting aan te brengen van grote steen van 1 - 6 ton/stuk. De steen wordt opgetrokken tot een hoogte van NAP -6 à -7 m. Op deze aanzetkaden worden ter stabilisatie van de steenasfaltmantel tijdens de uitvoering extra loodslakken betonblokken van 17 ton/stuk geplaatst met een s.g van 2800 kg/$m^3$. Deze blokken stonden overigens niet in het oorspronkelijke ontwerp.

- *Kruinconstructie*

  Het betonnen kruinelement staat op een fundering van steen. Na het plaatsen van het kruinelement is de hoogte van de dam + 4 m en de breedte van de kruin 7 m.

Bij de start van de uitvoering gaat men uit van het dwarsprofiel uit fig. 4.13. Tijdens de uitvoering zullen in dit profiel diverse wijzigingen optreden in de afmetingen, hellingen en hoeveelheden. Het uiteindelijke profiel volgt na de volgende paragrafen.

## § 4.3 Uitvoering

### § 4.3.1 Principe van de uitvoering

De bouw van de havendammen te IJmuiden is één van de twee hoofdonderdelen van de bouw van een nieuwe havenmond. Het verbeteren van de vaargeul is een belangrijk ander onderdeel. Hiervoor zal de oude zuiderdam enkele meters ingekort worden. Tevens zullen de wrakken opgeruimd moeten worden. Vervolgens kan de geul op diepte gebracht worden door baggermaterieel en zal het Noorderbuitenkanaal verbreed worden. Deze werkzaamheden vinden plaats in ongeveer dezelfde tijdsperiode als de bouw van de dammen. De verbetering van de vaargeul met de bijkomende werken komt in § 4.3.7 aan de orde.

Als belangrijke eis wordt in 1961 gesteld [25] dat werken, die aan onze zandige kust in zee moeten worden uitgebouwd, snel uitgevoerd dienen te worden. De opbouw kan verdeeld worden in een gedeelte boven water (bovenbouw) en een gedeelte onder water (onderbouw), die een verschillende uitvoeringswijze hebben.

A) De onderbouw wordt grotendeels gebouwd vanaf het water (natte bedrijf) met behulp van speciaal voor dit werk ontwikkelde onderlossers.

B) Het gedeelte boven water wordt over de kop gebouwd (droge bedrijf). Vrachtauto's voeren het materiaal aan terwijl kraanhefeilanden het materiaal storten en profileren

**Tijdsplanning**

Zoals bleek uit de ontwerpfase wordt lange tijd uitgegaan van een dam bekleed met tetrapoden. Voor de uitvoering wordt in 1960 een tijdschema opgesteld, waarbij uit wordt gegaan van een bouw in 4 jaar (tabel 4.3); in 1961 zal gestart moeten worden met de voorbereidende werkzaamheden zodat de dam in 1964 voltooid zou kunnen zijn. Wanneer het ontwerp met tertrapoden verandert in een dam met steenasfalt verandert dit tijdschema.

Uit de werkelijke data blijkt dat de bouw weliswaar 4 jaar heeft geduurd van 1964 tot en met 1967, de start van de voorbereidende werkzaamheden heeft meer tijd gekost aangezien reeds in 1962 met de levering van materialen is begonnen. De uiteindelijke oplevering van de dammen geschiedt 10 maanden later dan gepland was. Dit is te wijten aan het slechte weer en het eerdergenoemde zomerverschijnsel met betrekking tot steenasfalt. Een tweede reden is de weinige ervaring met het werken met twee kraaneilanden. Nadat één eiland getest is en voor uitvoering van de dammen geschikt wordt bevonden, wordt in oktober 1964 het tweede eiland in gebruik genomen. Er wordt geconstateert dat wanneer twee eilanden 100 % werk verzetten één eiland 65 % werk verzet. Tevens blijkt tijdens de uitvoering dat er onvoldoende kennis aanwezig is van het werken met twee eilanden tegelijkertijd. De dammen worden tenslotte op 28 juni 1967 opgeleverd.

| Jaar | Planning 1960 | Werkelijkheid |
|---|---|---|
| 1961 | voorbereidende werkzaamheden<br>levering van materialen<br>start onderbouw | ontwerpfase |
| 1962 | levering materialen<br>onderbouw en start bovenbouw | voorbereidende werkzaamheden |
| 1963 | zuiderdam gereed<br>noorderdam | levering van materialen<br>modelonderzoek<br>bodembescherming |
| 1964 | werk gereed in voorjaar | modelonderzoek<br>bodembescherming<br>onderbouw zuiderdam |
| 1965 | -- | modelonderzoek<br>onderbouw noorderdam<br>onderbouw zuiderdam gereed |
| 1966 | -- | onderbouw noorderdam gereed<br>bovenbouw zuiderdam gereed<br>bovenbouw noorderdam<br>teenbestorting zuiderdam<br>afwerking zuiderdam |
| 1967 | -- | bovenbouw noorderdam gereed<br>teenbestorting noorderdam<br>afwerking noorderdam<br>officiële ingebruikstelling |

Tabel 4.3 : Tijdschema

### § 4.3.2 Organisatie

De organisatie van de bouw van de nieuwe dammen is in handen van het bouwbureau Havenmond IJmuiden. Dit bouwbureau wordt in 1959 opgericht en ressorteert onder de directie Sluizen en Stuwen van Rijkswaterstaat te Utrecht, waarvan ir. A.Eggink op het moment van uitvoering hoofdingenieur directeur is. Hoofd van het bouwbureau is tot 1960 S.H. Ringma en tot september 1964 ir. Lievense. Daarna neemt ir. van Dixhoorn deze functie over. Nadat de dammen in 1967 zijn voltooid wordt het bouwbureau per 1 januari 1968 opgeheven.

Het werk wordt uitgevoerd door verschillende aannemers.
De bouw van de onderbouw en een gedeelte van de bovenbouw met uitzondering van de bekledingslaag wordt uitgevoerd door de aannemerscombinatie IJmuiden bestaande uit:

Amsterdamsche Ballast Maatschappij n.v.
Van Hattum en Blankevoort n.v.
Baggermaatschappij Dirk Verstoep n.v.
De Meyer-Zelzate n.v.

Het onderzoeken, produceren en verwerken van het steenasfalt voor de bekledingslaag wordt uitbesteed aan de Bitumarin n.v. bestaande uit:

Koninklijke Maatschappij Wegenbouw n.v. te Utrecht
Gebr. J. Heymans n.v. te Rosmalen

Met de aannemers zijn verschillende contracten afgesloten. De contracten maken deel uit van de vele overeenkomsten die worden afgesloten. De overeenkomsten voor het maken van de havendammen zijn op te splitsen in 13 verschillende rubrieken waarop in § 4.5.1 nader zal worden ingegaan.

Het eerdergenoemde contract voor het verlenen van bijstand was in eerste instantie bedoeld voor de aannemer die de dammen zou bouwen. De bedoeling was de aannemer zo vroeg mogelijk te betrekken bij het ontwerpproces zodat uitvoering an ontwerp op elkaar afgestemd konden worden. De dammen zouden in eerste instantie geheel gebouwd worden door de eerdergenoemde combinatie IJmuiden. Wanneer echter besloten wordt tot een bovenbouw van steenasfalt wordt dit contract ontbonden. Er wordt geen nieuw contract voor het verlenen van bijstand tijdens het ontwerp gegund. Het steenasfalt komt pas in een laat stadium in het ontwerpproces en Bitumarin verleent slechts bijstand aan het eigen onderzoek naar steenasfalt.

### § 4.3.3 Materialen

In de havendammen wordt veel en nieuw materiaal verwerkt (zie tabel 4.4). In het volgende zullen de verschillende constructiematerialen worden toegelicht. De wijze van aanvoer, opslag en produktie wordt belicht terwijl de verwerking van het materiaal in § 4.3.6 aan de orde komt.

| Materiaal | Hoeveelheid | Oorsprong | Vervoer | Capaciteit |
|---|---|---|---|---|
| zinkstuk | 135.000 $m^3$ | rolzate | -- | -- |
| grof grind | 630.000 ton | Maas, Main, Moesel | binnenschip | Onbekend |
| steen | 2,5 milj. ton | België | 1/3 per schip | Een schip per dag wordt niet gehaald. |
| | | | 2/3 per trein | 1000 ton/trein<br>2 treinen per dag<br>Totale aanvoer<br>15.000 - 20.000 ton/week |
| steenasfalt | ca 540.000 ton | steenasfaltin-stallaties | -- | gezamenlijk 600 ton/uur |
| betonblokken | 3750 stuks | IJmuiden | -- | -- |

Tabel 4.4 : Constructiematerialen

**Steen en grind**

De steen en het grind wordt betrokken uit België, Duitsland en Nederland. Het grind en ongeveer een derde deel van de steen wordt aangevoerd per schip [19]. De overige steen is per trein aangevoerd met een capaciteit van 1000 ton per dag. **Als tijdens de uitvoering blijkt dat het lossen van de schepen met een enkele kraan veel meer tijd kost dan het lossen van een trein met stenen wordt er meer steen per trein aangevoerd dan het beoogde twee-derde deel.** Er blijken echter geen noemenswaardige vertragingen te zijn opgetreden in de aanvoer van materialen. Wel zal er een grote belasting van de Nederlandse Spoorwegen zijn opgetreden door het zware vervoer.

Levering
Voor de levering en het vervoer van stenen naar IJmuiden zijn vier grote contracten afgesloten [19]. *"De meest ideale oplossing zou zijn geweest de leverantie uit België, die een enorme organisatie vergt, in handen te leggen van één grote, kapitaalkrachtige importeursorganisatie, liefst met eigen belangen en zeggenschap in de groeven. Door verschillende oorzaken en invloeden is dit niet mogelijk geweest zodat vier contracten zijn opgemaakt."* aldus ir. Lievense. Er zijn twee contracten afgesloten met Belgische groeves, een contract met de Nederlandse Spoorwegen voor het vervoer van de stenen naar IJmuiden en tenslotte het vierde contract met de importeursgroep de 'Combinatie Waterbouwsteen havenmond IJmuiden' waarin verenigd zijn de 'Handelsmaatschappij Arnold Maassen n.v.' en 'De Hoop n.v.' uit Terneuzen. Deze importeursgroep regelt naast de levering van steen, de coördinatie van het gehele vervoer en het lossen van de stenen.

Vele soorten
Er zijn verschillende soorten steen nodig voor de bouw van de dam te IJmuiden. Voor de zinkstukken is zinksteen nodig van 10 - 80 kg/stuk, tevens is steen nodig voor het ballasten van deze zinkstukken, 80 - 200 kg/stuk. Voor de kern is 1,3 milj. ton steen nodig van 300 - 1000 kg/stuk. Tenslotte is voor het steenasfalt twee verschillende soorten nodig variërend van 1-10 kg/stuk en 10-60 kg/stuk. De zwaarste steen van 1000 - 6000 kg/stuk wordt gebruikt als teenbestorting aan de benedenzijde van de dammen.

Overbodig
Door de verandering van de dwarsdoorsnede naar steenasfalt vrij laat in de ontwerpfase, blijkt het reeds afgesloten contract voor de levering van ca. 800.000 ton steen overbodig. Daar bij de bouw van de havenmond van Hoek van Holland dezelfde afmetingen steen voor de kern worden gebruikt kan de steen (volgens Havenmond IJmuiden!) uit de IJmuidense contracten worden betrokken. Hoe en wanneer dit geregeld kan worden blijft echter lang onzeker omdat de behoefte en het tijdstip van mogelijke aanvang van de werken te Hoek van Holland laat bekend zijn. De steen blijkt tenslotte niet aan Hoek van Holland geleverd te zijn.

**Steenasfalt**

Het steenasfalt wordt vervaardigd in drie steenasfaltinstallaties (fig. 4.14). Deze staan opgesteld op het werkterrein en produceren gezamenlijk ca. 600 ton/dag. Het was echter niet de grote produktie maar de verwerking die de meeste problemen opleverde.

In 1962 wordt besloten tot het toepassen van steenasfalt in plaats van betonnen bekledingselementen. Na enkele onderzoekingen door Bitumarin wordt een globaal ontwerp geschetst (zie fig. 4.13, § 4.2.5). Het exacte ontwerp van het dwarsprofiel zal daarentegen in de praktijk moeten blijken, zodat het onderzoek vooral tijdens de uitvoering plaatsvindt door

zowel uitvoerders als opdrachtgevers. Ook de eerdergenoemde Asfaltadviescommissie adviseert over de toepassing van het materiaal [18, 26].

Het contract met Bitumarin bestaat uit een serie van 7 deelcontracten. Het eerste deelcontract dat is opgenomen in het eerste bestek betreft het bouwen van een proefdam op ware grootte. In deze proefdam wordt geëxperimenteerd met de taludhellingen en samenstellingen. Vrij snel wordt besloten dat het materiaal geschikt is om toe te passen als bekledingslaag. Toch bleek dit niet het geval, aangezien er veel problemen waren in de praktijk, onder andere door het optreden van het zogenaamde zomerverschijnsel.

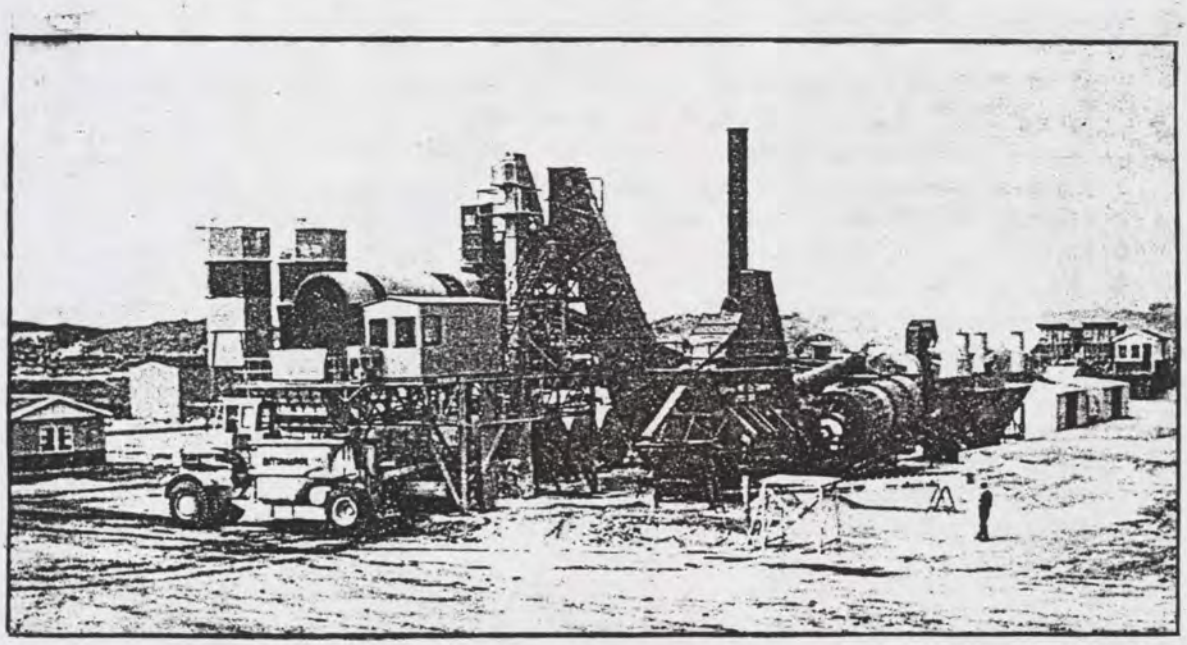


Fig. 4.14 : Steenasfaltinstallatie [20]

Dit zomerverschijnsel heeft gezorgd voor zettingen van de bekledingslaag (zie bijlage 5, met artikel van prof.Span, hoofd van de asfaltadviescommissie). Deze zettingen zijn in belangrijke mate het gevolg van nakomprimering van het mengsel van steen en asfalt. In de zomermaanden juni, juli en augustus 1965 trad in de steenasfalt een zetting en deformatie op van zodanige omvang, dat in de bovenwater aangebrachte afdeklaag van steenasfalt onder andere scheurvorming en mede onder invloed van de golfaanval een lichte soort degeneratie zich voordeed. Dit verschijnsel trad met name op nabij de laagwaterlijn waar het bovenwatersteenasfalt aansluit op het onderwatersteenasfalt. Dit zomerverschijnsel ontstaat dus door zetting bij zomerse temperaturen. De zetting in het onderwaterasfalt zet zich door naar het bovenwaterasfalt dat stugger is en de zetting niet kan volgen met als gevolg scheurvorming met name ook in het gebied waar de twee verschillende soorten asfalt op elkaar aansluiten [27].

Na proeven blijkt dat naarmate de taluds flauwer (1:3) worden, het zomerverschijnsel zich minder manifesteert. Men besluit derhalve het bovenwatersteenasfalt te verwerken onder een flauwer talud zodat de noorderdam 1/2 m lager zal worden opgetrokken. De schade op en nabij de laagwaterlijn wordt verder beperkt door een berm van 0,5 tot 1 m op het raakvlak van onder- en bovenwaterasfalt. Tevens wordt de in het bovenwatersteenasfalt te verwerken

steen van 1-60 kg/stuk vervangen door steen van 1-10 kg/stuk.
Het bovenwaterasfalt zal nadat het gestort is, meerdere malen worden afgegoten met gietasfalt, waaraan hoge uitvoerbaarheidseisen worden gesteld. Er worden vele lagen aangebracht hetgeen leidt tot meer gietasfalt dan aanvankelijk was aangenomen. Toch wordt door de uitvoerders beweerd dat *"in samenhang met de verlaging van de kruin betekent dit dat hoeveelheden materiaal niet aanzienlijk zullen wijzigen"*. Aangezien er van te voren weinig schattingen m.b.t. hoeveelheden toe te passen steenasfalt zijn gegeven blijft het onduidelijk ten opzichte van welke hoeveelheden er niets zou zijn gewijzigd.

Samenvattend blijkt dat de volgende aanpassingen van het dwarsprofiel met betrekking tot het steenasfalt nodig waren:

1) flauwere taluds variërend van 1:2 tot 1:3 in plaats van 1:1,75
2) verschil in samenstelling onder- en bovenwaterasfalt
3) een berm op de overgang tussen onder- en bovenwaterasfalt
4) andere steensamenstellingen en geen echte mineraalopbouw
5) in eerste instantie afgieten van het bovenwaterasfalt met gietasfalt

Voor het eerdergenoemde afgieten met gietasfalt blijkt de lengte van de dammen in de praktijk te groot en het aantal werkbare dagen te klein. Het herstellen van de schade dient toch zo spoedig mogelijk plaats te vinden en geschiedt in 1966 derhalve als volgt [26]:

a) losse gedeelten in en rond het ontstane gat verwijderen
b) de alg-aangroei rond het gat verwijderen
c) de holle ruimten aangieten met een asfaltmortel
d) het gat vullen met steen of betonnen elementjes
e) het geheel opnieuw afgieten met mortel

Na enkele zomers met schade wordt geconcludeerd dat de schade vermindert na een aantal jaren. Volgens adviseurs, aannemer en bouwbureau heeft de schade een **aflopend karakter** omdat de comprimering eindig is en dus doorgaat totdat een volledig steenskelet onder water is gevormd. Later blijkt dat deze theorie niet klopt. Er blijft toch schade ontstaan en wordt er na de oplevering overgegaan tot drastischer maatregelen die in § 4.4 aan de orde komen.

**Betonblokken**

Wanneer het werk vordert wordt duidelijk dat niet alleen de samenstelling en de taludhelling van het steenasfalt aanpassingen behoeft. De gehele steenasfaltmantel dient gestabiliseerd te worden met extra gewicht aan de zijde van de dammen waar de zwaarste golfaanval is te verwachten. Plaatselijk wordt vervolgens in 1966 een bestorting in betonblokken van ca. 17 ton (1,8 m bij 1,8 m bij 1,8 m met een s.g. van 2,85 kg/m$^3$) aangebracht door aannemerij de Branding die ook de betonnen kruinelementen vervaardigde. Er ontstaan grotere en hogere aanzetkades op de bestaande kades die opgebouwd waren uit grote steen van 1 - 6 ton/stuk.

### § 4.3.4 Materieel

Voor een werk aan de kust dat in een zo kort mogelijke tijd moet worden uitgevoerd is veel gangbaar en soms ook niet gangbaar materieel nodig. Reeds in 1960 wordt gesproken over de noodzaak eventueel nieuw materieel in te zetten voor de bouw van de havendammen. Er wordt gekeken naar het buitenland waar bij soortgelijke werken het droge bedrijf verricht

wordt door een kraan die is opgesteld aan het begin van het werk en zich in het tempo van de voortgang voortbeweegt. De situatie van een kraan op de kop van dam wordt bij IJmuiden echter te kwetsbaar geacht voor de invloed van de zee en zettingen, die in het damlichaam optreden. *"De ervaring leert, dat een kraan tijdens het werk verloren gaat en vervangen moet worden."* Als nadeel wordt tevens gegeven, dat de bouw van de nieuwe dammen te IJmuiden een tijd zou vorderen van 6 - 7 jaar, gedurende welke de kop van het werk is blootgesteld aan de golfaanvallen en omtrekkende getijstromen. Dit geeft tot verlies van steen aanleiding, waardoor belangrijk meer materieel moet worden verwerkt dan het profiel aangeeft. Vandaar dat wordt uitgezien naar een werkwijze die deze bezwaren geheel of gedeeltelijk ondervangt [25]. Men besluit derhalve tot het inzetten van kraanhefeilanden en onderlossers.

