HAVEN VAN ANTWERPEN

Renovatie van de bestaande haveninfrastructuur Ontsluiten van het Amerikadok, Albert- en 3e Havendok voor Panamaxschepen

INHOUDSTAFEL

1. Doelstelling
2. Planning van de deelprojecten
3. Beschrijving van het in uitvoering zijnde project
4. Beschrijving van de deelprojecten
   - 4.1. De doorvaartgeul tussen Amerika- en Albertdok De lay-out van de doorvaartgeul – Simulatiestudie
   - 4.2. Doorvaartgeul tussen Amerikadok en Albertdok Bouwen van een kabel- en leidingentunnel onder de te verbreden vaargeul tussen het Amerika- en Albertdok
   - 4.3. Doorvaartgeul Amerikadok - Albertdok. Verbreding en verdieping
     - 4.3.1. Bestaande toestand
     - 4.3.2. Te realiseren kaaimuren
     - 4.3.3. Afbraakwerken
     - 4.3.4. Ontwerp van de hooggefundeerde kaaimuur op diepwand en op in de grond gevormde palen
     - 4.3.5. Uitvoering van de diepwanden (slibwand)
     - 4.3.6. Uitvoering van de paalfundering
     - 4.3.7. Ontwerp van een combiwand (even kaainummers) en op in de grond gevormde palen
     - 4.3.8. Uitvoering van de combiwand (even kaaimuur)
     - 4.3.9. Aansluitmoten
     - 4.3.10. Grond- en baggerwerken voor de realisatie van de doorvaartgeul
   - 4.4. Verdiepingsbaggerwerken Amerikadok, 5e Havendok, Albertdok en 3e Havendok en het aanleggen van zandstocks voor het uitvoeren van dijkwerken op de Rechter-oever en diverse andere projecten
     - 4.4.1. Verdiepingsbaggerwerken 5e Havendok - Amerikadok
     - 4.4.2. Bodembescherming doorgang Noordkasteelbruggen met gevezelde open steenasfaltmatten
   - 4.5. Renovatie van de Noordkaaien van het 3e Havendok
     - 4.5.1. Financiering – subsidieregeling – opdrachtgever
     - 4.5.2. Bestaande kaaimuur – ontwerpvereisten – basisconcept
     - 4.5.3. Damwand: „combi-wall"
     - 4.5.4. Betonnen superstructuur
     - 4.5.5. Uitvoering
   - 4.6. Renovatie van de kaaien ter plaatse van de installaties van Northern Shipping: Verdieping van kaaimuren met de VHP-techniek
     - 4.6.1. Principe van de methode
     - 4.6.2. Proefproject 3e Havendok
     - 4.6.3. Toepassing van de VHP-techniek in het renovatieplan
   - 4.7. Het wachtdok voor lichters aan de noordzijde van het Amerikadok
     - 4.7.1. De vervuiling van de bodem
5. Uitbreiding van het renovatieprogramma

1. DOELSTELLING

Het Antwerpse havengebied is sedert het einde van de jaren '70 nauwkeurig omlijnd in de gewestplannen. De beschikbare ruimte is als industriegebied omschreven en omvat 14.000 ha waarvan 7.600 ha op de Rechteroever en 6.400 ha op de Linkeroever. Hiervan is 3.670 ha toegewezen voor de havengebonden industrie, meestal petrochemie, olieraffinaderijen, scheepsherstelling en autoassemblage. De overslag van goederen uit zeeschepen en de bijhorende stockage en distributie geschiedt op een oppervlakte van ca. 14.400 ha.

In 1992 bedroeg het maritiem goederenverkeer ca. 103 miljoen ton en deze hoeveelheid evolueert nog steeds in stijgende lijn samen met de expansie van de economische bedrijvigheid van het hinterland van de haven.

Jaar	1975	1980	1989	1990	1995	2000 (prognose)	2005
goederen	60,4	81,9	95,4	102	114	127	139,5

Dit hinterland ligt zowel op continentaal Europa, Groot Brittanië, Ierland en Scandinavië, als overzee zoals in Afrika, het Midden-Oosten, de overzijde van de Atlantische Oceaan en de Stille Oceaan.

Om binnen het opgelegde keurslijf qua ruimte te kunnen blijven groeien dient het gebruik van iedere vierkante meter havengebied nauwgezet opgevolgd. Voor iedere vrijkomende oppervlakte dienen zich trouwens talrijke kandidaten investeerders en exploitanten aan, waarvan de wachtlijst als maar groeit.

Anderzijds bleek reeds een tiental jaar geleden dat de productiviteit van bepaalde havengebieden stagneerde of zelfs achteruitging. Deze productiviteit wordt gemeten aan de hand van parameters zoals de beweging van de zeevaartgebonden goederenmassa per vierkante meter haventerrein en per jaar. Antwerpen haalt hiervoor reeds hoge waarden in vergelijking met andere zeehavens. De enige uitweg om de stijgende goederenstroom op te vangen is daarom, naast de uitbreiding op de Linkeroever, het verdere opdrijven van de oppervlakteproductiviteit op de Rechteroever. De hogervermelde stagnerende gebieden situeren zich, zoals kon verwacht, in het oudere havengedeelte. Het betreft de dokken gebouwd vóór de Eerste Wereldoorlog (1914-1918). Het bleek dat de dokken gelegen ten zuiden van Royerssluis en Albertkanaal, gebouwd tussen 1811 en 1880, te kleine afmetingen hebben in lengte, breedte en diepgang om nog in situ aangepast te kunnen worden. Ook de afmetingen van de achterliggende terreinen laten geen moderne goederenbehandeling meer toe wegens hun beperktheid. Deze dokken worden als dusdanig nu toegewezen aan de binnenvaart en kleine kustvaart en de terreinen aan toeleveringsbedrijven voor de havenactiviteit zoals herstellingswerkplaatsen voor scheepsuitrusting, scheepsbevoorradingsbedrijven en kantoren van havengebonden bedrijven.

De meer noordelijk gelegen dokken zoals Amerikadok en vooral Albertdok en 3e Havendok laten wel een aanpassing toe naar de moderne vereisten.

Deze aanpassing dient op 2 aspecten te geschieden:

— te land:
door het verruimen van de oppervlakte van de haventerminals, mits deze een grotere terreindiepte te geven, dit is de afstand landinwaarts gemeten loodrecht op de kaaimuur;

— te water:
de waterdiepte dient vergroot om de huidige maatgevende zeeschepen te kunnen ontvangen.

Om aan het eerste aspect te voldoen, moet de bestaande terreindiepte van ca. 60 m à 80 m opgevoerd naar meer dan 100 m en liefst 250 m.

Daarvoor dienen wegen en spoorweglijnen verplaatst naar een grotere afstand van de kaaimuur, bestaande afdaken en voorkaai installaties afgebroken. Ter hoogte van het Eerste Havendok, gebouwd in 1906 is de enige oplossing zelfs het dempen van het dok samen met het nabijgelegen schuildok voor lichters en de bouw van een nieuwe diepgefundeerde kaaimuur langs de oostkaaien van het Albertdok.

Om de waterdiepte te vergroten dient de dokbodem uitgebaggerd en de bestaande kaaimuur uiteraard aangepast. De studies en werken die hiermee gepaard gaan worden hierna uitvoerig beschreven.

Toen het concept, een achttal jaar geleden, grondig was getoetst in een werkgroep van de Raad van Overleg van de haven, bleek de noodzaak tot uitvoering met de jaren steeds dringender te worden daar ook de havenuitbreiding op de Linkeroever niet alleen kon instaan voor het opvangen van de groeiende goederenstroom. Verschillende grote havenbedrijven, gevestigd in de zone rond Albertdok en Amerikadok stonden voor de keuze om uit te wijken (zeer waarschijnlijk naar het buitenland) ofwel te blijven met hun installaties van ettelijke miljarden investeringswaarde maar dan mits het kunnen rekenen op de geplande renovatie. Hun verdwijnen zou niet alleen gepaard gaan met een zeer belangrijke kapitaalsvernietiging maar ook met een verlies van de tewerkstelling van vele honderden gespecialiseerde werknemers. Het betreft vooral goederentrafieken die de middelmaat van bulkschepen, de zogenaamde Panamax-schepen, gebruiken: granen en aanverwanten, meststoffen, suiker en cement. Het Panamax-schip werd daarom aangenomen als maatgevend schip voor het hertekenen van de dokken.

De Technische Dienst van het havenbedrijf heeft derhalve enkele jaren geleden een masterplan opgemaakt voor de renovatie van dit gedeelte van de haven en de daarbijhorende uitbouw van een vaarweg voor zeeschepen met 40′ à 42′ diepgang, type Panamax. Verschillende alternatieven werden onderzocht, met in het bijzonder de uitbouw van een noordelijke en zuidelijke vaarroute.

Na toetsing van de alternatieven aan verschillende criteria, zoals ondermeer de totale kostprijs, de te verwezenlijken diepgang, de bereikbaarheid van de terminals voor het wegverkeer, de aanpassingswerken voor het spoorverkeer, het tijdschema, werd na het bereiken van de consensus in de Raad van Overleg geopteerd voor de prioritaire uitbouw van een vaarweg via de zuidelijke route, nl. via Hansadok, 5e Havendok en Amerikadok.

Immers de aanpassing van de havenstructuur langs de noordelijke route zou veel langer duren (minstens 6 tot 7 jaar) en is ook veel duurder

(minstens 8 miljard Bfr.). Dit betekent dat de noordelijke vaarroute pas zal bestudeerd worden als de zuidelijke volledig klaar is.

Om de vaarweg via de zuidelijke route te realiseren, dienen achtereenvolgens de door te varen dokken verdiept te worden en de knelpunten opgeruimd of verruimd te worden.

2. PLANNING VAN DE DEELPROJECTEN
(zie fig. 1A haven van Antwerpen)

Diverse werken zijn reeds uitgevoerd. We vermelden ondermeer:

1. De verbreding en verdieping tussen het Hansa- en 5e Havendok, met bij- horende leidingenkoker.
2. De bouw van nieuwe kaaimuren aan de Zuidkant van het Amerikadok.
3. De verbinding van het 5e Havendok en het Amerikadok.
4. De bouw van de Noordkasteelbruggen.
5. De bouw van een leidingentunnel onder de doorvaartgeul tussen het Amerika- en Albertdok.
6. De verdieping van het 5e Havendok, het Amerikadok m.i.v. het vrijbaggeren van de nieuwgebouwde kaaien in het Amerikadok.

Zeer belangrijke infrastructuurwerken worden uitgevoerd, of dienen eerstdaags aangevat en voor midden 1994 gerealiseerd te worden, zoniet dreigen belangrijke delen van de bestaande infrastructuur onbruikbaar te worden en zou het globale renovatieproject mislukken.

De recentste realisaties en de in uitvoering zijnde infrastructuurwerken of deze die eerstdaags dienen aangevat, zullen in deze bijdrage verder besproken worden.

De uitvoering van deze ingrijpende renovatiewerken vergt evenwel de beschikbaarheid en uitgave van belangrijke kredieten die op korte termijn en volgens een strikt schema ter beschikking dienen gesteld te worden.

De stad Antwerpen heeft derhalve Prof. dr. G. Blauwens ermee belast een kosten-batenanalyse uit te voeren teneinde het sociaal economisch impakt van de investeringen in te schatten.

Ook de terminal operator Manuport heeft Prof. dr. G. Blauwens opdracht gegeven een gelijkaardige kosten-batenanalyse uit te voeren omtrent de infrastructuurwerken nodig om haar terminal in het 3e Havendok te moderniseren.

Niettegenstaande deze analyses de gevolgen van het al of niet uitvoeren van de renovatie duidelijk aantonen en het economisch nut ervan bewijzen, worden ze hier niet verder besproken.

3. BESCHRIJVING VAN HET IN UITVOERING ZIJNDE PROJECT

Het voorliggende renovatieproject bestaat uit de volgende belangrijke onderdelen:

1. Het verbreden van de doorvaartgeul tussen het Amerika- en het Albertdok. Dit houdt ondermeer in de verdere verdieping van het Amerikadok, het verwezenlijken van een zwaaikom voor Panamaxschepen in het Amerikadok en een veilige doorvaartgeul voor schepen gaande naar en komende van het Albertdok, het Amerikadok, het Albertkanaal en de Royerssluis (al dan niet vernieuwd).

   Hiervoor dienen ca. 1000 m oude kaaimuren met bijhorende installaties en aanpalende loodsen en opslagplaatsen afgebroken te worden en vervangen door een nieuwe oeververdediging.

   De vrijgekomen specie der baggerwerken wordt gebruikt voor de aanvulling van het oude wachtdok voor lichters en het Eerste Havendok. Alzo worden nieuwe terreinen gecreëerd geschikt voor moderne goederenbehandeling. Het saldo wordt verwerkt in zandstocks langs de Zeeschelde ten behoeve van dijkwerken van het Sigmaplan en de aanleg van industrie- of distributiezones.
2. Het bouwen van diepe kaaimuren over een lengte van ca. 3.100 m langs de noordelijke en zuidelijke oever van het 3e Havendok en langs de oostkant van het Albertdok.
3. Verdieping van het Albertdok en het 3e Havendok voor schepen met een diepgang van 40 à 42 voet. De specie wordt gebruikt voor de aanleg van zandstocks ten behoeve van de aanleg van A-12 (Havenweg), de aanleg van industrievestigingen en distributiezones (Renaval). Het saldo wordt aangewend voor het aanleggen van zandstocks ten behoeve van de dijkwerken van het Sigmaplan.
4. Bouwen van een nieuw wachtdok voor lichters met bijhorende faciliteiten geschikt voor hedendaagse binnenvaart.
5. Herprofileren en verplaatsen van de Vosseschijnstraat en wegenwerken ter plaatse van de nieuwe terminals.
6. Verplaatsen van de sporen en heraanleg van rangeer- en stelplaatsen ten Noorden van het 3e Havendok.

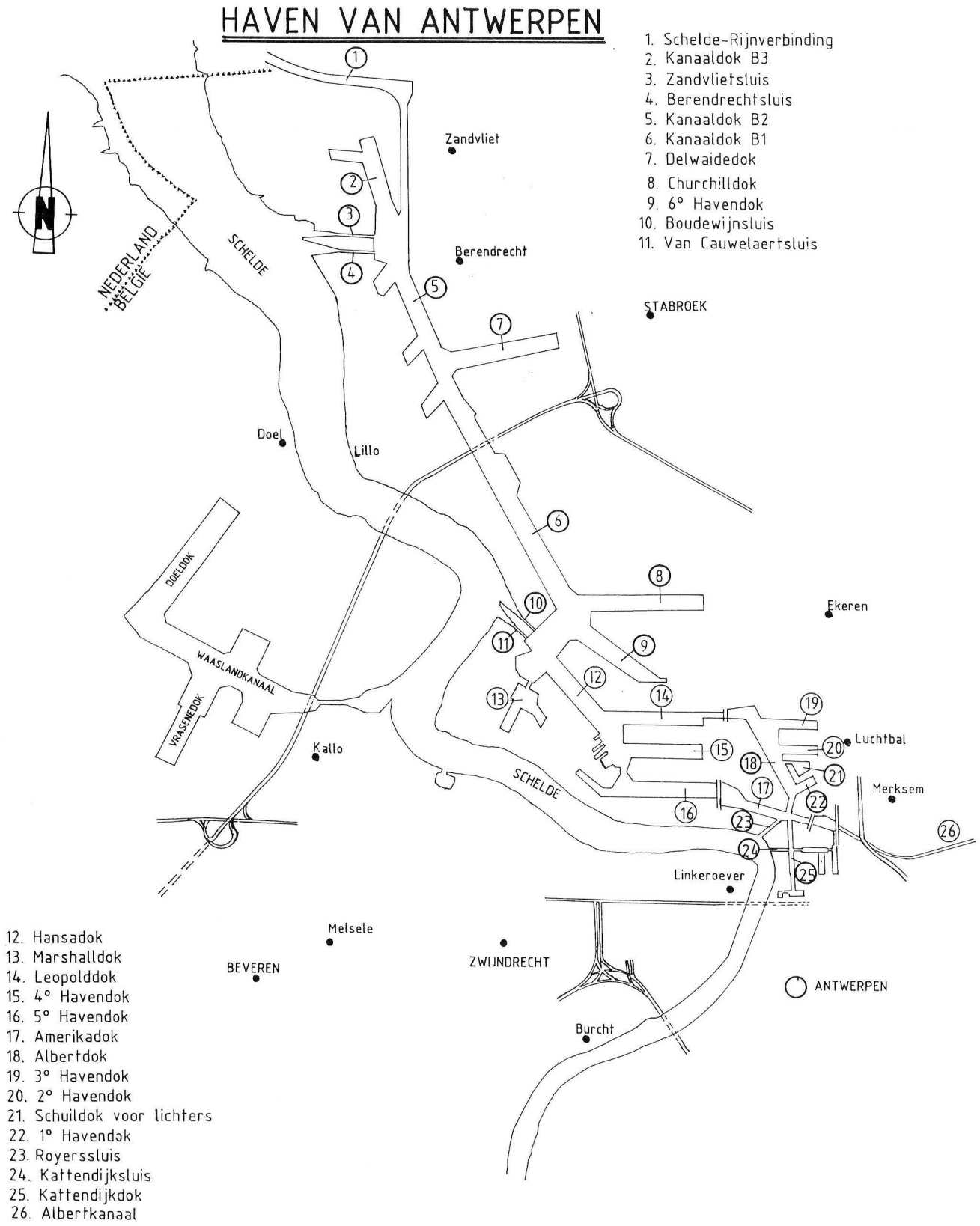


Fig. 1A. — Haven van Antwerpen.

IN UITVOERING 1991-1993

(1) Verbreding en Verdieping Doorvaartgeul

(2) Leidingentunnel

(3) Wachtdok voor Lichters

(4) Renovatie Noordkaaien
3 e Havendok

(5) VHP Techniek

(6) Verdiepingsbaggerwerken
+ diverse

(7) Afsluiting bestaande dokken

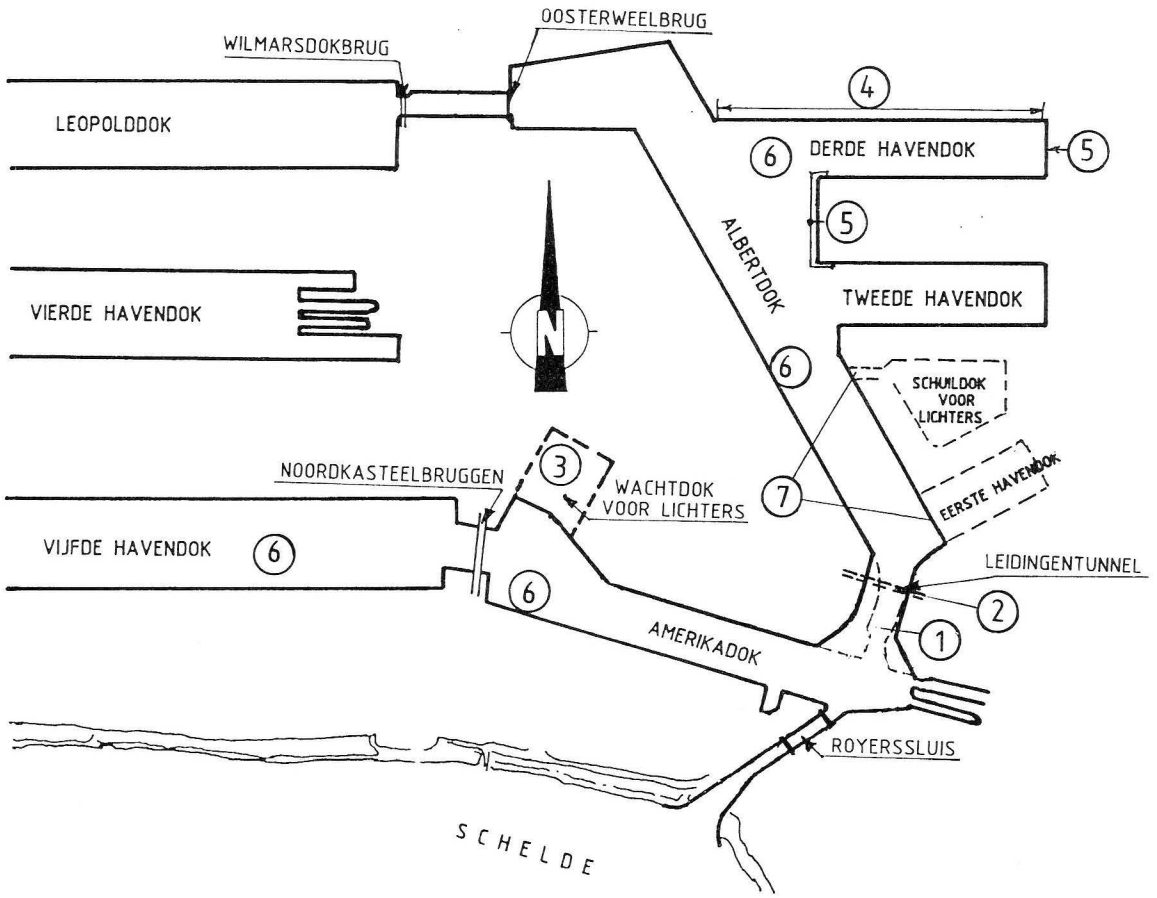


Fig. 1B. — Haven van Antwerpen. Te renoveren zone.

7. Aanleg van de nodige suprastructuur zoals afbraak van de bestaande loodsen, bevloering van de nieuwe terminals, bouwen van aangepaste loodsen, kranen, lopende banden, enz. ter realisatie en modernisering van de eigenlijke terminals van Manuport, Northern Shipping, Westerlund e.a.

Deze laatste investeringen vallen ten laste van de goederenbehandelaars en exploitanten van de terminals. Deze investeringen worden derhalve niet verder besproken.

We kunnen evenwel bemerken dat sommige van deze goederenbehandelaars nu reeds belangrijke investeringen in kranenparken, transportbanden, afdaken enz. verricht hebben die een veelvoud bedragen van de uitgaven van de overheid, en dit in het vooruitzicht van de aanpassing van de natte infrastructuur.

De rentabiliteit van de investeringen kan na de realisatie van het voorliggend programma verder opgedreven worden door ondermeer het renoveren van de kaaimuren op de Westelijke oever van het Albertdok, de Noordelijke kaaimuur van het Amerikadok en door de realisatie van de Noordelijke doorvaartroute, enz. Deze realisaties vallen buiten het huidige in uitvoering zijnde renovatieproject.

4. BESCHRIJVING VAN DE DEELPROJECTEN

4.1. De doorvaartgeul tussen het Amerika- en Albertdok

De lay-out van de doorvaartgeul – Simulatiestudie

De doorvaartgeul werd rond de eeuwwisseling aangelegd en verbindt het huidige Amerikadok of het vroegere Lefebvredok, gebouwd in 1887, met het Albertdok en 1ste Havendok, welke in 1907 in dienst genomen werden.

De doorvaartgeul heeft een lengte van 300 m en een minimale breedte van 52 m. De geul staat haaks op het Amerikadok en de waterdiepte bedraagt minimaal 8 m.

Het waterpeil in de dokken is gelegen op quota TAW + 4,25.

Verder sluit deze doorvaartgeul aan op de toegang naar het Albertkanaal en de Royerssluis, die de bijzonderste verbinding vormt voor de binnenvaart tussen Schelde en haven.

Uiteraard laten de beperkte afmetingen van de vaargeul niet toe dat Panamaxschepen deze invaren. Voortgaande op de ervaring van diverse gebruikers zoals Brabo dokloodsen, havenkapiteindiensten en enkele duwvaartrederijen werd een eerste lay- out van de nieuwe doorvaartgeul bepaald.

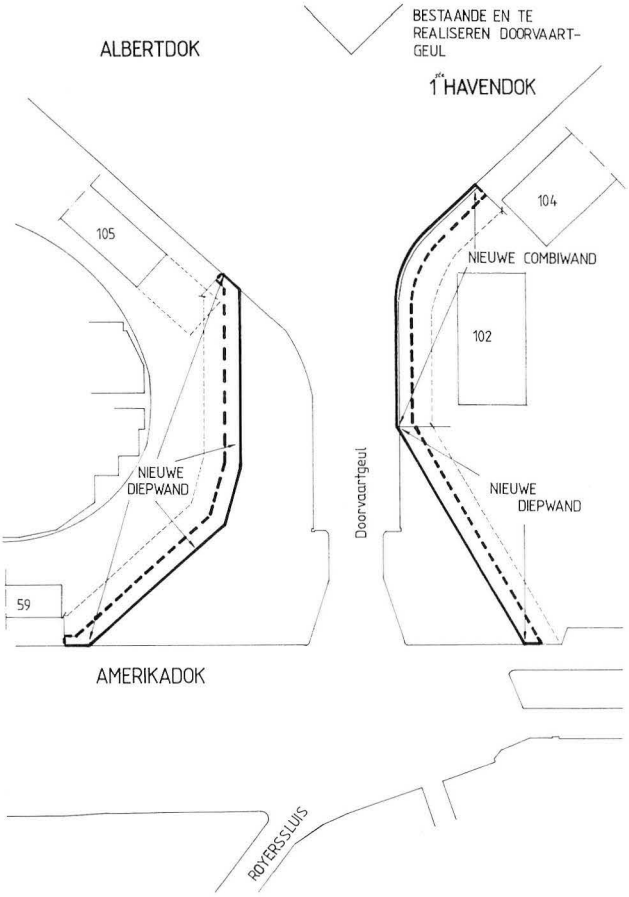


Fig. 2. — Bestaande en te realiseren duwvaartgeul.

Hierbij werd rekening gehouden met de verruiming van de toegangsgeul naar het Albertkanaal waardoor het mogelijk wordt met grote duwkonvooien (4 bakken d.w.z. 22,80 m × 185,00 m) het Albertdok en de vernieuwde Royerssluis aan te lopen vanuit het Albertkanaal.

Tevens werden lay-outs onderzocht voor verschillende afmetingen en inplantingen van een gerenoveerde Royerssluis. De inplanting en de afmeting van deze sluis hebben dan ook in belangrijke mate het basisconcept vastgelegd.

Vervolgens werd de aanlooproute en de ontworpen doorvaartgeul op zijn nautische kwaliteiten getest op de vaarsimulator van het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout.

De simulaties werden uitgevoerd met 2 typen schepen nl. enerzijds een Panamax met een lengte van 230 m en 32,2 m breedte (± 70.000 dwt) opvarende naar het Albertdok met een diepgang van 40 voet en afvarende in ballast met een diepgang van 26 voet, en anderzijds een bulkcarrier van 260 m lengte en 38,4 m breedte met een diepgang van 40 voet (± 110.000 dwt).

Onmiddellijk afwaarts de doorvaartgeul naar het Albertdok dienen de schepen de Noordkasteelbruggen met een doorvaartopening van slechts 50 m breedte door te varen. De brugopening ligt daarenboven excentrisch ten opzichte van de as van het Amerikadok dat hier evenwel verruimd werd om de doorvaart te vergemakkelijken en een zwaaimaneuver van kleine schepen toe te laten. In de huidige situatie bleef evenwel in de as van de brug slechts een vaarwater van ca. 280 m lengte op de bodem beschikbaar. Een eerste verruiming voorzag de afstand tussen de brug en de oever op cota − 10,50 m uit te breiden tot 330 m. Dit betekent dat wanneer een schip met een lengte van 230 m met zijn achtersleepboten de doorvaartgeul tussen de brugpijlers verlaat er ca. 50 m overblijft tussen de voorsteven en de oever. De doorvaart van deze bruggen werd dan ook mee in dit onderzoek opgenomen.

De simulator bestaat uit een scheepsbrug voorzien van stuurorganen, controleinstrumenten, radarbeeld en een buitenbeeld. Het buitenbeeld geeft het zicht weer door de vensters van de brug hetzij in het midden of de bak- of stuurboordzijde. De loods stelt het gedrag van het schip vast en reageert hierop door instructies te geven omtrent de machine, de roerstand, de sleepboten, enz. om het maneuver uit te voeren. De controleapparatuur is verbonden met een computer die continu de inwerking van de hydrodynamische krachten en de omgeving uitrekent. De snelheid, de positie en koers van het schip worden alzo berekend en verwerkt via de instrumenten, de radar en het buitenbeeld. Alzo krijgt de loods de illusie dat hij vaart op een echt schip, met de bedoeling dat hij zo natuurlijk mogelijk reageert.