Voor de aanvoer van stenen en steenasfalt naar de kranen over de verbrede oude dam en de nieuwe dam worden zware vrachtauto's, zogenaamde dumpers ingezet. Gerekend wordt dat ca. 25 dumpers nodig zijn. De aannemerscombinatie bezit elf 25-tons dieselelektrische dumpers, een zware mobiele Gottwald kraan, drie installaties voor de fabricage van steenasfalt en nog enig ander materieel zoals diepladers met een capaciteit van ca. 50 ton. Volgens de raamovereenkomst (SS 317) heeft het Rijk gedurende twee jaar optie op een groot deel van dit bijzondere materieel van de aannemers. In het volgende hoofdstuk zal blijken dat het Rijk deze optie heeft benut. Het materieel kan op deze wijze eventueel in volgende werken worden ingezet. De kosten van het grote materieel worden voor aanvang van de werken in 1960 als volgt geraamd (tabel 4.5 [19]):

| Materieel | Geraamde prijs |
|---|---|
| 4 hefpontons met kranen | *f* 23.000.000,- |
| 25 vrachtauto's | *f* 4.500.000,- |
| laadschoppen en/of kranen | *f* 2.500.000,- |
| 5 zelfvarende onderlossers | *f* 5.000.000,- |
| adviezen, toezicht bouw en onvoorzien | *f* 1.000.000,- |
| TOTAAL | *f* 36.000.000,- |

Tabel 4.5 : Kostenraming materieel

**De kraanhefeilanden (deel 1)**

In de oorlog wordt de hefponton ontwikkeld, bestaande uit een drijvende ponton voorzien van beweegbare stalen palen (spuds). De ponton wordt op zijn plaats gevaren, de spuds worden op de zeebodem neergelaten, waarna de ponton langs de spuds wordt opgevijzeld tot de onderzijde boven de hoogste stormvloeden reikt. Het verplaatsen van een eiland kost op deze wijze ongeveer 13 uur. Op de pontons worden kranen geplaatst, die verrijdbaar zijn en op deze wijze een damgedeelte van 70 à 80 m lengte kunnen profileren resp. bekleden (zie bijlage 6).

Uit de meteorologische gegevens van voorafgaande jaren wordt in 1960 afgeleid, dat het rendement ten aanzien van de beschikbare werkdagen bij toepassing van 2, 3 en 4 hefpontons respectievelijk 60, 80 en 95 % bedraagt zodat, gelet op het belang van een ongestoord aanvoerbedrijf, de tijdwinst en het risico van het uitvallen van één der pontons, in 1960

wordt besloten vier hefpontons te bouwen ieder voorzien van een kraan, die bij een reikwijdte uit de as van 56 m nog een hefvermogen bezitten van 25 ton. **Mede ten grondslag aan de beslissing hefpontons te gebruiken, is de omstandigheid dat zowel in Amerika als in Duitsland hefpontons tot de normale aannemersuitrusting zijn gaan behoren en dat na de werken van IJmuiden stellig emplooi voor deze werktuigen aanwezig zal zijn.**

De hefeilanden worden door het rijk aangeschaft omdat er bij de aankoop van bijzonder materieel door de aannemers een drietal bezwaren worden onderkend:

1) De aannemers blijken niet bereid de hiervoor benodigde investeringen te doen, tenzij deze, alsmede een belangrijke risicopost, in de aannemingssom konden worden opgenomen.
2) De aannemers zouden als eigenaar van het materieel een zodanige voorsprong verkrijgen, zodat zij uitsluitend in aanmerking kwamen voor overeenkomstige werken, als Hoek van Holland en Scheveningen.
3) Door de lange tijd benodigd voor het vervaardigen van het bijzondere materieel zou, indien met de aankoop gewacht moet worden tot overeenstemming met de aannemer is bereikt, steeds een lange stilstand in het werk optreden. Dit tengevolge van het feit dat pas met het werk zou kunnen worden begonnen nadat het desbetreffende materieel is vervaardigd.

Hoewel men bij het eerste ontwerp uitgaat van een uitvoering met vier kranen blijken, als in 1961 besloten wordt de dammen te bekleden met steenasfalt, twee pontons minder nodig. Men acht twee kraanhefeilanden voldoende voor de toepassing van het nieuwe materiaal. De eerste kraan (de Lepelaar) wordt 3 juni 1964 opgeleverd na een vertraging van een maand door een aanvaring. De tweede kraan (de Kraanvogel) komt 21 oktober 1964 (vertraging 2 maanden) in gebruik (fig. 4.15.).

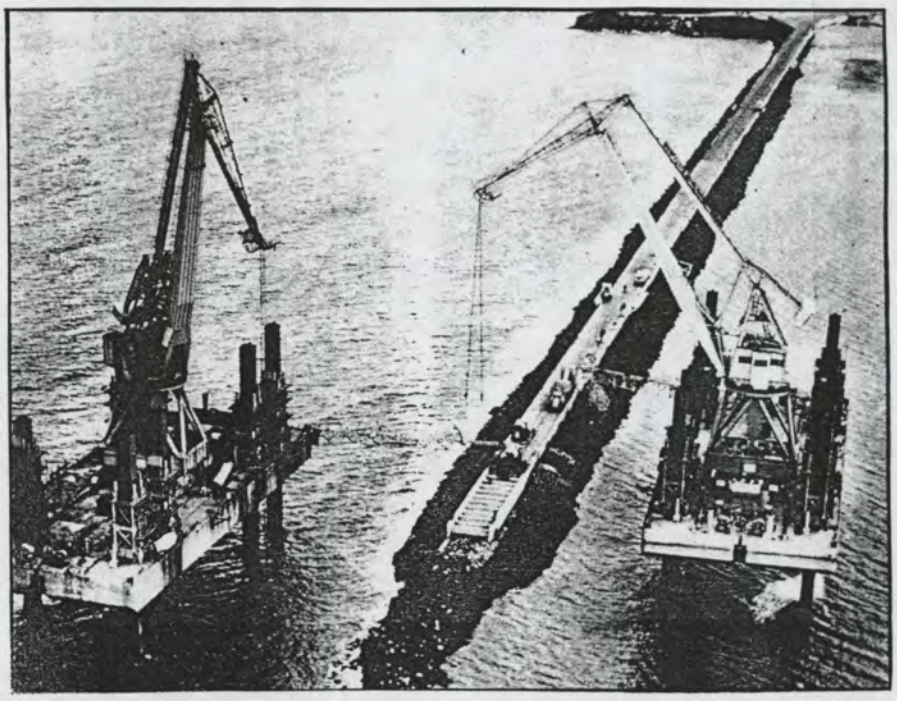


Fig. 4.15 : Uitbouw met twee kraanhefeilanden [2]

Zoals reeds eerder is opgemerkt denkt de afdeling Havenmonden IJmuiden dat de hefeilanden bij volgende werken aan de kust kunnen worden ingezet. Dit gegeven speelt belangrijk mee in de afweging voor de bouw en het gebruik van de eilanden. *"De kosten zijn voor de havendam IJmuiden alleen bijzonder hoog,"* aldus ir. Eggink. Hij stelt echter dat *"bij de werken Europoort eveneens havendammen worden gebouwd met een soortgelijke constructie als te IJmuiden [19]."* De bouw hiervan zou kunnen plaatsvinden in opvolging van die van IJmuiden. *"Het grote materieel zou dus verder emplooi kunnen vinden, mogelijk ook bij de afsluiting van de grote zeegaten in het kader van de Deltadienst."* Welke invloed het inzetten van het materieel na de werken te IJmuiden heeft op de kosten volgt in § 4.5.

Uit de verdeling van de aanschafprijs blijkt dat er tevens van uit wordt gegaan dat de in het navolgende uitgebreider aan de orde komende onderlossers, bij Hoek van Holland ingezet worden hoewel dit niet uit stukken betreffende de dammen van IJmuiden blijkt.
De kosten van de aanschaf voor zowel de twee hefeilanden als de onderlossers worden door IJmuiden voor 5/8 deel afgeschreven op de havendammen bij Hoek van Holland. Uit de volgende tabel 4.6 blijkt dat men zelfs uitgaat van een restwaarde van 8 miljoen na voltooiing van de dammen in de Europoort. In de raming van de havendammen komt dus 10,5 milj. voor 'groot materieel' voor rekening van IJmuiden (zie verder § 4.5.1).

| Financiering groot materieel | Kosten |
|---|---|
| Restwaarde na werken in de Europoort | *f* 8.000.000,- |
| Afschrijving op IJmuiden 3/8 * 28.000.000,- | *f* 10.500.000,- |
| Afschrijving op Europoort 5/8 * 28.000.000,- | *f* 17.500.000, |
| *TOTAAL* | *f 36.000.000,-* |

Tabel 4.6 : De financiering van het aan te schaffen grote materieel

**Onderlossers**

De onderbouw zal uitgevoerd worden met onderlossers die speciaal voor dit doel gebouwd worden omdat ze niet op de markt beschikbaar zijn en men het materieel dat wèl op de markt beschikbaar is niet bruikbaar acht. Voor de bouw van de onderbouw wordt drie jaar uitgetrokken zodat besloten wordt vijf onderlossers te bouwen waarmee de onderbouw van de dammen gebouwd kan worden. De schepen zullen zelfvarend zijn en moeten met behulp van het plaatsbepalingssysteem Decca de stortplaats in de dam krijgen aangewezen.

De onderlossers worden ter beschikking gesteld van de aannemerscombinatie, terwijl ze eigendom blijven van het Rijk. De schepen komen medio 1961 in gebruik en kosten ca. *f* 1.100.000,- per stuk (*f* 100.000,- duurder als in 1960, tabel 4.5). Ze worden ingezet voor het storten van steen tot max. 1 ton/stuk en grind. De maximale diepgang is 4,3 m en de maximale capaciteit wordt bepaald op 700 ton. Wanneer tijdens het werk blijkt dat de diepgang van de onderlossers te groot is, worden twee onderlossers verbouwd tot oplossers met een geringere diepgang van 3,2 m. Deze oplossers kunnen ook grotere steen van 1-6 ton/stuk vervoeren en storten, de belading is echter kleiner dan bij de kleinere steen (zie bijlage 7).

### § 4.3.5 Werkterrein en werkhavens

De afmetingen van de werkhavens en het werkterrein worden bepaald door de vereiste ruime aanvoermogelijkheden nabij het werk en de opslagruimte. Voor de twee havendammen zijn aan beide oevers twee nieuwe terreinen ingericht terwijl vrijwel alle Rijkswaterstaatsterreinen in de buurt van de havenmond volledig door de werken in beslag worden genomen. De kosten van aanleg en inrichting hebben ca. *f* 10.000.000,- bedragen terwijl de jaarlijks ca. *f* 200.000,- aan huur en rechten wordt betaald [20, 24].

Aan de noordoever wordt een duinterrein van ca. 36 ha. geëgaliseerd en ingericht. Op dit terrein worden wegen aangelegd en via een spoorlijn wordt het gebied met het spooremplacement van het nabijgelegen Hoogoventerrein verbonden. In het terrein wordt tevens een werkhaven aangelegd. De aanwezige haven wordt gedeeltelijk gebruikt voor onderwateropslag van grind terwijl op de oever een rolzate voor het maken van zinkstukken is gesitueerd.

Voor het werkterrein aan de zuidoever wordt van het Staats Vissers Haven Bedrijf een terrein van 20 ha. gehuurd. De aanwezige industrielijn zorgt voor de spoorverbinding. De visserijhaven wordt uitgebreid met een nieuw bekken om te nodige havenaccommodatie te verkrijgen.

Om eventuele stagnatie in de winning of de aanvoer op te kunnen vangen is het nodig te beschikken over grote opslagdepots. De grote aanvoerafstand van de steen eist verder een maximale omloopsnelheid van trein en schip zodat er een grote loscapaciteit op het werkterrein of in de werkhaven noodzakelijk is. De totale gemiddelde aanvoer steen per week is 15.000 - 20.000 ton. De totale verwerking per week is 10.000 - 15.000 ton zodat uit het verschil volgt dat er een bevoorrading plaats heeft van ca. 5.000 ton per week hetgeen neerkomt op ca. 1/3 deel van de verwerking per week. Aangezien er geen grote problemen met de aanvoer zijn geweest is deze bevoorrading voldoende gebleken. Wel waren er problemen met de loscapaciteit van de kranen. Binnenschepen met grind en steen moesten wachten alvorens ze gelost konden worden doordat IJmuiden slechts de beschikking had over één loskraan.

### § 4.3.6 Bouwfasen havendammen

Nadat de contracten zijn afgesloten, de materialen aanwezig zijn, het materieel gebouwd is en de omstandigheden bekend zijn kan begonnen worden met de daadwerkelijke uitvoering. De verschillende fases staan in tabel 4.7 en worden hieronder beschreven.

**Reconstructie oude dammen**

De aanvoer van materialen geschiedt over de dam. Als eerste onderdeel van de bouw geldt dan ook de reconstructie van de oude Noorder- en Zuiderdam. De dammen worden in 1962 voorzien van een rijdek ter breedte van 7.30 m en zijn geschikt voor vervoer met zwaar materieel.

**Aanbrengen bodembescherming**

Zinkstukken : De 135.000 $m^2$ zinkstukken worden op de traditionele Nederlandse wijze aangebracht. De hoge werkbaarheidseisen die het zinken stelt, brengen met zich mee dat gemiddeld slechts 40 à 45 zinkdagen per jaar beschikbaar zijn.

| Bouwfasen IJmuiden | Verwerking |
|---|---|
| Zinkstukken plaatsen | Afzinken en vastleggen |
| Grof grind storten | Onderlossers |
| Kern tot - 5 m storten | Onderlossers |
| Kern tot - 3 m storten | Oplossers |
| Profileren talud, kern tot + 1 m ophogen | Kraanhefeilanden |
| Steenasfalt aanbrengen | Kraanhefeilanden |
| Aanzetkaden storten | Oplosser en dwarslosser |
| Vastleggen geprofileerde damlichaam met dekenmengsel | Kraanhefeilanden |
| Egaliseren en uitvullen kruin | Kraanhefeilanden |
| Kruinelement plaatsen en vullen | Kraanhefeilanden |
| Afwerken kruin en bovenwaterasfalt met gietasfalt | Kraanhefeilanden |
| Teenbestorting betonblokken | Dwarslosser |

Tabel 4.7 : Bouwfases

Grind : Het grind voor de bodembescherming wordt met een drijvende kraan vanuit de onderwaterdepots in de onderlossers geladen. Op aanwijzingen van het plaatsbepalingssysteem wordt het grind vervolgens gestort. De totale hoeveelheid grind die is verwerkt als bodembescherming bedraagt 600.000 ton.

**Onderbouw**

Kern tot - 5 m : Het storten van de kern gebeurt grotendeels met behulp van de onderlossers. Deze schepen worden vanuit de steendepots op de wal geladen met vrachtwagens en loaders. Onder toezicht van het plaatsbepalingssysteem wordt de steen van 300 - 1000 kg/stuk vervolgens gestort tot NAP -5 m, hetgeen ook bij minder goede weersomstandigheden geen problemen opleverde.

Kern tot - 3 m : Uit het voorgaande is reeds gebleken dat voor het verder opstorten van de kern vanaf NAP -5 m de diepgang van de onderlossers (max.4,3 m) te groot was. Om deze reden zijn twee van de vijf onderlossers verbouwd tot oplosser met een geringere diepgang (max 3,2 m). Met deze oplossers is het kernmateriaal opgestort tot NAP -3 m met een kruinbreedte van ca. 30 m en een talud van ca. 1 : 1,75. Hoger opstorten blijkt tijdens de uitvoering niet mogelijk omdat de steen van 300 - 1000 kg/stuk niet meer stabiel blijkt bij golven van 3 à 4 m.

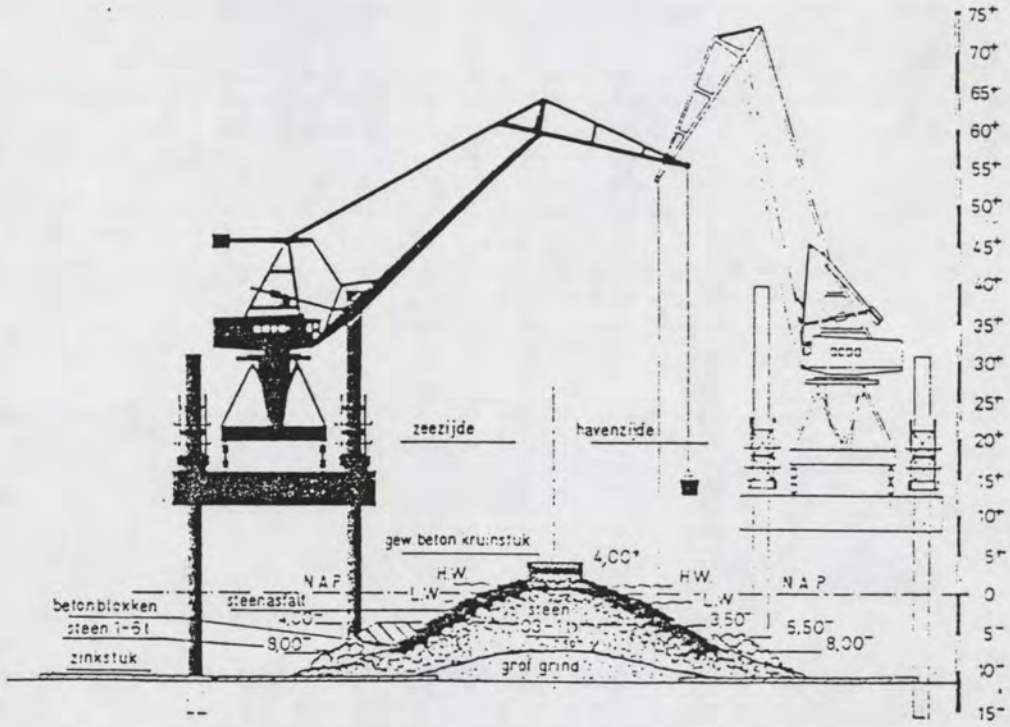



Fig. 4.16 : Construeren van de bovenbouw [20]

**Bovenbouw**

Profileren : Het gestorte steenlichaam met stenen van 300 - 1000 kg/stuk wordt geprofileerd en opgewerkt tot een hoogte van ca. NAP +1 à +2 m met behulp van de twee kraanhefeilanden die zijn uitgerust met poliepgrijpers (fig 4.16). De kranen die op de pontons verrijdbaar zijn kunnen elk aan hun kant van de dam een damgedeelte van 70 à 80 m lengte profileren.

Dekenmengsel : Nadat de dam is geprofileerd worden de stenen aan de bovenzijde van de kern vastgelegd door penetratie met een laag asfaltmortel met alleen fijne steen het zgn. dekenmengsel. Door deze laag zal de bovenzijde van de dam enigszins golfresistent zijn. De mortel wordt over de reeds gemaakte dam aangevoerd in dumpers.

Steenasfalt : De steenasfaltbekleding wordt in een 2 à 2,5 m dikke laag en in de twee samenstellingen (onder- en bovenwatermengsel) op de taluds van de dam aangebracht. Het steenasfalt wordt aangevoerd over de dam in de dumpers en vervolgens met de kranen gestort. De laag bovenwaterasfalt heeft een dikte van ca. 1,8 m en wordt na het storten bedekt met een laag gietasfalt van een fijnere samenstelling zodat het grovere bovenwaterasfalt geheel bedekt wordt. De taludhelling verschilt over het gehele tracé. De laag aan de kop van de Noorderdam blijkt na de uitvoering zelfs onder een helling van 1:3 geplaatst te zijn. In het ontwerp ging men uit van een helling van 1:1,75!.

Kruinelement : Na egaliseren en uitvullen van de kruin wordt het betonnen kruinelement geplaatst (fig. 4.17). De ruimte tussen de steenasfaltlaag en het element wordt vervolgens aangevuld met gietasfalt (fig. 4.18), waarna het kruinelement gevuld wordt met stampbeton. De elementen worden over de dam aangevoerd met diepladers terwijl het stampbeton met de normale betonmortelwagens wordt vervoerd.

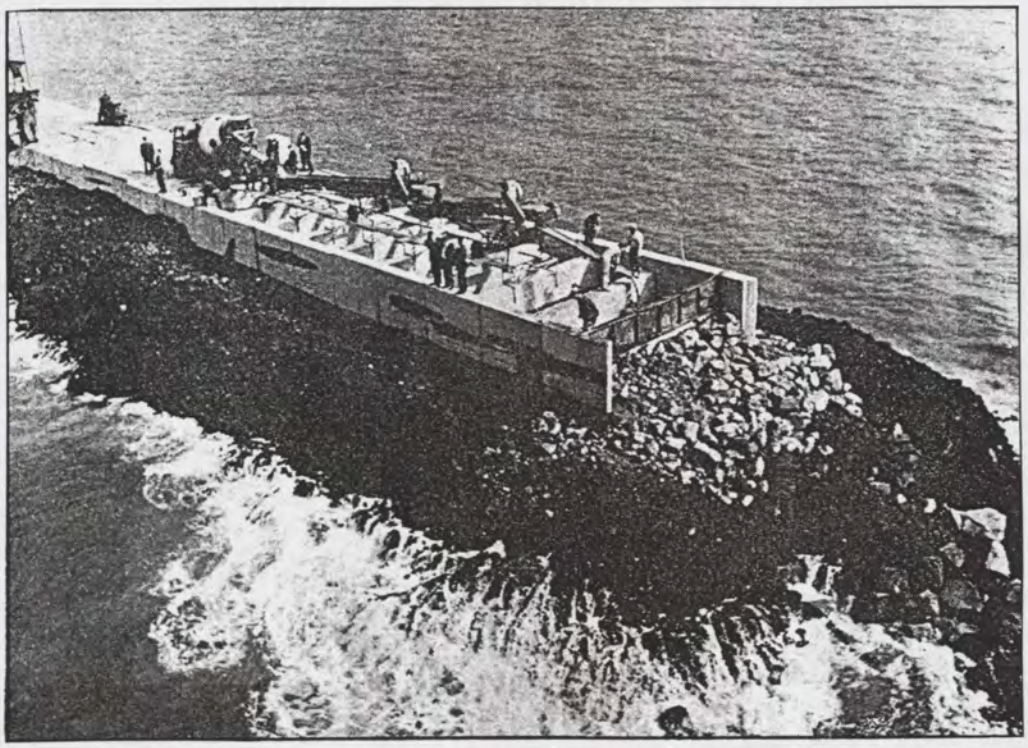


Fig. 4.17 : Het vullen van een kruinelement aan de kop van de dam [20]

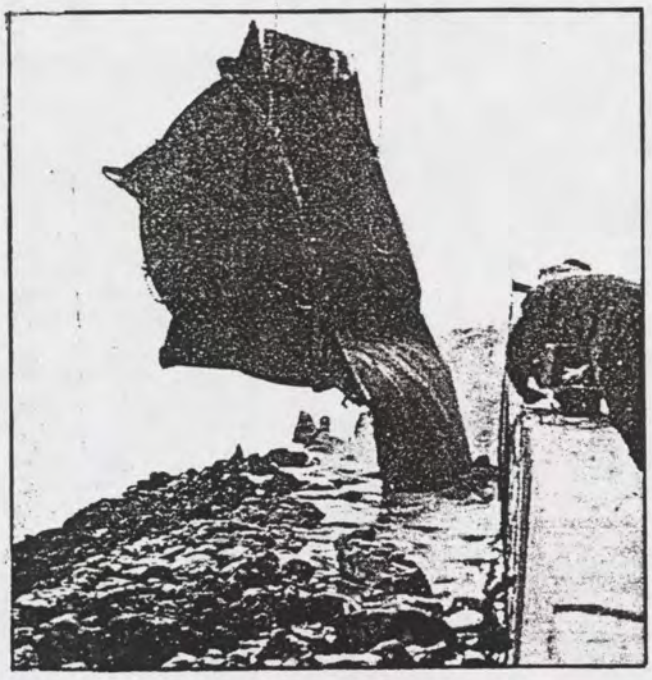


Fig. 4.18 : Afgieten met steenasfalt [26]

## Teenbestorting en afwerking

Steen : Aan de teen wordt een teenbestorting aangebracht. De stenen van 3 - 6 ton worden geplaatst op het stuk dam waar de vooroever dieper is dan NAP -9 à -10 m tot een hoogte van NAP -6 m. De steen wordt gestort met een van oplossers en met een in september 1965

in bedrijf gekomen dwarslosser met een beperkte diepgang. Deze dwarslosser is geen eigendom van het Rijk maar eigendom van de aannemers. De teenbestorting van zware steen van 1- 6 ton is overigens een staat van meer werk, in eerste instantie was een extra bestorting niet voorzien. Ook dienen er op de plaatsen waar geen zinkstukken liggen in 1966 filters van grind en steenafval te worden gestort.

Betonblokken : Wanneer het werk vordert wordt duidelijk dat de steenasfaltmantel gestabiliseerd dient te worden met extra gewicht aan de zijde van de dammen waar de zwaarste golfaanval is te verwachten. Plaatselijk wordt vervolgens in 1966 een bestorting in betonblokken van ca. 17 ton (1,8 m bij 1,8 m bij 1,8 m met een s.g. van 2,85 kg/m$^3$) aangebracht door aannemerij de Branding die ook de betonnen kruinelementen vervaardigde. De 3750 stuks betonblokken worden op het werkterrein gemaakt bij de betonelementenfabricage en worden gelost met de dwarslosser.

Afwerking : Er wordt een wegdek aangelegd en kabelkokers worden gebouwd.

Uit het bovenstaande volgt dat het dwarsprofiel afwijkt van het ontwerp van fig. 4.13. Het uiteindelijk dwarsprofiel van 1967 is geschetst in fig. 4.19.

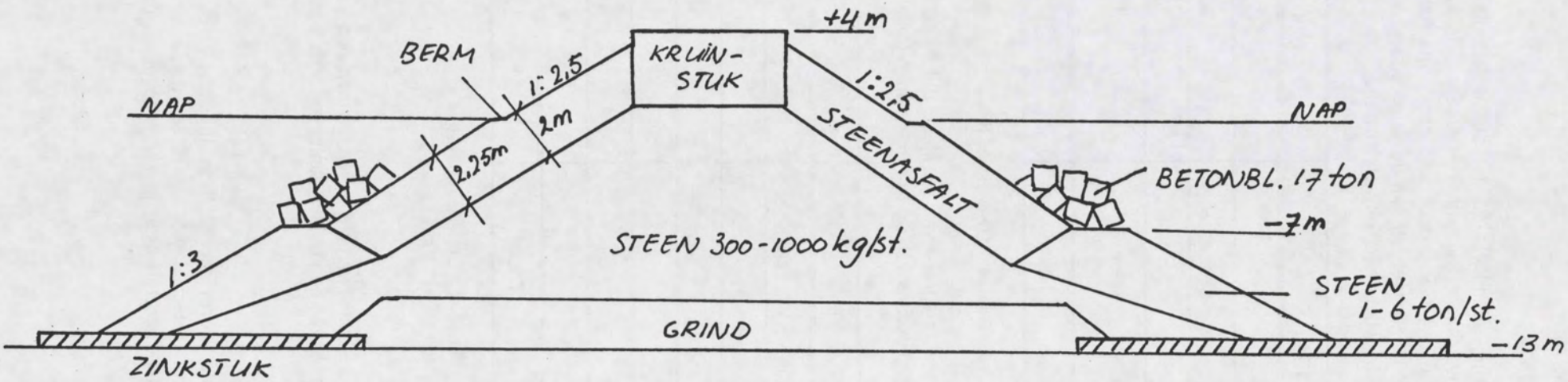



Fig. 4.19 : Uiteindelijke dwarsprofiel

**Werkbaar of onwerkbaar**

Per week vordert de uitvoering gemiddeld 25 tot 30 m terwijl er bij de uitvoering de volgende percentages van onwerkbare tijd zijn opgetreden. De volgende tabel geeft een overzicht van de oorzaken van een niet produktieve uitvoering (tabel 4.8), wanneer onder "produktief" het daadwerkelijk langer worden van de dam bedoeld wordt. Reparaties aan het materieel vallen derhalve in deze tabel onder onwerkbare tijd.

| Onderdeel onwerkbare tijd | Percentage v.d. tijd |
|---|---|
| storm, sneeuw, getij | 17,5 % |
| reparaties materieel | 1,5 % |
| wachttijden | 13 % |
| verplaatsen hefeilanden, verwisselen van bakken etc. | 10 % |
| Totaal | 42 % |

Tabel 4.8 : Onwerkbare tijd

De overige 58 % van de tijd was er sprake van werkbare tijd en de verschillende fasen in de uitvoering hebben de volgende gedeeltes van de tijd ingenomen (tabel 4.9).

| Uitvoerfase | Percentage v.d. tijd |
|---|---|
| steen 300/1000 ton droog verwerken | 12,5 % |
| lodingen uitvoeren | 6,5 % |
| profileren van de kern | 18 % |
| steenasfalt storten | 18 % |
| kruinelementen plaatsen | 1,5 % |
| kruinelementen vullen | 1,5 % |
| Totaal | 58 % |

Tabel 4.9 : Indeling werkbare tijd

### § 4.3.7 Bijkomende werken

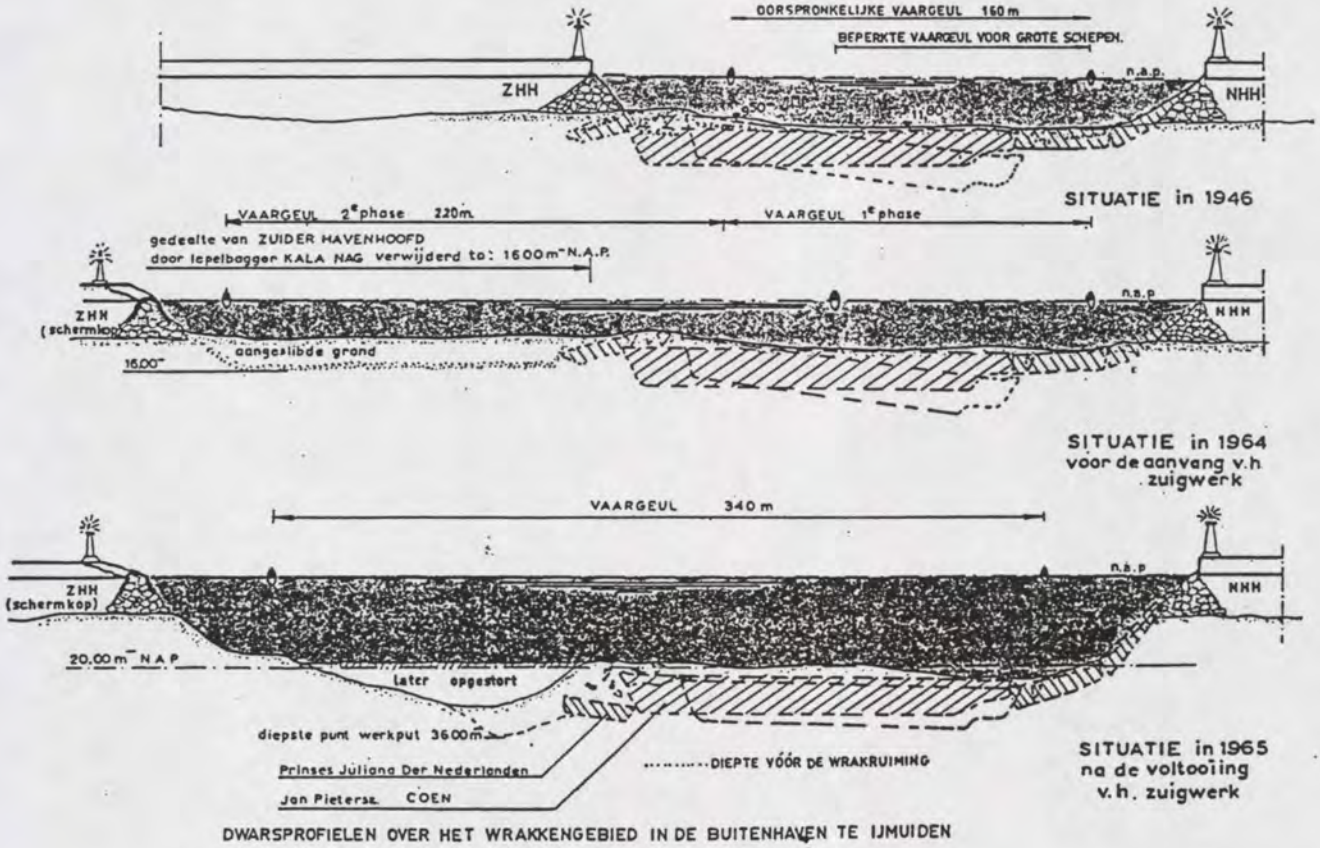
Reeds eerder is vermeld dat de bouw van de havendammen één van de twee hoofdonderdelen is van de bouw van de havenmond. Het aanleggen van een vaargeul is het tweede onderdeel. Het bestaat uit:

1) Inkorten zuiderhavenhoofd
   Het oude zuiderhavenhoofd wordt met 250 m ingekort. Het wordt met behulp van explosieven opgeruimd. Het materiaal wordt met een dipperdredger verwijderd en met grote onderlossers naar diepe stortplaatsen in zee afgevoerd. Een deel van de blokken

van de oude dam is verwerkt in de nieuwe dammen. Daar de nederlandse aannemerij niet over deze dipperdredgers beschikt is een beroep gedaan op de franse dipperdredger (lepelbagger) de Kala Nag.

2) Opruiming van de wrakken
Na drie eerdere pogingen in en na de oorlog wordt in 1963 besloten de wrakken zover in de bodem te laten zakken dat de vereiste diepte van de vaargeul wordt bereikt (wrakkendiepte 17 m, zanddekking 2 à 3 m). In augustus 1964 is met het werk begonnen en ca. 6 maanden later is de wrakkendrempel verlaagd van ca. NAP -12 m tot ruim NAP -20 m. Er zijn uiteindelijk 16 wrakken verlaagd waaronder de Tjikini, de Van Renselaar en de J.P.Coen [24] (zie fig. 4.20). Om dit resultaat te bereiken is ca. 3.500.000 m³ zand, slib en klei verzet waarvan ongeveer 60 % is opgespoten tot een kunstmatig strand ten zuiden van de Zuiderdam. Tevens wordt zand afgevoerd naar Amsterdam ten behoeve van de ophoging van haventerreinen in het westelijke havengebied.

3) Baggeren vaargeul
Reeds voor de wrakopruiming heeft binnen de haven al enig verdiepingsbaggerwerk plaatsgevonden. Wanneer echter de sleepzuiger kan worden ingezet met een weekcapaciteit van ca. 150.000 m³ wordt het baggerwerk sterk geïntensiveerd. De ver in zee gelegen Wijkerrib wordt weggezogen.



DWARSPROFIELEN OVER HET WRAKKENGEBIED IN DE BUITENHAVEN TE IJMUIDEN

Fig. 4.20 : Wrakopruiming [24]

4) Verruiming Noorderbuitenkanaal.
De breedte van het Noorderbuitenkanaal wordt vergroot tot een breedte van 135 m op de bodem, waarmee voor de enkele vaart een veilige vaarweg is bereikt. Wanneer ook dubbele vaart wordt toegelaten in het kanaal wordt een verdere verbreding tot ca. 200 m op de bodem noodzakelijk.

Van bovenstaande onderdelen is de wrakopruiming bepalend voor de bouw van de gehele dammen. De wrakopruiming kan alleen geschieden als de zuiderhavendam is ingekort, in verband met de vaarruimte ter plaatse van de opruimingswerkzaamheden. De wrakkendrempel hindert de vaargeul zodat eerst als deze is verlaagd met intensief baggerwerk begonnen kan worden. Dit baggerwerk dient weer deels synchroon te lopen met de verruiming van het Noorderbuitenkanaal zodat de gehele vaargeul tegelijkertijd op diepte en breedte is. Bovendien dient het baggerwerk synchroon te lopen met de uitbouw van de Zuiderdam, daar het laatste deel daarvan een contractieput zal doen ontstaan in de vaargeul en baggerwerk en contractieput op elkaar aan dienen te sluiten [20]. Later blijkt overigens dat de opruimingswerkzaamheden kunnen worden uitgevoerd zonder de luwte van de gereed gekomen havendammen.

## § 4.4 Onderhoud

Per 1 januari 1968 zijn de dammen in beheer en onderhoud overgedragen aan de directie Noord-Holland, arrondissement Noordzeekanaal te IJmuiden. Onder toezicht van de heren Stuut vindt vanaf de oplevering van de dammen het onderstaande onderhoud plaats.

In 1968 wordt ervan uitgegaan er 1000 ton gietasfalt/per jaar nodig is voor het onderhoud. Dit gietasfalt bestaat uit stenen die op het steenasfalt worden gestort, onder een helling worden gebracht en vervolgens met een mengsel van asfalt worden gepenetreerd. Het onderhoud zal worden uitgevoerd door Bitumarin en aannemersmaatschappij de Branding.

De geplande hoeveelheid van 1000 ton/jaar blijkt echter een grote onderschatting, daar er in dat jaar 21.000 ton gietasfalt benodigd is. Het steenasfalt blijkt last te hebben van de hoge temperaturen tijdens de zomermaanden juli en augustus. Het asfalt wordt hierdoor zacht, waarna de stenen van het steenasfalt door het eigen gewicht in het zachte asfaltmengsel naar beneden zakken en de bekleding gaat schuiven. Ook komen er stenen los te zitten die door het water uit het asfalt worden getild. Het volgende jaar wordt eenzelfde hoge hoeveelheid gietasfalt gestort, waarna het duidelijk wordt dat het steenasfalt niet aan de verwachtingen voldoet. Het storten van het gietasfalt vindt plaats met behulp van de het schip *oude* "Jan Heymans". (De *nieuwe* "Jan Heymans" is ingezet bij de bouw van de Oosterscheldedam). Op dit schip wordt de asfalt bereid waarna het door kranen wordt gestort.

Hoofd-ingenieur A. Verkerk geeft in 1970 opdracht tot het vervaardigen en plaatsen van betonblokken. Er komt in dat jaar *f* 5,5 miljoen beschikbaar voor het vervaardigen van blokken met een individueel gewicht van 45 en 30 ton en een hoog s.g van 2850 kg/m$^3$ door de toevoeging van staalslakken. Deze blokken werden in eerste instantie geplaatst op de meest aangevallen delen van de dammen. De kop en een deel van de buitenzijde van de dammen kreeg vanaf NAP -7 m een bekleding van betonblokken.

Elk volgende jaar zijn er blokken van 45, 30 en 22 ton als bekleding bijgekomen. In 1993 zijn de laatste blokken geplaatst zodat de dammen nu geheel bedekt zijn met kubussen. In totaal liggen er nu ca. 25.800 blokken waarvan de meeste met een gewicht van 22 ton. De blokken liggen van ca. NAP -7 m tot +3 m, ongeveer 8 blokken van boven naar beneden.

De blokken zijn vervaardigd en geplaatst door de onderhoudsaannemer de Branding. Elk jaar wordt opnieuw een onderhoudscontract gegund aan deze aannemer. De Branding verkrijgt de contracten via een onderhandse aanbesteding. Het was na de oplevering de enige aannemer in Europa die de beschikking had over het voor IJmuiden benodigde materieel. De Branding heeft de beschikking over een grote kraan en had bovendien geïnvesteerd grote stalen bekistingen benodigd voor de vervaardiging van de betonnen kubussen.

Onderhoud van de dammen heeft van 1970 tot heden ca.*f* 55 miljoen gulden gekost. Dit geld is niet gelijkmatig over de 22 jaren verdeeld. In beginsel kwam er *f* 5,5 miljoen beschikbaar voor de vervaardiging van de eerste blokken die geplaatst diende te worden. Het beschikbare budget voor de daaropvolgende jaren is afhankelijk van de hoeveelheid geld die over is van andere afdelingen van het arrondissement Noordzeekanaal zoals bijvoorbeeld de sluizen. Het onderhoud aan de havendammen fungeert eigenlijk als sluitpost van het arrondissement. Afhankelijk van het beschikbare budget per jaar wisselde dus ook de hoeveelheid blokken die in een jaar geplaatst werden.

## § 4.5 Kosten

### § 4.5.1 Kostenraming

Voor de havendammen van IJmuiden zijn veel en verschillende ramingen gemaakt. Door de veranderingen in de dwarsdoorsnede in de loop van het ontwerpproces veranderde tevens de schattingen van de kosten. Ook de hoeveelheden materieel werden aangepast tijdens het ontwerp. Wanneer slechts een deel van de kosten voor het grote materieel worden meegerekend (tabel 4.6) worden de totale kosten van de werken havenmond IJmuiden voor aanvang van de bouw geraamd volgens tabel 4.10. Het grote materieel wordt aanbesteed voor 3/8 deel van de totale kosten.

| Onderdeel uitvoering | Kosten |
|---|---|
| 1. Berijdbaar maken bestaande hoofden | *f* 3.000.000,- |
| 2. Inrichting werkterreinen, enz | *f* 2.000.000,- |
| 3. Decca- installatie | *f* 1.000.000,- |
| 4. Aankoop steen, enz | *f* 51.000.000,- |
| 5. Grote bestek, maken havendammen | *f* 73.000.000,- |
| 6. Groot materieel | *f* 10.500.000,- |
| *TOTAAL (raming A)* | *f 140.000.000,-* |

Tabel 4.10 : Een raming van de totale kosten

Uit bovenstaande tabel blijkt dat het grote bestek wordt geraamd op *f* 73 milj. De definitieve bouw is aanbesteed voor ca. *f* 75 milj. De aanbesteding voor de bouw bevat echter slechts een klein deel van de bovenbouw zodat de uiteindelijke kosten zeker hoger worden als de raming.

**Steenasfalt**

De aanbesteding van de bovenbouw wordt tijdens de uitvoering opgedeeld in 7 verschillende deelcontracten. Alleen het eerste deelcontact maakt deel uit van het bestek uit tabel 4.10. De eerste deelovereenkomst betreft het maken van een proefgedeelte van de bovenbouw door Bitumarin n.v. voor ca. *f* 3 milj. Na vijf volgende deelovereenkomsten voor proefgedeeltes van steenasfalt volgt in maart 1965 de 7e deelovereenkomst voor het geheel voltooien van de bovenbouw. De bovenbouw van steenasfalt heeft totaal ca. 50 miljoen gekost.