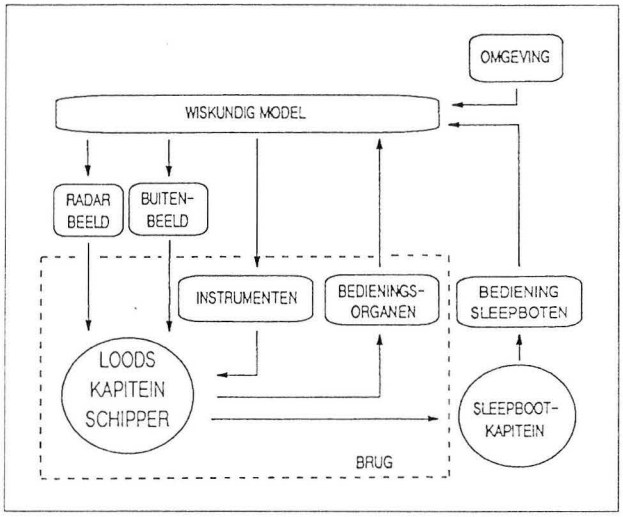


Fig. 3. — Scheepssimulatie-principe

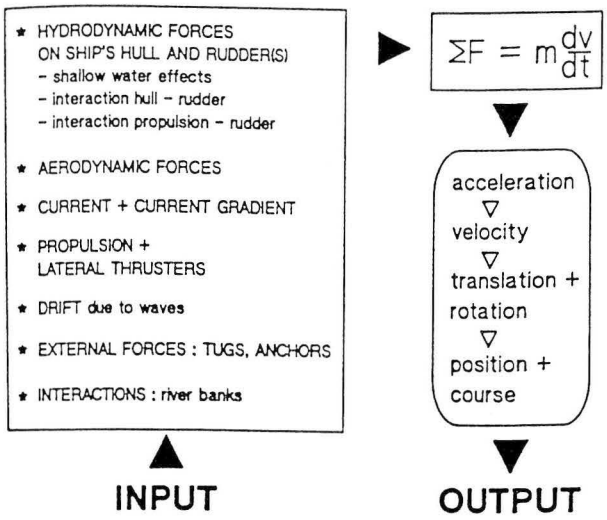


Fig. 4. — Simulatie – Mathematisch model

Tijdens maneuvertesten worden continu 40 parameters opgemeten en wordt de werkelijke vaarbaan uitgetekend.

Uit de windgegevens in het Amerikadok voor de Royerssluis blijkt dat windsnelheden, gemiddeld over 10 minuten, slechts 1,5 % van de tijd 10 m/s overschrijden. Voor de proeven werd dan ook een vlagerige wind van gemiddeld 5 Beaufort ingebracht. Hierbij werd rekening gehouden met de invloed van de bebouwing langs het Amerikadok, zoals de hoge graansilo's, de afdaken, de aangemeerde schepen, enz.

Hiervoor werd in een stroomgoot op een schaalmodel met schaal 1/500 ste het verloop van het windveld ingemeten. De meetresultaten werden in de scheepsmaneuvreersimulaties ingevoerd.

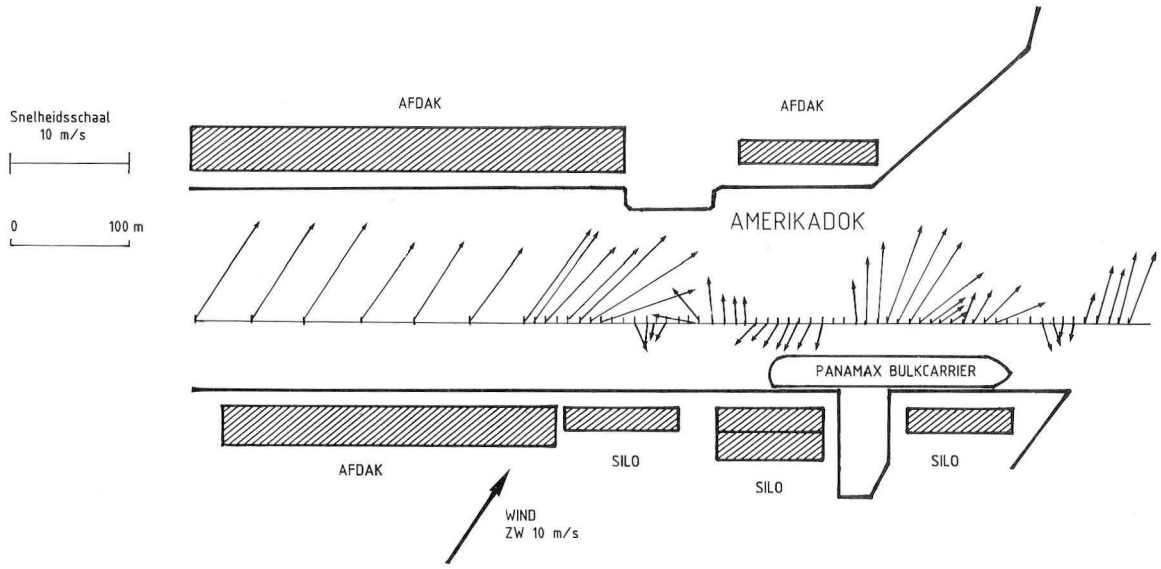


Fig. 5. — Windveld in het Amerikadok.

Ook de vlagerigheid van de wind werd gesimuleerd. De turbulente structuur van de wind werd berekend met een Von Karman spectrum en gesuperponeerd op de gemiddelde windsterkte. Alzo kon de windkracht op een bepaald ogenblik 7 Beaufort bereiken of zelfs terugvallen tot 3 Beaufort.

De langs- en dwarskrachten en ook de momenten veroorzaakt door de wind op de romp werden op hun beurt berekend door bepaling van de schijnbare windkracht en richting, gebruikmakend van de windcoëfficiënten voor grote tankers. Verder werd rekening gehouden in het mathematisch model met

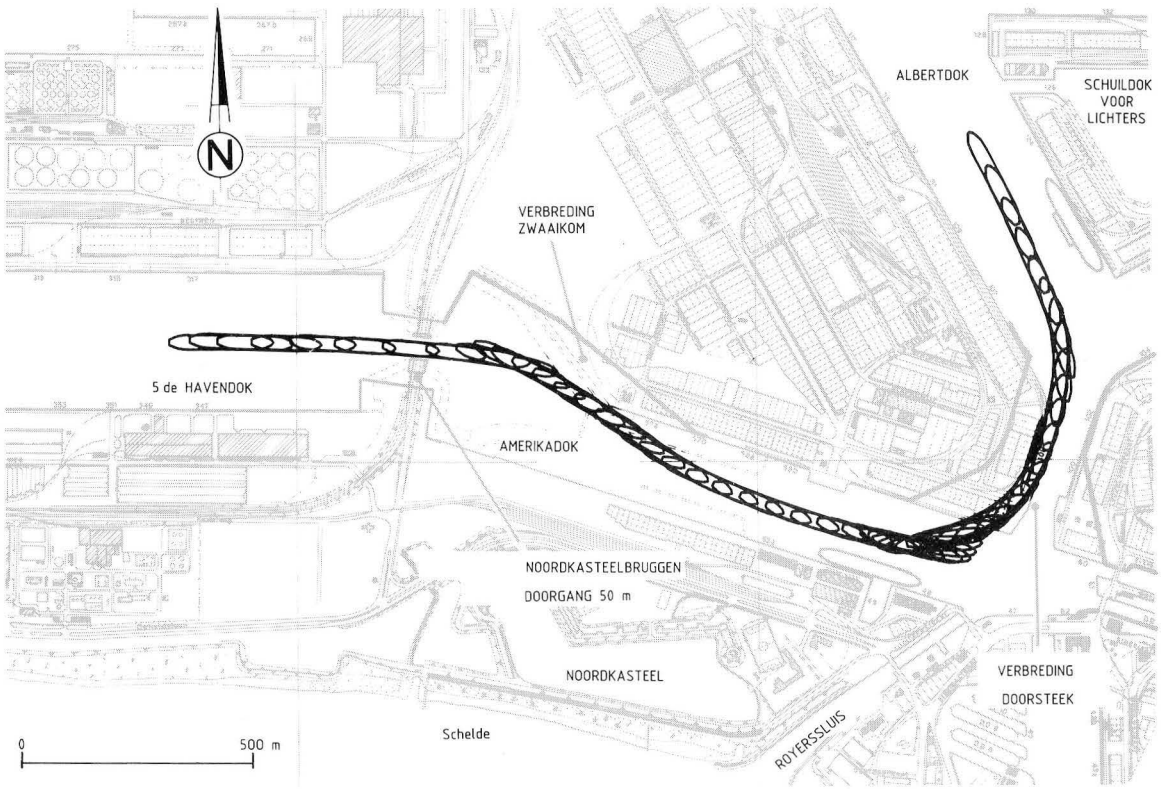


Fig. 6. — Vaarbaan van een bulkcarrier 260 m lengte opvarend naar het 3de Havendok.

speciale effecten zoals oeverzuiging, beperkte vaarwegbreedte en waterdiepte. De sleepbootassistentie bestond uit 2 of 3 stadssleepboten met Voith-Schneideraandrijving en een trekkracht van 22 ton paaltrek. De sleepboten werden bestuurd door sleepbootkapiteins van het Stedelijk Havenbedrijf.

De vaarproeven werden uitgevoerd door havenloodsen van de c.v. Brabo. Het onderzoek werd in meerdere fasen uitgevoerd. Alzo werden aan het ontwerp van de doorsteek Amerika- en Albertdok tijdens het onderzoek stapsgewijs aanpassingen uitgevoerd zodat de minimale doorvaartopening uiteindelijk tot 160 m verbreed werd. Hierdoor werd de doorsteek geschikt voor de doorvaart van de massagoedschepen van 260 m lengte. In de doorsteek werd het tevens mogelijk dit schip in ballast 180 graden te laten zwaaien.

Tevens bleek het noodzakelijk de zwaaikom nabij de Noordkasteelbruggen te verbreden.

Bij afvaart met de Panamaxschepen van 230 m lengte in ballast bleek tijdens de simulaties dat bij een windkracht van gemiddeld 5 Beaufort met buistoten tot 7 Beaufort soms problemen optraden bij de doorvaart van de Noordkasteelbruggen. Hierbij werden de pijlers van de brug geraakt. Tijdens verdere simulaties werd hieraan verholpen door de bestaande verruiming van het Amerikadok voor de bruggen verder te verlengen tot 380 m in de as van de brug.

Alzo kan een afvarend schip in de as van de brug geleid worden op reeds 150 m afstand van de brug.

Na deze aanpassing bleek dat de doorvaart veilig was. De scheepssimulatie heeft loodsen en sleepbootkapiteins toegelaten ervaring op te doen voor het uitvoeren van maneuvers in een niet bestaande omgeving. De stap voor stap evaluatie en daaruit volgende aanpassingen van de lay-out van de vaargeul kon enerzijds gerealiseerd worden dank zij de bestaande ervaring met werkelijke schepen en op simulator en anderzijds dank zij de statistische analyse van de gevaren vaarwegpaden.

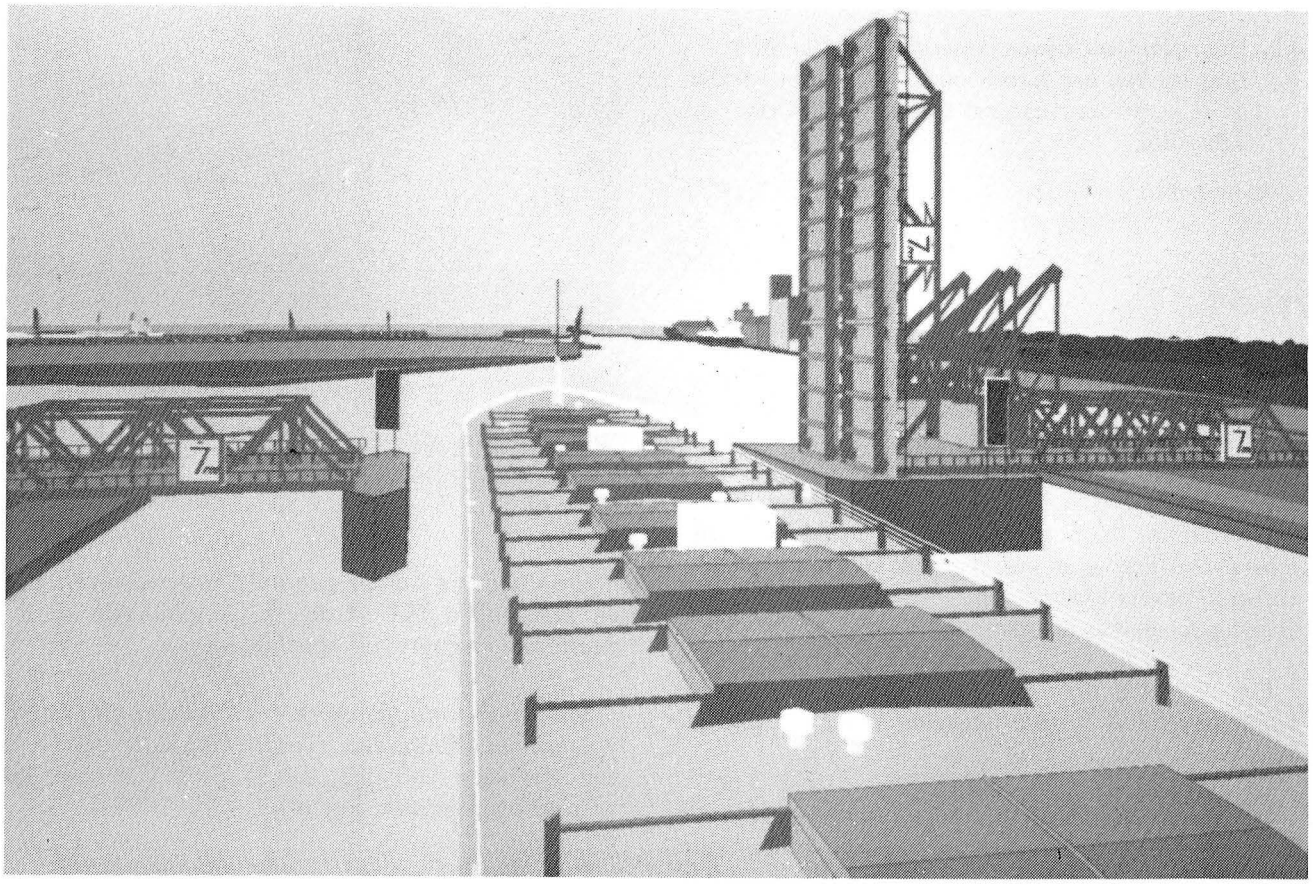


Fig. 7. — Noordkasteelbruggen. Computerbeeld gezien vanaf de simulator.

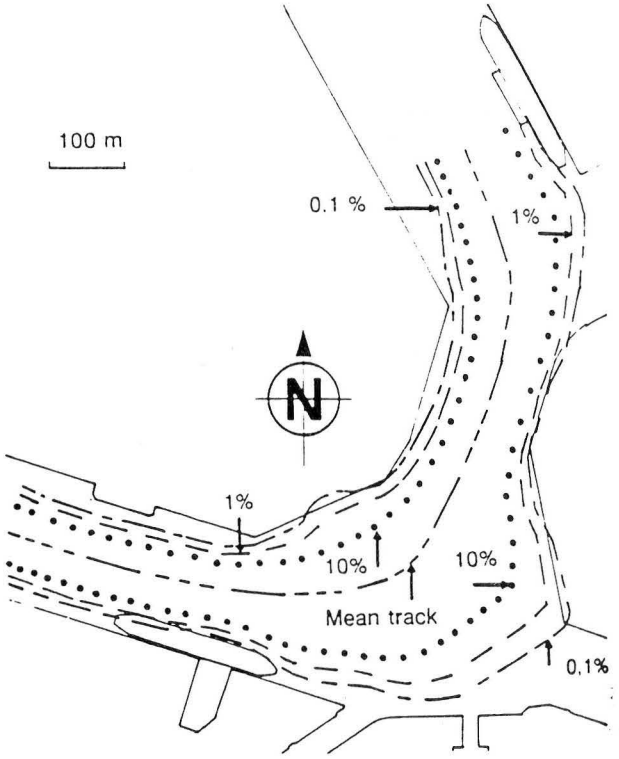


Fig. 8. — Statistische geextrapoleerde grenzen van de vaarbanen.

4.2. Doorvaartgeul tussen Amerika- en Albertdok. Bouwen van een kabel- en leidingentunnel onder de te verbreden vaargeul tussen het Amerika- en Albertdok

Aannemer: Tijdelijke Vereniging nv. MBG-nv. Wayss und Freytag.

Inleiding

Teneinde de doorvaartgeul tussen het Amerika- en Albertdok te verbreden, dienden vooraf een aantal leidingen en kabels die de vaargeul kruisen verdiept en omgelegd te worden.

Het bestek voorzag de bouw van een tunnel met een minimum diameter 2,80 m die zowel geboord, geperst of afgezonken kon worden. De tunnel diende op beide oevers toegankelijk gemaakt te worden via toegangsschachten in gewapend beton.

De schachten dienden uitgevoerd zonder dat de grondwaterstand in de omgeving mocht gewijzigd worden.

De voordeligste en weerhouden offerte voorzag de bouw van de 2 afgezonken schachten en een geboorde en geperste tunnel in gewapend beton met een binnendiameter van 3,00 m.

Uitvoering

De schachten op beide oevers hebben een dubbel doel; enerzijds een vertikale toegang verschaffen tot de leidingentunnel, anderzijds het mogelijk maken dat het boorschild en de persinstallatie kunnen opgesteld worden en de te persen buizen aangebracht en dat na het beeindigen van het boren het boorschild terug aan de oppervlakte te brengen.

De afmetingen van de schachten werden dan ook voornamelijk bepaald door de uitvoeringsmethode van schacht en tunnel.

— kaai 101-103 (onpare oever), de startschacht:
  ∅ buiten : 11,40 m
  ∅ binnen: 9,00 m
  hoogte: ca. 27,00 m

— kaai 102 (pare oever), de ontvangstschacht:
  ∅ buiten : 8,30 m
  ∅ binnen: 6,50 m
  hoogte: ca. 26,00 m

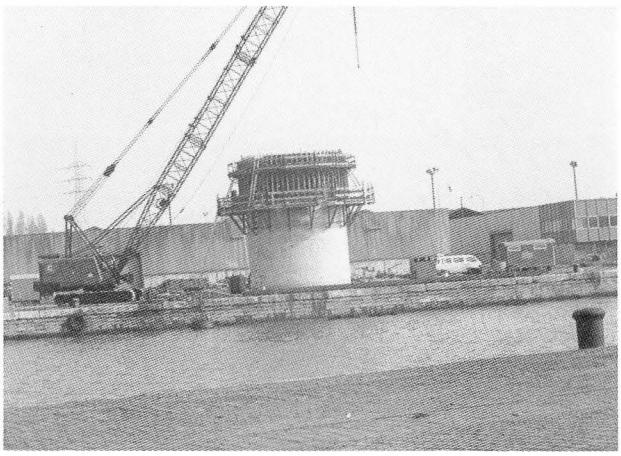


Fig. 9. — Uitvoering van de ontvangstschacht met een klimbekisting.

Tegen het opdrijven werd elke schacht voorzien van een betonprop met een dikte van ongeveer 2 m.

De schachten werden gebouwd in gewapend beton en afgezonken. Zij werden in verschillende betonneerfases bovengronds opgebouwd.

Het beton werd gestort in een bekisting uitgevoerd volgens het klimsysteem. Tussen elke stortnaad werd een zwelvoeg voorzien. De wapening bestaat uit voorgebogen gelaste netten.

Daar er geen grondwaterverlaging was toegestaan tengevolge van de aanwezigheid van zettingsgevoe-

lige gebouwen in de onmiddellijke nabijheid werd de grond binnen de schachten uitgegraven in den natte met een zware grijperkraan, waardoor de schacht onder bestendige kontrole kon afgezonken worden.

Om de mantelwrijving tegen de buitenste cylinderwand te beperken werd een betonietsmering aangebracht.

Na het afzinken van de schachten op hun definitief peil, werden zij voorzien van een gewapend betonnen bodemplaat die in staat is de volle hydrostatische waterdruk op te nemen.

Bijzondere aandacht werd besteed aan de voeg tussen tunnel en schacht zodat de vervormingen en differentiële zettingen kunnen opgenomen worden zonder de waterdichtheid van de constructie in gevaar te brengen.

Hiervoor zijn in de beide schachten openingen aangebracht voor ankers voor de bevestiging van vertrek- en aankomstvoeg van het schild. De doorvoeropeningen van het schild in de wand werden cylindrisch uitgevoerd en voor het afzinken opgevuld met een mortel met beperkte drukweerstand na 28 dagen.

De tunnel zelf met een buitendiameter van 3,60 m heeft een lengte van 212 m, ligt op een diepte (onderkant buis) van 23,50 m onder het maaiveld.

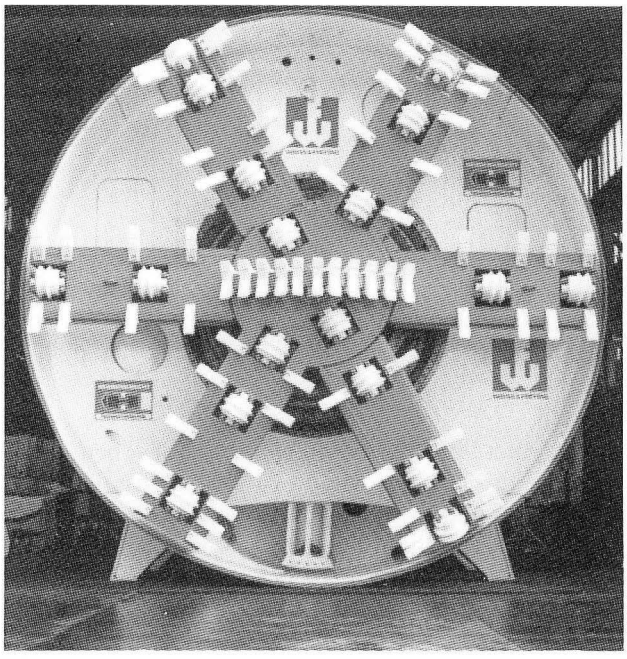


Fig. 10. — Hydromixschild van Wayss und Freytag.

Deze tunnel werd in gewapend beton vervaardigd en als doorpersing gebouwd.

Zijn totale lengte wordt bereikt door het samenvoegen van 72 stukken buis van ieder 3 m lengte.

Deze buizen zijn 30 cm dik en zijn voorzien van een plaatstalen binnenkern (dikte 5 mm) die met 5 cm beton overdekt is.

Voor de persing van de buizen werd een WAYSS & FREYTAG Mixschild toegepast.

Het hydromixschild is een graafmachine, bestaande uit een horizontale cylinder met een doormeter van 3,60 m. Met volledige uitrusting weegt het 60 ton.

Het voorste gedeelte, de boorkamer, is hermetisch afgesloten van de achterliggende bouwkamer. Een tussenschot, dat tot onder de as komt, verdeelt de boorkamer in twee delen.

De bentonietsuspensie vult de twee delen. Een luchtkussen in de achterste bovenkamer zorgt voor de nodige druk op de vloeistof. Daardoor stijgt de vloeistof tot aan de nok van het schild in de voorste kamer. Zo steunt de bentonietsuspensie het boorfront volledig. Ze houdt de grond- en waterdruk in evenwicht. Door de kohesie te verhogen verbetert ze ook de grondstructuur. De stervormige boorkop met gevorkte armen is voorzien van snijbeitels en snijschijven. Deze snijkop kan in twee richtingen draaien met een kontinu regelbare snelheid van 0 tot 2 toeren/minuut. Het zand en de klei worden gelijkmatig afgemalen door de boorkop.

De diepteligging is zodanig dat tijdens de uitvoering ter plaatse van de leidingen een 20 m en ter plaatse van de doorvaartgeul 8 m gronddekking aanwezig is en een waterdruk van 22 m waterkolom.

De tunnel wordt geboord deels in een tertiair zandpakket deels in de bovenste lagen van de Boomse klei.

De tunnel werd op volgende manier gebouwd:

— de met snijwerktuigen vooorziene boorkop (snijwiel) van de machine draait tegen of met de wijzers van de klok;

— daarbij wordt het schild en de daarachter liggende gewapende betonnen buizen van het hoofdpersstation in de staartschacht hydraulisch voorwaarts gedrukt, waardoor de mantelwrijving aan de buitenkant van de buizen en het schild overwonnen wordt;

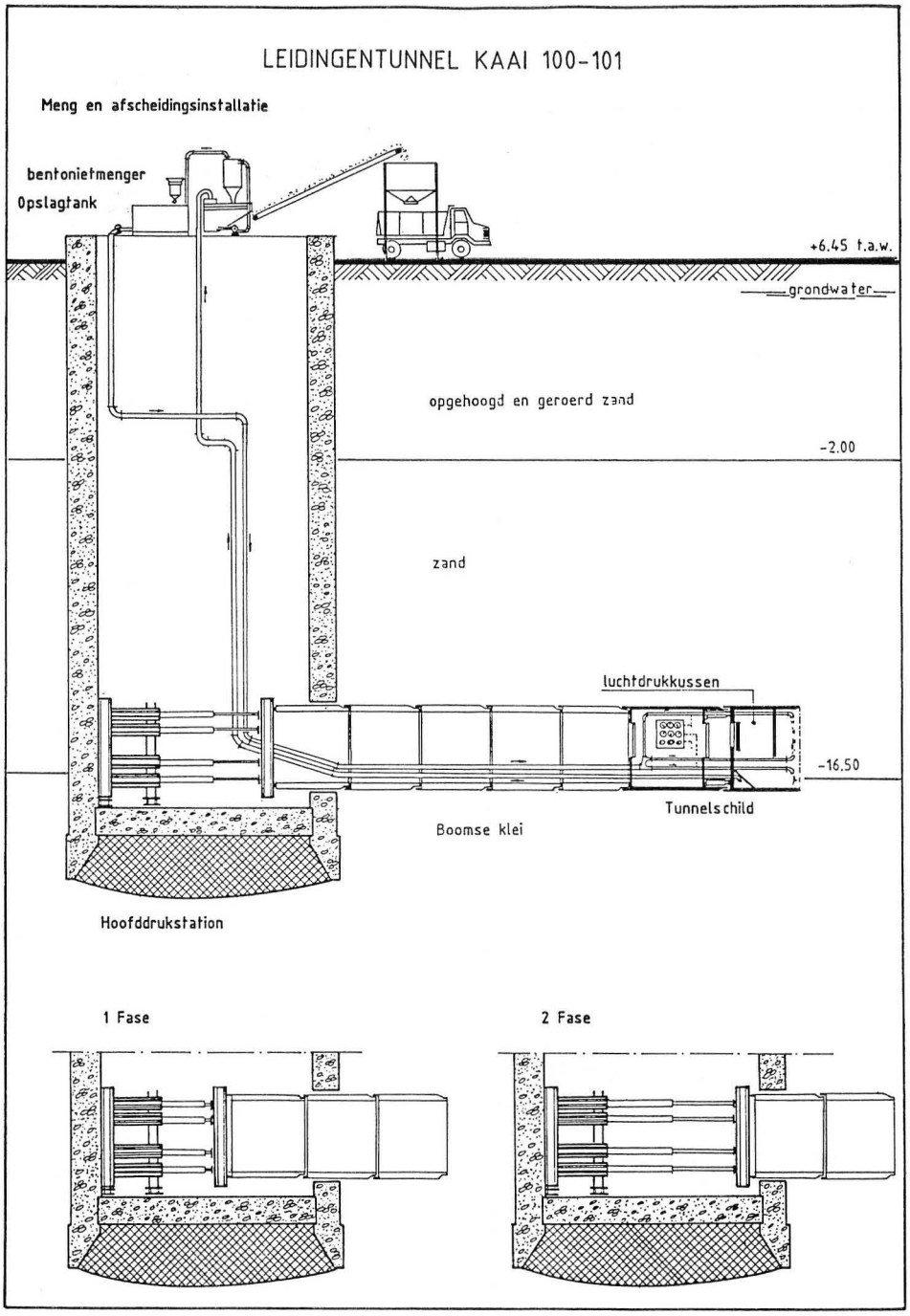


Fig. 11. — Principe van de doorpersing van de tunnelbuizen met het Hydromixschild.