Alvorens over te gaan tot de werkelijk kosten wordt de ontwerpkeuze voor steenasfalt in plaats van tetrapoden aan de hand van een kostenoverzicht toegelicht. De keuze voor het gebruik van steenasfalt in plaats van betonnen elementen levert volgens ir. A.Eggink een groot kostenvoordeel op (tabel 4.11 [19]). *"Door gebruik van steenasfalt is 1.000.000 ton steen minder nodig"* (later blijkt er slechts 800.000 ton teveel). Deze steen kost *f* 17,- per ton voor de aanschaf en het lossen en *f* 13,- voor het verwerken in zee. Dit bedrag is in de raming tabel 4.11 in mindering gebracht bij het steenasfalt, zodat er totaal *f* 30.000.000,-. verschil zou ontstaan in de bouwkosten.

| Onderdeel | Raming tetrapoden | Raming steenasfalt |
|---|---|---|
| Bouwkosten | *f* 130.000.000,- | *f* 100.000.000,- |
| Afbraak gedeelte Zuiderdam | *f* 16.000.000,- | *f* 16.000.000,- |
| Op diepte brengen haven | *f* 6.000.000,- | *f* 6.000.000,- |
| Aankoop groot materieel | *f* 36.000.000,- | *f* 25.000.000,- |
| *TOTAAL* | *f 188.000.000,-* | *f 147.000.000,-* |

Tabel 4.11 : Geschatte kostenvoordeel van gebruik steenasfalt

De kosten van aankoop van materieel zijn gedaald door het gebruik van 2 in plaats van 4 kraanhefeilanden. Voor twee kraaneilanden en vijf onderlossers wordt in deze raming *f* 25 milj. gerekend. Bij de verdeling van de kosten voor het materieel werd hiervoor echter *f* 28 milj. uitgetrokken. Bovendien werd deze 28 milj. voor 5/8 deel op Hoek van Holland afgeschreven. De raming van 4.11 sluit dus niet aan op de raming van het materieel. Wanneer bij zowel de raming met tetrapodes als bij de raming met steenasfalt de doorberekening wèl wordt uitgevoerd, blijkt het verschil tussen beide alternatieven minder. Het verschil in materieel wordt nu *f* 4 milj. in plaats van *f* 11 milj. De raming uit 4.11 was dus duidelijk gunstiger voor het alternatief met steenasfalt.

**Eenheidsprijzen**

Deze en vorige kostenramingen zijn gebaseerd op het gebruik van eenheidsprijzen uit 1961 die ook bij de latere werken bij Hoek van Holland en Scheveningen zijn toegepast. (Een totaaloverzicht van de eenheidsprijzen is te vinden in bijlage 8). De geplande hoeveelheid materiaal wordt vermenigvuldigd met een prijs die geldt voor een uitvoering met "normaal aannemersmaterieel." Voor steenasfalt wordt de prijs geschat op ca. *f* 120,- per kubieke meter. Er dient opgemerkt te worden dat deze prijs werd vastgesteld alvorens de toepassing van steenasfalt bij waterbouwkundige werken aan de kust onderzocht was. De samenstelling en uitvoeringswijze van dit materieel wordt pas in een later stadium bekend. Met welk materieel het steenasfalt aangebracht zou moeten worden komt in de eenheidsprijzen niet tot uitdrukking.

Na voltooiing van de havendammen in te IJmuiden in 1967 zijn de hoeveelheden gebruikt materiaal bekend. Door gebruik te maken van de eerdergenoemde eenheidsprijzen kan gecontroleerd worden of de eenheidsprijzen met de realiteit overeenkomen. **Raming B** in tabel 4.12 geeft de kosten bij de eerste eenheidsprijzen uit 1961. Als het ontwerpproces vordert worden enkele eenheidsprijzen aangepast in 1962.

De prijs van *f* 27,-/m$^3$ voor het storten van de steen geldt voor onderlossers bij de eerste opstelling van de prijzen. Later wordt bepaald dat *f* 45,-/m$^3$ voor het storten van steen meer met de werkelijkheid overeenkomt. Ook het steenasfalt blijkt meer geld te kosten. In plaats van *f* 120,-/m$^3$ wordt uitgegaan van *f* 127,-/m$^3$. In de laatste kolom van tabel 4.12 staan de **ramingen C** met de latere eenheidsprijzen. De bouw van de havendammen zou ca. *f* 125 milj. kosten volgens een berekening met aangepaste eenheidsprijzen.

| Materiaal | Hoeveelheid | Volumege-wicht | Kosten/m3 | Raming B | Raming C |
|---|---|---|---|---|---|
| zinkstuk | 135.000 $m^3$ | -- | 40,5 | 5.467.500 | 5.467.500 |
| grof grind | 630.000 ton | 1,6 [ton/m3] | 27/45 | 10.631.250 | 17.718.750 |
| steen | 2,5 milj. ton | 1,6 [ton/m3] | 27/45 | 42.187.500 | 70.312.500 |
| steenasfalt | ca. 540.000 ton | 2,4 [ton/m3] | 120/127,5 | 27.000.000 | 28.687.500 |
| betonblok-ken 17 ton | 3750 stuks | 2,85 [ton/m3] | 100 | 2.236.842 | 2.236.842 |
| **Totale kosten** voor de dammen met de werkelijke hoeveelheden en de gegeven eenheidsprijzen | | | | 87.523.092 | 124.423.092 |

Tabel 4.12 : Raming met uiteindelijke hoeveelheden en (aangepaste) eenheidsprijzen

### § 4.5.2 Werkelijke kosten

De totale kosten voor de uitbreiding van de havenmond in IJmuiden worden voor 1/3 door de gemeente Amsterdam gefinancierd en voor 2/3 door Rijkswaterstaat. Deze regeling zal ook bij Hoek van Holland toegepast worden terwijl Scheveningen geheel door het Rijk wordt bekostigd.

Uit de vorige paragraaf blijkt dat er verschillende soorten ramingen zijn gemaakt. Uit tabel 4.10 blijkt een totaal bestek van *f* 140 milj. Hierbij komen de kosten voor het steenasfalt van ca. 50 milj. zodat totaal *f* 190 milj. besteed kan worden. Uit tabel 4.11 bleek een prijs van *f* 147 milj. terwijl de ramingen met eenheidsprijzen uit tabel 4.12 variëren van *f* 87 tot *f* 125 milj. De uiteindelijke totale kosten voor de bouw van de nieuwe havenmond te IJmuiden bedragen *f* 255 milj. in 1967. Deze prijs is gebaseerd op het prijspeil van 1967. De ramingen zijn echter 6 jaar eerder opgesteld in 1961. De prijs van *f* 255 milj. kan m.b.v. prijsindexcijfers worden gecorrigeerd (bijlage 9) tot *f* 209 milj. gebaseerd op het prijspeil van 1961.

De uiteindelijke kosten per onderdeel van de uitvoering van de havendammen van IJmuiden zijn moeilijk te achterhalen. Dit is enerzijds het gevolg van het feit dat er geen duidelijke financiële afwikkeling heeft plaatsgevonden. Anderzijds is het gevolg van de onzekerheid, onbekendheid en onbekwaamheid met het gebruik van steenasfalt. Dit leidde tot de vele deelcontracten met meerwerkkosten. Wel wordt duidelijk dat de havenmond duurder is geworden als geraamd. In de grafiek fig. 4.21 is de raming A uit 1961 gecorrigeerd naar het prijspeil van 1967. Hierbij is vervolgens de *f* 50 milj. voor het steenasfalt opgeteld. De werkelijke kosten van *f* 255 milj. staan ook vermeld op basis van het prijspeil van 1961 door omrekening.

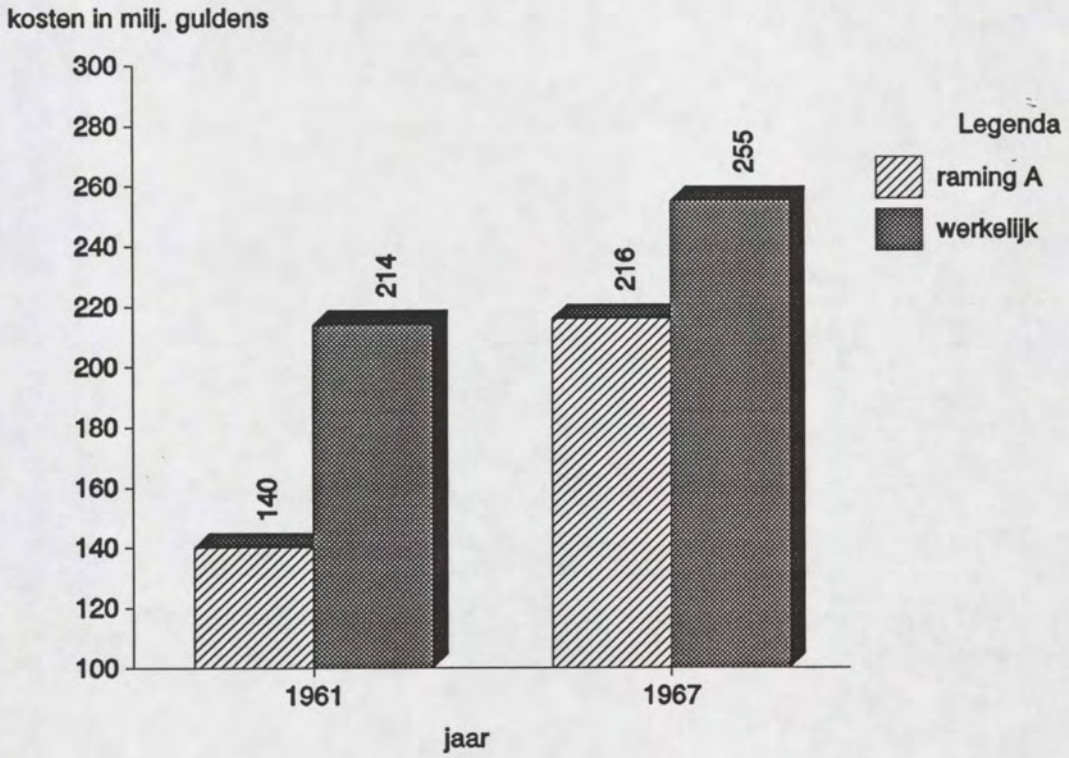



Fig. 4.21 : Raming en werkelijke kosten in 1961 en 1967

**Kosten per kubieke meter** (bijlage 15)

De kosten per $m^3$ kunnen worden bepaald door de inhoud (I) van de dammen, bestaande uit een gemiddelde doorsnede (A) × de lengte van de dammen (L), te delen op de uiteindelijke kosten (K) van de dammen:

A = 980,8 $m^2$
L = 3300 m
I = 3.236.640 $m^3$
K = *f* 255 milj.

De totale kosten per kubieke meter bedragen derhalve *f* 78,79/$m^3$. In de analyse zal op deze prijs nader worden ingegaan in samenhang met de prijs van de dammen te Scheveningen en Hoek van Holland.

HOOFDSTUK 5

# SCHEVENINGEN

## § 5.1 Inleiding

De vissershaven van Scheveningen is, in tegenstelling tot de haven van IJmuiden en de in het volgende hoofdstuk te behandelen nieuwe havenmond van Hoek van Holland, geen monding van een druk scheepvaartkanaal of van een rivier. Het biedt geen doorgang voor schepen naar een achterliggend gebied. Het transport vanaf de haven geschiedt geheel over land. Daar de grootte van de vissersboten toenam en tegelijkertijd de omvang van de vissersvloot groeide ontstond ook in Scheveningen halverwege de twintigste eeuw behoefte aan een grotere haveningang.

Ten tijde van de afwerking van de havenmond te IJmuiden, wordt in 1967 gestart met het verlengen van de kleine havendammen van Scheveningen. De havenmond wordt in ongeveer drie jaar tijd bijna probleemloos vergroot. De nieuwe havendammen vertonen zowel overeenkomsten met de dammen te IJmuiden qua onderbouw en lijken qua bovenbouw op de grote dammen bij Hoek van Holland.

## § 5.2 Ontwerp

### § 5.2.1 Oude situatie

De oude haven van Scheveningen dateert uit het begin van deze eeuw. Vele ontwerpen en discussies blijken nodig voordat deze oude buitenhaven gebouwd kan worden. Reeds in 1887 wordt een haven ontworpen voor dieper gaande schepen dan de op dat moment gebruikelijke platbodems, hetgeen een diepte van de haven van NAP -5,70 m betekent. De uitvoering van dit ontwerp blijft echter achterwege door de "in het belang der militaire verdediging te treffen maatregelen", waarmee de bouw van een fort bedoeld wordt, dat de kosten zou verdubbelen. Ook een uniek ontwerp van Jhr. Ortt uit 1895 wordt niet gerealiseerd (fig. 5.1 en fig. 5.2).

De stormvloed van 22 december 1894 brengt veel schade toe aan de hoog tegen de duinen op het strand liggende vissersvloot bestaande uit voornamelijk bomschuiten. Door de storm werd bovendien de duinvoet ernstig beschadigd. De versteviging van de duinen door de aanleg van strandhoofden en een strandmuur heeft tot gevolg dat de platbodems niet meer zoals gebruikelijk op het strand terecht kunnen en voortaan moeten uitwijken naar de havens van Vlaardingen en IJmuiden. Naast schade zorgt de storm echter ook voor een doorgang van de plannen voor uitbreiding van de haven.

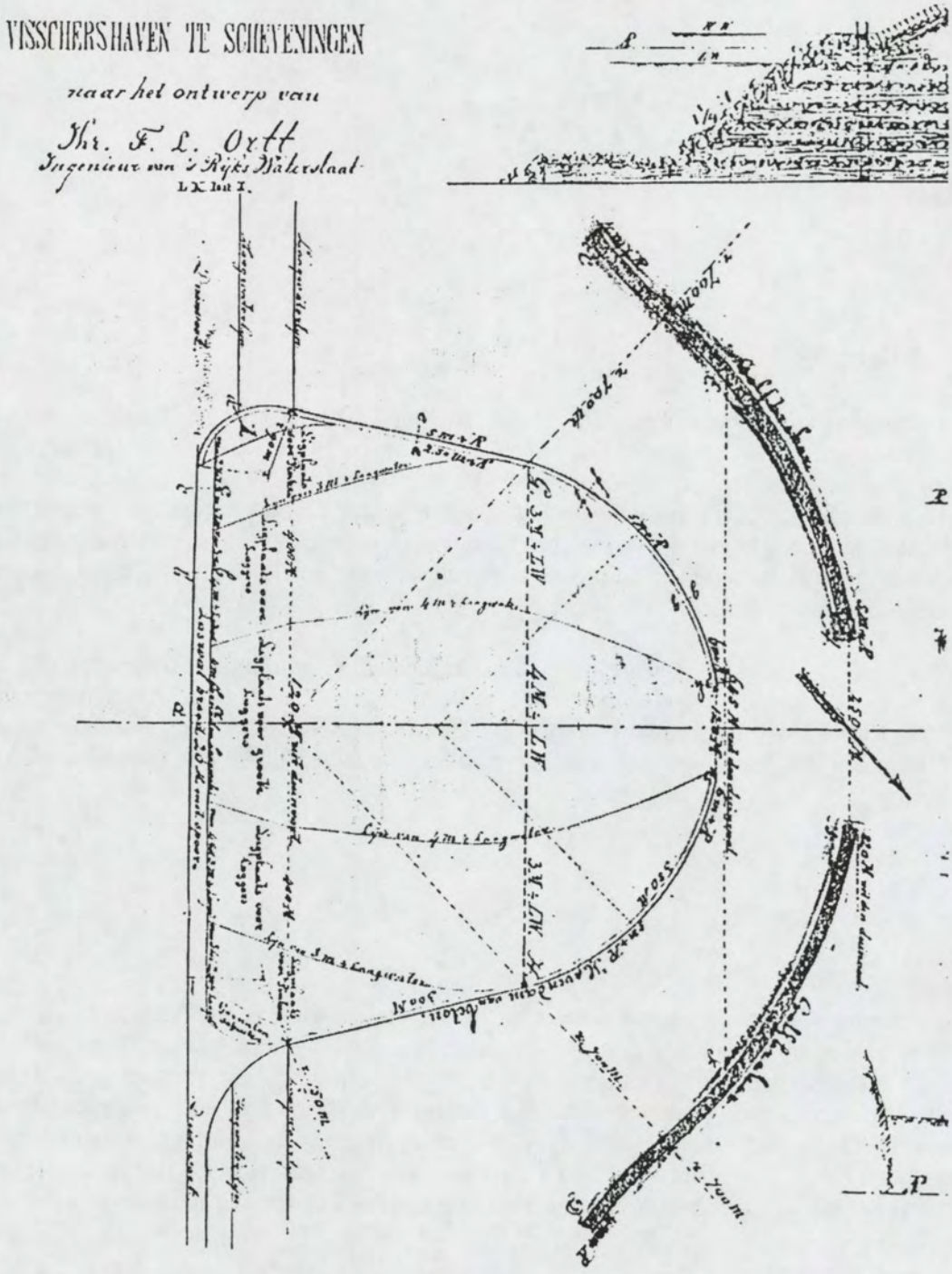



Fig. 5.1 : Niet uitgevoerd ontwerp van F.L. Ortt (1895) [34]

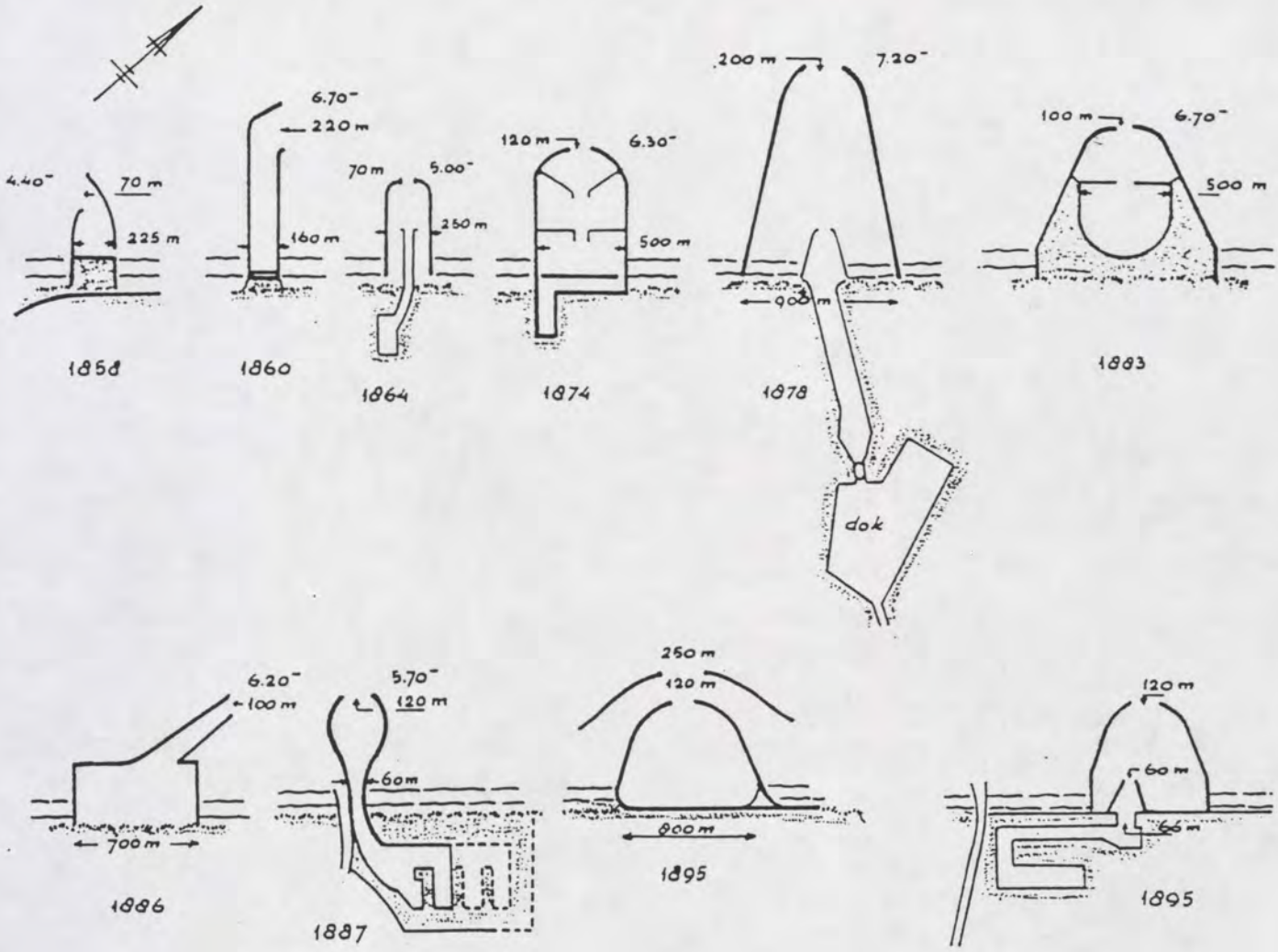



Fig. 5.2 : Verschillende ontwerpen voor de bouw van de oude buitenhaven (1858-1895) [34]

Minister Lely van Waterstaat treedt omstreeks 1897 in overleg met de Minister van Defensie, hetgeen leidt tot het besluit, dat van de bouw van het eerdergenoemde fort kan worden afgezien indien wordt besloten tot de aanleg van een haven met een ondiepe vaargeul van ruim -2 m beneden de gemiddelde zeestand. Deze diepte zou de toegang van vijandelijke oorlogsschepen beletten. Bovendien moeten voldoende maatregelen genomen worden om de haven eventueel onbruikbaar te maken ten tijde van oorlog. Dit ondiepe havencomplex is uitgewerkt en gebouwd tussen 1900 en 1904 (zie fig. 5.3). De buitenhaven is gebouwd door het Rijk en de voor-en binnenhaven door de gemeente.

Deze inmiddels oude buitenhaven van Scheveningen wordt omsloten door twee symmetrische havendammen, die ongeveer 280 m in zee reiken. De breedte van de havenmond bedraagt tussen de uiteinden 130 m. De haven is geschikt voor de tot 1920 gebruikte bomschuiten met een lengte van 17 m en een beladen diepgang van max. 2 m.

De diepte van de voor- en binnenhaven wordt reeds in 1905 aangepast aan de in het begin van deze eeuw gebouwde logger. Deze verdieping tot NAP -3,90 m is echter ook aanleiding tot groter wordende golfbeweging in de buiten- en binnenhaven hetgeen in de jaren dertig

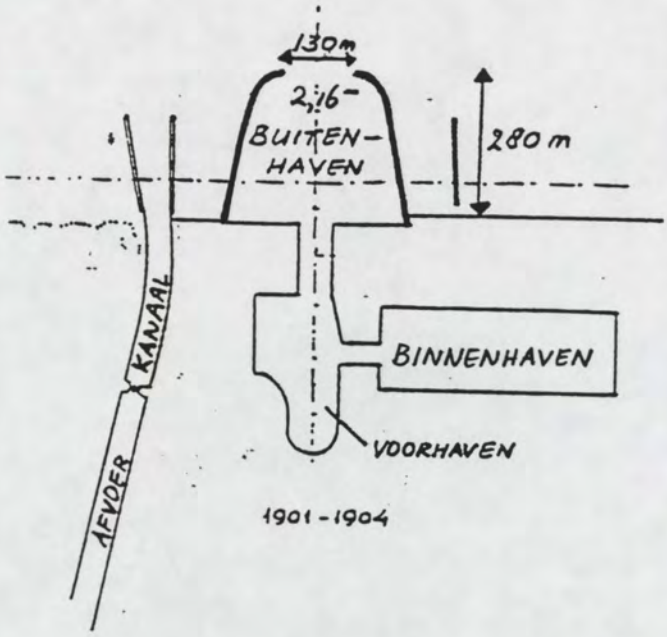



Fig. 5.3 : De nieuwe haven (1901-1904) [34]

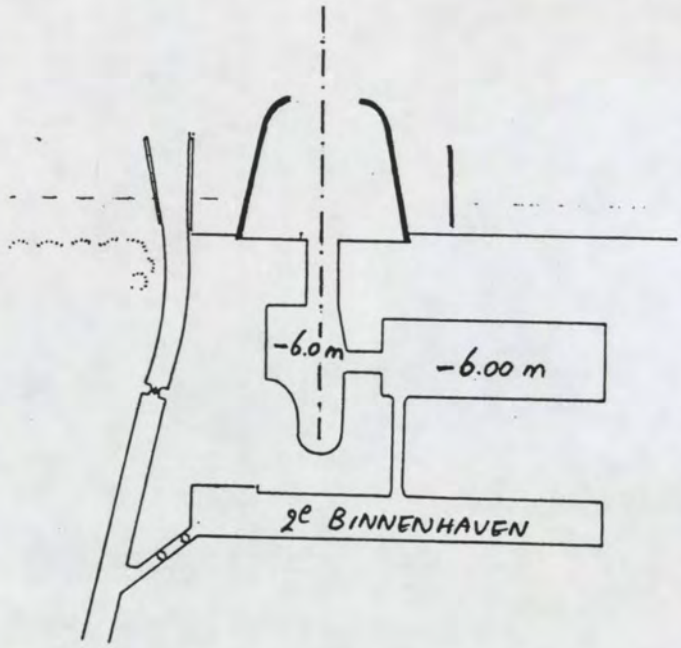



Fig. 5.4 : De tweede binnenhaven (1931) [34]

resulteert in de aanleg van een tweede binnenhaven door de gemeente (zie fig. 5.4).

Door het groter worden van de schepen en hiermede de diepgang, wordt de bevaarbaarheid van de bestaande korte haven, gelegen in de brandingszone steeds moeilijker. De grotere schepen moeten wachten op een hoge waterstand om de haven binnen te kunnen varen. Een verdere verdieping van de haven tot NAP -5 of -6 m is niet mogelijk omdat de oude havendammen te kort zijn. Het uiteinde van de havendammen ligt in het brandingsgebied met zandbanken. In dit ondiepe water is het zand op de bodem niet in rust. Tijdens stormen wordt het zand opgenomen en verplaatst in verschillende richtingen waaronder richting van kust en haventoegang waardoor de schippers tijdens storm nooit zeker zijn van de diepte in de mond.

Het kost door de verplaatsingen van zand grote moeite om de gewenste diepte door baggeren te handhaven, bovendien ligt de fundering van de hoofden te hoog om daar vlak naast een diepere geul te kunnen maken. Eb- en vloedstroom voor de betrekkelijk smalle havenmond, getij, ondieptes en branding maken een veilige vaart in en uit de haven in die tijd vrijwel onmogelijk.

Aan de situatie van de buitenhaven is een halve eeuw na de bouw, afgezien van de verbetering van de vaargeuldiepte in 1947 tot NAP -3,60 m nog niets veranderd. Wel wordt herhaaldelijk aangedrongen op verbetering. In 1922 wordt een wetsontwerp voor de aanleg van een nieuwe buitenhaven ingediend. Dit plan bestaat uit twee verzwaarde strandhoofden, die aan weerszijden van de haven worden doorgetrokken tot ongeveer 450 m uit de strandpalenlijn, tot de aanwezige bodemdiepte van NAP -5,50 m. Deze hoofden zouden worden opgetrokken tot een peil van +1,36 m, terwijl de afstand tussen de koppen 170 m zou bedragen. In de Eerste Kamer wordt dit plan echter uit technisch oogpunt verworpen. Ter verbetering van de situatie wordt in 1931 de eerdergenoemde tweede binnenhaven geopend (zie fig. 5.4).

Een volgend verzoek tot verbetering komt in 1949 maar wordt in 1951 wegens de benarde financiële omstandigheden in die dagen na de oorlog door de regering eveneens verworpen. Van 1958 tot 1960 worden de eerste binnenhaven en de voorhaven verdiept tot NAP -6,00 m hetgeen een reductie van de deiningsgolven in de voorhaven oplevert [34] (zie fig. 5.4).

Toch blijft de haven te klein en te ondiep voor de steeds omvangrijker wordende vissersvloot van Scheveningen. De toenmalige minister van Verkeer en Waterstaat, drs. J.A Bakker, geeft tenslotte op 21 december 1967 toestemming voor verlenging van de bestaande havendammen ter verbetering van de buitenhaven van Scheveningen. Na een overzicht van het ontwerp, met hierin aandacht voor het ontworpen tracé en dwarsprofiel zal in dit hoofdstuk worden ingegaan op de bouw van deze havendammen.

### § 5.2.2 Functies en eisen

De redenen voor de bouw van de nieuwe buitenhaven te Scheveningen worden in een nota van Rijkswaterstaat [36] als volgt opgesomd:

- Door de vergroting van de vissersschepen sinds het begin van deze eeuw is een langere lengte en een grotere diepte nodig, aangezien de schepen onder ongunstige weersomstandigheden met hoge snelheid de haven moeten kunnen binnenvaren.
- De oude havenmond heeft te weinig natuurlijke diepte en is moeilijk te onderhouden
- Er is teveel onrust in de binnenhaven door de te kleine lengte van de oude buitenhaven en door het verticale muurtype van deze havendammen

De eisen waaraan de nieuwe buitenhaven dient te voldoen volgen uit de voornaamste functie: **Het bieden van toegang aan de grotere vissersvaartuigen**. De hiervoor benodigde afmetingen van de havenmond zijn:

- Diepte: De diepgang van het model vissersvaartuig waarmee proeven worden genomen bedraagt 3,85 m aan de voorzijde en 4,85 m aan de achterzijde. De diepte van de haven wordt bepaald op NAP -7 m, met de mogelijkheid dat de haven in de toekomst verdiept kan worden tot NAP -9 m zonder dat de havendammen gewijzigd hoeven te worden.

- Breedte: De minimaal benodigde breedte van de haveningang wordt bepaald op 150 m.

- Lengte: De stopweglengte van de relatief kleine vissersschepen geeft geen aanleiding tot harde eisen met betrekking tot de lengte van de buitenhaven.

Naast de functies golfreductie, stroomgeleiding, zandkering en havenmarkering geldt dat de

dammen te Scheveningen een recreatieve functie te vervullen hebben, zodat de kruin een wandelgelegenheid dient te bieden (tabel 5.1).

| Functie | wel of niet |
|---|---|
| golfbescherming | wel |
| golfreductie | wel |
| stroomgeleiding | wel |
| zandkering | wel |
| markering | wel |
| terrein(grond)kering | niet |
| aanleggelegenheid | niet |
| rijgelegenheid | wel |
| wandelgelegenheid | wel |

Tabel 5.1 : De functies van de dammen

De ontworpen kruinhoogte van de nieuwe havendammen is NAP +4,5 m. Aangezien de golfaanval op de constructie afneemt wanneer de waterstand de kruin heeft bereikt, wordt gewerkt met een maximale golfhoogte [30]. Bij een golfhoogte van $H_s$ = 5 m breken de golven op het talud. Bij de beproeving van het model wordt uitgegaan van het beginsel dat vrijwel geen schade mag optreden, dit houdt in een schade van 1% tot 2% toelaatbaar wordt geacht. Een schade van 2 % wordt toelaatbaar geacht en kan optreden bij een waterstand van +3,0 tot NAP +3,5 m, bij een $H_s$ van 6 - 6,5 m met een periode van ca. 10 sec [36].

Uitgaande van een maximaal toegestane golfhoogte van +0,5 m in de binnenhavens van komt dit volgens modelmetingen overeen met een hoogte van NAP +1 m in de doorgang naar de binnenhaven en 4 m in de mond van de nieuwe haven met een overschrijdingsfrequentie van 1 à 2 uur per jaar. De overschrijdingsfrequentie van een golfhoogte van 1 m in deze zogenaamde tweede doorgang is $1{,}7.10^{-2}$ % t.g.v. golfdoordringing en $3{,}0.10^{-3}$ % t.g.v. golfoverslag. De overschrijdingsfrequentie wanneer beide verschijnselen tegelijkertijd optreden wordt nu $2.10^{-2}$ %, dat is volgens [36] gemiddeld 7 maal per 10 jaar. Zonder de bouw van de nieuwe havendammen zou dit $8{,}3.10^{-2}$ %, ongeveer 3 maal per jaar [36].

### § 5.2.3 Onderzoek

Voor het ontwerp en de bouw van de havendammen is niet bijzonder veel onderzoek verricht. Het onderzoek kon worden beperkt door gebruik te maken van modelonderzoeken en praktijkervaringen van de havendammen te IJmuiden en Hoek van Holland.
In de waterloopkundige laboratoria worden ten behoeve van het ontwerp drie modelonderzoeken verricht met:

- een transportmodel
- een diffractiemodel
- een wind- of golfgootmodel

Naast deze proeven worden in het Nederlands Scheepsbouwkundig Proefstation te Wageningen de nautische problemen onderzocht. Lichtschepen, de golfpaal bij Katwijk en het K.N.M.I. zorgen voor de gegevens voor de modellen, hoewel er ook nog ter plaatste gemeten dient te worden. Bij de woning van Rijkswaterstaat aan de Strandweg te Scheveningen is een radarapparaat opgesteld waarmee tijdens storm foto's worden gemaakt. Daarmee worden eveneens golfgegevens verzameld. De gegevens over de getijstromen zijn ondermeer gemeten in 1962 door een vloot van 15 meetschepen [33]. Ook wordt gebruik gemaakt van de waarnemingen van het lichtschip Goeree, dat gedurende de jaren 1949 t/m 1953 eens per drie uur een waarneming nam, hetgeen neerkomt op een totaal van bijna 14.000 waarnemingen.

Naast onderzoek naar golven en stroming is de bodemgesteldheid onderzocht. Uit een 13-tal boringen en een 21-tal sonderingen blijkt dat het gehele bouwgebied van de dammen in hoofdzaak bestaat uit zand, waarin onregelmatige enkele kleilaagjes voorkomen. Deze kleilaagjes zijn hoogstens 10 cm dik. Tot het niveau van NAP -14 m bezitten de lagen over het algemeen slechts matige vastheden, met uitzondering van een enige meters dikke laag, vlak onder de zeebodem. Deze laag, met een hoge sondeerwaarde strekt zich uit tot 500 m uit de kust, gemeten vanaf de rijksstrandpalenlijn. Zeewaarts is deze laag geheel of gedeeltelijk afwezig. Indien bij de aanleg gebruik zal worden gemaakt van hefeilanden, zullen de poten in het gebied buiten de 500 m lijn ca. 13 tot 14 m in de zeebodem doordrukken.

### § 5.2.4 Tracé van de havendammen

De verschillende alternatieve tracés die in de waterloopkundige laboratoria worden onderzocht variëren ten opzichte van de nieuwe vaarrichting van schepen. Deze vaarrichting wordt bepaald op 326°, dit is 15° noordelijker dan de huidige route die loodrecht op de kust gericht is. De richting van deze vaarlijn wordt bepaald door het overheersende golf- en stroombeeld en de bodemdiepte ter plaatse van de koppen van de havendammen.

**Uitwerking tracé**

*Vorm:* De nieuwe vorm van de haven is asymmetrisch; de zuiderhavendam is langer dan de noorderhavendam hetgeen gunstig is voor het resulterende zandtransport en de getijdestromen (fig. 5.5). Rekening houdend met de overheersende golven uit ZW-richting laat de vorm een betrekkelijk nauwe havenmond toe, zodat de golfbeweging in de buitenhaven beperkt wordt. De haven wordt tevens beschermd tegen de hoge golven uit de WNW-richting. Het wordt nodig geacht om de oude mond tezijnertijd te versmallen tot 100 m, door uitbouw van de oude Zuiderdam en afbraak van een gedeelte van de oude Noorderdam.

De vorm van de Zuiderdam is vrij gestrekt en dus goedkoop ontworpen. De Noorderdam heeft een duidelijke knik die dient om de ebstroom voorbij de kop van de Zuiderdam te leiden. De beide dammen worden aangesloten op de oude dammen nabij de afbuiging van deze dammen.

*Lengte:* Noorderdam: 400 m
Zuiderdam : 650 m

Aangezien de haven een diepte van NAP -7 m krijgt, verdient een uitbouw van de dammen tot de NAP -7 m dieptelijn de voorkeur [30]. Bij een lengte van 650 m blijkt de kop van de Zuiderdam buiten het brandingsgebied te liggen hetgeen gunstig is in verband met eventuele aanzanding. De Noorderdam kan 150 m minder ver worden uitgebouwd. Hoewel voor een

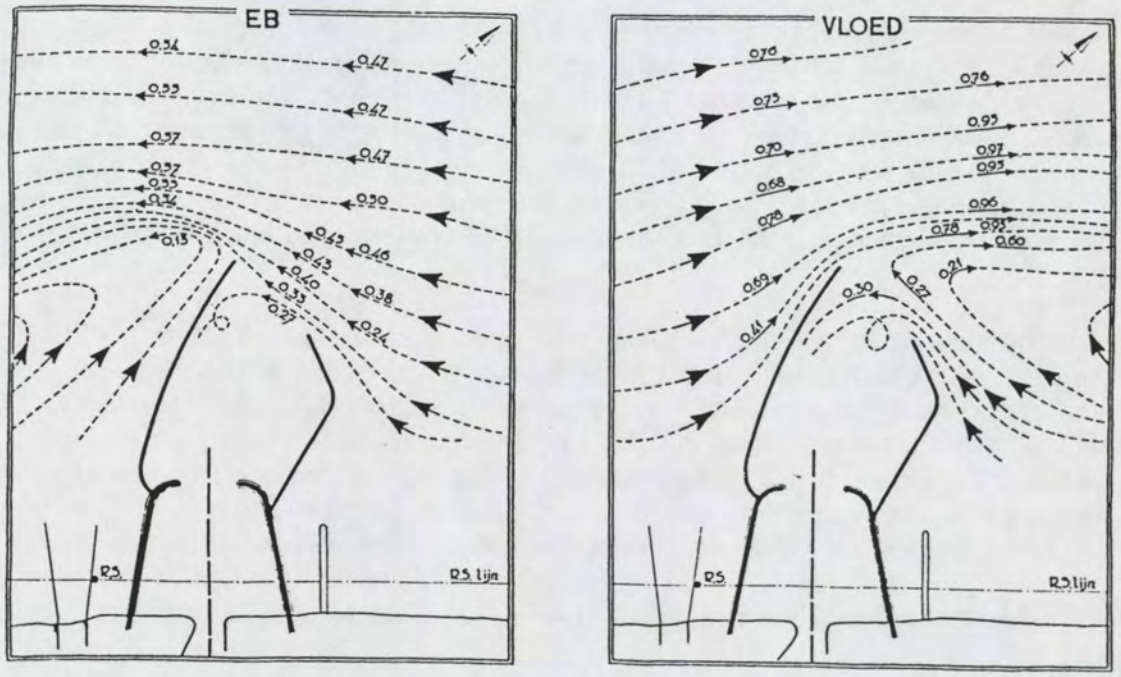



Fig. 5.5 : Getijstroming langs de dammen [36]

grotere golfdempende functie de dammen langer in zee uitgebouwd dienen te worden is hier niet voor gekozen aangezien dit naast een verslechtering van de bevaarbaarheid van de havenmond hogere constructie- en onderhoudskosten tot gevolg heeft.

*Breedte van haveningang:* 150 m op zeeniveau
110 m op - 7 m

De oude havenmond heeft slechts een breedte van 130 m op het zeeniveau en is 75 m breed op NAP -4,5 m. Voor de te verwachten vissersschepen zal de nieuwe mond breder moeten worden. Er was als eis gesteld een breedte van 150 m op zeeniveau. Een breedte van 110 m op NAP -7 m blijkt aanvaardbaar. De afstand tussen de uiteinden van de oude havendammen zal worden verkleind tot 100 m op zeeniveau en 73 m op NAP -7 m, hetgeen een maximaal effect heeft op de golfdemping in de haven. De versmalling kan worden gerealiseerd door uitbouw van de oude Zuiderdam. Dit blijkt na onderzoek naar de uitvoering niet te zijn gebeurd; de uiteinden van de oude dammen zijn onveranderd gebleven.

Fig. 5.6 geeft een beeld van het tracé in de nieuwe situatie met hierin aangegeven de nieuwe vaarlijn.