— door de voorwaartse beweging van de boorkop en het gelijktijdig draaien van het snijwiel, wordt de bodem ter hoogte van het boorfront afgeschraapt;

— het transport van de losgemaakte grond geschiedt hydraulisch via een pijpleidingensysteem (spoelleiding) en wordt bewerkstelligd door middel van zandbaggerpompen;

— de met grond verrijkte vloeistof (bentonietsuspensie) wordt via was- en zeefinstallatie en een afscheidingsinstallatie geleid, zodat vaste en vloeibare bestanddelen gescheiden worden;

— de vaste stoffen worden per vrachtwagen verwijderd, terwijl de herwonnen suspensie via leidingen terug in de kringloop naar het schild wordt gevoerd;

— deze kringloop herhaalt zich permanent tijdens het persen en wordt slechts door het inbouwen van een nieuwe buis in de startschacht onderbroken;

— de tunnel wordt op die manier vanuit de startschacht, steeds met een buis verlengd, waarbij de totale buislengte tijdens het persen in beweging is. Vermits bij deze tunnellengte de kracht van het hoofdpersstation niet voldoet om de ganse mantelwrijving en de perskracht op te brengen, worden 2 bijkomende tussenstations ingebouwd en verdeeld over de tunnellengte;

— de stabiliteit van het 3,60 m hoge boorfront voor de boorkop wordt bereikt door de samenwerking van de luchtdruk en bentoniet;

— de luchtdruk (steundruk) wordt aan de grond- en waterdrukken aangepast. De metingen tijdens het boren worden via laserstralen vanuit de startschacht uitgevoerd;

— de doorboring van vertrek- en aankomstschacht met het hydromixschild gebeurde nadat het achterliggende grondmassief gestabiliseerd werd door bevriezing. De ijsprop werd gevormd door inbrengen van vloeibare stikstof in de grondlagen. Hiervoor werden metalen lansen in de grond geboord.

Op deze manier kan vloeibare stikstof uit een cryogene opslagtank via leidingen en lansen in de grond gebracht worden. Door de verdampende en opwarmende stikstof koelt en bevriest het grondwater tussen de grondkorrels. Aan de bovenkant van de lansen stroomt de stikstof, nu gasvormig en opgewarmd, door een opening naar buiten.

De temperatuur van de uittredende stikstof wordt gemeten en via een computergestuurd regelsysteem wordt voldoende vloeibare stikstof gedoseerd om de uittredende temperatuur laag genoeg te houden.

Daarnaast worden een paar temperatuurmeetpunten in de grond aangebracht om ook op die manier het proces te kunnen volgen. In de eerste dagen wordt de meeste stikstof verbruikt; dit zijn namelijk de dagen dat het grondwater bevroren moet worden. In de periode hierna moet, om de gewenste werkzaamheden mogelijk te maken, de ijsprop in stand gehouden worden. Hiervoor is veel minder stikstof nodig. Omgekeerd is dus het stikstofverbruik één van de beste aanwijzingen om te controleren of de ijsprop zich al gevormd heeft. Na het aanbrengen van de lansen en het bevriezen van de ondergrond met vloeibare stikstof werd na een twintigtal dagen het beton en het grondmassief doorboord. Na beëindiging van de werkzaamheden wordt de grond weer ontdooid. Het verwijderen van de lansen gebeurt direct na de vriesperiode.

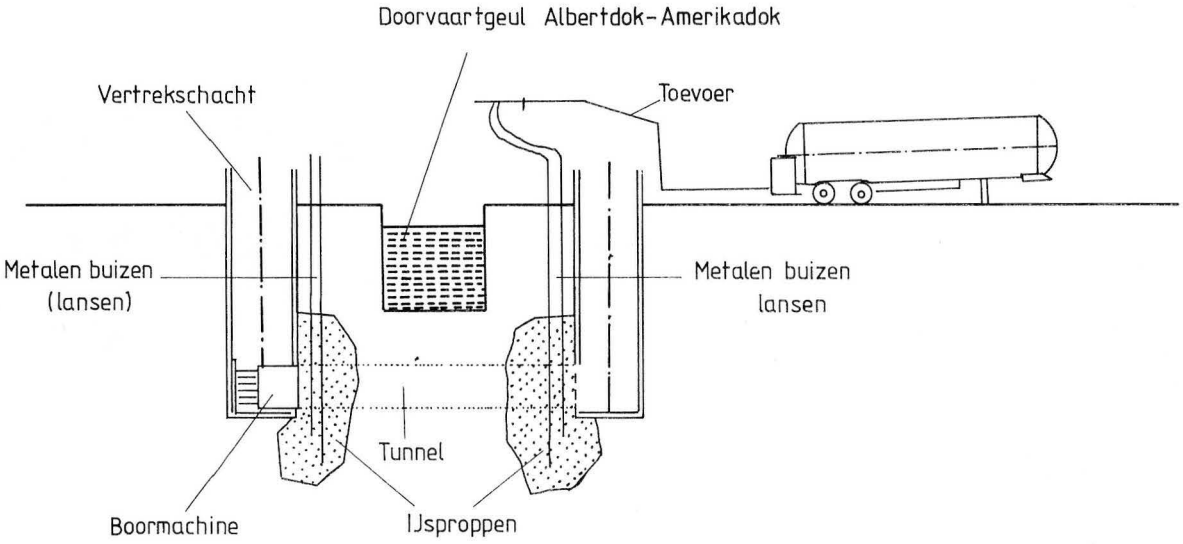


Fig. 12A. — Inbrengen van de vloeibare stikstof in het grondmassief.

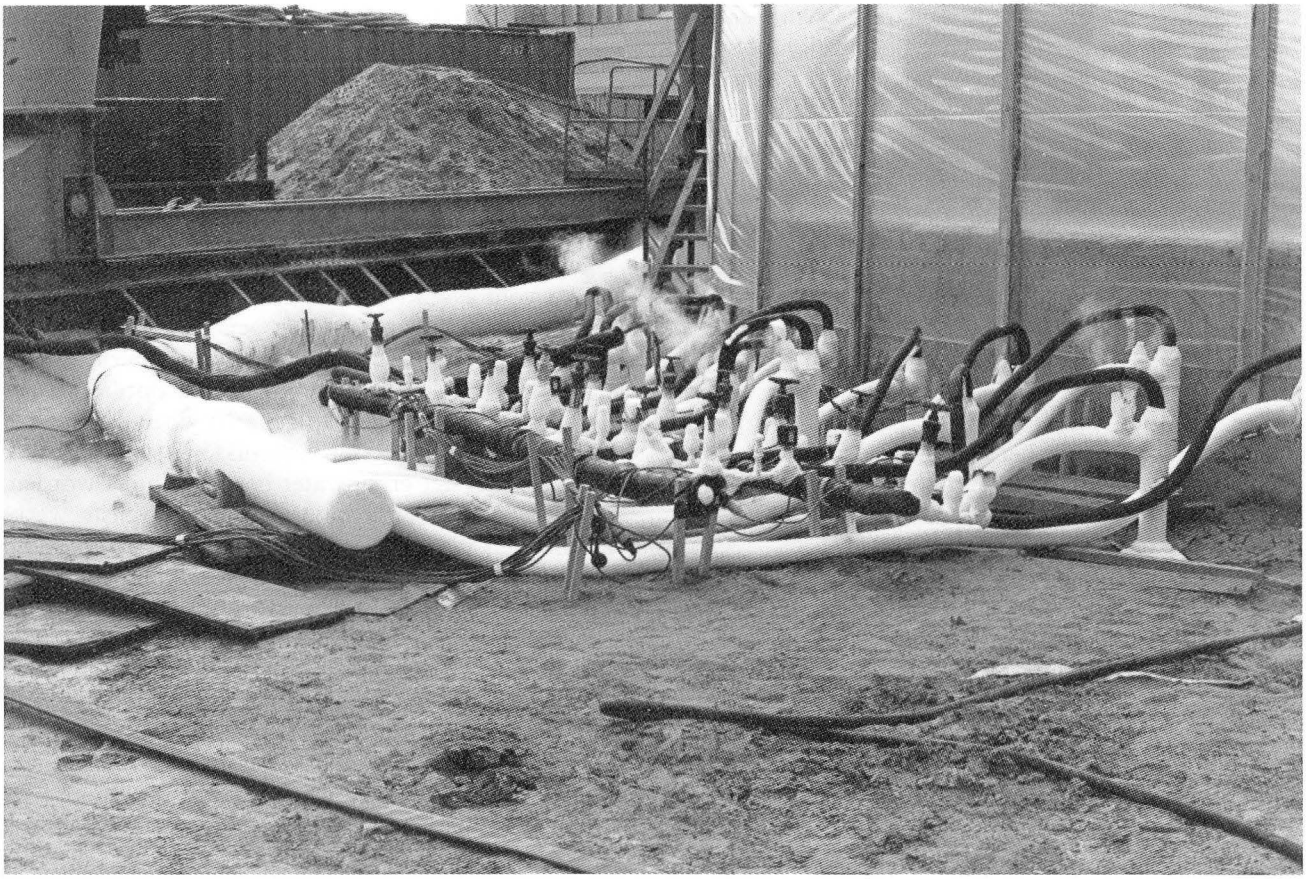


Fig. 12B. — Foto metalen lansen bij schacht.

— na het doorboren van de vertrekschacht werd de 212 m lange tunnel geboord en geperst in minder dan 5 weken.

Na het bereiken van het eindpunt worden de voegen van de buizen uitgevoerd.

Een speciale voeg werd in de tunnel aangebracht ter plaatse van de nieuw te bouwen kaaimuur teneinde de overgebrachte belasting te kunnen opvangen.

De tunnel en de tunnelschachten werden uitgerust met de ondersteuningen en bevestigingen voor de kabels en leidingen.

De bevestigingen en steunen werden ontworpen zodat de kathodisch beschermde leidingen elektrisch geïsoleerd zijn van de stalen onderdelen van de tunnel.

De bevestigingen en kabelrekken zijn gegalvaniseerd of gemetalliseerd en kunnen de krachten opnemen, die ontstaan als de leidingen leeg zijn en de tunnel gevuld is met water.

Fig. 13. — Ontvangstschacht (bovenzicht).

4.3. Doorvaartgeul Amerikadok – Albertdok Verbreding en verdieping

Aannemer: Tijdelijke Vereniging nv AMAL:

— Van Laere – Ondernemingen Jan De Nul

— S.B.B.M. en Six Construct

Fig. 14. — Doorvaartgeul. Bestaande toestand gezien vanuit Amerikadok.

4.3.1. *Bestaande toestand*

De bestaande kaaimuren zijn alle gewichtsmuren van diverse types. Op bijgaande figuren 15 en 16 wordt een doorsnede van de in de werkzone meest voorkomende kaaimuurtypen gegeven. Deze kaaimuren bestaan in hoofdzaak uit baksteenmetselwerk of uit muren, opgebouwd met afgezonken metalen caissons welke met „beton" gevuld werden (tras, kalk, steenslag, ...)

Sommige kaaimuren werden gefundeerd op zware breuksteen (al dan niet gemetst). De funderingsaanzet van deze kaaimuren stemt praktisch overeen met de bestaande dokbodem.

Teneinde de doorvaartgeul van de Panamaxschepen mogelijk te maken diende de oude vaargeul niet alleen verruimd, maar ook met ca. 5 à 6 m verdiept te worden. Hiervoor dienen de oude kaaimuren uitgebroken te worden en vervangen door nieuwe constructies. Plaatselijk kunnen de oude kaaimuren geincorporeerd worden in de nieuwe constructies.

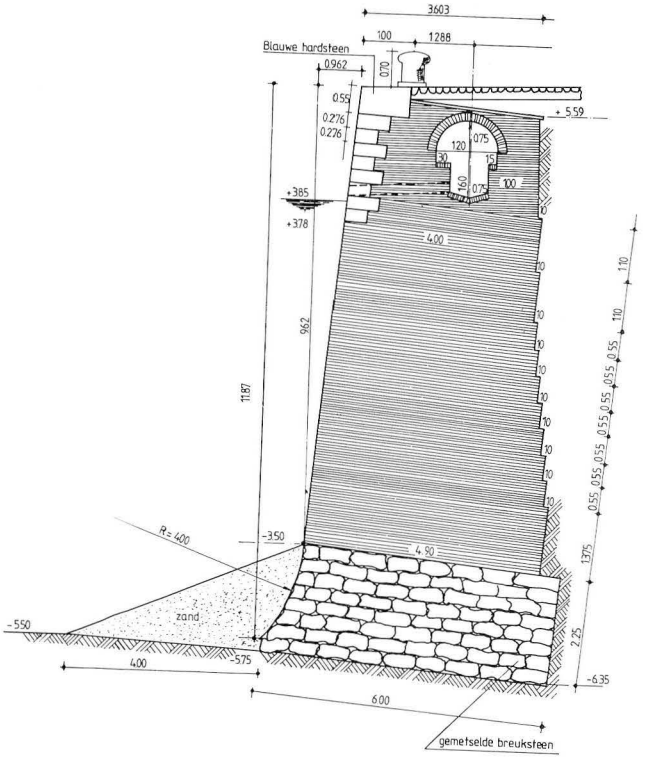


Fig. 15. — Bestaande kaaimuur baksteenmetselwerk.

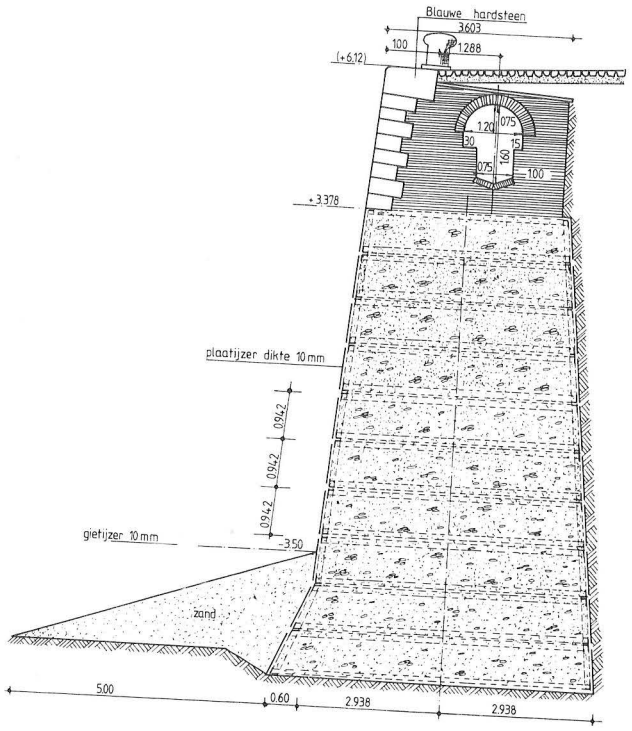


Fig. 16. — Bestaande kaaimuur type caisson.

4.3.2. *Te realiseren kaaimuren*

De te bouwen kaaimuren zijn de volgende:

— ter vervanging van de af te breken kaaimuren in het Amerikadok en in de doorvaartgeul en in het Albertdok wordt een betonnen kaaimuurconstructie gebouwd bestaande uit een doorlopende slibwand afgedekt met een betonnen gesp- en vloerplaat verankerd met een reeks in de grond gevormde trek- en drukpalen;

— ter plaatse van de doorvaartgeul wordt over een afstand van ca. 260 m geopteerd voor de uitvoering van een betonnen kaaimuur steunende op een samengestelde damwand bestaande uit stalen buizen en tussenplanken geplaatst voor de oude kaaimuur. De oude kaaimuur wordt alzo geincorporeerd in de nieuwe constructie en heeft een beperkte grondkerende functie. De kaaimuur wordt hier ook verankerd door een reeks trek- en drukpalen;

— de aansluiting van de nieuwe kaaimuren met de bestaande kaaimuren langsheen de onpare oever in het Amerika- en Albertdok gebeurt door het verstevigen en verdiepen van de bestaande kaaimuren (telkens over 50 m).

Dit gebeurt door het onderpinnen van deze kaaimuren d.m.v. palen gerealiseerd met jetgrouting of de VHP (very high pressure)- grouting techniek. Hierbij wordt aan de dokzijde een dubbel gronddicht scherm gerealiseerd tot de cota TAW − 14,50. Aan de landzijde wordt een enkel scherm aangebracht.

Beide schermen worden met elkaar verbonden d.m.v. dwarsschermen.

Deze toepassing is een extrapolatie van het proefproject dat met succes werd uitgevoerd langsheen de dwarse kaaimuur van het 3e Havendok.

Ook deze versterkte en verdiepte kaaimuur wordt afgedekt met een betonplaat die het geheel verbindt. Tevens wordt de kaaimuur verankerd met een reeks in de grond gevormde trek- en drukpalen.

Hoeveelheden

De voornaamste hoeveelheden der uit te voeren werken zijn (totalen):

— lengte slibwand: 700 str.m met een diepte van 24 m

— lengte buispalenwand: 260 str.m met een diepte van 22 m

— lengte damwand afsluiting 1ste Havendok: 180 m

— beton slibwand: 17.000 m^3

— wapening slibwand: 1.300.000 kg

— beton bovenbouw: 22.000 m^3

— wapening bovenbouw: 2.200.000 kg

— totale lengte trek- en drukpalen: 34.000 m

— baggerwerken: cutterzuiger: 800.000 m^3

— eigenlijke doorvaartgeul: dipperdregger 400.000 m, hopperzuiger: 600.000 m

— afbraak oude kaaimuur (beton en metselwerk): 80.000 m^3

4.3.3. *Afbraakwerken*

De afbraakwerken bestaan in hoofdzaak uit het uitbreken en wegnemen van de bestaande kaaimuren en steigers met alle aanhorigheden.

Verder bestaat de afbraak uit het opruimen en weghalen uit een sleuf in het Amerikadok van een eertijds gesprongen kaaimuur.

Tevens dienen allerlei funderingen, wegverhardingen, rioleringen e.a. opgeruimd. De aannemer dient verder alle doorgesneden leidingen en rioleringen af te dichten en de afwatering verder te zetten.

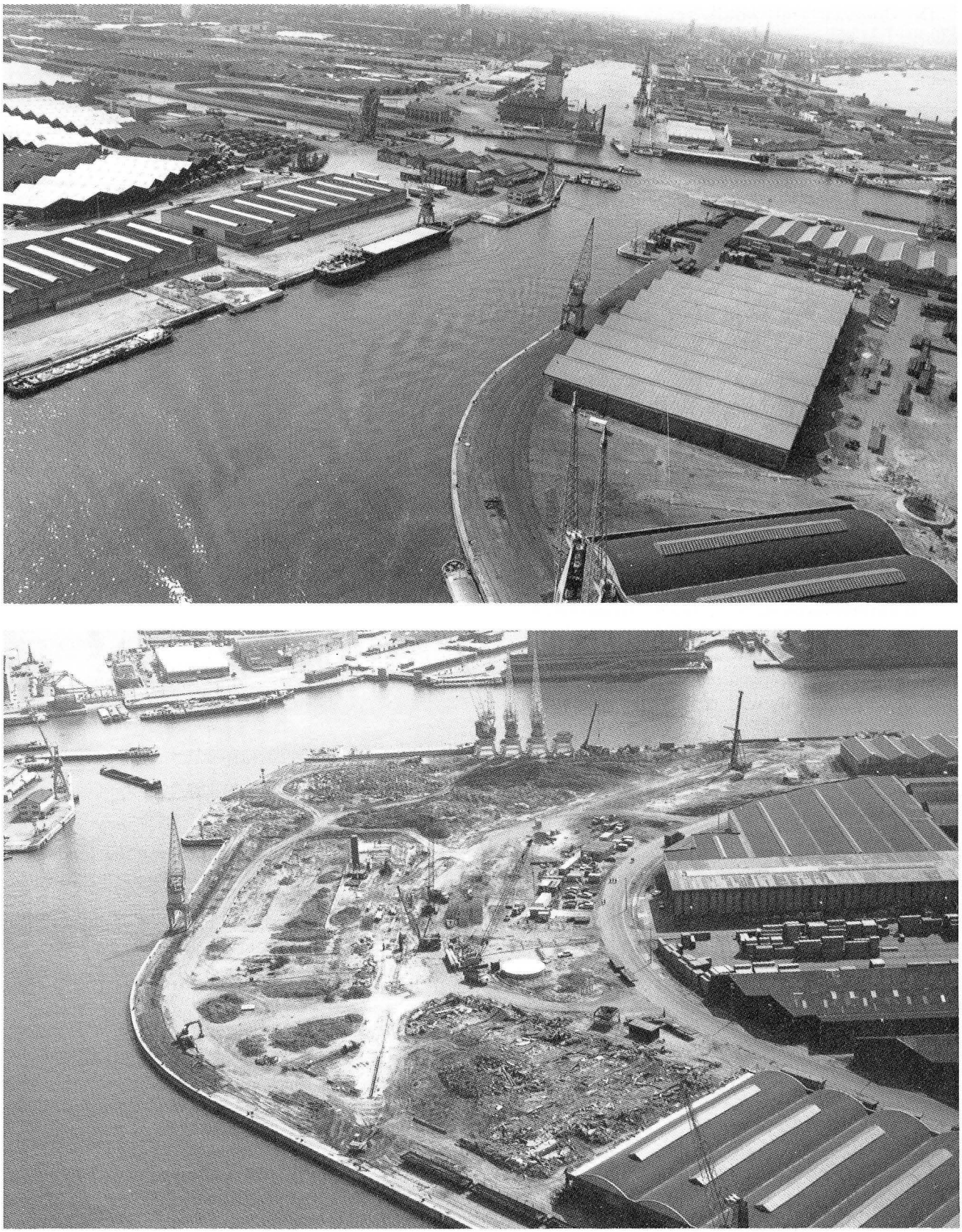


Fig. 17. — Overzicht onpare oever. Afbraak van de constructies gelegen boven het maaiveld.
Situatie januari 1992.
Situatie juni 1992.

De doorvaartgeul wordt verder gekruist door allerlei leidingen en zinkers van nutsmaatschappijen. Nadat de leidingen omgelegd werden doorheen de in 1990 gebouwde leidingentunnel dienen de in de doorvaartgeul nog achterblijvende zinkers e.a. verwijderd te worden.

Een aantal loodsen welke binnen de omschrijving van de nieuwe doorvaartgeul vallen dienen eveneens geheel of gedeeltelijk afgebroken te worden.

Op figuur 17 wordt de stand der afbraakwerken in juni 1992 langs de onpare oever vergeleken met de situatie in januari 1992 (voor de aanvang der werken).

Vooral de gedeeltelijke afbraak van de loods 105, bestaande uit een reeks overkappingen met schaalconstructies, was een delicate aangelegenheid. De afbraak werd uitgevoerd tot aan de eerste reeks verstevigingsjukken, die een aantal jaren geleden werden aangebracht in deze schaalconstructies, teneinde de stabiliteit van de gehele constructie op te voeren. Deze jukken verdelen immers de aaneensluitende schaaldaken in een aantal beperkte en onafhankelijke schaalvakken. Na het uitvoeren van een aantal kernboringen in de bestaande schaaldaken en controleberekeningen werd besloten, vooraleer tot afbraak over te gaan een nieuwe randbalk in gewapend beton aan te brengen om de spatkrachten op te vangen en gelijkmatig over te brengen op de jukken.

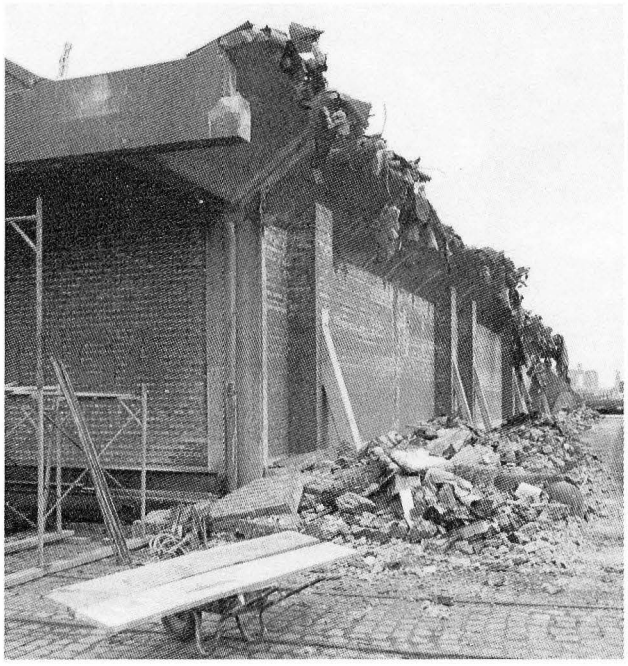


Fig. 18. — Afbraak loods 105. Afsluitingsmuur.

Ook op de andere plaatsen in de loods werd ter plaatse van de verstevigingsjukken uit veiligheidsoverwegingen eveneens een dergelijke balk aangebracht.

De nieuwe afsluiting bestaat uit een muur in baksteenmetselwerk.

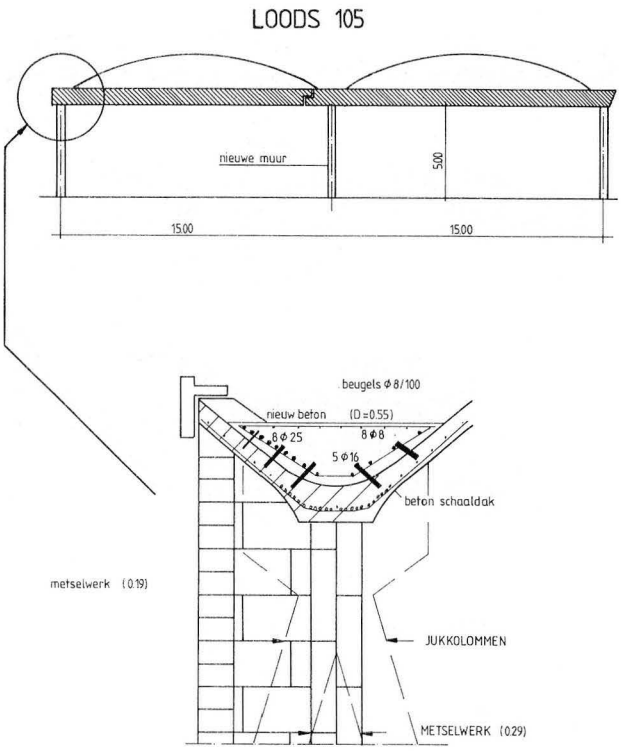


Fig. 19. — Loods kaai 105. Schaaldaken – Uitvoering randbalk.

Het slopen in het bijzonder van de kaaimuren wordt voornamelijk uitgevoerd met springstoffen.

Verder wordt uitvoeriger ingegaan op de gevolgde werkwijze, het opgezette meetnet, de evaluatie van de meetresultaten e.a.

Herbruik afbraakmaterialen

Het van de afbraakwerken afkomstige puin wordt grotendeels herbruikt. Het te recycleren puin wordt ontdaan van alle vreemde elementen zoals hout, wapeningsijzer, e.d. meer.

Het puin wordt volgens de besteksbepalingen gebroken in verschillende kalibers voor de aanleg van de onderfundering van de aan te leggen kaaiplateaus en de wegenwerken. De verwerking gebeurt op basis van de ontwerp richtlijnen voor het verwerken van beton en steenpuin voor de aanleg van onder-

funderingen opgenomen in het nieuwe ontwerp van het typebestek 150 van het Ministerie van Openbare Werken.

Tevens wordt het resterende gedeelte van het puin gebroken voor toepassing in de waterbouw.

Zo wordt het gebroken puin — kaliber 2 tot 50 kg — aangewend om enkele diepe bodemuitschuringen ter plaatse van de Containerkade Zuid aan te vullen. De steenstorting werd uitgevoerd door de steenstorter MS Pompei, toebehorend aan een consortium van 4 aannemers van waterbouwwerken (Herbosch-Kiere – Dredging International – J. De Nul – Decloedt).

Kontrole van de explosie-effecten

De Tijdelijke Vereniging AMAL heeft geopteerd om de bestaande kaaimuren met behulp van explosieven te slopen. Het gebruik van springstoffen bij afbraakwerken is immers een tijds- en kostenbesparende methode, zeker indien er rekening gehouden wordt met het feit dat bij deze werf zowat 1 km kaaimuur (80.000 m^3 metselwerk en beton) moet gesloopt worden.

Afbraakwerken met behulp van explosieven in een sterk geïndustrialiseerde zone vergt echter zekere voorzorgen wat betreft de effekten op de omgeving zoals bodemtrillingen en projektie.

Aan het Laboratorium van de Leerstoel Bouwkunde van de Koninklijke Militaire School werd hieromtrent advies gevraagd. In het verleden werden door dit laboratorium analoge opdrachten uitgevoerd bij de afbraakwerken van de kaaimuur te Berendrecht en de verbredingswerken van de doorvaart- geul van het hansadok.

Fig. 20. — M.S. Pompei, afvarende naar de Containerkaai-Zuid.

De studie van de afbraakwerken zelf werd gemaakt door N.E.B. (Nobel Explosifs Belgique) terwijl de firma Jan DE NUL voor de praktische uitvoering zorgt.

Een tweede probleem waarmee de Leerstoel Bouwkunde op deze werf werd gekonfronteerd waren de effekten van de heiwerkzaamheden op de omgeving tijdens de bouw van de nieuwe kaaimuur.

Opvolging en begeleiding van de dynamiteringswerken

Zoals reeds vermeld vergt het slopen met springstoffen zeker voorzorgen wat betreft de effekten op de omgeving. In volgorde van belangrijkheid zijn deze effekten, voor wat deze werf betreft, bodemtrillingen en projektie.

Omdat de kaaimuur praktisch volledig onder water gedynamiteerd wordt vormt projektie tot nu toe geen probleem. Buiten het creëren van een veiligheidszone tijdens de uitvoering van een schot worden er dan ook geen speciale maatregelen getroffen.

De bodemtrillingen die ontstaan tijdens het dynamiteren vormen een belangrijker probleem dat op een behoedzame manier wordt aangepakt.

Door gebruik te maken van schoten met millisecondenvertraging kunnen de bodemtrillingen reeds in een belangrijke mate verminderd worden. Maar in een complexe omgeving is het echter niet altijd mogelijk om zonder meetgegevens concrete voorspellingen te maken.

Vooreerst werd begonnen met de uitvoering van 4 proefschoten met een beperkte vernieling, om de aannemer toe te laten zijn schietplan te optimaliseren. Deze schoten hadden plaats op een weinig gevaarlijke lokatie. Parallel hiermee werd een omvangrijk trillingsmeetnet in de brede omgeving door N.E.B. opgezet.

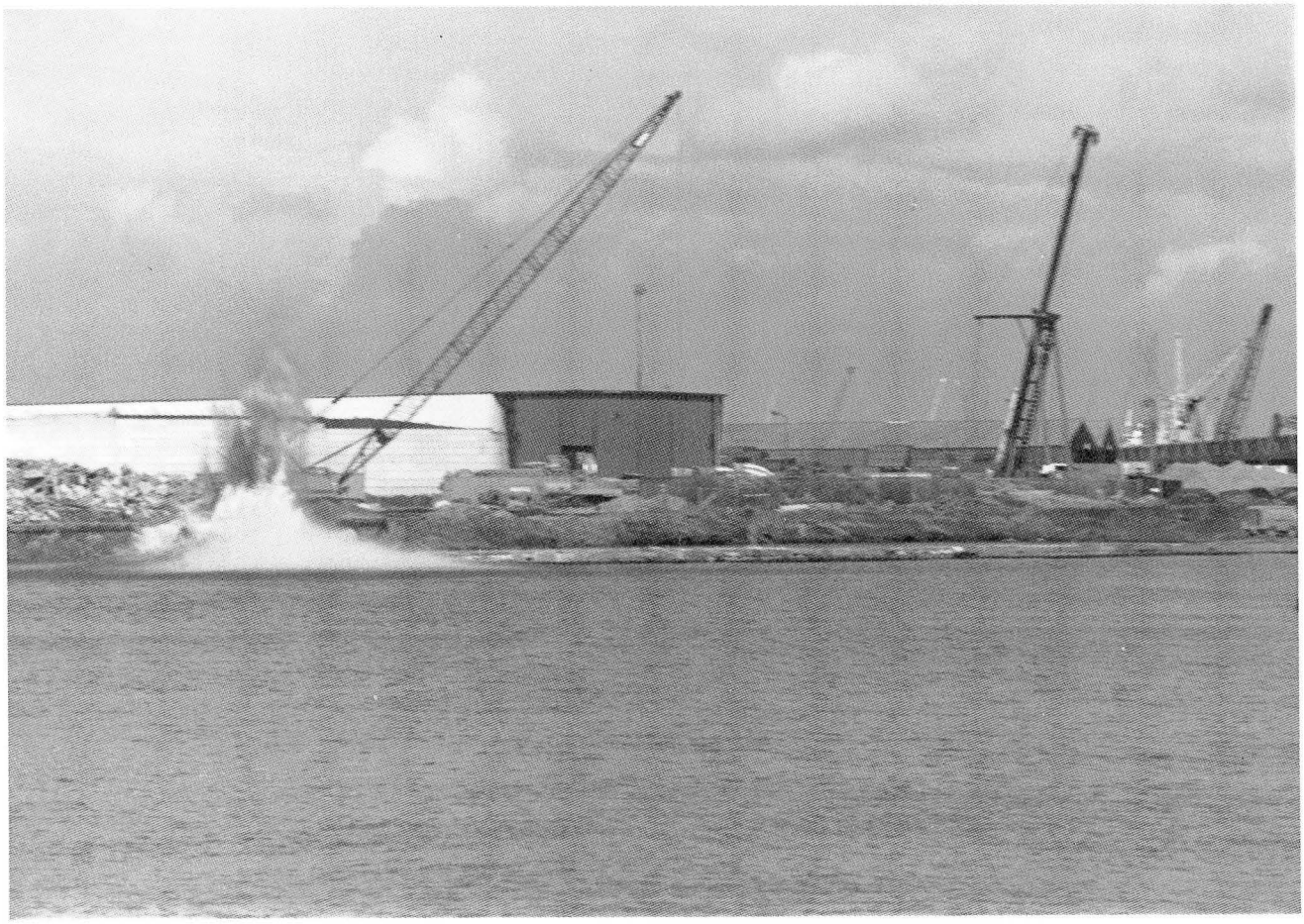


Fig. 21. — Dynamitering van een massieve kaaimuur.

De meetpunten werden gekozen in onderling overleg met de bedrijven in de omgeving en met de Technische Dienst van het havenbedrijf Antwerpen. Terzelfdertijd werd een goede informatiecampagne opgezet naar al de betrokken partijen met installaties in de omgeving.

Een overzicht van de site toont dat er in de onmiddellijke omgeving drie kritieke konstrukties liggen, waarvan twee (leidingentunnel en loods 105) langsheen de onpare oever liggen.

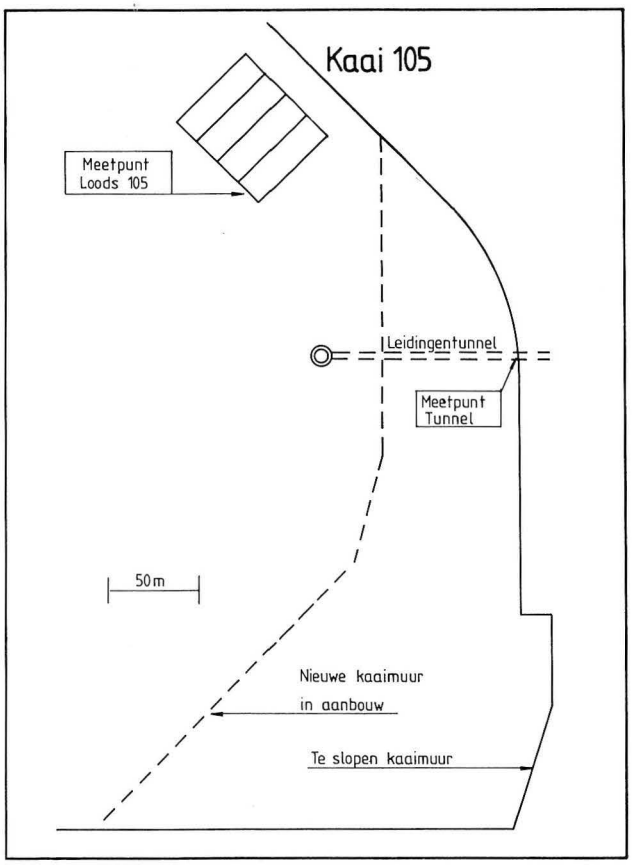


Fig. 22. — Meetpunten op de onpare oever.

Vooreerst is er de nieuwe aangelegde leidingentunnel onder de doorvaartgeul. Deze tunnel ligt 7 m onder de te slopen kaaimuur. Berekeningen en metingen uitgevoerd naar aanleiding van soortgelijke werken aan het Hansadok hebben uitgewezen dat de klassieke grenswaarden voor gebouwen hierop niet toepasselijk zijn en dat snelheden gemeten op de tunnelwand tot 250 mm/s aanvaardbaar zijn. („Response to shock-wave of a microtunnel in soft ground", Legrand C, Vyncke J, Bourgois R, Thibaut W, proceedings „Tunnels et micro-tunnels en terrein meuble", Paris , 7-10/02/89).

Een tweede kritiek punt vormen de loodsen ter hoogte van kaai 105. Hier zijn er twijfels aangaande de stabiliteit van de schaaldaken. Rekening houdend met buitenlandse voorschriften werd hier een bovenste grenswaarde van 10 mm/s vastgelegd voor de gemeten snelheid op de schaaldaken, voor om het even welke komponent en voor alle frekwenties.

Een derde kritiek punt zijn de graansilos van de NV Samga aan de Zuidzijde van het Amerikadok.

Bij deze kritieke punten werden door de Leerstoel Bouwkunde tijdens de sloopwerkzaamheden kontrolemetingen uitgevoerd.

Na afloop van de proefschoten werd een evaluatie gemaakt. Dit liet toe ten eerste een optimale vertraging van 42 ms vast te leggen en ten tweede indicatieve waarden te bekomen van de trillingen op de twee bovenvermelde kritieke plaatsen en daaruit prognoses voor verdere vernielingen.

De eigenlijke sloopwerkzaamheden begonnen eind augustus 1992 waarbij er eens per week gemiddeld 30 m kaaimuur gedynamiteerd werd.

Het schietplan dat gebruikt werd om de kaaimuurgedeelten vlak bij de leidingentunnel te slopen werd opgesteld door gebruik te maken van de reeds verzamelde meetgegevens op de wand van de tunnel en de daaruit voortvloeiende prognoses.

Een globale grafiek van de geregistreerde pieksnelheden in de leidingentunnel tijdens de vorderingen van de sloopwerkzaamheden wordt op figuur 23 weergegeven.

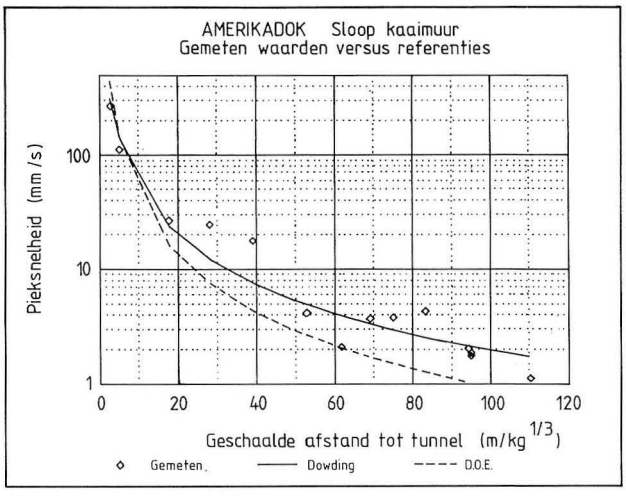


Fig. 23. — Globale grafiek geregistreerde pieksnelheden.

Tevens worden de meetgegevens in de grafiek vergeleken met twee empirische voorspellingswetten („Blast Vibration Monitoring and Control", DOWDING Ch. H, Prentice hall, 1985 en „A Manual for the Prediction of Blast and Fragment Loadings on Structures", Department of Energy, USA 1980) die gebruikt worden voor de prognoses.

Tijdens het schot, vlak boven de tunnel werd een vertikale pieksnelheid van 264 mm/s geregistreerd, terwijl er geen schade werd vastgesteld. Het geregistreerd signaal waarop de tijdstippen de explosies met millisecondenvertraging zeer duidelijk te zien zijn wordt op bijgaande figuur getoond.

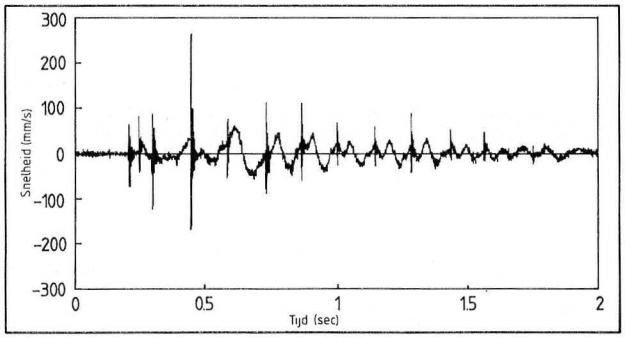


Fig. 24. — Registratie snelheden.

In dit stadium is het nog te vroeg om conclusies te maken voor wat betreft de loodsen aan kaai 105. Ook hier zal echter getracht worden om met de verzamelde meetgegevens een aanvaardbaar schietplan op te stellen.

Opvolging van de trillingen tijdens de heiwerkzaamheden

Voor de aanleg van het nieuwe kaaiplatform moeten er over de gehele lengte van de nieuwe muur palen geheid worden. Ook hier kunnen bodemtrillingen ontstaan die een nadelige invloed kunnen hebben op omliggende konstrukties. Bij de reeds vermelde kritieke punten werden dan ook kontrolemetingen uitgevoerd.

Tijdens de heiwerkzaamheden in de onmiddellijke omgeving van de loodsen aan kaai 105 werden er op het dichtbijzijnde schaaldak snelheden gemeten die steeds kleiner waren dan 0,5 mm/sec. Hier werden dan ook geen speciale maatregelen getroffen.

Een delikater probleem vormde de leidingentunnel, waar palen moesten geheid worden tot op enkele meter afstand. Een alternatieve werkmethode voor deze lokatie was het gebruik van schroefpalen. Om deze dure en tijdrovende operatie echter tot een minimum te herleiden werd een proefcampagne georganiseerd.

Op steeds kortere afstand van de tunnel werd een proefpaal geheid, terwijl de trillingen op de tunnelwand geregistreerd werden. Bij gebrek aan konkrete gegevens in de literatuur en rekening houdend met de hoger vermelde studie werd besloten het heien te stoppen bij snelheden van 40 mm/s, daar het hier niet gaat om een éénmalige operatie en het gevaar van vermoeiïngsverschijnselen niet denkbeeldig is.

Figuur 25 toont een palenrij met aanduiding van de meetrichtingen (Y-Z richting) in de leidingentunnel. De palen worden geheid tot een cota TAW − 13,00. De bovenzijde van de koker ligt op TAW − 13,47. De afstanden van de paalas tot de as van de koker wordt eveneens aangeduid. Bij het heien van paal nr. 10 op een afstand van 5 m van de tunnelwand werd een pieksnelheid van 15,4 mm/s geregistreerd.

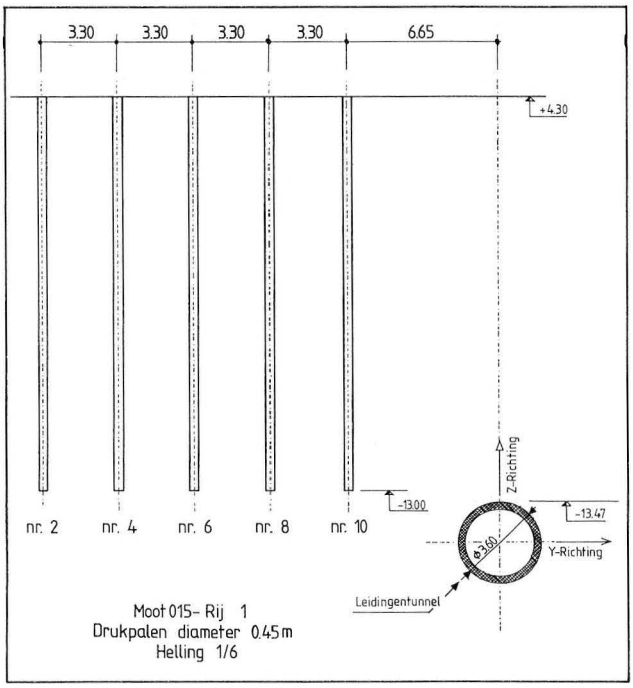


Fig. 25. — Inplanting palenrij nabij de leidingentunnel. Aanduiding meetrichtingen.

Door deze meetcampagne konden de geplande heiwerkzaamheden tot vlak bij de leidingentunnel zonder wijzigingen doorgaan. Boven de tunnel en vlak naast de tunnel werden trillingsvrije boorpalen uitgevoerd.

De zorgvuldig geplande meetcampagne, tesamen met een goede samenwerking tussen uitvoerder en bestuur heeft toegelaten binnen een voorziene termijn de delikate afbraak met springstof naar wens te laten verlopen.

Trillingsmonitoring is bij dergelijke problemen van fundamenteel belang.

De afbraak van de bovengrondse constructies en loodsen werden uitgevoerd in onderaanneming door Van Kempen en stelde weinig problemen, met uitzondering van de gedeeltelijke afbraak van het schaaldak op kaai nr. 105.

4.3.4. *Ontwerp van de hooggefundeerde kaaimuur op diepwand en op in de grond gevormde palen*

Voorgeschiedenis en grondkarakteristieken ter plaatse van de bouwwerf

In de omgeving van de uit te voeren werken werden met het oog op het winnen van industrieterreinen en de uitvoering van de kaaiplateaus grote hoeveelheden grond aangebracht op de oorspronkelijk laaggelegen polders. Deze bovengronden zijn zeer losgepakt.

Daarenboven wordt het ganse gebied doorkruist met eveneens opgevulde waterlopen of vestingsgrachten. De vestigingsgrachten ten noorden van het Amerikadok, het Lefebvredok en het Straatsburgdok, evenals rond het Noordkasteel behoorden alle tot de negentiende eeuwse versterkingen. (Brialmontgordel)

Daarenboven liep tussen de Steenborgerweertpolder en de Austruweelpolder het Vosseschijn. Deze waterloop die voor de inpoldering van het gebied in verbinding stond met de Schelde monde uit in de rivier via verschillende geultjes gelegen in het schor. Deze thans opgevulde waterloop en vestingsgrachten doorsnijden volledig de huidige werkzone.

Het bestuur GEOTECHNIEK heeft een uitgebreid onderzoek verricht om met verantwoorde grondkarakteristieken de rekennnota van de kaaimuur te kunnen opstellen.

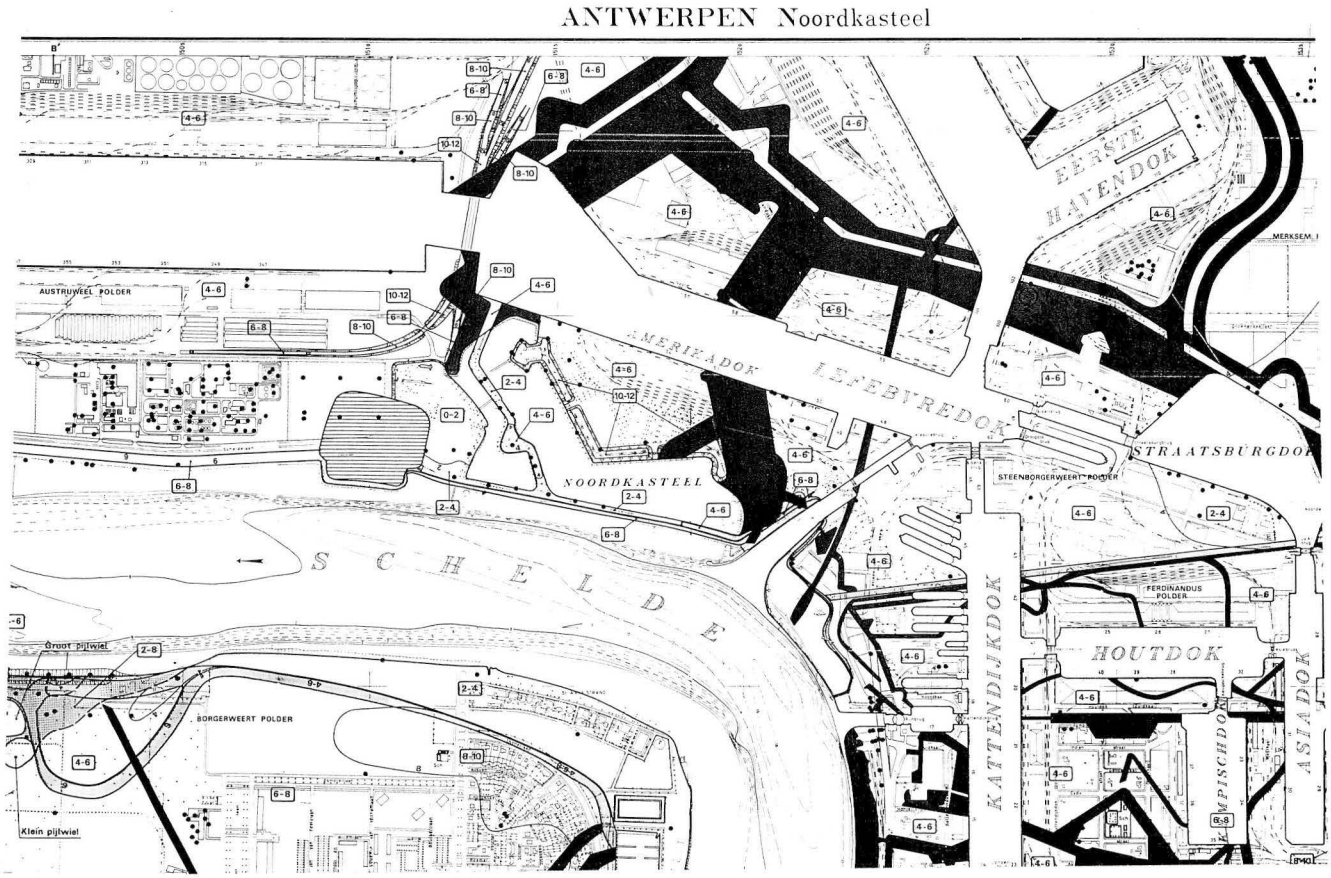


Fig. 26. — Antwerps Noordkasteel. Ligging Vestingsgrachten t.o.v. de Doorvaartgeul.

a) *Oneven kaainummers*
(westzijde van de doorvaartgeul)

Op figuur 27 is de inplanting van de sonderingen S6, S7 en S26 tot S43 aangeduid.

Naast de sonderingen S6 en S7 zijn ook de boringen B6 en B7 uitgvoerd.

De conusweerstanden van de sonderingen S26 tot S43 zijn weergegeven op figuur 28.

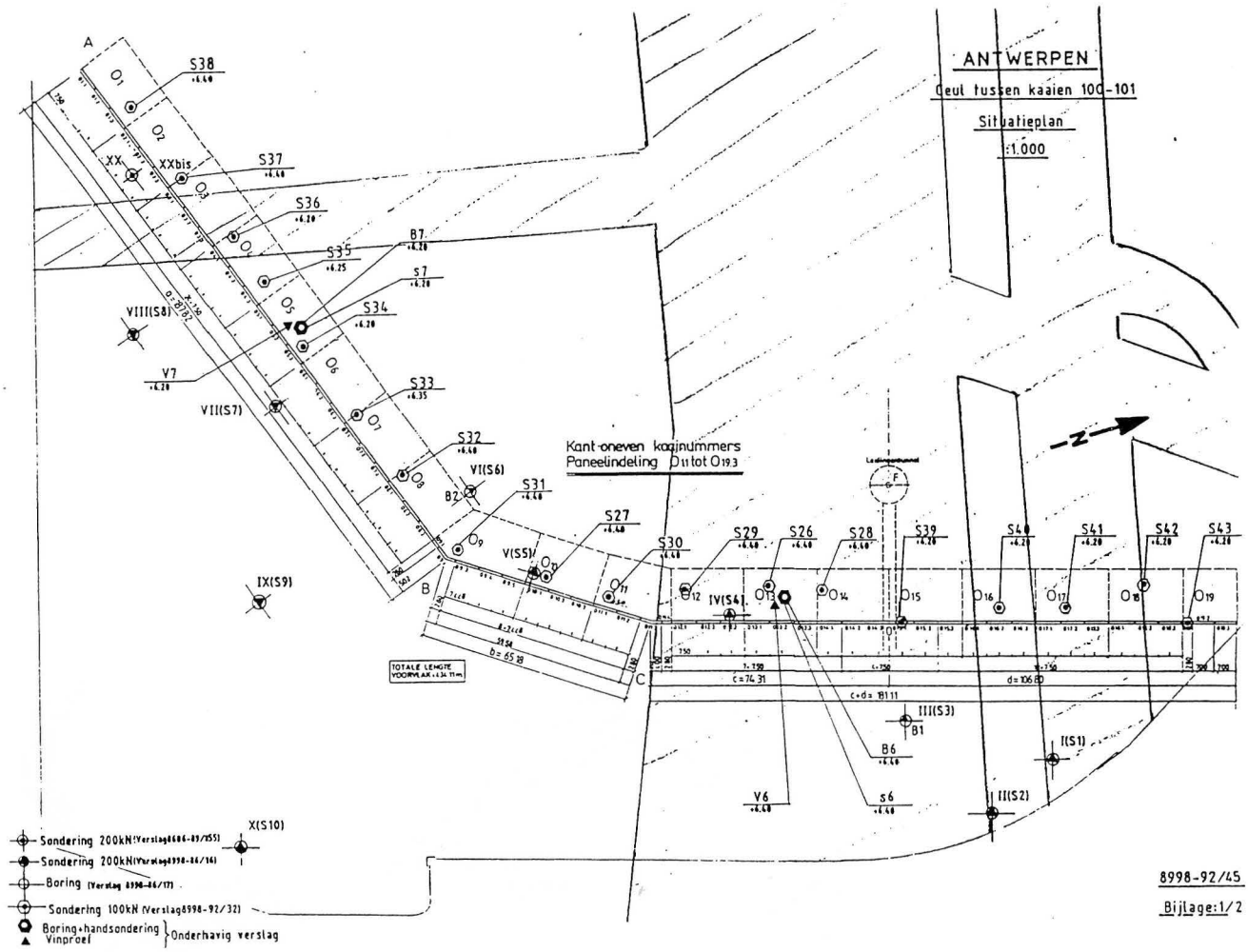


Fig. 27. — Inplanting sonderingen en boringen.

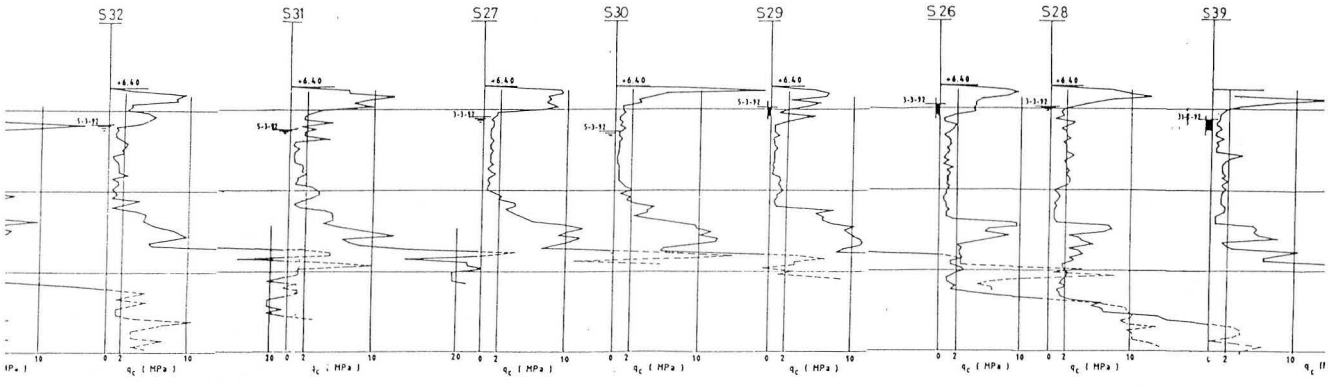


Fig. 28. — Diepsonderingen S26 – S31.

Het onderzochte gebied kan in 2 zones ingedeeld worden.

1ste zone

Tussen de beginmoot 01 (Amerikadok) en de hoekmoot 011 zijn er volgende grondlagen:

— van het maaiveld TAW + 6,20 tot peil TAW − 1,00 zijn er los opeengepakte heterogene aanvullingsgronden;

— tussen peil TAW − 1,00 en TAW − 5,00 is er een kwartaire laag bestaande uit glauconiethoudend zand gemengd met veenresten, kleibrokken en schelpfragmenten;

— tussen peil TAW − 5,00 en TAW − 17,00 bevindt zich een zeer compacte zandlaag;

— dieper dan peil TAW − 17,00 is er Boomse klei.