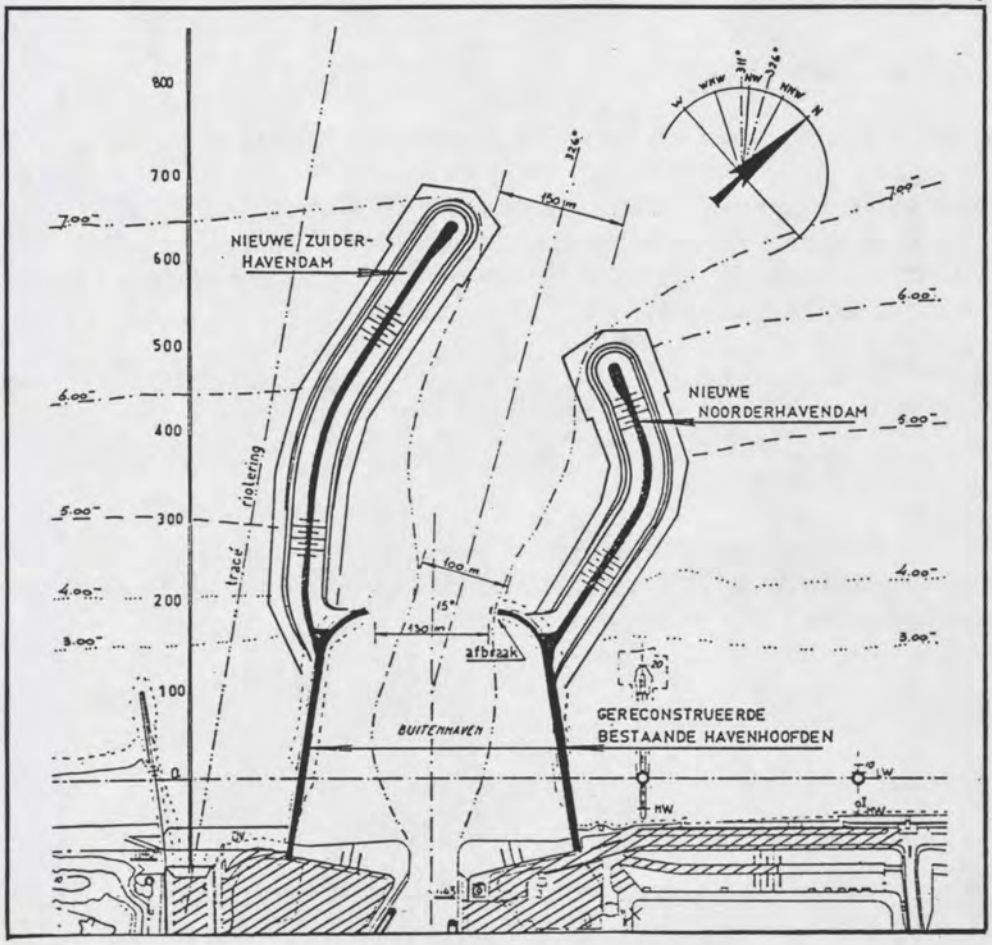



Fig. 5.6 : Het ontworpen tracé met de nieuwe vaarrichting

## § 5.2.5 Dwarsdoorsnede

### Keuze tussen verschillende damtypes

Ter bepaling van de geschikte dwarsdoorsnede zijn in het Waterloopkundig Laboratorium zijn verschillende profielen vergeleken. Tevens is van verschillende types een kostenraming gemaakt [31]. Van caissons worden *"de kosten niet zodanig laag gevonden dat het verantwoord wordt geacht de grotere risico's in de uitvoering te aanvaarden"*. Ook bij profielen met gepenetreerde steen worden problemen aangaande uitvoering en duurzaamheid verwacht zodat een constructie opgebouwd uit losse elementen de voorkeur verdient terwijl deze eigenlijk duurder is volgens de "kostprijs" berekening (zie ook § 5.5).
Nadat deze keuze is gemaakt wordt het dwarsprofiel uitgewerkt. De doorsnedes die in het Waterloopkundig Laboratorium zijn onderzocht bestaan uit een door aanzetkades (schouders) gesteunde kern van breuksteen. De bekleding van de kern bestaat in het onderzoek uit:

- blokken van zware beton
- steenasfalt

In een nota [36] betreffende de toepassing van steenasfalt bij Scheveningen wordt gesteld dat

*"een bekleding met steenasfalt in het huidige stadium van ontwikkeling en onderzoek van dit materiaal, niet kan worden aanbevolen"*. Ook de ervaringen met een kern van steenasfalt worden te beperkt gevonden om toe te passen bij de nieuwe havendammen. Gekozen wordt derhalve voor een stortstenen dam bekleed met kubussen van zware beton, nadat men besloten heeft geen akmons toe te passen.

**Hoogte van de kruin**

Na een serie overslagproeven en berekeningen met dammen bekleed met asfalt en blokken blijkt dat bij de kritische golfhoogte van 1 m in de tweede doorgang van de buitenhaven:

- een blokken dam met een kruinhoogte van NAP +4,5 m geschikt is
- de frequentie van onrust bij eventuele overslag betrekkelijk gering is
- de totale overschrijdingsfrequentie van onrust $2.10^{-2}$ zal bedragen, gemiddeld 1,75 uur per jaar hetgeen aanvaardbaar wordt gevonden

De hoogte van de berijdbare, uit een betonlichaam bestaande kruin wordt uiteindelijk bepaald op NAP +4,5 m.

**Uitwerking dwarsprofiel**

Het tracé van de havendammen kent twee verschillende gedeeltes. Het dwarsprofiel is verschillend op de twee trajecten a en b (zie fig. 5.7): het ondiepe gedeelte a) tot de NAP -5 m dieptelijn en het in dieper water gelegen gedeelte b).

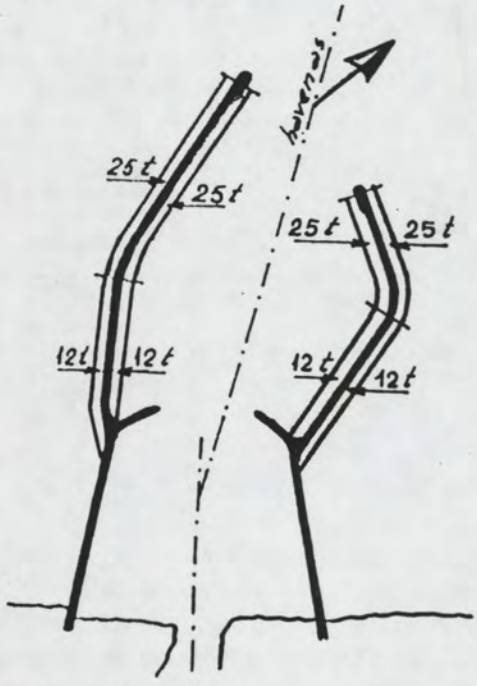



Fig. 5.7 : De trajecten a) en b) met verschillende doorsnedes [36]

Achtereenvolgens bestaat het dwarsprofiel van de nieuwe havendammen te Schevenigen uit:

- *Zinkstukken en grind*

  Om de stabiliteit van de teen van de dam te verzekeren wordt de zandbodem tot een

breedte van ongeveer 10 m buiten de teen afgedekt met een zinkstuk zodat het uittreden van zand wordt belet. In het hart van de dam wordt het zinkstuk vervangen door een bestorting van een laag grind hetgeen kostenbesparend is. De onderkant van het zinkstuk sluit aan op de zinkstukken bij de bestaande dammen.

- *Kern*

De kern van de dam bestaat uit breuksteen van 300-1000 kg/stuk. In de laboratoria wordt de toegestane steenhelling bepaald op 1:1,5. Dit is twee maal zo steil als bij eerdere onderzoekingen werd aangenomen. De kruinbreedte van de kern op NAP +1 m wordt bepaald door de breedte van de rijbaan (7 m) met aan weerszijden twee blokken zodat de totale kruinbreedte ca. 15 m betreft.

- *Aanzetkades*

Als fundering voor de taludbekleding van betonblokken en als steun voor de kern worden aan de zee- en havenzijde aanzetkades gebouwd. Deze aanzetkade bestaat bij profiel a uit stenen van hetzelfde formaat als de kern (0,3 - 1 ton/stuk) en heeft een hoogte tot NAP -3,5 m. De aanzetkade van het meer zeewaarts gelegen profiel b bestaat uit steen van 1 - 6 ton/stuk tot hetzelfde peil.

- *Bekledingslaag*

De buitenste laag van de dammen is nauwkeurig bestudeerd. Na modelonderzoek wordt besloten tot (zie fig. 5.8):
- 2 soorten betondichtheden van 2500 kg/m$^3$ en 2800 kg/m$^3$ toe te passen voor betonnen kubussen met
- tenminste 3 verschillende blokgewichten, 7 ton, 15 ton en 20 ton terwijl mogelijk een vierde blokgewicht van 30 ton aan de koppen moet worden toegepast en
- 1 betonplaat met een normale betondichtheid

De betonblokken zouden als volgt worden verdeeld over de verschillende trajecten a) en b) van de dammen:

- Profiel a heeft aan zeezijde een dubbele bekleding van betonblokken met een dichtheid van 2500 kg/m$^3$ en een gewicht van 15 ton. Deze laag loopt tot de bovenzijde van de kruin. De havenzijde is bekleed met blokken van 7 ton en een dichtheid van 2800 kg/m$^3$, die worden opgetrokken tot het niveau van NAP +1 m. Op deze hoogte, dus net boven de gemiddelde zeestand, worden de blokken afgedekt met een betonplaat lang 4 m, breed 4 m en dik 1 m met een dichtheid van 2200 kg/m$^3$. Deze plaat zal dienen ter bescherming van het talud tegen golfoverslag.
- Profiel b is het gedeelte met een dieper voorland. Het bestaat uit een dubbele betonnen bekledingslaag die symmetrisch is aan beide zijden van de dam. De betonblokken hebben een gewicht van 20 ton en een dichtheid van 2800 kg/m$^3$.

Men besluit echter in begin 1967 dat een dergelijke variëteit zowel tijdens de bouw als voor het toekomstige onderhoud, niet ideaal is. Er wordt na verder onderzoek meer eenheid verkregen in de damsecties, blokgedeelten e.d. zodat een vereenvoudigde uitvoering wordt gewaarborgd. Er wordt voor de dammen slechts één betondichtheid gebruikt van 2650 kg/m$^3$ voor alle blokken. Deze dichtheid wordt verkregen door toevoeging van basaltsteenslag aan het beton. De blokgewichten en

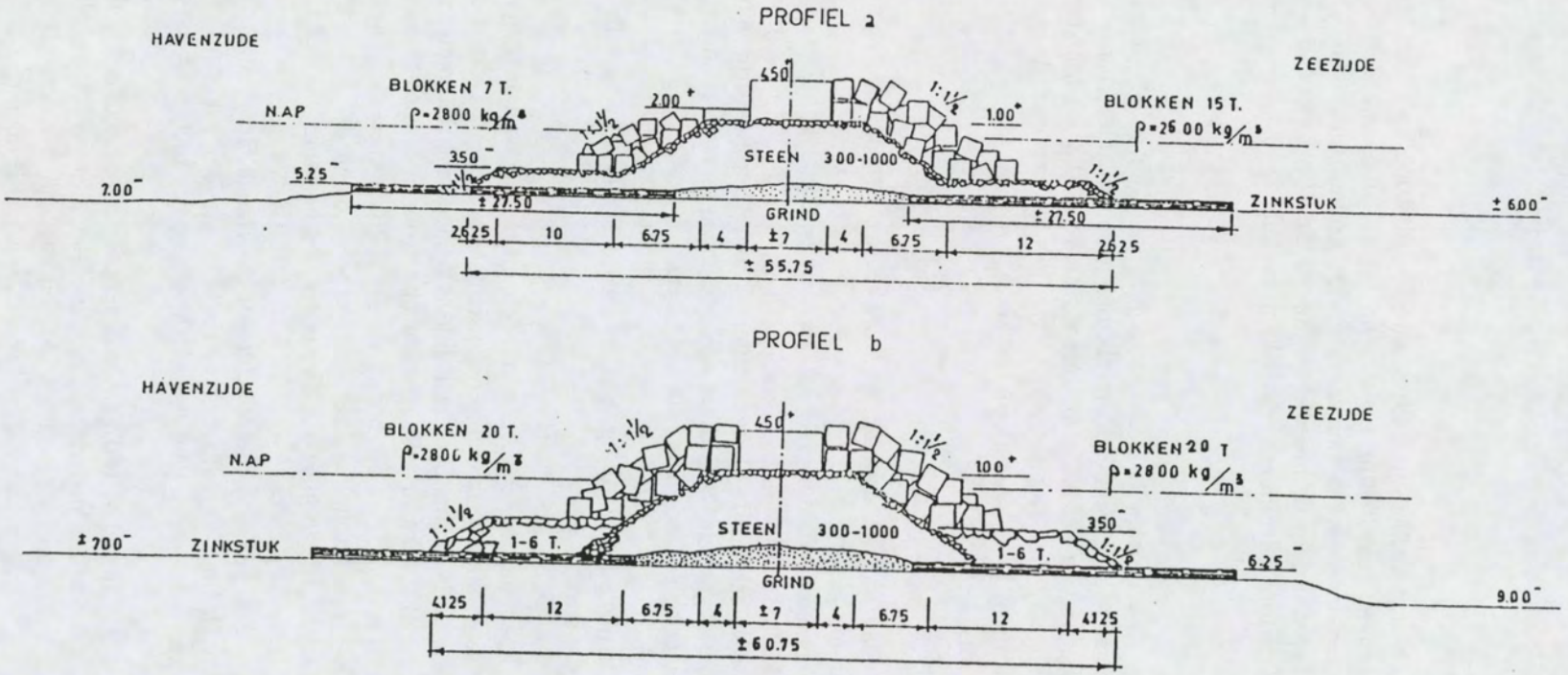



Fig 5.8 : Voorlopige ontwerp dwarsprofielen [36]

afmetingen worden via een kromme afgeleid van de gewichten uit het modelonderzoek. (zie bijlage 10 voor grafiek):

20 ton met 2800 kg/m$^3$ wordt 25 ton met 2650 kg/m$^3$
15 ton met 2500 kg/m$^3$ wordt 12 ton met 2650 kg/m$^3$
7 ton met 2800 kg/m$^3$ wordt 9 ton met 2650 kg/m$^3$

De 7 tons blokken zouden alleen gebruikt worden bij toepassing van een betonplaat. Deze komt bij nader onderzoek echter te vervallen in verband met mogelijke problemen bij de uitvoering. De uiteindelijk gekozen blokken hebben blokgewichten van 12 en 25 ton. Deze hebben ribben van resp. 1,65 m en 2,1 m. In verband met de werkbaarheid van het materieel wordt gesteld dat het totaalgewicht van 25 ton niet mag worden overschreden.

**Uiteindelijk wordt dus besloten tot een bekleding van betonnen blokken met een soortelijk gewicht van 2650 kg/m$^3$. De blokken hebben een individueel gewicht van 12 ton op de ondiepere gedeeltes en 25 ton op het dieper gelegen deel van de dammen (zie fig. 5.9). Ook worden er blokken met een gat op de dammen geplaatst om de weerstand van de bekledingslaag te verhogen en meer energie te absorberen. Deze zgn. "Stolk" blokken worden verondersteld ook een gewicht van 25 ton (2650 kg/m$^3$) te hebben. Daar deze blokken echter dezelfde afmetingen bezitten als de reguliere blokken dient rekening gehouden te worden met een lager individueel gewicht.**

- *Kruinconstructie*

Het betonnen kruinelement wordt op de kern geplaatst op NAP +1 m en loopt tot NAP +4,5 m. Het wordt aan zee- en aan havenzijde ingeklemd door een horizontale rij van tenminste twee betonkubussen naast en op elkaar. De breedte van het kruinelement wordt bepaald door de rij- en werkbreedte van de kraan waarmee het gehele werk of een gedeelte ervan zal worden uitgevoerd. Op de kruin wordt een weg geprojecteerd met een breedte van tenminste 6 m, zodat het element 7 m breed wordt. Het profiel is I-vormig met een hoogte van 3,2 m en een lengte van 2,5 m. De uiteinden van de havendammen zullen in verband met de noodzaak aan voldoende keerruimte en ruimte voor lichten worden verbreed [32].

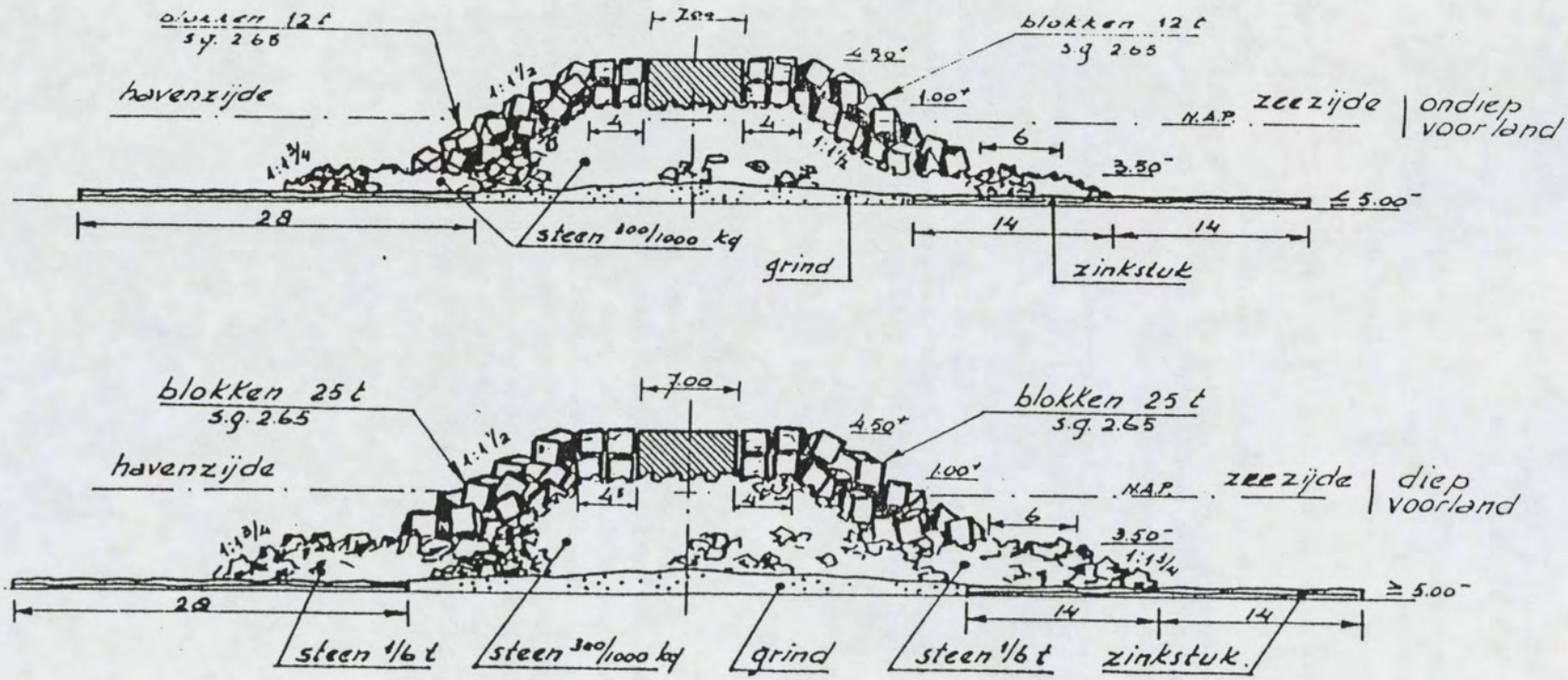



Fig. 5.9 : Uiteindelijke ontwerp van dwarsprofielen [36]

## § 5.3 Uitvoering

### § 5.3.1 Principe van de uitvoering

De werken voor de uitbreiding van de havenmond te Scheveningen zijn qua omvang en omstandigheden van geheel andere aard dan die voor de verbetering van de havenmonden van IJmuiden en Hoek van Holland. Dit is grotendeels het gevolg van de omstandigheden. Zowel de relatief hoge dammen te IJmuiden (NAP +4.00 m) als de lagere dammen te Hoek van Holland (NAP +2.00 m) zijn grotendeels geprojecteerd in diep water, terwijl de dammen te Scheveningen gebouwd moeten worden in relatief ondiep water. De nieuwe havendammen, die aansluiten op de vrij korte bestaande dammen, worden uitgebouwd tot buiten de brandingszone in ondiep water hetgeen inhoudt dat twee derde deel gebouwd wordt op een diepte de zeebodem variërend van NAP -4.00 tot -5.00 m, terwijl de uiteinden van de dammen tussen NAP -6.00 en -7.00 zijn geprojecteerd.

De onderbouw van de havendammen geschiedt op dezelfde wijze als bij IJmuiden met behulp van onderlossers vanaf het water. Er is gekozen voor een uitbouw van de bovenbouw over de kop met behulp van mobiele kranen op de dammen waarbij de uitbouw van de Zuiderdam ca. 200 m dient voor te lopen op de Noorderdam om te vermijden dat de stroomovergang van gebied met veel stroming naar een gebied met weinig of geen stroom te abrupt is [31]. Een andere uitvoeringsrandvoorwaarde is dat de haven tijdens de bouwperiode bruikbaar moet blijven voor de scheepvaart.

**Tijdsplanning**

Tijdens de ontwerpfase wordt uitgegaan van een realisatie van de havendammen in twee jaar. Een planning in 1967 stelt een bouw in twee jaar voor met een half jaar voor de voorbereiding en ongeveer één jaar voor de afwerking [36]. Deze tijdsplanning blijkt redelijk overeen te komen met het werkelijk uitgevoerde tijdsschema. De uitbouw blijkt zelfs gunstiger te verlopen door het zeer goede weer. In december 1967 wordt door de toenmalige minister van V & W, drs. J.A. Bakker opdracht gegeven tot vernieuwing van de buitenhaven.
In 1968 is de werkelijke start van de voorbereidende werkzaamheden, terwijl in jan.1969 de bouw van de dammen wordt aanbesteed. Nadat in juli 1969 gestart wordt met de bovenbouw van de Zuiderdam wordt in maart 1970 begonnen met de bovenbouw van de Noorderdam. De Zuiderdam is in ruwbouw gereed in maart 1970 terwijl tegen het einde van datzelfde jaar is de Noorderdam gereed. Op 21 mei 1970 wordt de nieuwe buitenhaven feestelijk geopend (zie tijdschema tabel 5.2).

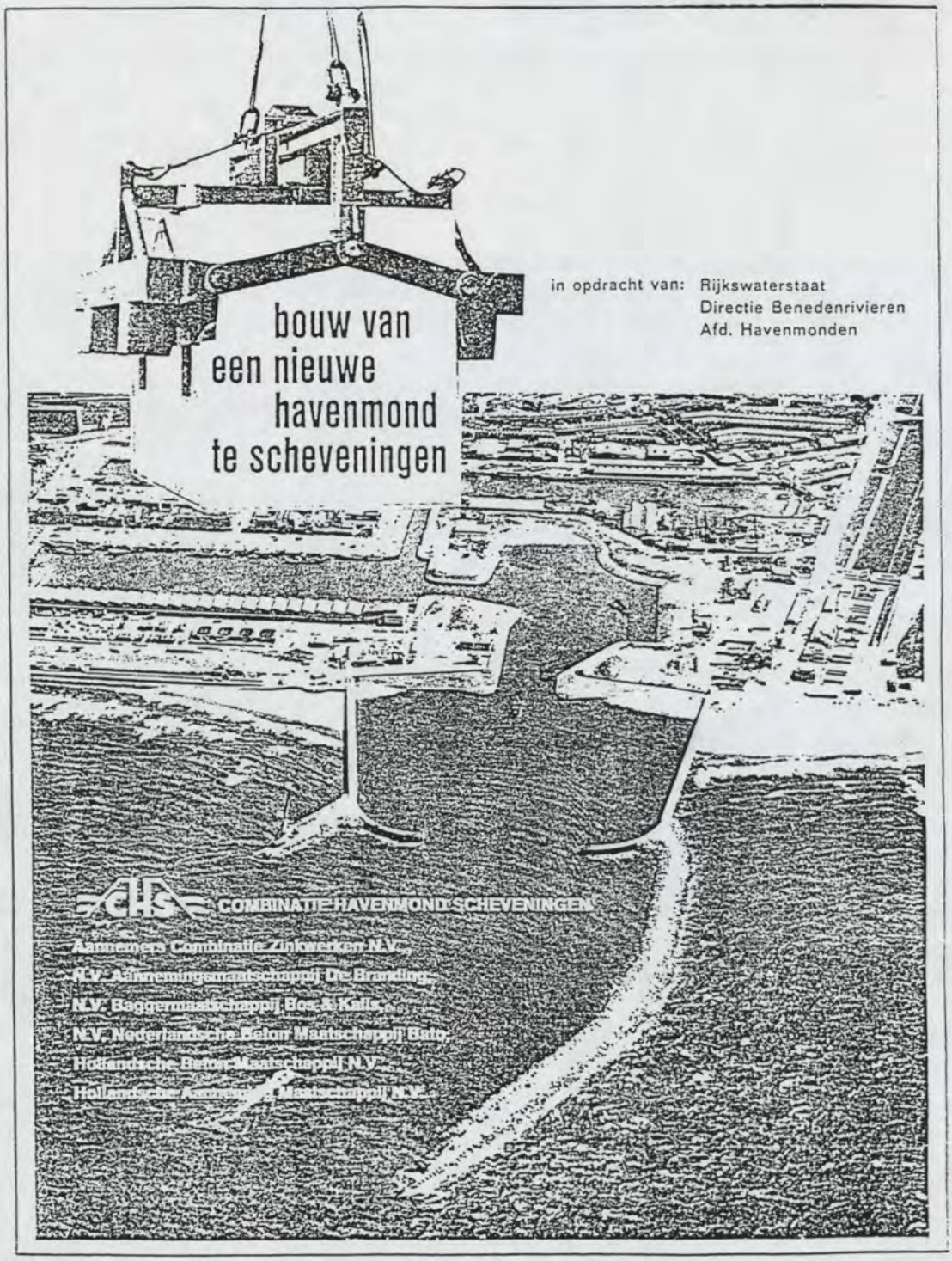



Fig. 5.10 : De Combinatie Havenmond Scheveningen [35]

| Jaar | Planning 1967 | Werkelijkheid |
|---|---|---|
| 1967 | voorbereidende werkzaamheden zoals inrichten werkterrein<br>reconstructie oude dammen | ontwerpfase |
| 1968 | uitbouw Zuiderdam<br>fabricage van betonblokken en betonnen kruinelementen<br>aanvoer en verwerken van steen en grind<br>restant zinkwerk | start voorbereidende werkzaamheden<br>aanvoer van materialen<br>start onderbouw Zuiderdam |
| 1969 | uitbouw Noorderdam<br>fabricage van betonblokken en elementen<br>aanvoer en verwerken van steen | restant zinkwerk en grind<br>start bovenbouw Zuiderdam<br>onderbouw Noorderdam |
| 1970 | dammen in ruwbouw gereed<br>afwerking | start bovenbouw Noorderdam<br>dammen gereed einde '70 |
| 1971 | --- | afwerking |

Tabel 5.2 : Tijdsschema

### § 5.3.2 Organisatie

De uitvoering geschiedt onder supervisie van de afdeling Havenmonden van de directie Benedenrivieren van de Rijkswaterstaat. Deze directie heeft ook de leiding bij de bouw van de havendammen te Hoek van Holland. Hoofd van de afdeling op het moment van de start van de dammen is ir. Ferguson, terwijl A.Roos verantwoordelijk is voor de uitvoering van de dammen te Scheveningen.

De uitvoering van de dammen wordt op 7 januari 1969 gegund aan een aantal aannemers verenigd in de aannemerscombinatie Scheveningen (CHS). Deze combinatie van aannemers zal zowel de bovenbouw als de onderbouw van de dammen uitvoeren (zie fig. 5.10). De zes verschillende vennootschappen die hierin participeren zijn:

Aannemers Combinatie Zinkwerken n.v.
Aannemingsmaatschappij De Branding n.v.
Baggermaatschappij Bos en Kalis n.v.
Nederlandse Beton Maatschappij Bato n.v.
Hollandsche Beton Maatschappij n.v.
Hollandsche Aanneming Maatschappij n.v.

### § 5.3.3 Materiaal

De materialen voor de dammen van Scheveningen komen, afgezien van de bekledingslaag, grotendeels overeen met de materialen die bij IJmuiden zijn gebruikt (tabel 5.3). Ook bij Scheveningen zijn zinkstukken, grind en steen toegepast. Toch is er één duidelijk verschil:

**In IJmuiden ligt onder de laag betonblokken de dikke laag steenasfalt. De betonblokken bleken na de oplevering noodzakelijk, terwijl in Scheveningen de betonblokken in het ontwerp bepaald worden.** Het materiaal wordt door het Rijk aan de aannemers ter beschikking gesteld met uitzondering van het steen en grind dat nodig is voor de zinkstukken en voor de toeslagstoffen voor beton.

| Materiaal | Hoeveelheid (ton) gepland | werkelijk | Oorsprong | Vervoer |
|---|---|---|---|---|
| zinkstuk | 55.000 $m^2$ | 48.733 $m^2$ | rolzate | slepen en afzinken |
| grof grind | 30.000 | 19.736 | Limburg | per onder- en oplosser vanaf Hoek van Holland |
| steen: 0,3 - 1 ton/stuk | 300.000 | 243.114 | België en Noorwegen | |
| steen: 1 - 6 ton/stuk | 35.000 | 28.262 | België en Noorwegen | |
| betonblokken: 12 ton | 5.980 stuks | 6.170 stuks | Produktie op het werkterrein | |
| 25 ton | 4.350 stuks | 4.250 stuks | | |
| 25 ton Stolk | 2.300 stuks | 2.300 stuks | | |
| 28 ton | 50 stuks | 50 stuks | | |

Tabel 5.3 : Materialen

### Zinkstukken

De traditionele zinkstukken zijn zoals ook bij IJmuiden, opgebouwd uit 2 lagen rijshout en 1 laag riet en worden op het werkterrein met behulp van een rolzate gemaakt. Er zijn minder zinkstukken nodig dan gepland omdat de reserve hoeveelheid niet wordt gebruikt.

### Steen en grind

Het grind is afkomstig uit Limburg en wordt met binnenschepen vervoerd naar Hoek van Holland. Een geringere laagdikte en minder verliezen zorgt voor een geringere hoeveelheid grind. In Scheveningen is om de havendammen slechts een beperkte ruimte voor werkterreinen. Er wordt derhalve gebruik gemaakt van de ruimere opslagterreinen te Hoek van Holland. De aanvoer van steen uit België en Noorwegen vindt plaats per schip en trein naar Hoek van Holland waar het wordt gelost op het opslagterrein.

Per onder- en oplossers wordt het over de Noordzee naar Scheveningen vervoerd. De helft van deze steen wordt opgeslagen aan de wal op het terrein te Scheveningen en de andere helft wordt direct gestort in de dammen. De steen op de terrein wordt over de dam in het werk gebracht. De gebruikte hoeveelheid steen voor de kern van 0,3 tot 1 ton/stuk, is minder dan gepland omdat er een hogere bodemligging blijkt te zijn dan aanvankelijk is aangenomen terwijl er van de grotere stenen van 1-6 ton/stuk minder verloren is gegaan

tijdens de uitvoering.

**Betonblokken**

De bekledingslaag bestaat uit totaal 12.770 blokken variërend in gewicht van 12 ton tot 28 ton. De geplaatste hoeveelheden blokken komen bijna geheel overeen met de geplande aantallen. Er blijken in totaal slechts 330 blokken meer geplaatst te zijn. Dit betrof vooral de lichtere blokken van 12 ton.

### § 5.3.4 Materieel

Van het grote materieel dat bij IJmuiden is gebruikt zijn zowel de onder- en oplossers, als de kraanhefeilanden in principe voor de uitbouw van de dammen te gebruiken. In 1967 zijn de globale hoeveelheden van de te verwerken constructiematerialen bekend zodat de afweging voor het verwerkingsmaterieel kan worden gemaakt. In een uitgebreide afweging met tijdschema's zijn verschillende combinaties A t/m F van materieel opgenomen (zie fig. 5.11). Hieruit blijkt dat het gebruik van de hefeilanden in beginsel een optie is. In het volgende wordt nader ingegaan op de afweging en de uiteindelijke keuze van het materieel.

- **Kranen of kraanhefeilanden**

  In 1967 is er bij Scheveningen sprake van het inzetten van de kraanhefeilanden Lepelaar en Kraanvogel. *"Deze kunnen echter niet direct worden gebruikt omdat de waterdiepte voor de oude haven te gering is. De eilanden kunnen daar niet worden geplaatst. De eerste damgedeelten moeten daarom worden gemaakt met een zware mobiele kraan op de kruin van de dam. Ongeveer bij de bocht van de beide dammen zullen de kraaneilanden, die drie maal zo snel werken, deze bouw kunnen overnemen"*[31].

  Het type mobiele kraan dat bij dit werk ingezet kan worden is geen gangbaar materieel. Naast het hijsen van de zware betonblokken en kruinelementen dient in verband met de uitbouw over de kop ook de reikwijdte van de kraangiek groot te zijn. (De kraan dient 25 ton op een afstand van 24 m te kunnen dragen). Er wordt onderzocht of dergelijke kranen ergens in Europa voor het werk te huur zijn. Indien dit niet het geval is dient een nieuwe kraan te worden gebouwd (bouwtijd van 8 maanden). De kosten voor aankoop van een nieuwe kraan zouden ca. *f* 1.000.000,- bedragen.

  Één mobiele kraan (A) is niet voldoende evenals een kraan en een zijlosser (C) omdat dit materieel de dammen niet voor 1970 kan voltooien hetgeen als streefdatum voor het voltooien van het werk wordt aangehouden. Een kraan wordt wèl voldoende geacht als naderhand wordt gewerkt met de beide kraanhefeilanden uit IJmuiden (E). Wanneer dit niet het geval is moeten de twee dammen gelijktijdig gebouwd worden, waarbij de Noorderdam om hydraulische redenen 250 m achter loopt bij de Zuiderdam. De bouwtijd zonder kraanhefeilanden zal enige maanden langer zijn dan met inzet van de het IJmuidense materieel (B).

  Indien wordt aangehouden dat de kraanhefeilanden zo snel mogelijk worden ingezet, dus direct nadat 250 m van de Zuiderdam is voltooid, blijkt na onderzoek dat deze eilanden te snel werken (drie keer zo snel als de kranen). De kraanhefeilanden kunnen de Zuiderdam in een dusdanig korte tijd voltooien dat ze vervolgens ca. 4 maanden moeten wachten op de start van de uitbouw van de Noorderdam (E en F). **Het wordt beter geacht de kraanhefeilanden enige maanden later in te zetten zodat *"continuïteit wordt verkregen***

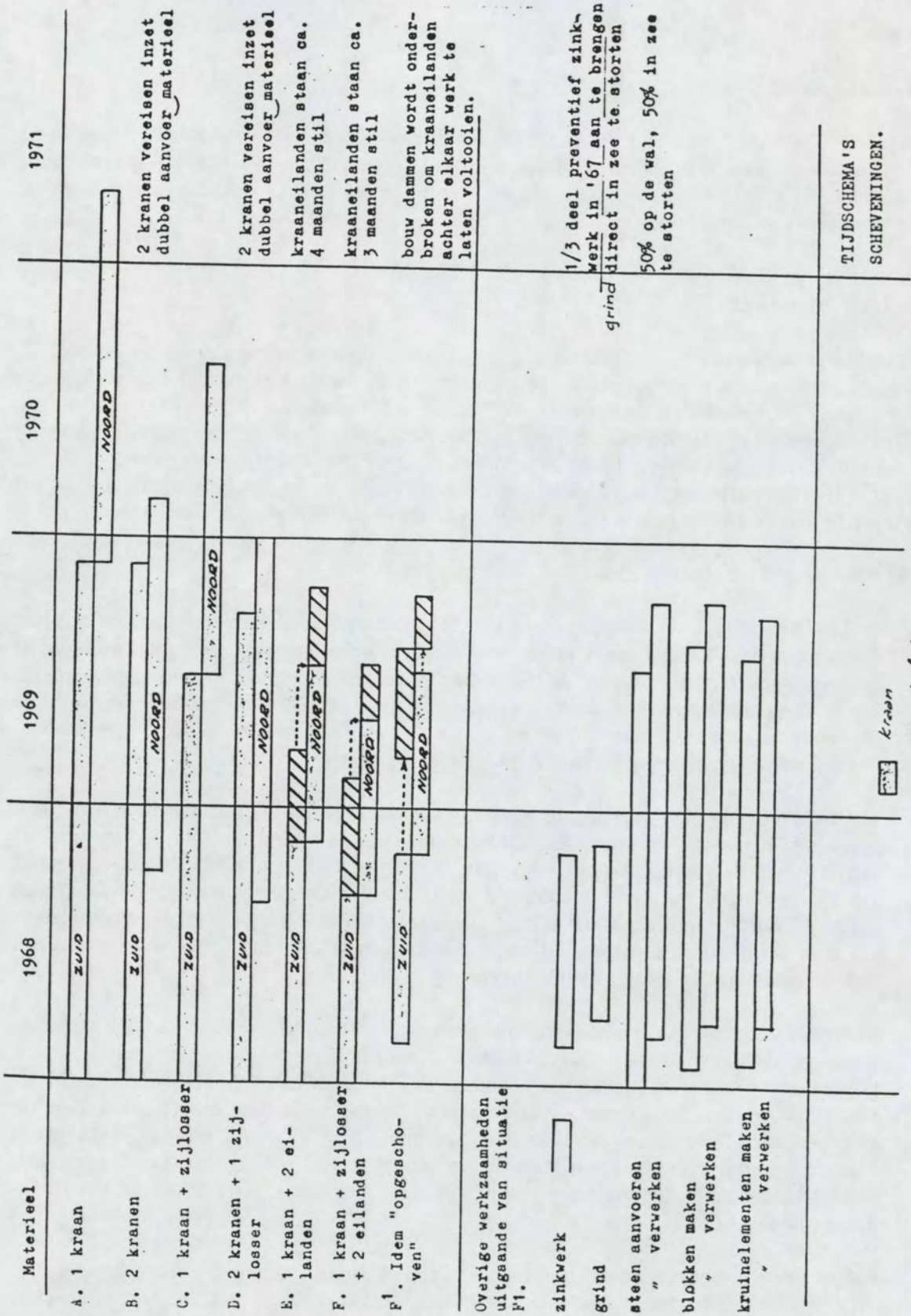



Fig. 5.11 : Tijdschema's bij de inzet van verschillend materieel [36]

***bij het werken met dit grote materieel"*** **(F1)** [35].

Ook bij het werken met de kraanhefeilanden speelt het gewicht van de betonblokken een belangrijke rol. Tot 25 ton last is de maximumvlucht van de kranen bruikbaar. Bij 30 ton last moet de vlucht worden teruggebracht tot 45 m, waardoor de pontons vooral bij de koppen dicht bij de dammen komen te staan hetgeen gevaarlijk wordt geacht bij de verplaatsingen van de eilanden. Na bodemonderzoek blijkt, dat indien gebruik zal worden gemaakt van hefeilanden, de poten ca. 13 tot 14 m in de zeebodem zullen doordrukken hetgeen overigens wel toelaatbaar wordt geacht. In [36] wordt tenslotte door A.Roos opgemerkt dat *"door het sterk aanwezige storingsgebied rond de enorme kraanhefeilanden (staalmassa) waarschijnlijk, bij de komst van de eilanden op het werk, de gehele onderbouw vrijwel gereed dient te zijn."*

Er zullen steeds twee eilanden moeten worden gebruikt, aan weerszijden van de dammen omdat de dammen te breed zijn om met één eiland aan de andere zijde een bestorting te kunnen aanbrengen. De kranen komen, indien men besluit ze in te zetten, pas aan de beurt in 1969, hetgeen inhoudt dat ze ca. 2 jaar niet worden benut wanneer ze niet voor een ander werk kunnen worden ingezet. Voor elk jaar uitstel van het inzetten is de zgn. stilligtijd van de kraanhefeilanden berekend [36] van *f* 1,5 milj. per jaar! (rente van 5%, afschrijving van 7 %, bewaking, onderhoud en verzekering 3% is 15 % van *f* 10 milj.).

Uiteindelijk wordt echter toch besloten de kraanhefeilanden niet in te zetten bij de werken te Scheveningen. Er worden twee mobiele kranen gehuurd, die vanaf de kop de dammen uitbouwen. Of deze beslissing het gevolg is van de te grote "stilligtijd" kosten of dat de eilanden bij verder onderzoek toch niet bruikbaar blijken blijft, ook na dit onderzoek helaas een grote vraag.

- **5 Onder- en oplossers**

De onder- en oplossers zijn vanaf begin 1968 beschikbaar van IJmuiden. Voor de verwerking van grof grind bestaat vanaf datzelfde jaar behoefte aan 1 à 2 onderlossers te Hoek van Holland, voor Scheveningen zijn bij de afdeling havenmonden 3 à 4 onderlossers gerekend; voor het transport van steen wordt de voorkeur gegeven aan onderlossers, voor de verwerking gaat de voorkeur uit naar oplossers vanwege hun beperkter diepgang.

De onder- en oplossers die bij de werken van IJmuiden zijn ingezet worden dus gebruikt bij Scheveningen. De schepen varen vrijwel 1½ tot 2 jaar in pendeldienst met steen van de opslagplaatsen bij Hoek van Holland naar Scheveningen. Als de schepen niet in Scheveningen te werk zijn gesteld worden ze ingezet bij de werken van te Hoek van Holland. Over dit laatste wordt overigens weinig gemeld in stukken die handelen over Hoek van Holland. Bij de opgave van het ingezette materieel komen de onder- en oplossers in het geheel niet voor.

- **Overige materieel**

Het overige materieel is naar verhouding vrij veel [36]. Naast de kranen en de onder- en oplossers heeft het Rijk via een overeenkomst gedurende twee jaar optie op bijzonder materieel dat niet gangbaar is. Het overige materieel bestaat uit:

a. een mobiele kraan, merk Gottwald, lastmoment 300 tonm
b. 11 stuks 20 tons dumpers, merk Tourneau
c. 3 stuks 50 tons diepladers, Netam
d. 3 gedeelten van de steenasfaltinstallaties, de steengedeeltes

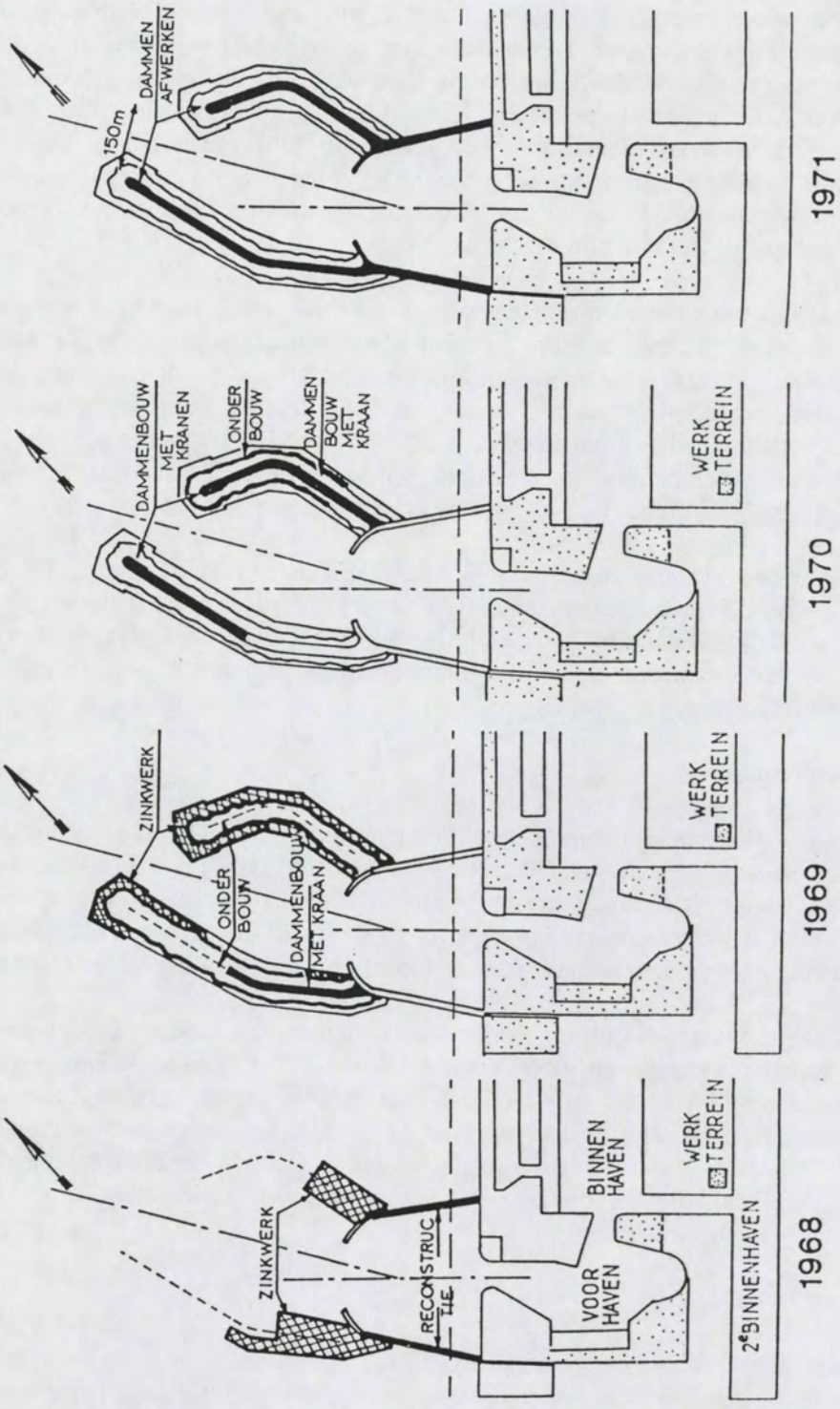



Fig. 5.12 : de uitbouw van het tracé met het gebruikte materieel [35]

e. dwarslosser

Aangezien het onder a,b en c genoemde materieel voor 75% is afgeschreven na de werken van IJmuiden zal volgens de overeenkomst dit materieel voor niet meer dan 25% afschrijving op een volgend werk drukken. Maximaal zou dit per jaar een voordeel op kunnen leveren van ca. *f* 500.000,-. Het gebruik van dit materieel is afhankelijk van de hoofdaannemer. De dumpers en diepladers zijn gebruikt voor het vervoer van stenen over de dam naar de kranen, de steenasfaltinstallaties voor de produktie van het penetratiemortel. De Gottwald kraan, die bij IJmuiden is gebruikt voor het bouwen van het eerste ondiepe gedeelte van de dammen waar de eilanden niet konden staan, wordt echter niet meer genoemd dus zal of geen rol van betekenis of in het geheel geen rol hebben gespeeld.