2de zone

Tussen de hoekmoot 011 en de eindmoot 019 (Albertdok), worden de volgende grondlagen aangetroffen:

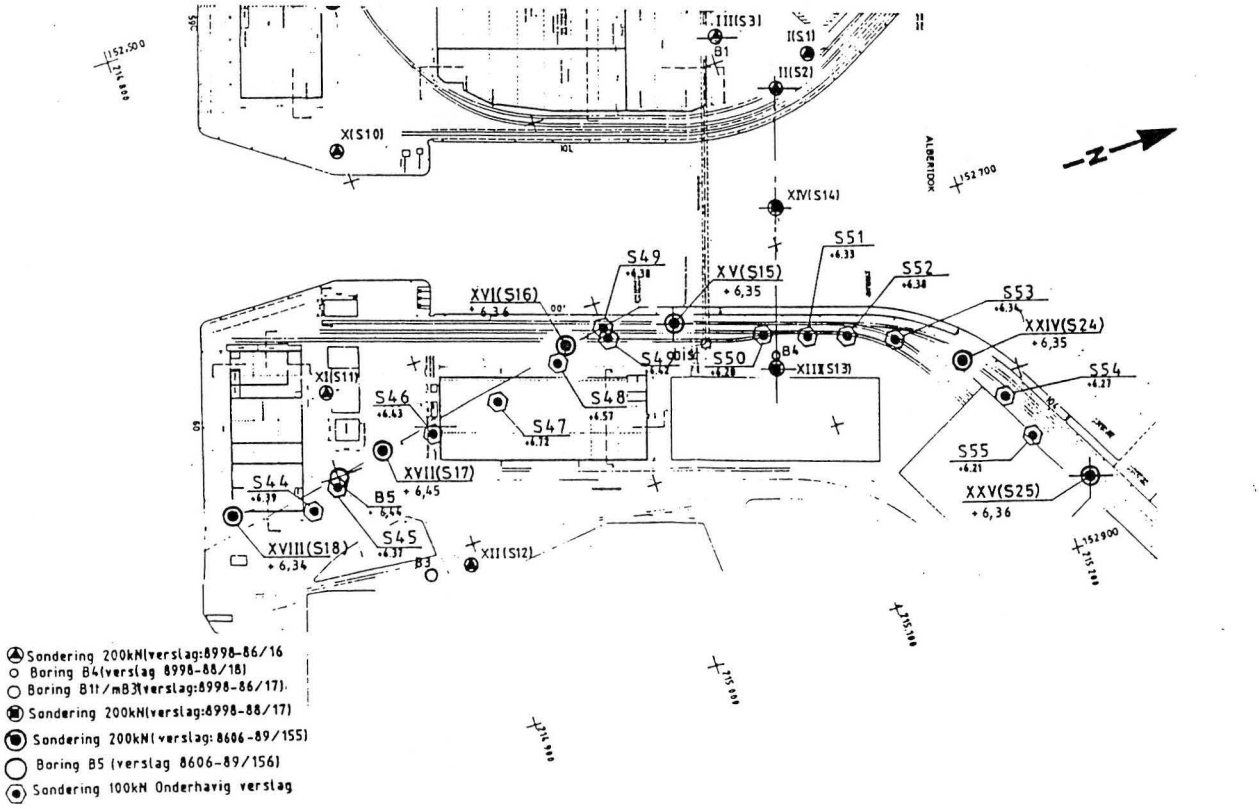


Fig. 29. — Aanduiding sonderingen en boringen.

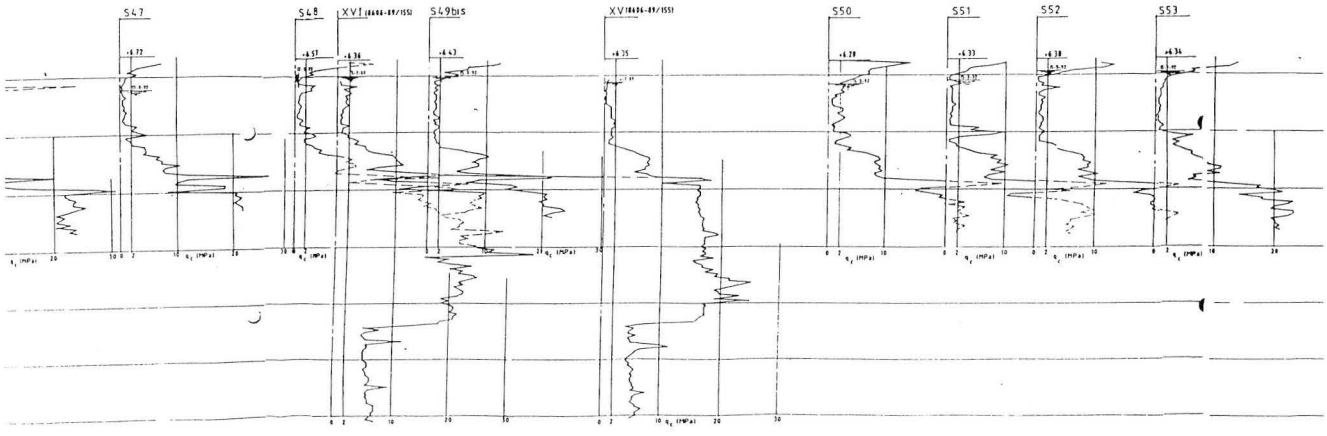


Fig. 30. — Diepsonderingen even oever.

— van het maaiveld peil TAW + 6,20 tot peil TAW − 5,00, zie zone 1;

— tussen peil TAW − 5,00 en TAW − 4,00 bevindt er zich een overgangslaag matig opeengepakte zandige klei met schelpgruis;

— dieper dan peil TAW − 8,00, zie zone 1.

b) *Even kaainummers*
(Oostzijde doorvaartgeul)

— op figuur 29 is de plaats van de sonderingen en de boringen aangeduid;

— op figuur 30 zijn gemeten conusweerstanden weergegeven;
van het maaiveld tot peil TAW − 2,00 zijn er zeer los opeengepakte heterogene aanvullingsgronden;
tussen peil TAW − 2,00 en peil TAW − 4,00 bevindt zich een overgangslaag matig opeengepakte zandige klei met schelpgruis;

— tussen peil TAW − 4,00 en peil TAW − 17,00 is er een zeer compacte zandlaag;

— onder peil TAW − 17,00 is er Boomse klei.

c) Op figuur 31 (tabel) wordt een overzicht gegeven van de grondkarakteristieken die als basis dienen voor de berekeningen.

KAAIMUUR OP SLIBWAND

ALGEMENE BESCHRIJVING DER RESULTATEN

1. ALGEMENE GEGEVENS :

NIVEAU	ONEVEN KAAINUMMERS		EVEN KAAINUMMERS
	Zone met goede grond	Zone met slechte grond	Volledige zone
Maaiveld	Phi=20' Delta=0 K_{ah} = 0,50	Phi=20' Delta=0 K_{ah} = 0,50	Phi=20' Delta=0 K_{ah} = 0,50
(-2,00)			
(-3,00)			Phi=30' Delta=2/3Phi
(-4,00)	Phi=25' Delta= 1/2 Phi	Phi=30' Delta= 1/2 Phi	K_{ah} = 0,28
(-5,00)	K_{ah} = 0,36	K_{ah} = 0,29	
(-8,00)		Phi=25' Delta= 1/2 Phi K_{ah} = 0,36	
	Phi=34,2' Delta=1/2Phi K_{ah} = 0,243 K_{ph} = 3,65	Phi=34,2' Delta=1/2Phi K_{ah} = 0,243 K_{ph} = 3,65	Phi=34,2' Delta=2/3Phi K_{ah} = 0,23 K_{ph} = 3,65
(-17,00)			
(-20,00)	Phi=17,1' Delta=1/2Phi K_{ah} = 0,5 C = 20kN/m² K_{ph} = 1,46	Phi=17,1' Delta=1/2Phi K_{ah} = 0,5 C = 20kN/m² K_{ph} = 1,46	Phi=17,1' Delta=2/3Phi K_{ah} = 0,48 C = 20kN/m² K_{ph} = 1,46

Grondkarakteristieken die als basis dienen voor de berekeningen.

Fig. 31

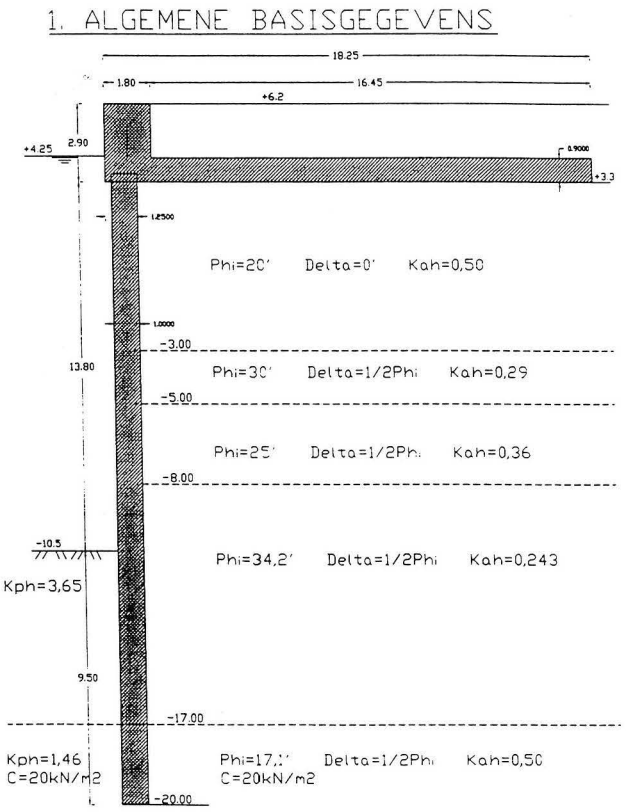


Fig. 32A. — Kaaimuur op slibwand – Berekening – Algemene Basisgegevens.

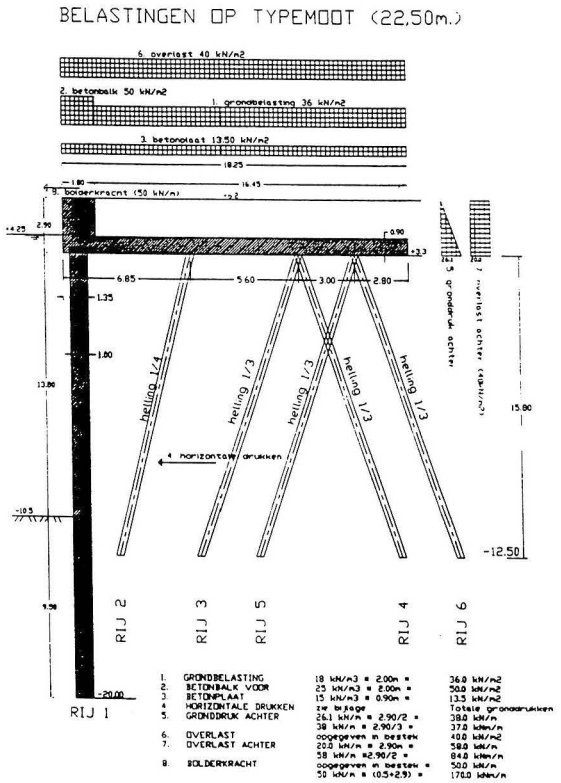


Fig. 32B. — Kaaimuur op slibwand – Belastingen op typemoot (22,50 m).

d) Op de passieve gronddruk lager dan peil TAW − 10,50 dokwaarts is een reductiefactor s = 1,8 toegepast.
Deze reductiefactor werd in het bestek van de werken opgelegd om de dokwaartse bewegingen van de kaaimuur te beperken.

In acht te nemen belastingen

— soortelijk gewicht:
grond boven het p.o. (phreatisch oppervlak) 18 kN/m^3
grond onder het p.o. 10 kN/m^3
beton boven het p.o. 25 kN/m^3
beton onder het p.o. 15 kN/m^3

— overlast op het kaaiplateau 40 kN/m^2

— horizontale bolderkracht op de kaaimuur 50 kN/m

Belasting op de slibwand

De horizontale gronddruk aan de landzijde is actieve gronddruk. Er werd rekening gehouden met het afschermend effect van de bovenplaat en de invloed van de drukpalen.

De horizontale gronddruk aan de dokzijde is de gereduceerde passieve gronddruk. Onder peil TAW − 17,00 Boomse klei werd rekening gehouden met de cohesie van de grond.

Er werd gerekend met een wateroverdruk van 0,50 m.

Bij wijze van toelichting worden de resultaten van de gronddruk op de slibwand (oneven kaainummers zone 2) meegedeeld.

Pvk1 vertikale korreldruk o.i.v. het eigen gewicht van de grond onder het ondervlak van de bovenbouw (peil TAW + 3,30)

Pvk2 vertikale afgeschermde korreldruk o.i.v. de overlast en het eigen gewicht van de grond achter de bovenbouw (peil TAW + 3,30)

Kah coëfficient van de actieve gronddruk

Rekennota van de diepwand

Met het hierboven aangehaalde schema is de diepwand berekend als elastisch ingeklemd in de bovenbouw. De bovenbouw zelf is een elastisch vervormbare plaat op verende steunpunten (de diepwand en de palen).

De berekeningen voor de hele structuur werden met de computer gemaakt. Daarbij werd er rekening

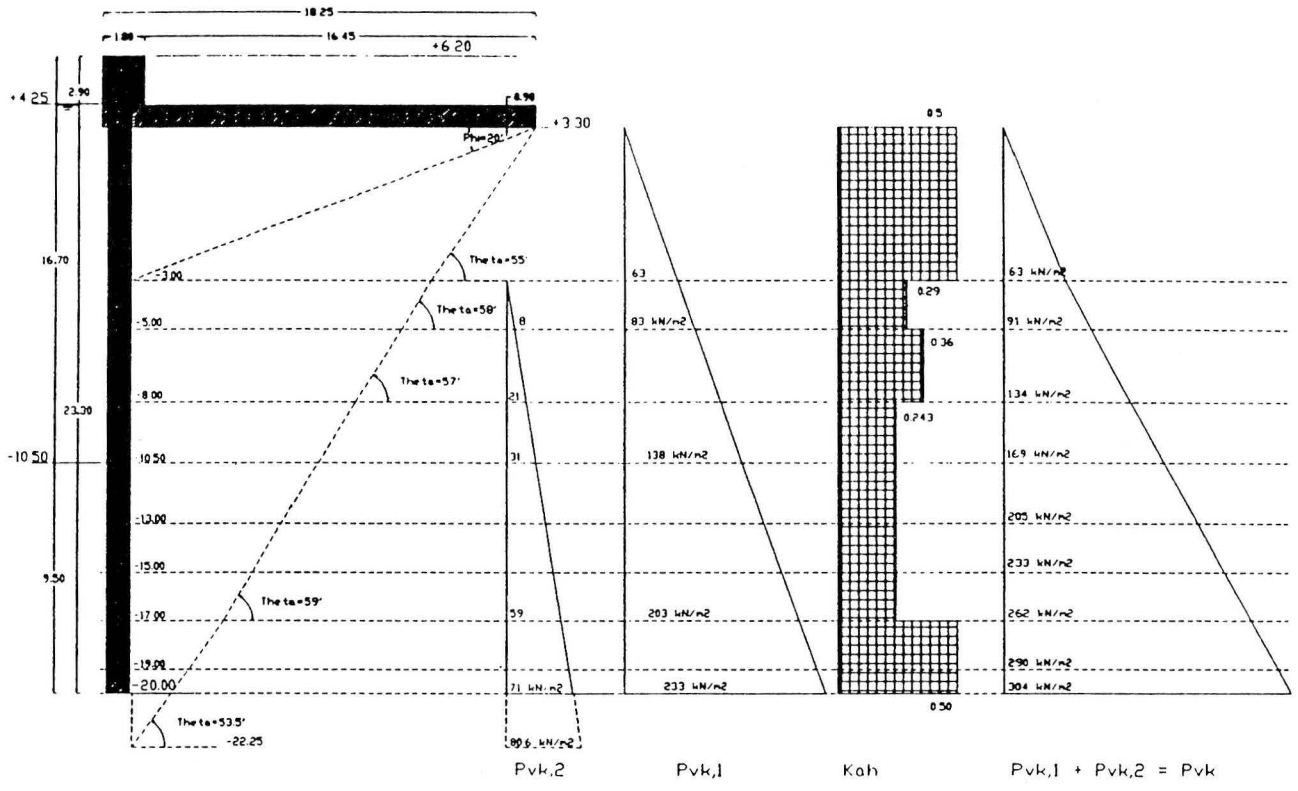


Fig. 33. — Verloop van de vertikale korreldruk.

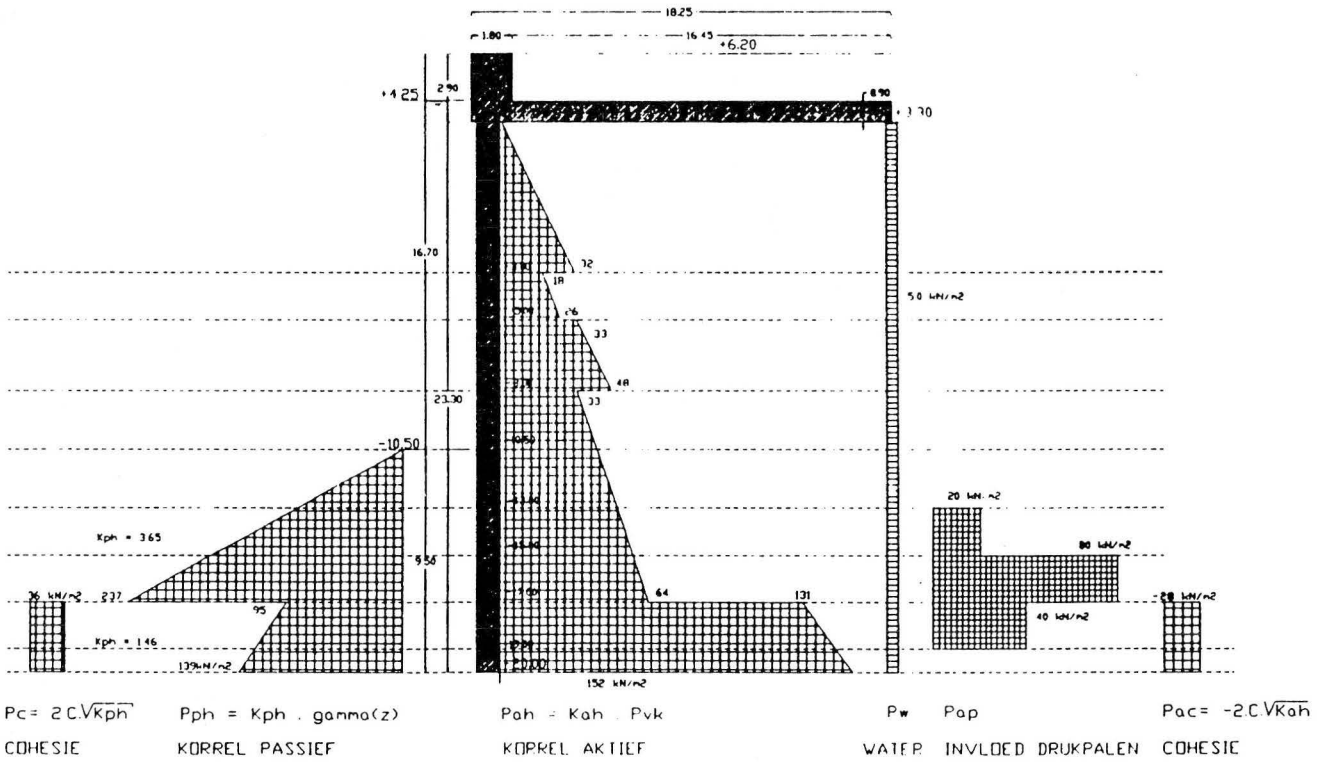


Fig. 34. — Belastingsschema op slibwand (resulterende druk in kN/m^2).

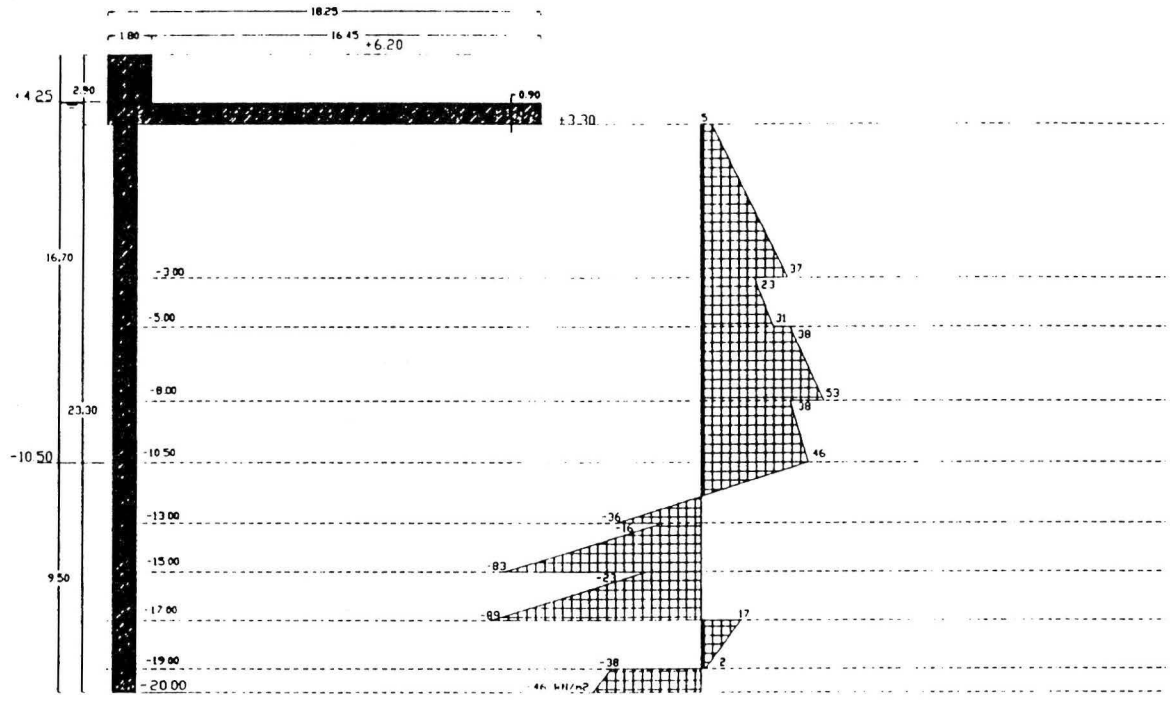


Fig. 35. — Verloop van de horizontale druk.

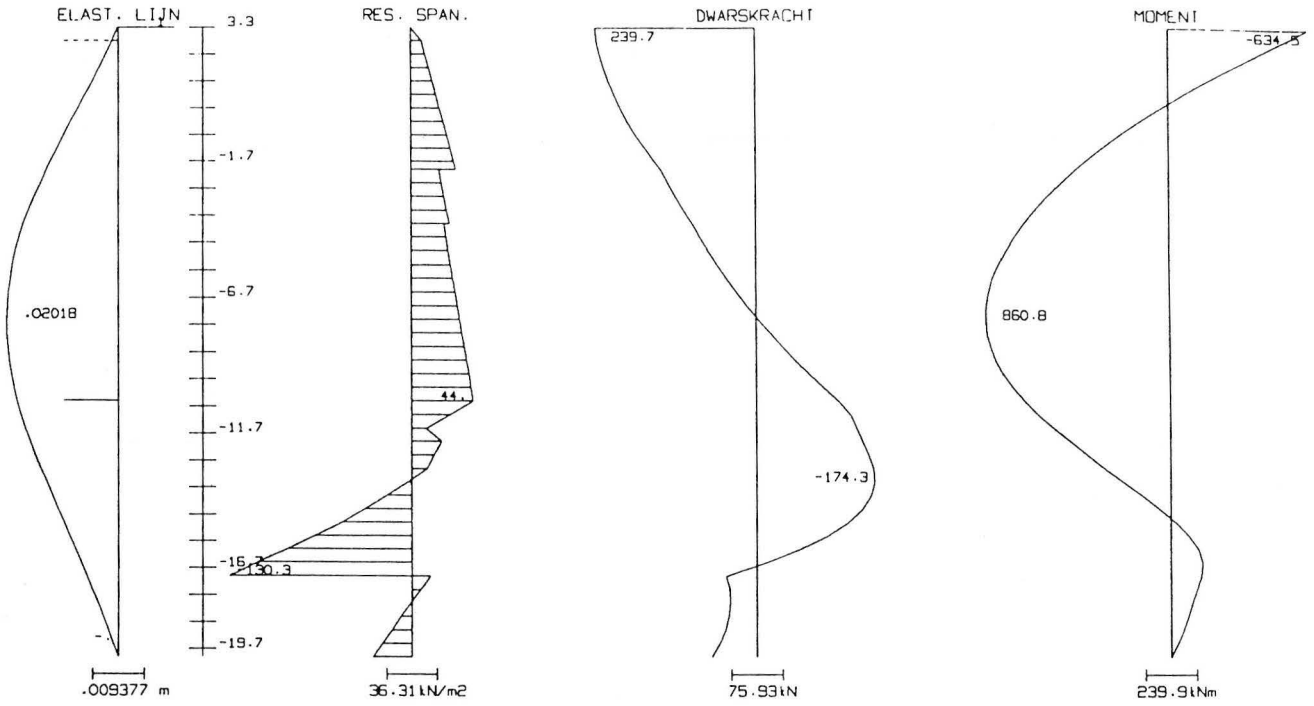


Fig. 36. — Grafische voorstelling van de berekeningsresultaten.

gehouden met de vervormbaarheid van elk onderdeel.

Op figuur 36 zijn de resultaten van de berekeningen grafisch voorgesteld.

De organische betonberekening is gemaakt voor een betonkwaliteit Rwk' = 30 N/mm^2 en een toelaatbare staalspanning van 24 kN/cm^2. De diepwand is 1 m dik.

De hoeveelheid staal in de diepwand bedraagt 80 kg per m^3 beton.

Er werd een kontroleberekening uitgevoerd rekening houdend met een mogelijke ontgronding van de dokbodem tot peil TAW − 12,00. Bij deze kontroleberekening is de reductiefactor op de passieve gronddruk herleid tot 1,4 (i.p.v. 1,8). De toelaatbare staalspanning bedraagt 32 kN/cm^2.

Deze kontroleberekening leidde tot het uitvoeren van de diepwand tot op het peil TAW − 20,00.

Rekennota van de Paalfundering

De palen zijn van het type in de grond gevormde palen met een diameter van 45 cm. De paalpunten reiken tot het peil TAW − 12,50 in de zeer harde kompakte zandlaag.

a) *Drukpalen*

Langswapening: 5 staven met een diameter van 20 mm, (1 % betonsectie) dwarswapening, spiraal diameter 8mm, spoed 20 cm.

De maximaal optredende drukkracht is 1300 kN per paal. Hiervan wordt 300 kN opgenomen door de langswapening, en 1000 kN door de betonsectie.

De druk op de paalpunt is 8,1 N/mm^2. De gemeten konusweerstanden zijn groter dan 17 N/mm^2.

b) *Trekpalen*

Langswapening: 5 staven met en diameter van 25 mm over de hele paallengte en 5 staven met een diameter van 32 mm in de bovenste 12 m.

Dwarswapening: spiraal 12 mm, spoed 20 cm.

Deze zware langswapening (4 % betonsectie) is noodzakelijk om het buigend moment op te nemen dat optreedt wanneer de slappe bovenlaag door de overlast (40 kN/m^2) samengedrukt wordt.

Onvoldoende buigingsweerstand van de trekpalen zou betonafschilfering veroorzaken en zo de corrosie van de trekwapening tot gevolg hebben. De corrosie van de trekwapening zou de weerstand van trekpalen gevoelig kunnen verminderen.

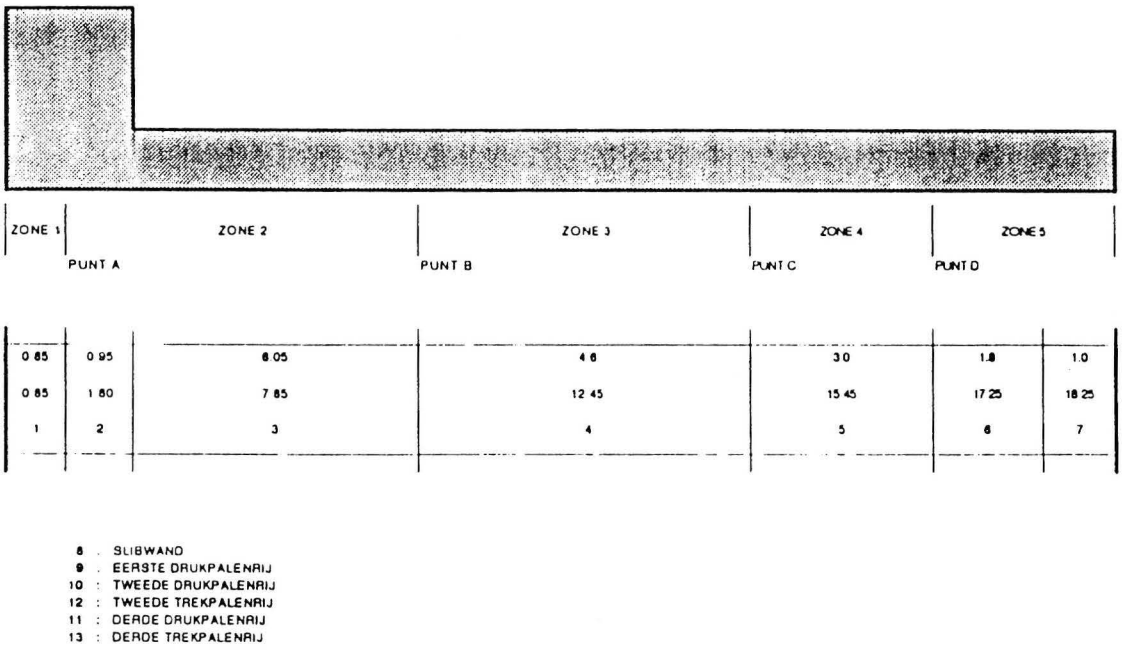


Fig. 37. — Bovenbouw hooggefundeerde kaaimuur.