De dammen worden dus gebouwd door de kranen, onderlossers, dwarslosser, tezamen met vrachtauto's en dumpers. Een beschrijving van de verschillende bouwfases volgt in het verloop van dit hoofdstuk. Figuur 5.12 toont globaal een overzicht van de tijdsperiodes en de uitbouw.

### § 5.3.5 Werkterrein

In het voorgaande is reeds opgemerkt dat de beschikbare terreinen rond het havencomplex zeer gering zijn in omvang voor een efficiënte uitvoering van het werk. De oppervlakte is ca. 5 ha. en is slechts 10% van de oppervlakte van het werkterrein dat in IJmuiden beschikbaar was terwijl veel vrijwel identieke handelingen moeten worden verricht. (ter vergelijking IJmuiden ca. 50 ha en Hoek van Holland ca. 80 ha.) Op de werkterreinen is ruimte gecreëerd worden voor de volgende werkzaamheden:

a) maken van zinkstukken op een rolzate
b) aanvoer en opslag van steen van 300-1000 kg/stuk. De helft van deze steen wordt opgeslagen op terreinen aan weerszijde van de dammen.
c) aanvoer en opslag van steen van 1 - 6 ton. De voorraadvorming van zowel de kernsteen als deze steen wordt beperkt gehouden. Er wordt volstaan met een voorraad van 5 a 6 weken (15.000 - 20.000 ton/week bij een verwerkingssnelheid van 3000 ton/week)
d) maken en opslaan van betonelementen gebeurt aan de noordzijde
e) het produceren van betonblokken aan de zuidzijde waarna ze worden opgeslagen bij de betonelementen. De blokken voor de bekledingslaag van de Zuiderdam worden vervolgens over het terrein vervoerd.
f) werkplaatsen, magazijnen, keten, verblijven etc.
g) aanlegplaats voor onder- en oplossers met ruimte voor overslag

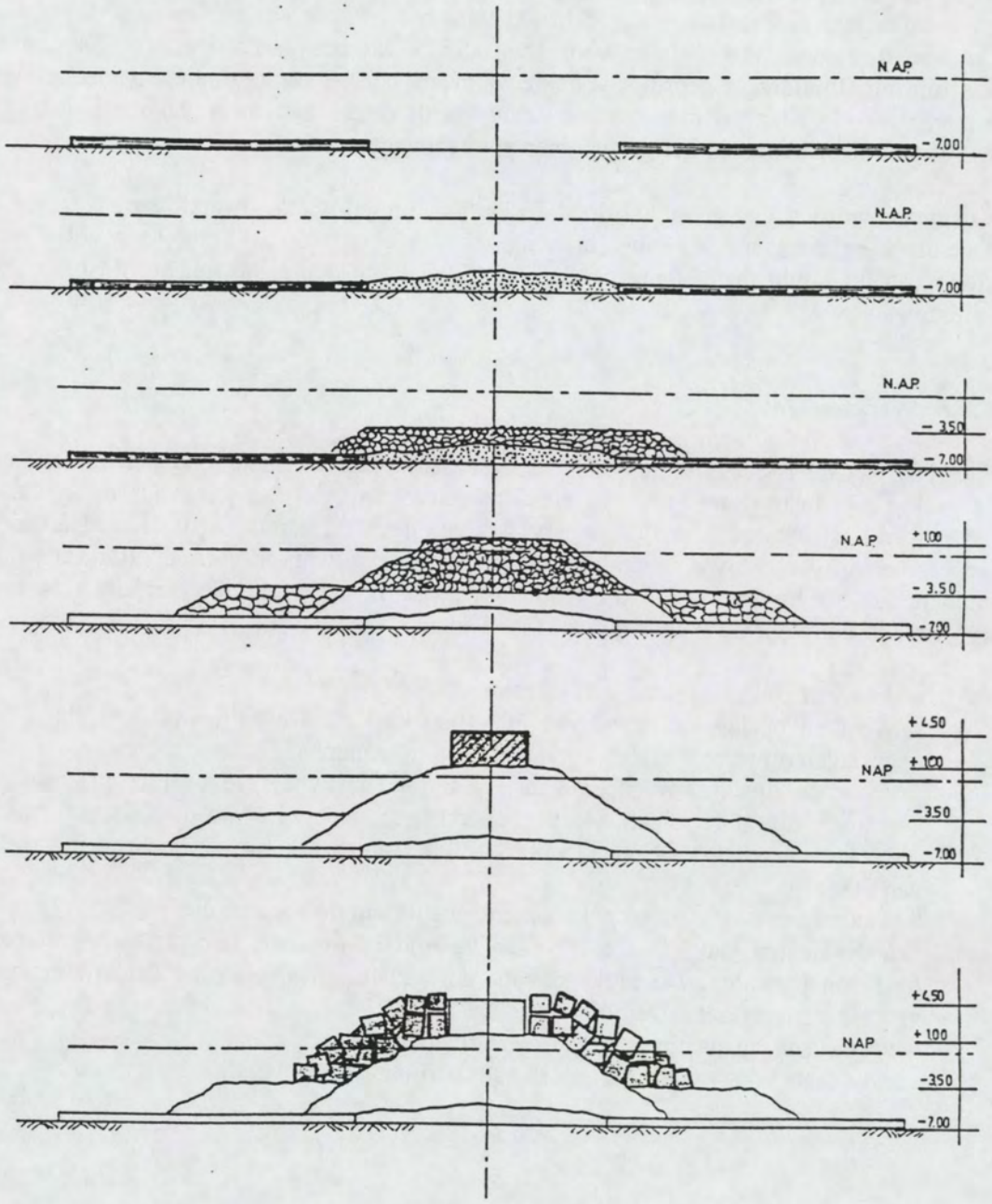



Fig. 5.13 : De opbouw van het dwarsprofiel [36]

## § 5.3.6 Bouwfasen

De bouw van de dammen kan worden verdeeld in een aantal fasen. Het uitbouwen van de bovenbouw vindt plaats over de kop van de dam zelf. Aangezien het vervoer van materialen eerst geschiedt over de oude dammen, dienen deze verstevigd te worden. Vervolgens zal de bodembescherming, de onderbouw en de bovenbouw gestort worden waarna de afwerking volgt. Tabel 5.4 geeft de verschillende bouwfasen weer met de wijze van verwerking. Figuur 5.13 toont de opbouw van het dwarsprofiel met de verschillende fases in de uitbouw van de havendammen welke in het volgende nader worden toegelicht.

| Bouwfase | Verwerking |
|---|---|
| Zinkstukken plaatsen | Afzinken en vastleggen |
| Grof grind storten | Onder- en oplossers |
| Kern tot - 3 m storten | Twee oplossers en een dwarslosser |
| Kern tot + 1 storten en profileren | Kraan op de dam |
| Asfaltmortel aanbrengen | Kraan op de dam |
| Kruinelement plaatsen | Kraan op de dam |
| Profileren talud | Kraan op de dam |
| Betonblokken plaatsen | Kraan op de dam |
| Teenbestorting storten | Dwarslossers |

Tabel 5.4 : Bouwfasen

### Aanleggen rijbaan op de oude dammen

De oude havendammen zijn te smal om hierover de materialen voor de nieuwe dammen aan te voeren. Het verwachtte intensieve vervoer eist een dubbelbanige weg om efficiënt te kunnen werken. Vooruitlopend op de dammenbouw worden de oude dammen verbreed en verstevigd. In 1968 wordt door aannemingsmaatschappij De Branding, die tevens verantwoordelijk is voor het onderhoud van de dammen te IJmuiden, de borstwering van de dammen gesloopt en een prefab-gewapende betonconstructie met een rijbaan van 6,20 m geplaatst. De als een klem rond de bestaande hoofden grijpende constructie zorgt voor verbreding, verhoging en versterking (fig. 5.14). Bij de reconstructie van de oude dammen worden tegelijkertijd kabelkokers aangebracht om na de bouw van de nieuwe dammen de nautische uitrusting te verzorgen.

### Aanbrengen bodembescherming

Zinkstukken: De zinkstukken worden in de aanloopperiode in 1968 door de aannemerscombinatie Zinkwerken n.v. geplaatst. Aangezien de omvang van de buitenhaven gering is, is het niet mogelijk de 75.000 $m^3$ zinkstukken tijdens het afzinken uitgebreid te verankeren. Dit zou hinder kunnen veroorzaken voor in- en uitvarende schepen. Er is gekozen voor mechanisch zinken naast een verankerde afvierponton. De bestorting op de zinkstukken wordt aangebracht met dwarslossers die gedoseerd kunnen storten. De breedte van 28 m van

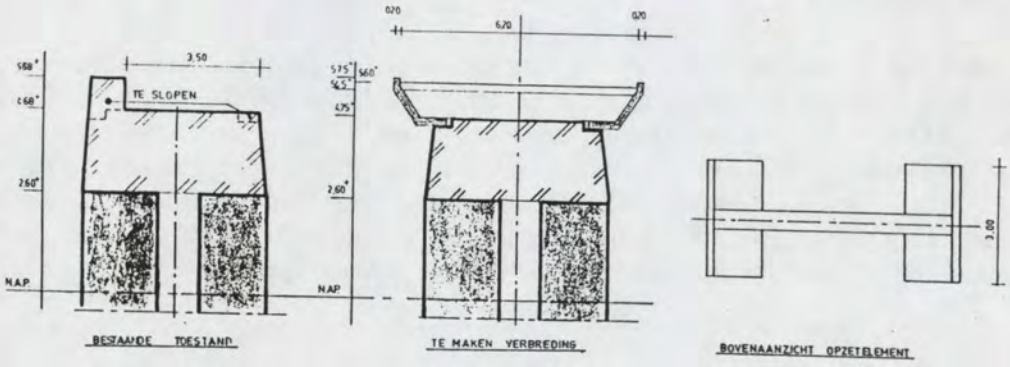



Fig. 5.14 : Reconstructie van de oude havendammen [36]

de stukken is afgestemd op de breedte van de dwarslossers. De zinkstukken worden voor de helft onder en voor de helft naast de dam geplaatst. Eind 1968 is ongeveer 1/3 deel van het zinkwerk gereed.

Grof grind: De 1 m dikke laag grind wordt met oplossers vanaf de opslagplaatsen in Hoek van Holland aangevoerd en rechtstreeks in zee gestort direct na het gereedkomen van de bezinking van de bodembescherming.

**Onderbouw**

Steen: Met behulp van de twee oplossers en een zijlosser wordt de stortsteen van 300-1000 kg/stuk aangevoerd vanaf de opslagplaatsen in Hoek van Holland. Met dezelfde schepen wordt 50 % rechtstreeks in het werk gestort tot NAP -3.00 m.

**Bovenbouw**

Steen: de stenen kern wordt verhoogd tot NAP +1 m met de zware mobiele kranen. Aan de kraan wordt een stalen bak gehangen, die steeds gevuld wordt door vrachtauto's die de steen over de dam aanvoeren. Een kraan bezit op deze manier een capaciteit van 12 à 15 ton per keer.

Asfaltmortel: de stenen dam wordt onder meer tegen golfaanval beschermd door een penetratie met asfaltmortel, die de buitenste laag stenen aan elkaar kit en de ruimte tussen de stenen opvult. De kranen zorgen voor de verwerking van de mortel.

Kruinelement: de prefab gewapende betonnen elementen van ca. 30 ton worden met een kraan bij een kruinhoogte van NAP +1 m op de stenen dam geplaatst. De ruimte tussen de elementen wordt opgevuld met beton, zodat er steeds weer een nieuw gedeelte rijbaan ontstaat voor de kranen en vrachtauto's.

Controleren talud: voordat de bekleding kan worden aangebracht wordt gecontroleerd of de steentaluds onder water de juiste vorm en talud aannemen. Via een peilbrug, die met de kraan zijwaarts boven het water wordt gehangen kan van iedere meter dam met een peillood

de diepte worden afgelezen en ingetekend op dwarsprofielen.

Profileren talud: het teveel aan steen wordt vervolgens weggehaald en te grote gaten in de taluds worden aangevuld. Dit gebeurt met een 13 ton zware grijper aan de kraan, waarbij plaatsbepaling geschiedt aan de hand van een in het kraanhuis aanwezig plotsysteem.

Bekledingslaag: nadat de steentaluds geprofileerd zijn kan de dubbele laag blokken aan weerszijden van de dam worden aangebracht. De blokken worden met speciaal hiervoor ontworpen klemmen aan de kranen op vooraf vastgestelde plaatsen aangebracht (zie fig. 5.15). De plaatsbepaling geschiedt wederom met het hiervoor genoemde plotsysteem. De betonblokken worden expres niet netjes gestapeld, er wordt tussen de blokken ruimte gelaten om een deel van de golfenergie op te vangen en te absorberen. Tot de knik van de dammen worden de betonblokken van 12 ton gebruikt, terwijl verder zeewaarts blokken met een gewicht van 25 ton geplaatst worden. De zware 28 tons blokken komen op de kop van de dammen.

Fig. 5.15 : Aanbrengen van de betonblokken

**Teenbestorting en afwerking**

Steen: De bescherming van de teen van de constructie bestaat uit zware steen van 1- 6 ton/stuk. Ze dienen tevens als aanzetkades voor de zware betonblokken van 25 ton/stuk van de liggende bekledingslaag. Deze steen wordt aangebracht met behulp van een zijlosser.

Afwerking: In het rijdek worden kabelkokers uitgebouwd voor de later te bouwen lichtopstanden en verdere voorzieningen voor de nautische uitrusting.

## § 5.3.7 Werkbaar of onwerkbaar

Tijdens de uitvoering heeft men te maken gehad met periodes van onwerkbaar weer. De percentages in tabel 5.5 geven aan hoeveel procent van de tijd de uitvoering niet produktief is geweest [37]. Zowel bij Hoek van Holland als bij Scheveningen is men uitgegaan van ca. 200 werkbare dagen per jaar. Dit komt neer op ca. 55 % van de tijd. Uit de tabel blijkt dat 58 % van de tijd bruikbaar was. Er is dus 3 % (ca. 11 dagen) meer tijd beschikbaar geweest dan gepland. Overigens wordt bij dergelijke werken aan de kust gerekend met een werktijd per week gelijk aan anderhalf maal de normale werktijd.

| Onderdeel onwerkbare tijd | Percentage v.d. tijd |
|---|---|
| storm, sneeuw, getij | 23 % |
| reparaties materieel | 5 % |
| wachttijden | 5 % |
| verplaatsen hefeilanden, verwisselen van bakken etc. | 11 % |
| Totaal | 44 % |

| Uitvoerfase | Percentage v.d. tijd |
|---|---|
| steen 300/1000 ton droog verwerken | 11 % |
| uitvoeren van peilingen | 4 % |
| profileren van de kern | 5 % |
| blokken plaatsen | 23 % |
| kruinelementen plaatsen | 5 % |
| kruinelementen vullen | 5 % |
| overige werkzaamheden | 3 |
| Totaal | 58 % |

Tabel 5.5 : Werkbare en onwerkbare periodes

Ook bij IJmuiden is een overzicht gegeven van de werkbare en onwerkbare percentages van de tijd. In hoofdstuk 7 zal op de verschillen tussen de tabellen worden ingegaan (§ 7.1.2)

## § 5.4 Onderhoud

Na de oplevering worden de dammen in beheer en onderhoud gegeven aan de gemeente Den Haag. Door de relatief zware dimensionering van de betonnen bekledingsblokken hoeft er door de gemeente echter niet veel onderhoud aan de dammen gepleegd te worden. Wel wordt opgemerkt door dhr.Duikers van het Havenbeheer dat er veel geld wordt uitgegeven aan het op diepte houden van de vaargeul. De stenen dammen worden één maal per jaar gecontroleerd en tot 1993 zijn er geen blokken bijgeplaatst. Tijdens een tweede telefonisch onderhoud meldde eerdergenoemde hr. Duikers dat half 1993 enkele betonblokken worden aangevuld.

## § 5.5 Kosten

### § 5.5.1 Kostenramingraming

In § 5.2.5 is reeds gesproken over de kostenramingen die tijdens de ontwerpfase bijdragen tot een afweging van het uit te voeren dwarsprofiel. Hoewel uit deze ramingen blijkt dat caissons goedkoper zijn heeft men gekozen voor een constructie bekleed met betonnen kubussen waarover in het voorgaande verslag is gedaan.

Bij de kostenraming wordt uitgegaan van eenheidsprijzen voor de verschillende materialen. (zie bijlage 8). De eenheidsprijzen zijn, zoals in het vorige hoofdstuk is vermeld, gebaseerd op een uitvoering met normaal aannemersmaterieel. In 1966 wordt besloten tot het toepassen van een stenen dam. Variant type N met een symmetrisch profiel [32] vertoont de meeste overeenkomsten met het uitgevoerde dwarsprofiel. De kostenraming van dit type wordt weergegeven in bijlage 11. Door vermenigvuldiging van de eenheidsprijs met de hoeveelheid in $m^3$ wordt de totale prijs voor de twee havendammen verkregen. Bij de raming is de prijs per strekkende meter *f* 17.450,-.

Wanneer de werkelijke hoeveelheden gebruikt materiaal worden vermenigvuldigd worden met dezelfde eenheidsprijzen kosten de dammen te Scheveningen i.p.v. *f* 17.450,-/m1 ca. *f* *f* 21.000,-/m1. Vermenigvuldiging met de lengte geeft een totaalprijs van ca. *f* 22 milj. in 1966.

### § 5.5.2 Kostenverloop

De kosten voor de totale bouw worden een jaar later in 1967 geraamd op *f* 45 milj. Deze kosten worden geheel gedragen door het Rijk dus niet de "een derde - twee derde regel" zoals bij IJmuiden en Hoek van Holland.

Het werk wordt twee jaar later in 1969 voor de som van *f* 40,5 miljoen gegund aan de aannemerscombinatie CHS. Bij deze aannemingssom komen de kosten voor de door het rijk beschikbaar te stellen zware stortsteen, alsmede de omzetbelasting, tezamen ca. *f* 13 milj. De totale kosten van de bouw van de havenmond worden dus geschat op *f* 53 milj. In 1970 zijn de kosten uiteindelijk *f* 65 milj.

Het is binnen dit project niet mogelijk geweest een gedegen onderverdeling van de verschillende kosten te vinden. De totale kosten omvatten ook de bijkomende werken van de bouw van de havenmond. Gezien de omvang van het werk valt aan te nemen dat de havendammen

het grootste deel van de kosten hebben bepaald.

**Kosten per kubieke meter** (bijlage 15)

De gemiddelde doorsnede A van de havendammen wordt bepaald bij een bodemdiepte van NAP -6 m.
Bij een lengte van L = 1050 m en A = 354,5 $m^2$ wordt de inhoud I = 372.225 $m^3$.
De totale kosten per kubieke meter zijn derhalve *f* 65 milj. / 372.225 = *f* 175,-/$m^3$