Een interactieberekening wijst uit dat bij een trekkracht van 450 kN nog een buigend moment van 150 kNm opgenomen wordt (staal BE 500 S).

Om het gedrag van de trekpalen te bepalen zijn er drie proefbelastingen verricht. De proefbelasting, de opstelling, de resultaten en de daaruit afgeleide berekeningen worden verder besproken bij de uitvoering van de paalfundering. In elk geval is de grondmechanische weerstand van de palen, afgeleid uit deze proeven, het sleutelelement voor de stabiliteit van de hooggefundeerde kaaimuur.

Rekennota van de bovenbouw van de hooggefundeerde kaaimuur

Voor de sterkteberekening van de bovenplaat is een nuttige overlast van 60 kN/m^2 in rekening gebracht.

Op figuur 37 zijn de steunpunten door hoofdletters en de velden door cijfers aangeduid.

De organische betonberekening wordt uitgevoerd voor een plaatdikte van 1 m. De onderwapening is geconcentreerd in de velden tussen de slibwand en het tweede paaljuk (voor de oneven kaainummers: diameter = 32 mm, afstand = 11 cm; voor de even kaainummers: diameter = 32 mm, afstand = 12,5 cm). De bovenwapening is geconcentreerd boven de paaljukken (diameter = 25 mm, afstand = 15 cm). De hoeveelheid staal bedraagt 100 kg/m^3.

De resultaten van de computerberekeningen zijn in figuur 38 (tabel) weergegeven, zowel voor slibwand, paalbelastingen als bovenbouw.

..1 SLIBWAND

		ONEVEN		EVEN
		zone 1	zone 2	
Moment in steek	kNm/m	-209	-158	-350
Moment in veld	kNm/m	965	1087	845
Moment in inklemming	kNm/m	-886	-1008	-632
Normaalkracht	kN/m	288	268	322
Dwarskracht	kN/m	286	308	241

..2 PAALBELASTINGEN

		ONEVEN		EVEN
	aantal	zone 1	zone 2	
drukpaal 1ste juk	12	1208	1249	1160
drukpaal 2de juk	8	1270	1310	1161
drukpaal 3de juk	8	1277	1315	1195
trekpaal 2de juk	9	-429	-465	-362
trekpaal 3de juk	9	-415	-455	-333

..3 BOVENBOUW

	ONEVEN		EVEN	
	Me	N	Me	N
Moment onder				
Zone 1+2	1094	302	912	238
Zone 3	21	345	55	291
Zone 4+5	100	180	100	153
Moment boven				
Punt A	300	140	300	150
Punt B	300	140	248	150
Punt C	395	333	385	279
Punt D	431	180	431	153

Fig. 38. — Vergelijking van de berekeningsresultaten.

4.3.5. *Uitvoering van de diepwanden (slibwand)*

Algemeen

De kaaimuren met diepwanden worden uitgevoerd daar waar een nieuwe kaaimuur achter de oude, af te breken kaai, gepland is. De diepwanden worden in onderaanneming uitgevoerd door de N.V. Bencor.

Tussen op voorhand gemaakte geleidingsmuren wordt, onder bescherming van een betonietmengsel door een aangepast graaftoestel een sleuf gegraven met de beoogde dikte en tot op de diepte voorgeschreven van T.A.W. −20.00 m.

De geleidingsmuren worden uitgevoerd als twee licht gewapende betonbalken van elk 0,80 m hoog en

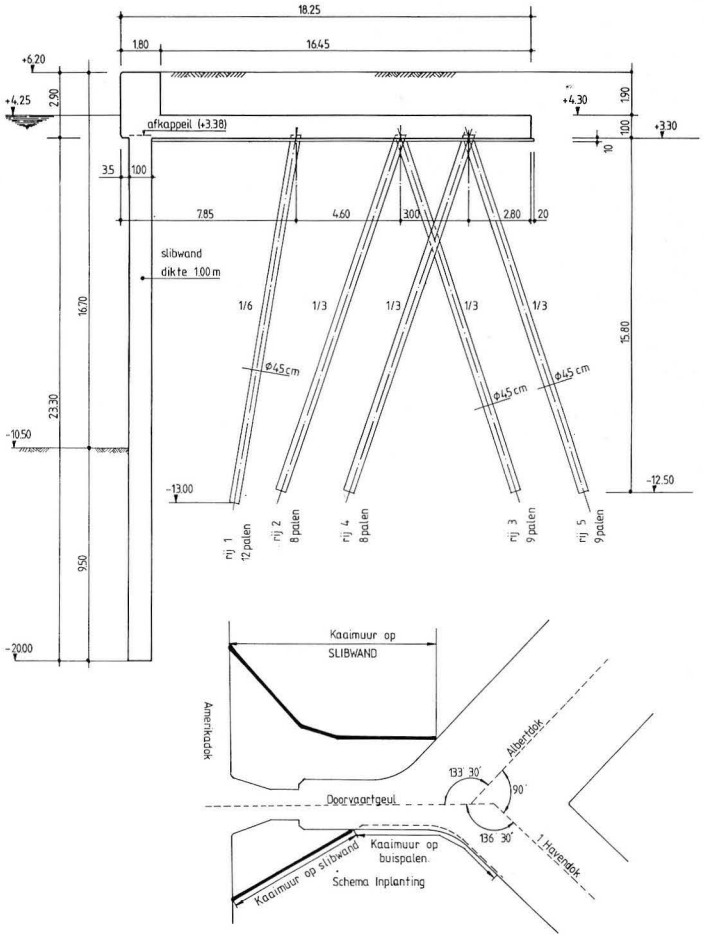


Fig. 39. — Dwarsdoorsnede kaaimuur met diepwand.

0,20 m dik, met een onderlinge afstand gelijk aan de dikte van de diepwand, vermeerderd met enkele centimeter speling ten behoeve van een gemakkelijke doorgang van het graaftoestel.

De steunvloeistof die in het project gebruikt wordt is betonietslib aangemaakt op de werf met bentonietpoeder, leidingwater en toeslagstoffen.

De te bouwen kaaimuur, waarvan een dwarsdoorsnede getoond is, wordt in langsrichting uitgevoerd in moten van 22,5 m lang. Elke moot bestaat uit 3 diepwandpanelen van 7,5 m lang, 1 m dik, de aanzet ligt op 26 m onder het maaiveld.

Daar een diepwandpaneel meestal langer is (in onze toepassing is deze lengte 7,5 m) dan de lengte van de slibwandgrijper die als graaftoestel gebruikt wordt (lengte 2,8 m), wordt een paneel uitgegraven in 2 passen van de grijper, één pas aan elk uiteinde van het paneel. Het tussenstuk van 1,9 m dat na uitgraving der laterale passen blijft staan, wordt met de grijper „te paard" uitgegraven.

Deze configuratie wordt gekozen om de grijper tijdens de graafwerken symmetrisch te belasten en zo de vertikaliteit van de uitgraving in langse zin in de hand te werken.

Fig. 40. — Uitvoering diepwand. Betonneren paneel. Achtergrond: uitgraving paneel.

Fig. 41. — Uitvoering diepwand. Uitgraving sleuf met grijper tussen de geleidingsruimten.

Het doel van de steunvloeistof, bij de uitvoering van diepwanden, is dubbel. De eigenschappen die de vloeistof moet hebben is de vorming van een waterdichte folie op de wanden van de uitgraving en een steunwerking op deze wanden.

De eerste eis aan de steunvloeistof gesteld moet beletten dat o.a. het grondwater zich met deze vloeistof vermengt.

Er zou een waterige oplossing gevormd worden in de sleuf. Dit zou de weerstand tegen afbrokkelen der wanden van de uitgraving en de volledige stabiliteit van de uitgraving verminderen, wat instorting tot gevolg kan hebben.

De waterdichte huid op de wanden van de uitgraving vormt zich op een voldoende wijze vanaf 2 tot 2,5 m onder het bovenste niveau van de steunvloeistof.

In de zone van de nieuwe kaaimuren ter verwezenlijking van de verbreding van de vaargeul tussen het Amerikadok en het Albertdok, staat het water in het dok ca. 2 m onder het maaiveld. Op sommige plaatsen langs de nieuwe kaaimuur werd een grondwaterstand opgemeten die nauwelijks 1,5 m onder het maaiveld stond.

In principe leende de aard van de gronden die moesten uitgegraven worden voor uitvoering van de diepwanden zich goed tot een stabiele uitgraving.

Plaatselijk echter was de bovenste 6 m samengesteld uit slijk en slib, afkomstig enerzijds van armen en geultjes in het vroegere slikken- en schorrengebied dat zich ter hoogte van de oude vesting „Noordkasteel" uitstrekte en anderzijds tengevolge van de slappe aanvulling van deze geulen vermengd met allerlei afvalmaterialen. Daarenboven stond op deze plaatsen de grondwaterstand zeer hoog hetgeen soms instorting aan de bovenkant der panelen tot gevolg had.

Wederaanvullingen met gestabiliseerd zand, mager en rijk beton en heruitgravingen heeft de realisatie van de diepwand toegelaten.

Nadat de uitgraving van een volledig paneel beëindigd is worden de voorbereidingen getroffen om dit paneel aan te sluiten aan het vorige, reeds gebetonneerde paneel.

Bij kaaimuren dienen de voegen tussen de verschillende panelen gronddicht zijn. Het gebruikte voegsysteem bij deze kaaimuur konstruktie is de CWS voeg.

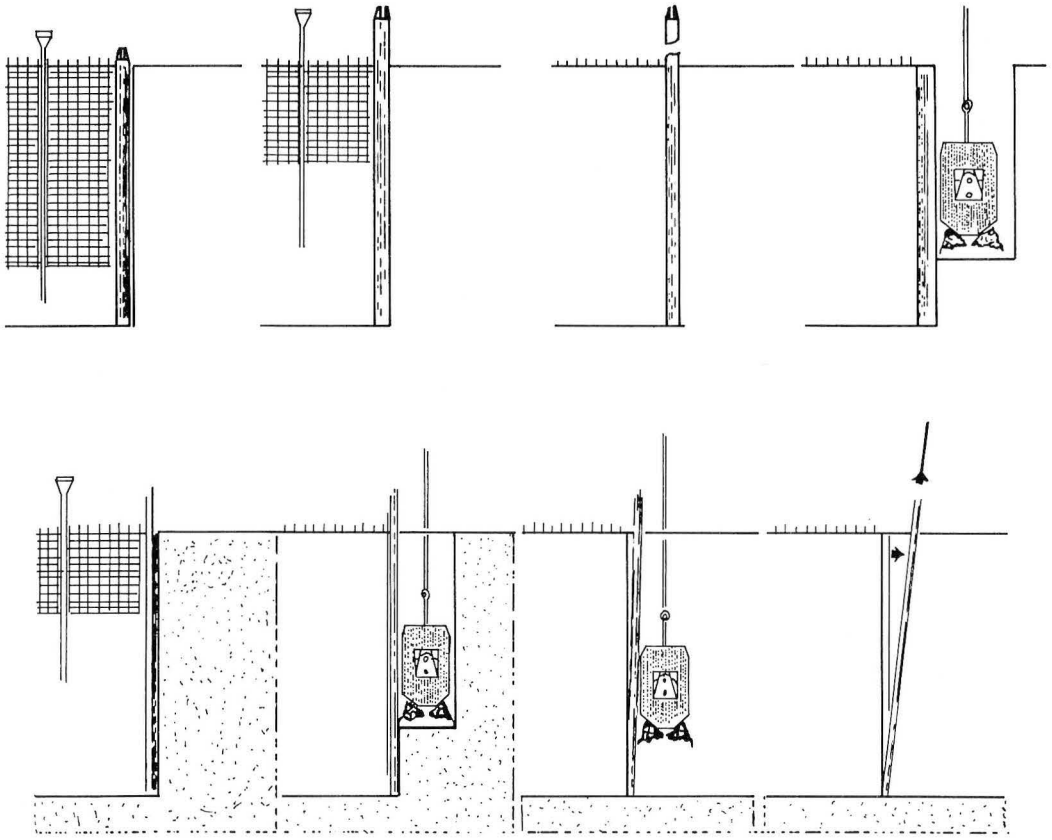


Fig. 42. — Principeschets uitvoering diepwand.

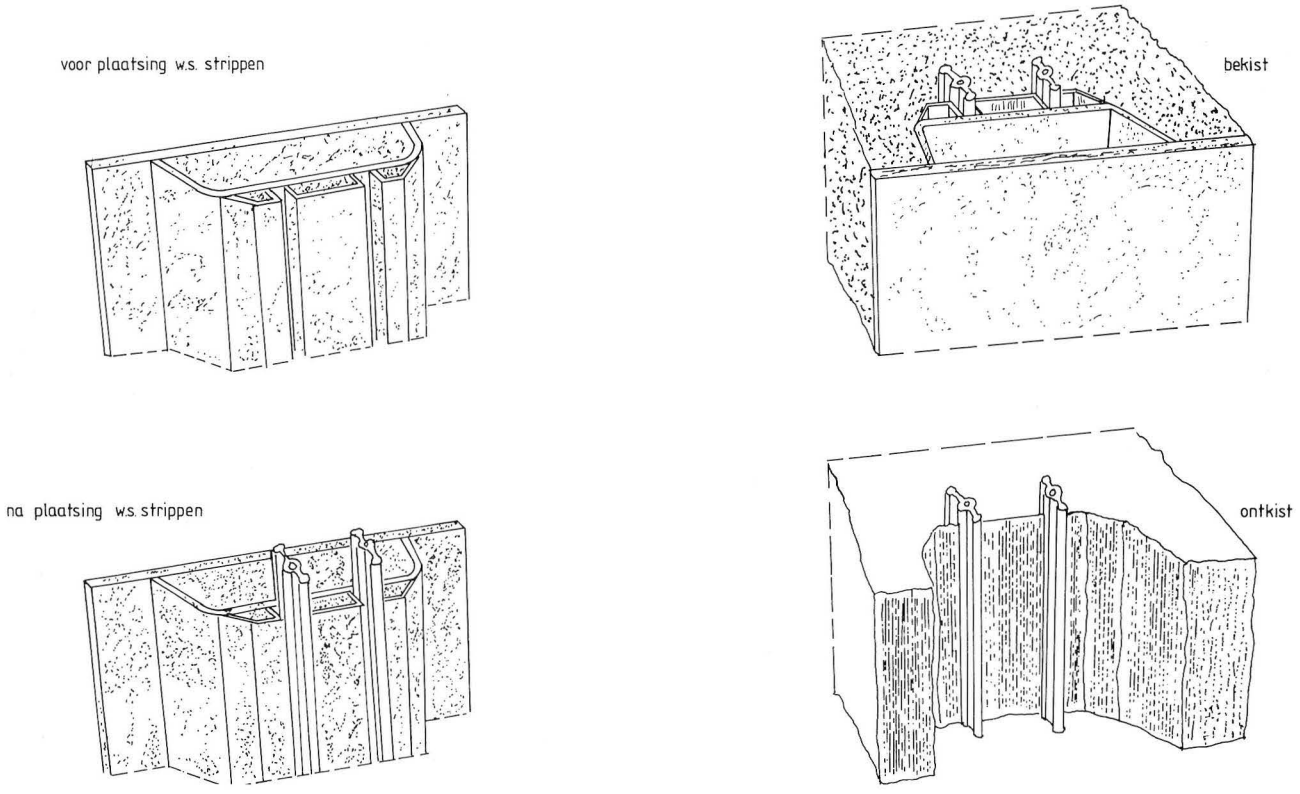


Fig. 43. — Voegsysteem CWS – principeschets.

Voegsysteem CWS

De CWS voeg, die beschermd is met verschillende brevetten en waarvan de N.V. BENCOR de licentie heeft verworven, brengt zowel een elegante als een doeltreffende oplossing aan de problemen die met andere systemen moeilijk kunnen opgelost worden.

Werking van de CWS-voeg

De voeg wordt gevormd aan elk uiteinde van een paneel en wel door zijdelingse ontkisting.

Deze uitvoering laat toe drie functies te verenigen die borg staan voor een betere uitvoering van de voegen, nl.:

— de functie ontkisting die volledig onafhankelijk in de tijd van de andere werkfazen bij de uitvoering der diepwanden kan gebeuren;

— de functie geleiding die in optimale omstandigheden wordt uitgevoerd;

— de functie waterdichtheid die verbeterd wordt door het plaatsen van de dichtingsstrippen in de voegen tussen de panelen.

Ontkisting

De voeg wordt niet „getrokken" voor het volledig uitharden van het beton. Het bekistingselement blijft integendeel ter plaatse tot het beton verhard is en tot na de volledige uitgraving van het naastliggende paneel.

Vervolgens wordt de voeg zijdelings ontkist door mechanische middelen o.a. de grijper zelf voorzien van ontkistingshaken. De ontkisting is dus totaal onafhankelijk van de omstandigheden waarin gebetonneerd wordt.

Geleiding

De C.W.S-bekisting blijft vastgeankerd tijdens het graven van het naburig paneel. Daardoor wordt zij gebruikt als geleiding voor de ontkistingshaken van de grijper en waarborgt dat automatisch de geometrische kontinuiteit der opeenvolgende panelen van de wand bekomen wordt.

Waterdichtheid

Tijdens het uitgraven van het naastliggend paneel beschermt de bekisting de inprenting van het vorige paneel. Dit verzekert reeds een verbeterde kwaliteit van de goed aangepaste vorm der voegen tussen panelen.

Bovendien heeft het systeem het onmiskenbare voordeel dat bijkomende afdichtingsstrippen in de voegen verwerkt worden.

Na het plaatsen van de voegbekisting en alvorens de op voorhand tot korven gevlochten wapening in het openstaand paneel aan te brengen wordt het bentoniet van dit paneel dat vervuild is met zand tijdens de graafoperatie tot op een aanvaardbare koncentratie ontzand. Deze operatie is nodig om te beletten dat het in suspensie aanwezige zand tijdens het plaatsen der kooien en betonstortbuizen bezinkt en zich op de bodem van het paneel een onstabiele zandlaag vormt.

De aanzet van de fundering zou zo in gevaar kunnen komen.

Het ter plaatse ontzanden van het bentoniet waarmee men gegraven heeft en het hergebruiken van dit zelfde bentoniet als steunvloeistof bij het betonneren wordt meestal toegepast. Deze handelwijze heeft echter nadelen. Gezien het verscheidene uren vraagt om het geladen bentoniet enkele malen door een ontzandingsinstallatie te sturen en zo tot een aanvaardbare koncentratie zand van ongeveer 2% terug te brengen, wordt deze operatie meestal verkort.

Dit heeft echter een onvolledige ontzanding tot gevolg. Uit oogpunt van kwaliteit werd besloten van het klassieke principe van ontzanding af te stappen en de methode: „substitutie van steunvloeistof" toe te passen. In dit systeem wordt gebruikt gemaakt van twee afzonderlijke stocks steunvloeistof. Een stock waaruit uitsluitend geput wordt om te graven en een andere voorraad die enkel dient bij het betonneren.

Tussen het graven van een paneel en het betonneren wordt het ene bentoniet vervangen door het andere.

Elke soort heeft eigen kenmerken en wordt ook als dusdanig behandeld. Het graafbentoniet laadt zich o.a. met zand. Een onvolledige ontzanding van dit bentoniet is geen nadeel voor de graafoperatie. De vloeistof die dient voor betonneren laadt zich niet met zand en laat een korrekt ter plaatse brengen van het beton toe.

Nadat deze substitutieoperatie voltooid is worden de wapeningskooien en de betonstortkokers geplaatst en wordt het paneel opgevuld met beton volgens „de onderwater betonneermethode".

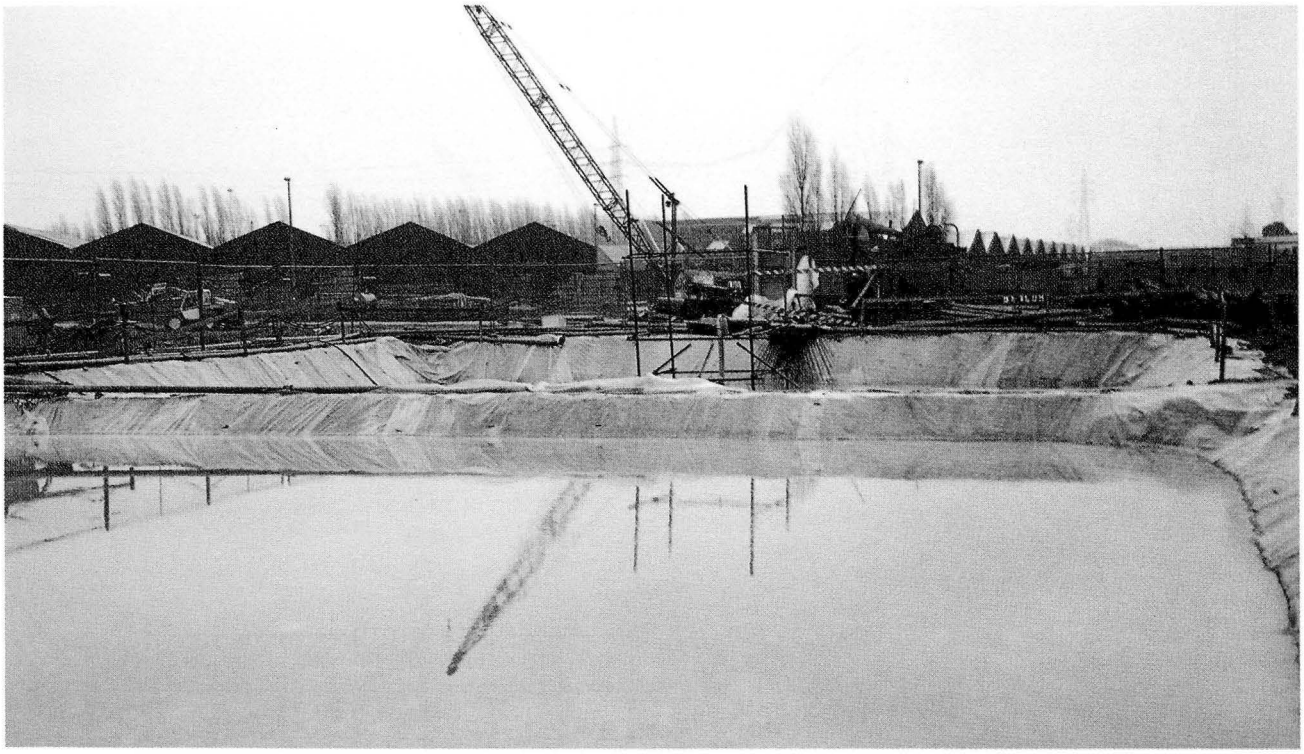


Fig. 44. — Bentonietreservoirs.

Fig. 45. — Uitvoering diepwand plaatsen wapeningskooi in uitgegraven sleuf.

Singuliere punten : aansluitingen – leidingenstunnel

— Het doorboren van de bestaande kaaimuren aan de uiteinden van de slibwand. Op twee plaatsen op de beide oevers wordt een aansluiting voorzien met een ander type kaaimuur (combiwand). Deze overgangen vallen samen met de snijding van de oude kaaimuur en de nieuwe. Ten dien einde wordt tijdens de uitvoering van de betreffende slibwandpanelen de oude kaaimuur met zware beitels, onder bentonietbescherming afgebroken.

— De leidingentunnel ligt met bovenzijde op cota TAW – 13,45, de slibwandpanelen die zich onmiddellijk naast en boven deze leidingentunnel bevinden worden hier uitgevoerd met een speling van 60 cm tussen slibwandgabariet en tunnel, zodat hier geen onmiddellijke belasting wordt overgebracht op de tunnel.

Een standaardmoot heeft een lengte van 22,5 m en bestaat uit 3 panelen van telkens 7,5 m. De moten aan de aansluitingen met de bestaande kaaimuren evenals de hoekmoten zijn van een afwijkend type. Tevens worden aan de onpare oever de panelen aan beide zijden van de tunnel verdiept tot de cota TAW – 24,00. Het werktempo werd zo geregeld dat in principe dagelijks één paneel 7,5 m werd uitgegra-

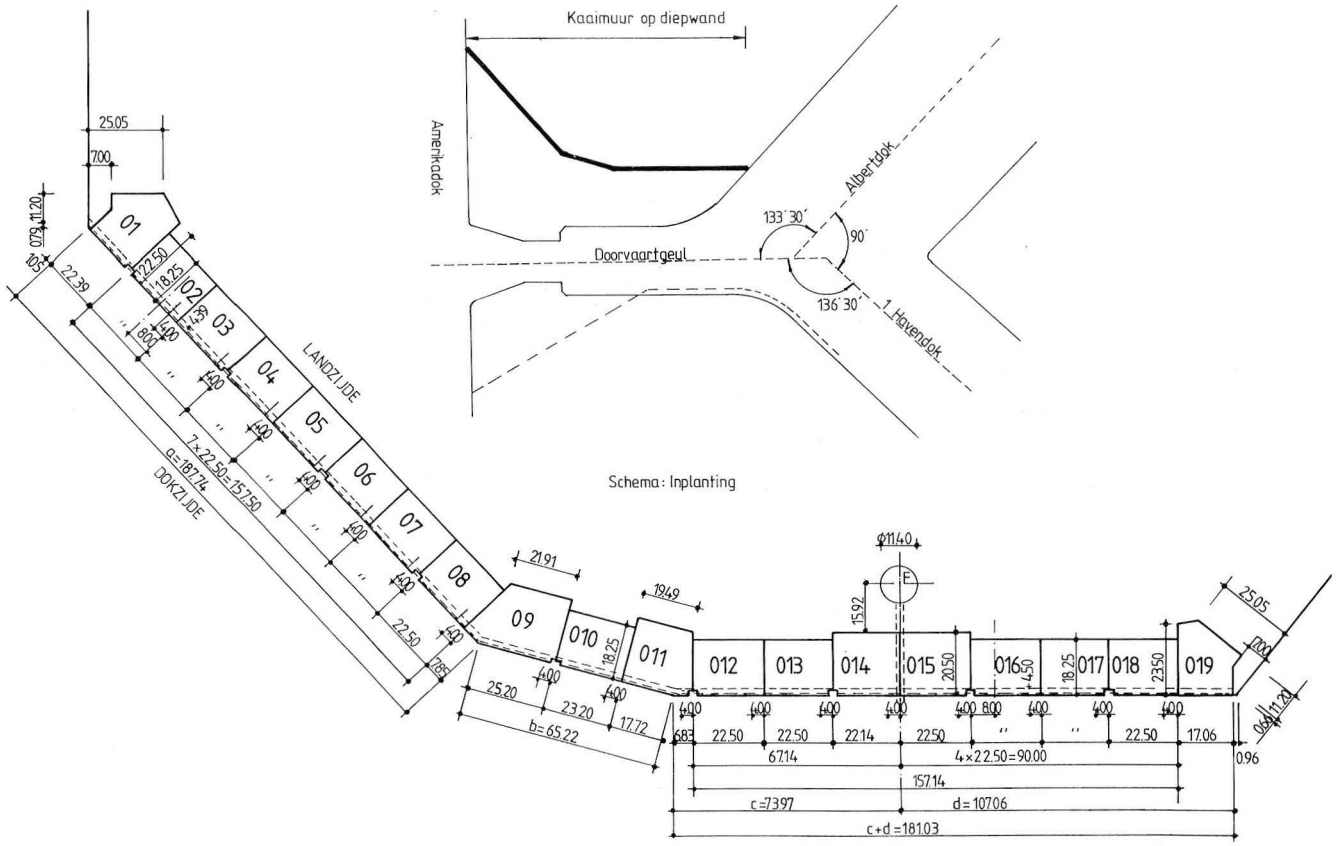


Fig. 46. — Mootindeling oneven oever.

ven en gevuld met bentoniet terwijl een ander paneel werd gebetonneerd.

Er werd eveneens getracht de heiwerken zo ver mogelijk van de uitgegraven sleuf te verrichten teneinde deze zo weinig mogelijk door de trillingen te verstoren.

Per paneel werden 3 wapeningskorven aangebracht. Deze wapeningskorven kwamen klaargemaakt op de werf toe. Gelet op de grote diepte van de slibwand, bestond elke korf uit twee delen die op de werf met elkaar verbonden werden.

Beton

Teneinde rekening te houden met de omzendbrief nr. 225/910/31 van het Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, Administratie Ondersteunende Opdrachten en Studies betreffende de alkalisilica reacties in het beton werd na grondig onderzoek de in het bestek voorziene betonsamenstelling aangepast.

De volgende samenstelling werd gekozen:

— cement HL 30	320 kg
— zeezand 0/5	670 kg
— Scheldezand	130 kg
— zeegrind 4/28	1150 kg
— plastificeerder	3 l
— water	100 l

Het beton heeft een gemiddelde weerstand van 40 N/mm^2 na 28 dagen en de karakteristieke weerstand bedroeg 35 N/mm^2 eveneens na 28 dagen.

De W/C faktor bedraagt 0,31.

De granulaten worden in zee gewonnen nabij de Thamesmonding en op de werf gezeefd en gewassen.

De aangevoerde granulaten werden in 3 stuks verdeeld: zand 0/5, grind 4/28 en het grove grind. Dit laatste wordt o.m. aangewend in de draineringsmassieven achter de kaaimuur en tussen de combiwand en de bestaande kaaimuur ter vervanging van de aldaar aanwezige slappe specie.

Het beton wordt op de werf zelf aangemaakt in de twee aldaar aanwezige betoncentrales, met een capaciteit van respectievelijk 80 m^3 en 60 m^3 per uur.

Fig. 47. — Aanvoer granulaten.

Fig. 48. — Zeefinstallatie.

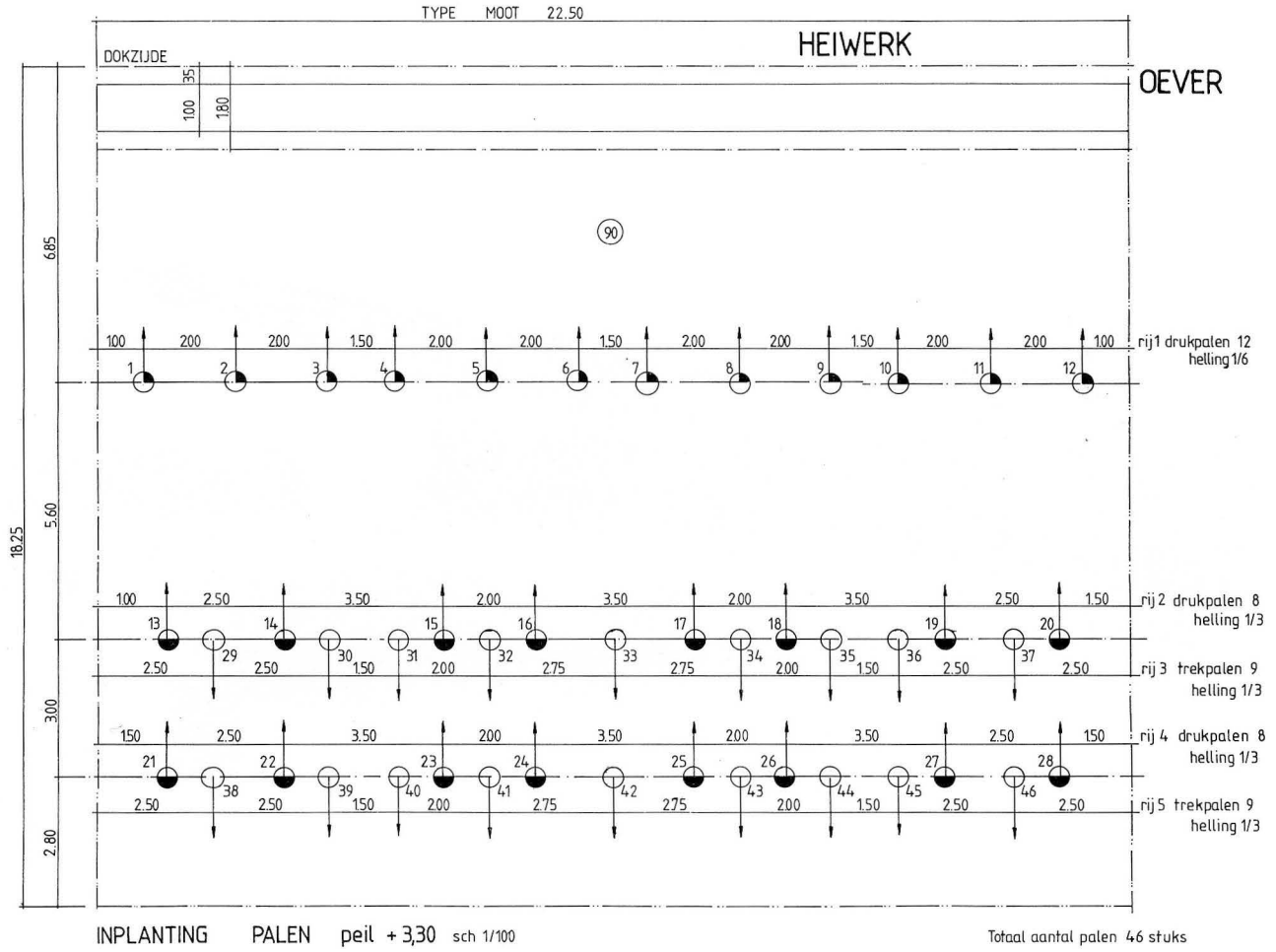


Fig. 49. — Palenplan van een standaardmoot van de slibwand.

4.3.6. *Uitvoering van de paalfundering*

De palen zijn van het type in de grond gevormde heipalen en worden uitgevoerd in onderaanneming door de NV Fundex.

Per standaardmoot van 22,5 m (type kaaimuur slibwand) werden 46 palen geheid met een gemiddelde lengte van 25,50 m. Hiervan zijn 18 trek- en 28 drukpalen. De diameter van de palen is 45 cm. In combinatie met de buispalenwand en de bestaande kaaimuur bedraagt het aantal palen 30 per moot van 19,76 m. Hiervan zijn 14 trek- en 16 drukpalen.

Nabij de leidingentunnel voorzag het bestek de paalfundering uit te voeren met schroefpalen (totaal 26). Zoals blijkt uit de resultaten van de uitgevoerde trillingsmetingen kon evenwel zonder gevaar het aantal boorpalen verminderd worden tot 26 en met in de grond gevormde palen verder gewerkt worden.

De wapening bestaat uit een vooraf gemaakte wapeningskooi BE 500. Op de werf zijn twee heitoestellen aanwezig. De vordering van de heiwerken bedroeg ca. 9 palen per dag per heitoestel.

De uitgevoerde paal

Het paaltype dat werd gebruikt voor de fundering van de nieuwe kademuren is de VIBREX-paal: een in de grond gevormde geheide paal.

De vorming van de paal gebeurt in 3 stappen:

1. het op diepte brengen van de paal: het heiwerk;
2. het plaatsen van de voorziene materialen: het betonneren en wapenen;
3. het vormen van de paal: het trillen van de paal.

Het heiwerk

Zwaar heiwerk was te verwachten, de sonderingen deden dit reeds vermoeden. De tertiaire Pliocene zandlagen waarin de palen dienden te worden aange-

Fig. 50. — Uitvoering vibrexpaal, heimaterieel achtergrond: vlotkraan Brabo – Havenbedrijf.

zet, vertoonden q waarden van meer dan 20 mP over een aanzienlijke diepte.

Een aantal sonderingen konden niet worden verdergezet omwille van „harde insluitsels". Toch is een grote penetratie in de funderingslaag vereist om de benodigde trek te kunnen opnemen.

Voor dit zware heiwerk werd gebruik gemaakt van:

* een hydraulisch heiblok: IHC S70 en een
* een dieselblok DELMAG D36-32

De heiblokken worden gemonteerd op hydraulische heimachines.

Beide machines maken gebruik van hydraulische cilinders voor het onder helling brengen van de makelaar (= de geleider van het heiblok).

De heibuis wordt onderaan afgesloten met een voetplaat voorzien van een opstaande rand die over de heibuis schuift. Tussen de heibuis en deze rand wordt een kit geplaatst om de waterdichtheid tijdens het heiwerk te garanderen. De schuinte der palen wordt hydraulisch ingesteld met de machine en manueel gekontroleerd voor de gekozen helling.

Het betonneren en wapenen der palen

De paal doet zich nu voor als een heibus, kompleet leeg en vrij van gelijk welke verontreiniging, met name noch water, noch grond. Het beton is dezelfde als voor de slibwand. De wapening werd geprefabriceerd op de werf geleverd. Daar het funderingswerk enkel schuine palen betrof en het gebruik van een hulpkraan voor het wapenen en betonneren der palen een dure oplossing zou zijn en bovendien het rendement niet ten goede zou komen, werd voor beide machines een jibconstructie ontworpen die ervoor zorgde dat de machine autonoom haar eigen palen kon wapenen en betonneren. De rendementswinst was aanzienlijk.

Het trillen van de paal

Hiervoor worden annulaire vibratoren gebruikt. De heibuis die de tijdelijke bekisting vormt van de toekomstige betonnen paal, wordt volledig omarmd.

Fig. 51. — Paalkoppen na uitgraving.

De triltafels worden hydraulisch aangedreven en blijven in werking tot de volledige paal is gemaakt. Een samenspel tussen vibreren en trekken met de triltafel waarin de heibus geklemd zit, zorgt ervoor dat de buis uit de grond wordt getrokken en de paal wordt vervaardigd.

Heiwerken in de omgeving van de leidingentunnel

Teneinde geen schade te berokkenen aan een leidingentunnel, werd aldaar terplaatse overgestapt naar een trillingsvrij systeem.

De heimachine werd omgevormd tot een boormachine waarmee dan Fundexschroefpalen worden geboord.

Dit zijn trillingsvrije in de grond gevormde geboorde schroefpalen waarbij de grond zijdelings wordt weggeperst.

De boorkop die hiervoor wordt gebruikt blijft volledig in de grond achter en vormt de paalbasis.

Ook bij dit paaltype bekomt men na het boren van de boorbuis een kompleet lege buis die dankzij haar aanzienlijke dwarsafmeting de mogelijkheid biedt een wapeningskorf te plaatsen die vergelijkbaar is met de korven die geplaatst werden in de heipalen.

Dank zij het volledig wegpersen van de grond en de mogelijkheid de palen op dezelfde diepte te schroeven is het draagvermogen van deze palen vergelijkbaar met het draagvermogen van de Vibrex in de grond gevormde paal die als basisoplossing werden gekozen.

In deze kategorie van palen, met name palen met volledige wegpersing van de grond, is deze paal één van de enige schroefpalen die door het grote draaimoment van haar eigen boorbuizen de boorkop tot ± 37 cm diameter naar de gewenste diepte wegboort (en dit zonder hulp van grondtransporterende archimedesschroeven).

Paalwapeningskorven met grote uitwendige diameters worden in de boorbuis geplaatst en dit vooraleer het betonneren wordt aangevat. De korven worden geplaatst over de volledige paallengte. Dankzij deze karakteristieken kan dit paaltype zonder meer als trekpaal gebruikt worden en is het tevens geschikt voor opname van belangrijke horizontale krachten en buigende momenten.

Proefbelasting – Trekpalen

In de ontworpen kaaimuren worden de palen onderworpen aan aanzienlijke trekkrachten. Op grond van de beschikbare grondmechanische gegevens kon men niet volledig exact begroten of de gevraagde trekkracht al dan niet door de beschouwde palen kan worden opgenomen. Zodoende werd beslist de proefbelasting(en) op trek, voorzien in het bestek, uit te voeren.

Op het tracé van de nieuw te bouwen kademuur werden 4 representatieve lokaties aangeduid waar trekproeven zouden worden uitgevoerd.

Teneinde de trekkonstruktie eenvoudig te houden werden vier extra palen geheid ten behoeve van de paalproeven. Deze palen werden voorzien van speciale wapeningskorven teneinde de trekkracht over te brengen op de te beproeven paal en door middel van de wrijving op de grond.

Het gebruikte belastingsmaterieel en de proefopstelling

De proefopstelling wordt weergegeven op figuur 52.

Om de trekkracht op de paal over te dragen werden 2 parallel geplaatste hydraulische holle vijzels gebruikt die samen met de hydraulische pomp en een manometer, vóór gebruik, door een erkend laboratorium werden geijkt.

De ijking werd uitgevoerd door het Laboratorium MAGNEL voor Gewapend Beton van de Rijksuniversiteit Gent.

Deze hydraulische vijzels werden aangesloten op een manometer waarop de toegepaste belasting kon afgelezen worden, gebruik makend van de ijkingstabellen, die aan de hand van de ijking werden opgesteld.

De metingen gebeurden door een onafhankelijk landmetersbureau: BnS engineering N.V. te Zelzate.

Het toestel gebruikt voor de metingen is het precisieinstrument WILD N3.

Er werd gemeten op Invar-latjes, rechtstreeks op de paal geplaatst.

Werkwijze en beschrijving van de proef

De trekproef werd overeenkomstig de Duitse DIN-norm 1054 uitgevoerd.

Fig. 52. — Trekproeven Proefopstelling.

Bepaling van Q_g en Q_{max}

Q_g = grenstrekbelasting van de paal of de trekbelasting bij breuk.
Onder deze trekbelasting is de rijzing van de paal ononderbroken.

Er zijn twee mogelijkheden om deze Q_g te bepalen:

1) Q_g is de kracht waarbij de rijzingslijn die volgt uit de trekproef bij konstante trekkracht bijna vertikaal is.

2) in het geval deze vertikale lijn niet wordt bereikt, wordt als Q_g de trekkracht genomen die overeenstemt met een uiteindelijke rijzing (dit is de rijzing na het ontlasten = trekbelasting van 50 kN) van 0,025 maal de diameter van de paalvoet = 0,025 × 51 cm = 1,275 cm.

Q_{max} = de maximale trekkracht die toegepast kan worden op de proefpaal. Deze wordt bepaald door de proefopstelling en bedraagt hier 1200 kN.

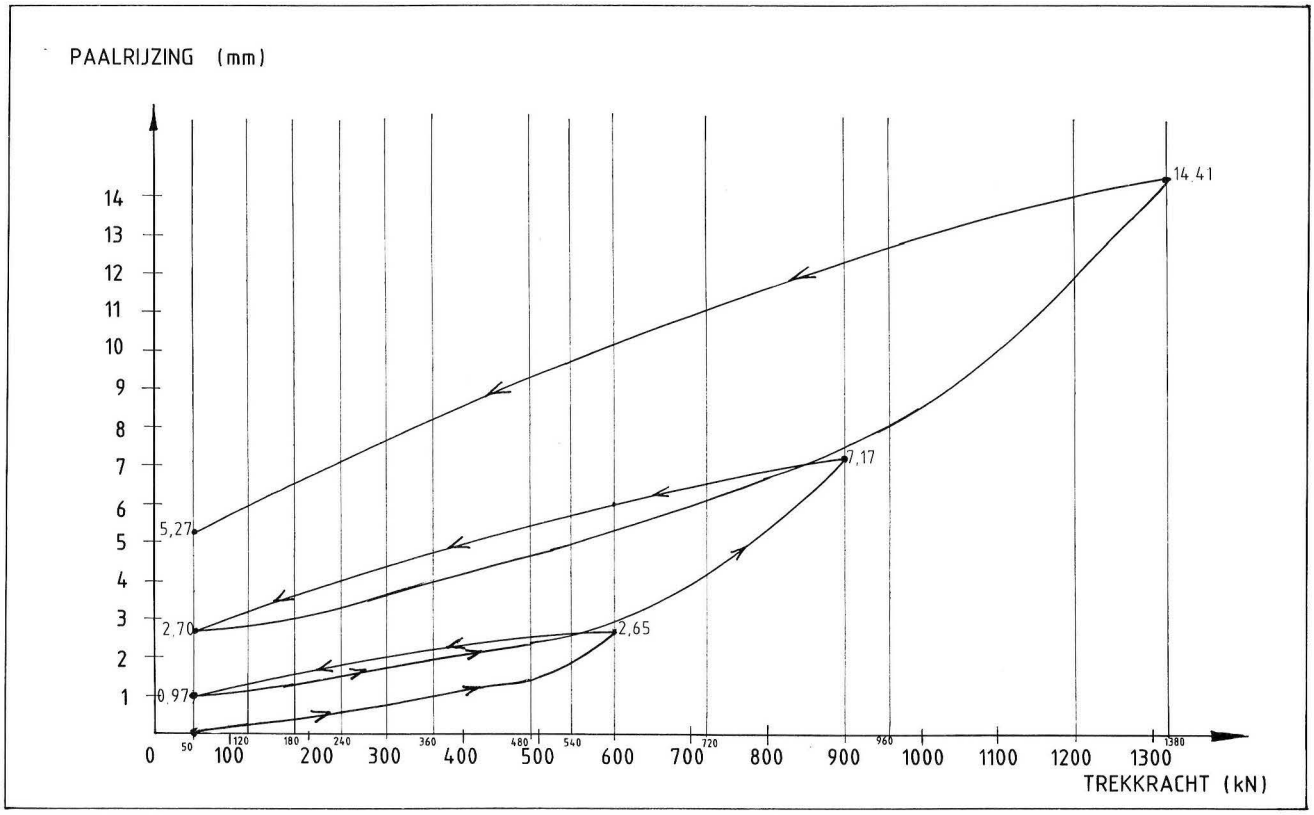


Fig. 53. — Trekproef op paal 3. Diagram Trekkracht/Paalrijzing

Indien Q_g niet bereikt wordt tijdens de trekproef, dan wordt $Q_g = Q_{max}$ genomen voor deze proef.

Conform het bestek wordt als toelaatbare trekbelasting 1/3 genomen van Q_g.

Tijdens de ganse proef wordt de uitgeoefende trekkracht constant gehouden.

Testprocedure in funktie van de tijd

Belastingstrappen

— De nul-meting gebeurt onder een trekkracht van 50 kN, zodat een eventuele centrering van de belasting kan uitgevoerd worden.

— De Q_{max} belasting zal in drie stappen op de proefpaal worden aangebracht, de zogenaamde belastingstrappen:

eerste belastingstrap = $0.5 \times Q_{max}$ = 600 kN
tweede belastingstrap = $0{,}75 \times Q_{max}$ = 900 kN
derde belastingstrap = Q_{max} = 1200 kN

— Duur van elke belastingstrap:

* eerste belastingstrap: de maximum belasting voor deze trap (600 kN) van $0.5 \times Q_{max}$ zal bereikt worden na 1 uur in 5 trappen van 12 minuten; deze belasting zal konstant gehouden worden gedurende 20 minuten.

0 → 50 kN
1 → 120 kN
2 → 240 kN
3 → 360 kN
4 → 480 kN
5 → 600 kN

* tweede belastingstrap: de maximum belasting voor deze trap (900 kN) van $0.75 \times Q_{max}$ zal bereikt worden na 2 uren in 5 trappen van 24 minuten; deze belasting zal konstant gehouden worden gedurende 1 uur.

0 → 50 kN
1 → 180 kN
2 → 360 kN
3 → 540 kN
4 → 720 kN
5 → 900 kN

* derde belastingstrap: de maximum belasting voor deze trap (1200 kN) van Q_{max} zal bereikt worden na 2 uren in 5 trappen van 24 minuten; deze belasting zal konstant gehouden worden gedurende 1 uur.

0 → 50 kN
1 → 240 kN
3 → 480 kN
4 → 720 kN
5 → 1200 kN
6 → 1320 kN (extra stap)

Ontlastingstrappen

Na elke belastingstrap gaan we over tot ontlasting.

De ontlastingstrappen zijn:

— na de eerste belastingstrap: 10 minuten
— na de tweede belastingstrap: 15 minuten
— na de derde belastingstrap: 20 minuten

Zodra de proefpaal ontlast werd, wordt deze ontlasting aangehouden gedurende:

— na de eerste belastingstrap: 15 minuten
— na de tweede belastingstrap: 30 minuten
— na de derde belastingstrap: 45 minuten

Er valt op te merken dat de ontlasting van de paal gelijk staat met een blijvende trekkracht van 50 kN, zodat de nul-metingen en de referentiemetingen telkens op deze blijvende trekbelasting van 50 kN worden uitgevoerd.

De berekening van de trekweerstand van de paal gebeurt dan als volgt:

TABEL — Meetwaarden trekproeven

T	P1		P2		P3	
	S1	S2	S1	S2	S1	S2
600	2650	970	2630	760	2170	880
900	7170	2700	8190	2500	6750	2130
1200	14410	5270	13230	3700	—	—
1320	—	—	—	—	12210	3550

P1, P2, P3: nummering trekproeven
T : trekkracht in kN
S1 : ogenblikkelijke rijzing in micrometer
S2 : rijzing na ontlasting (permanente vervorming) in micrometer

Overeenkomstig DIN 1054 - 5.4.1.1 wordt de bezwijklast bereikt wanneer de permanente vervorming gelijk is aan:

S_{kr} = diameter paal/40

De paaldiameter is 460 mm, waaruit

S_{kr} = 460/40 = 11,5 mm

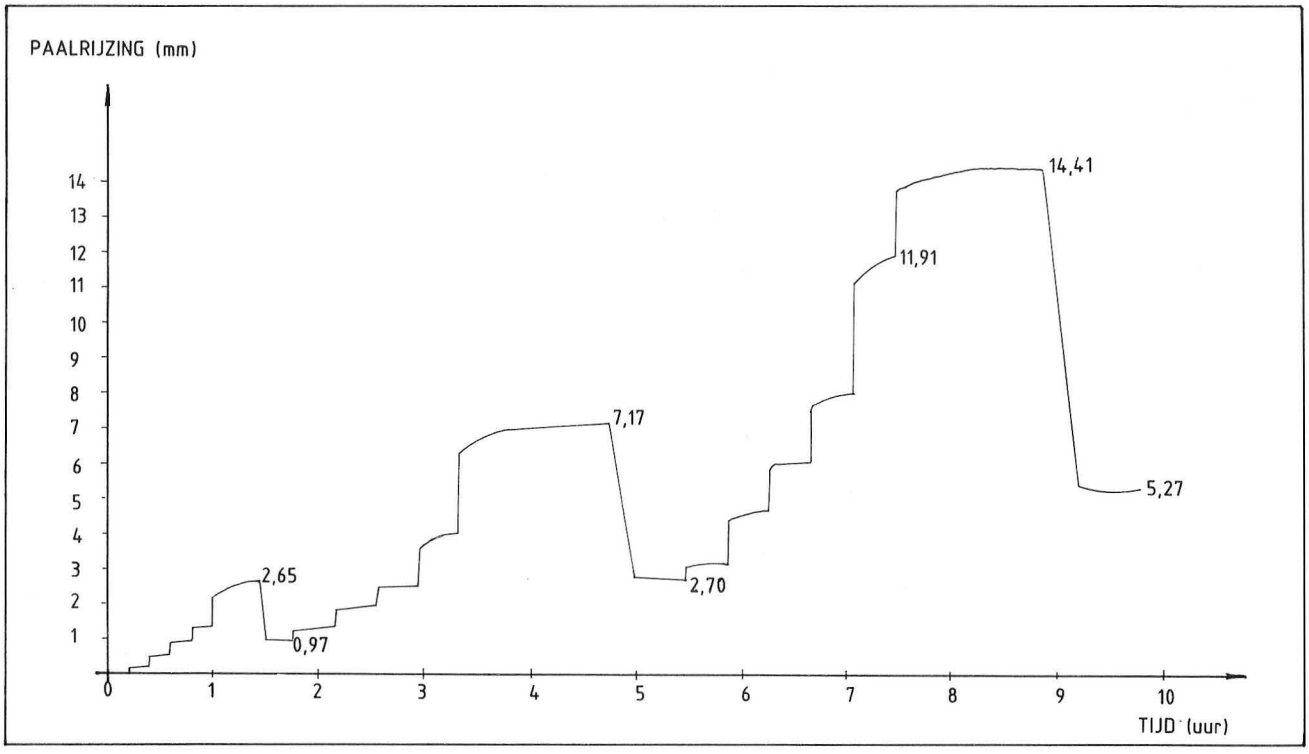


Fig. 54. — Trekproef op paal P3. Diagram: Tijd/Paalrijzing

Om de bezwijklast te bepalen wordt de lineaire relatie van Chin Fung Kee toegepast:

$s/T = a + bs$

s = rijzing in micrometer

T = trekkracht in kN

a = constante in μ/kN

b = constante in 1/kN

T_{kr} = bezwijklast overeenkomstig DIN 1054

$T_{toel} = (T_{kr} - P)/3 + P/1{,}1$

T_{toel} : toelaatbare trekkracht in kN

P : effectief gewicht trekpaal in kN

3 en 1,1 : veiligheidscoëfficienten

TABEL — Overzicht resultaten trekproeven

	a	1/b	T_{kr}	P	T_{toel}
	μ/kN	kN	kN	kN	kN
P1	1,25	2200	1775	41	610
P2	0,90	1600	1420	37	500
P3	1,25	1800	1500	37	520

Uit deze trekproeven kan besloten worden dat de maximale trekkracht (470 kN) grondtechnisch met voldoende veiligheid (s = 3) wordt opgenomen.

De grondmechanische trekweerstand van deze palen is het sleutelelement voor de stabiliteit van de hooggefundeerde kaaimuur.

Uitvoering van de bovenbouw: betonplaat en kesp

De hoeveelheid gewapend beton voor de bovenbouw van de kaaimuur bedraagt 2200 m^3. De totale aan te brengen wapening bedraagt 2.200.000 kg. Het afkappeil van de palen ligt op de cota TAW + 3,38 m.

De bovenplaat heeft een breedte van 18,25 m en een dikte van 1 m (kaaimuur op slibwand) en 1,10 m (kaaimuur op combiwand). De kopbalk bestaat uit een massief betonnen blok verankerd in de bovenplaat. De scherpe bovenrand van de kopbalk is afgewerkt met een zwaar metalen dekzerkprofiel. Achter de kopbalk op de bovenplaat is een drain voorzien om het overtollig water onder de verharding van het kaaiplateau naar het dok af te voeren.

Fig. 55A. — Wapening en bekisting bovenplaat (standaardmoot).

Fig. 55B. — Wapening en bekisting betonplaat (hoekmoot).

Fig. 56. — Gebetonneerde kaaimuurmoot.

Bij de combiwand wordt het gedeelte boven water gebetonneerd op verstijfde prefabplaten, waarin de hoofdwapeningen verwerkt zijn.

Het voorvlak van de betonkesp wordt eveneens verwezenlijkt door prefabschortelementen die steunen op de verstijfde prefabplaten. Zo dient er geen enkel bekistingswerk boven het water uitgevoerd te worden.

4.3.7. *Ontwerp van een combiwand (even kaainummers) en op in de grond gevormde palen.*

Algemeenheden

De bovenzijde van de bestaande kaaimuur wordt afgebroken tot peil TAW+4,40. Het onderste gedeelte van de bestaande gewichtsmuur wordt niet afgebroken doch wordt door de bovenplaat van de nieuwe kaaimuur overbrugd en horizontaal verankerd.

De gronddruk op de afgeschermde bestaande kaaimuur wordt eerst bepaald.

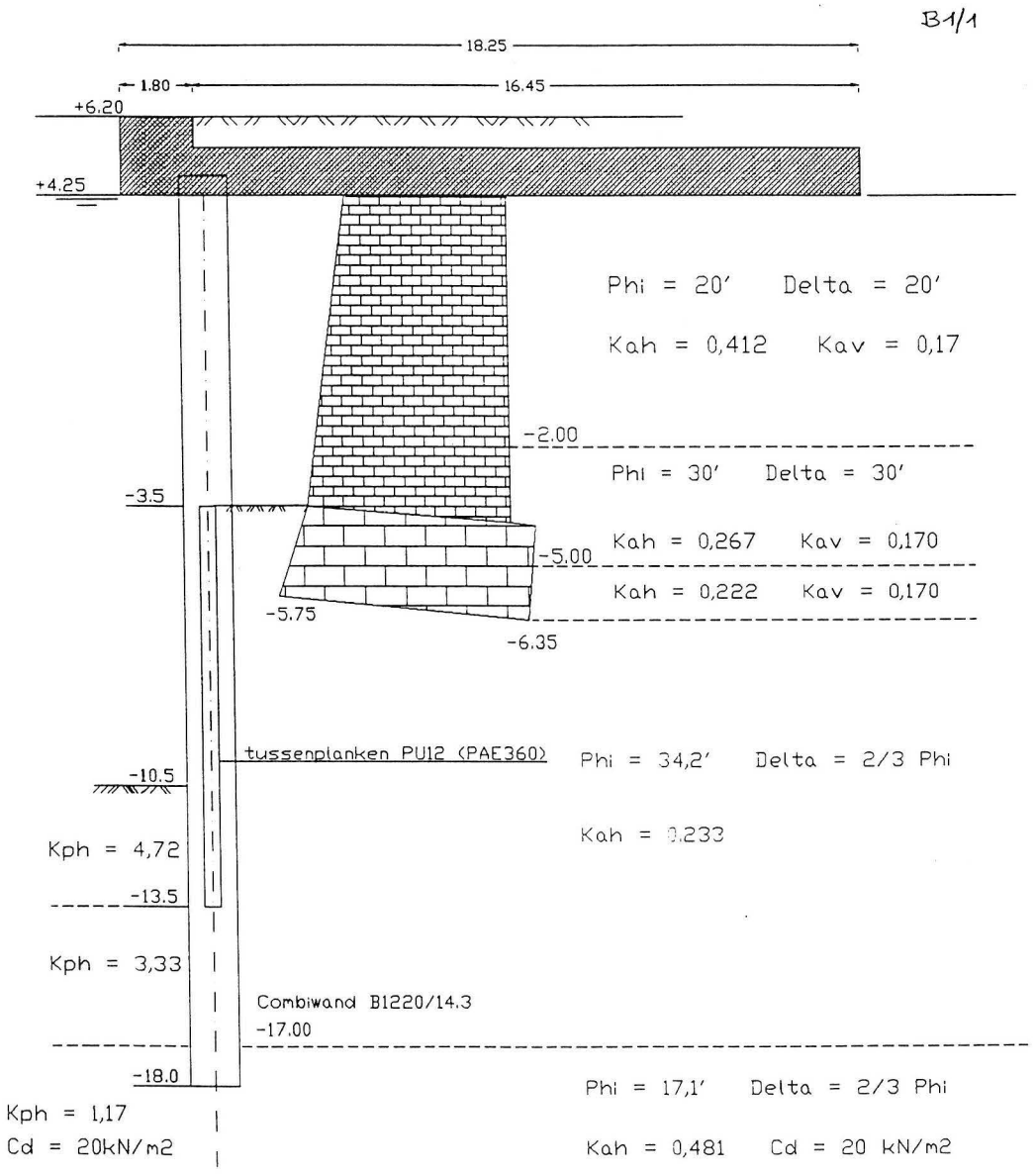


Fig. 57. — Berekening kaaimuur met combiwand. Basisgegevens.

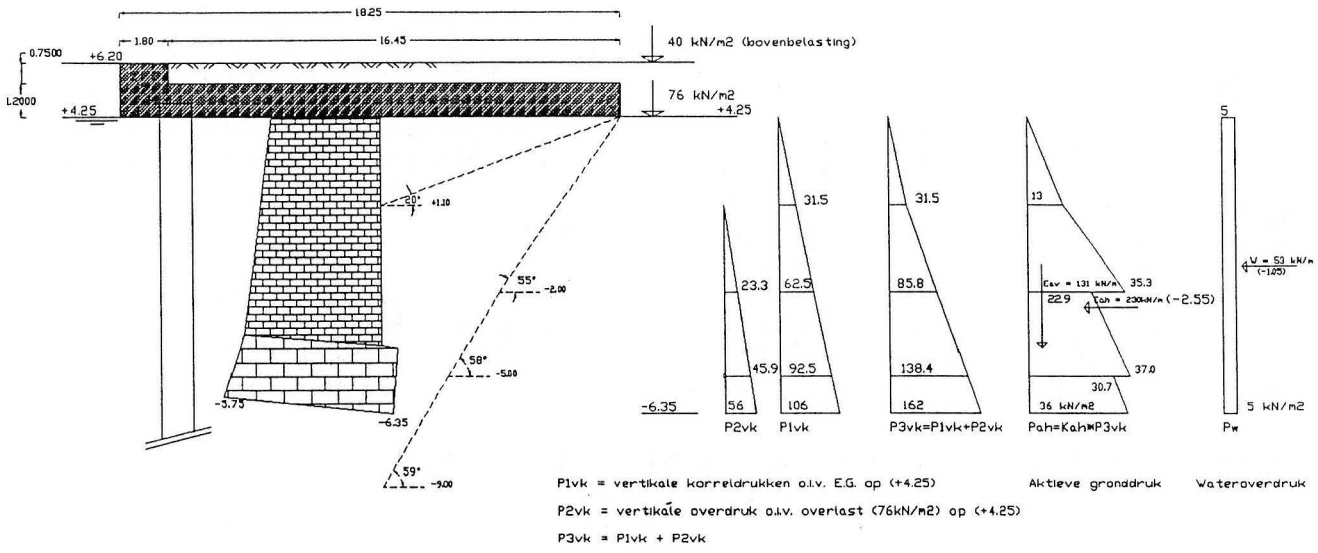
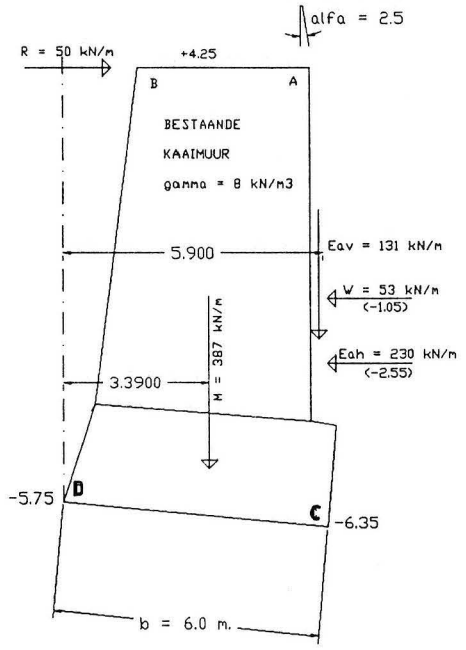
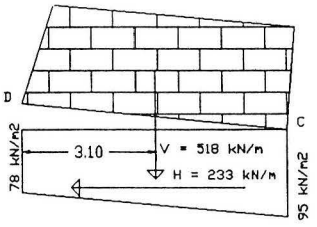


Fig. 58. — Gronddruk op afgeschermde kaaimuur.



SOLLICITATIE OP BESTAANDE MUUR



REACTIEKRACHTEN ONDER DE AANZET DC

VERTIKALE LASTEN

	LAST	HEFBOOM	M(D)
	kN/m	m.	kNm/m
M	387	3.39	1312
Eav	131	5.90	773
V	518		2085

HORIZONTALE LASTEN

	LAST	HEFBOOM	M(D)
	kN/m	m.	kNm/m
Eah	230	-3.20	-736
W	53	-4.70	-249
R	-50	-10.0	+500
H =	233		-485

M(D) = 1600 kNm/m

u = M(D)/V = 3.10 m.

e = 1/2b - u = -0.10 m.

e / (1/6b) = 0.10 H/V = 0.45

Sigma(m) = V/b = 86.5 kN/m2

Sigma1 = 86.5 * 0.90 = 78 kN/m2

Sigma2 = 86.5 * 1.10 = 95 kN/m2

Fig. 59. — Reacties op aanzetvlak: bestaande kaaimuur

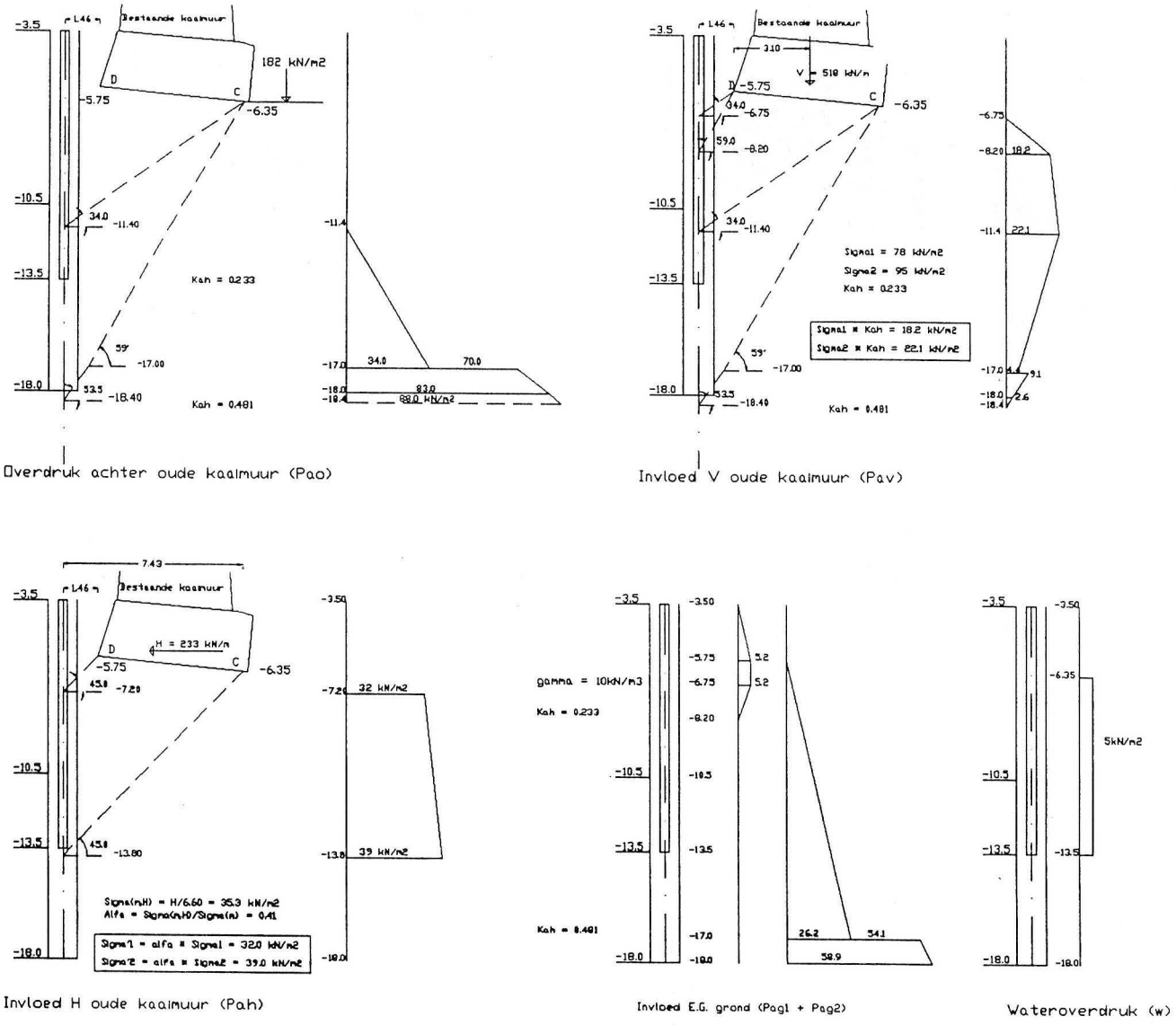


Fig. 60. — Componenten horizontale druk op kaaimuur.

De horizontale vasthoudende kracht op peil TAW + 4,25 is gelijk aan 50 kN/m. De reacties op het aanzetvlak van de bestaande kaaimuur worden dan begroot (V = 518 kN/m, u = 3,10 m, H = 233 kN/m.

Deze reacties worden op de combiwand overgedragen.

De verticale reactie (V = 518 kN/m) wordt met de coëfficiënt van de actieve gronddruk gereduceerd. De horizontale reactie (H = 233 kN/m) komt integraal op de combiwand terecht. De overdruk achter de oude kaaimuur op peil TAW − 6,35 wordt, gereduceerd met de coëfficiënt van de actieve gronddruk, overgedragen op de onderste zone van de combiwand.

Op figuur 60 is de horizontale druk afkomstig van deze verschillende invloeden afzonderlijk opgegeven.

Voor de passieve gronddrukcoëfficiënt werd rekening gehouden met de afwezigheid van de tussenplanken lager dan peil TAW − 13,50.

Combiwand

Op figuur 61 is de grafische voorstelling van de berekeningsresultaten aangeduid.

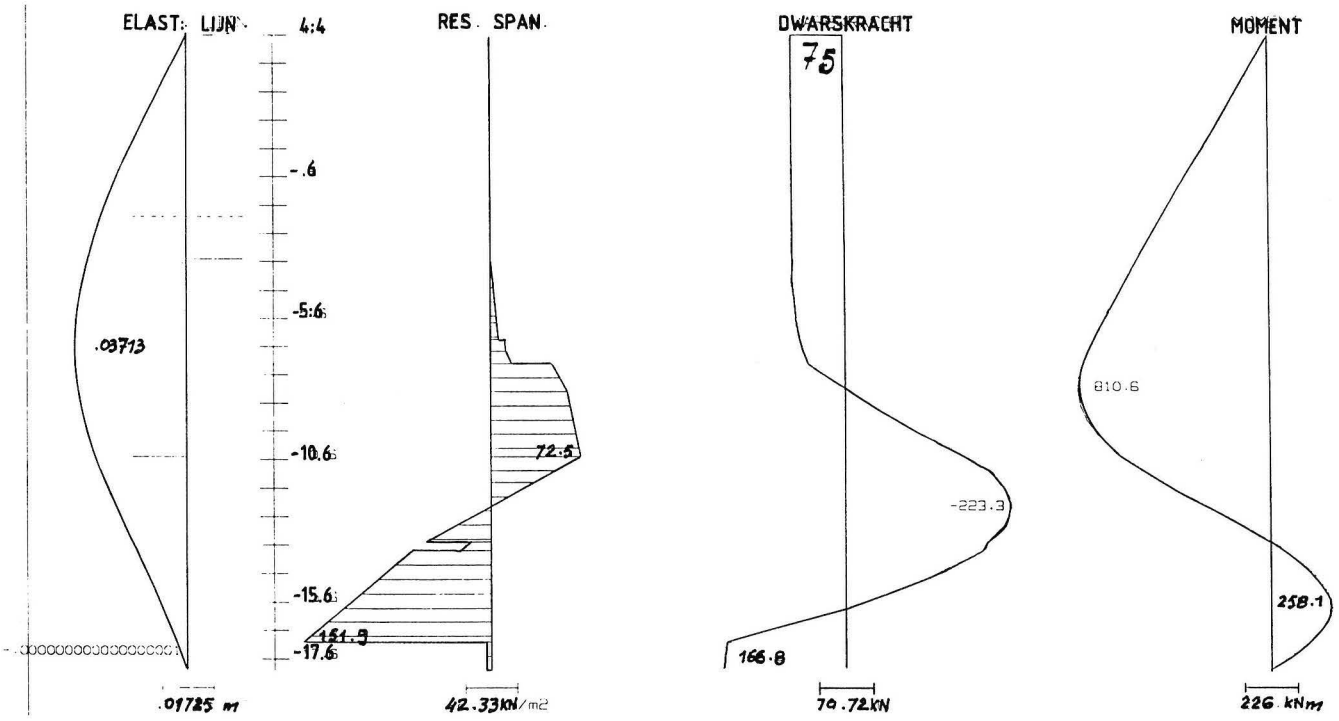


Fig. 61. — Grafische voorstelling van de berekeningsresultaten.

De combiwand is scharnierend in de bovenbouw verankerd. De vasthoudende kracht van 75 kN/m wordt door de bovenbouw opgenomen. In de combiwand is er een maximaal buigend moment van 810 kNm/m.

De combiwand bestaat uit de hoofdelementen, buizen met een buitendiameter van 1 220 mm, met een wanddikte van 14,3 mm en met een lengte van 22,80 m. De kwaliteit van het staal is X65 (AE 450). Het profiel van de tussenplanken is PU 12 met lengte 10 m. De afstand h.o.h. van de buizen is gelijk aan 2,47 m. De kenmerken van de combiwand zijn de volgende:

— weerstandsmodulus: $W = 6\,704\ cm^3/m$
— dwarssectie van de buis: $A = 541{,}7\ cm^2$
— giratiestraal van de buis: $i = 42{,}6\ cm$

Rekening houdend met het plooieffect, is de de toelaatbare staalspanning $\sigma_{toel} = 24\ kN/cm^2$.

Bij de spanningscontrole werd gerekend met de slankheid van de buizen en met het tweede-orde effect.

De maximale staalspanning is $\sigma_{max} = 17\ kN/cm^2$.

Om de verticale belasting op een buis (2 000 kN) naar de ondergrond (Boomse klei) over te dragen, wordt de buis met beton gevuld (de bovenste 10 m).

Palen

Alle palen zijn onder een helling van 1/4 geheid en gegroepeerd in twee paaljukken. Per moot van 19,76 m. zijn er 30 palen.

De grootste drukkracht is 1 230 kN per paal en de grootste trekkracht is 380 kN per paal.

De bovenplaat van dit type kaaimuur heeft een breedte van 18,25 m en een dikte van 1,10 m. De nuttige overlast is 60 kN/m^2.

Het maximale veldmoment is 1 600 kNm/m, het steunpuntmoment boven de buispaal is 430 kNm/m en boven de paaljukken 360 kNm/m.

De onderwapeningen bestaan uit twee lagen staven die zich op 19 cm van elkaar bevinden en een diameter hebben van 32 mm, de bovenwapeningen op de paaljukken en de buispaal bestaan uit staven die zich op op 17 cm van elkaar bevinden en een diameter hebben van 25 mm.

4.3.8. *Uitvoering van de combiwand (even kaaimuur)*

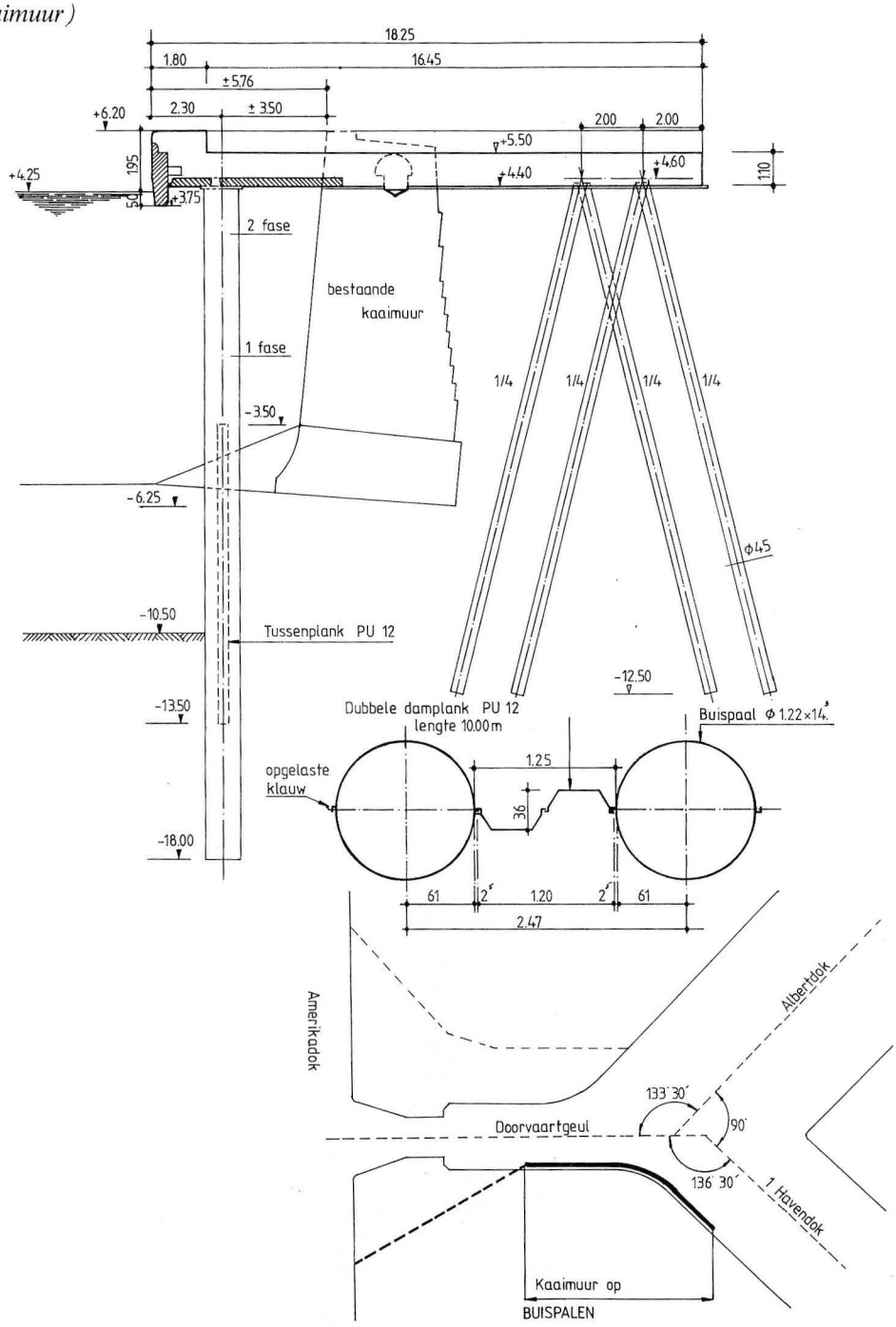


Fig. 62. — Dwarsdoorsnede kaaimuur met combiwand.

Buispalen – Tussenplanken

De combiwand bestaat uit metalen buispalen. Tussen deze palen worden tussenplanken geheid met een lengte van 10 m. De lengte van deze tussenplanken is 10 m, zij worden geheid van de cota TAW – 3,50 m tot de cota TAW – 13,50 m. De buispalen met een lengte van 22,80 m reiken tot de cota TAW – 18,00 . De as van de buispalenwand bevindt zich 3,5 m voor de bestaande kaaimuur.

Tussen de bestaande kaaimuur en de buispalenwand wordt een bodembescherming, bestaande uit een steenasfaltmat aangebracht. De combiwand sluit

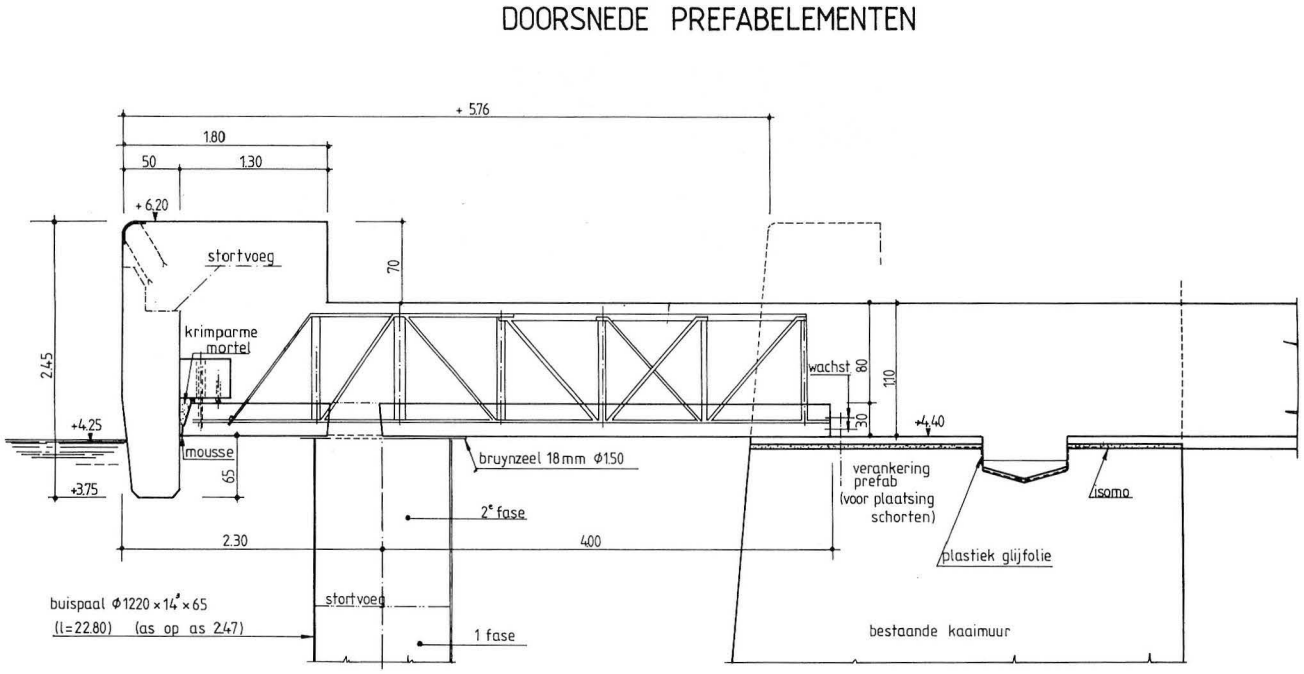


Fig. 63. — Detail prefabelementen. Opgelegd op buispalenwand en kaaimuren.

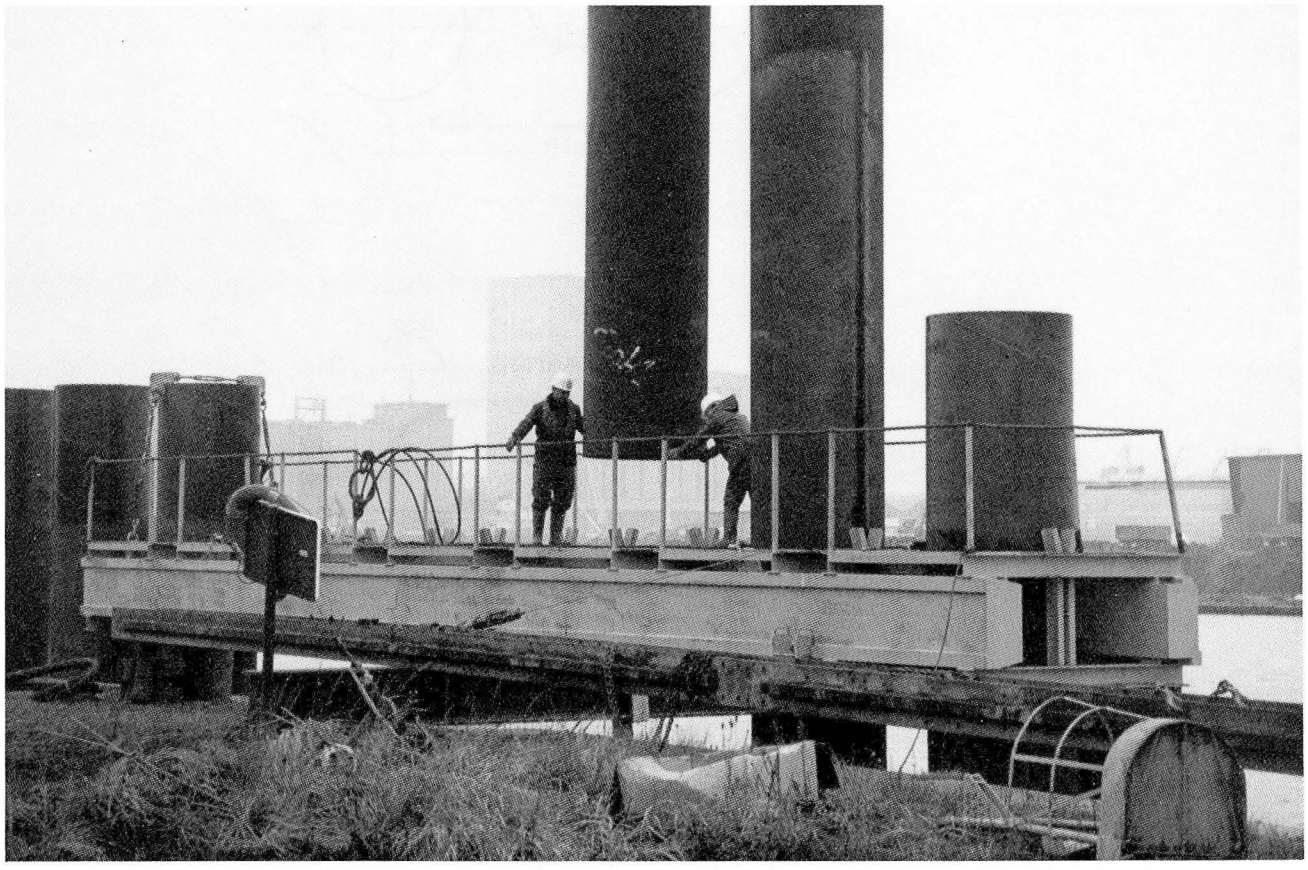


Fig. 64. — Positioneren van de buispalen met behulp van het frame.

Fig. 65. — Buispalen.

aan op de eerder (bij de bouw van de leidingentunnel) geheide wand.

Zoals aangeduid op de figuur 63 worden in combinatie met de buispalenwand en de bestaande kaaimuur, voor het gedeelte van de bovenbouw rustend op de buispalenwand en deze kaaimuur, prefabelementen in gewapend beton opgelegd welke later in de bovenplaat ingebetonneerd worden.

Het voorvlak van de kaaimuur wordt eveneens gedeeltelijk met prefabelementen uitgevoerd.

De buizen worden d.m.v. een stalen frame op de juiste plaats gepositioneerd waarna de tussenplanken worden geplaatst (figuur 64).

Coating

In de splashzone boven de cota TAW + 3,00 m wordt een coating aangebracht teneinde de buizen tegen corrosie te beschermen. Deze coating bestaat uit koolteerepoxy met een epoxyzinkgrondlaag. De uitvoering is als volgt:

— stralen Sa 2 1/2 en vervolgens het aanbrengen van de volgende lagen:
— 25 à 30 µm Sigmarite Zinc
— 50 à 70 µm Sigmate Sealer
— 1 laag 150 µm Chemicote T bruin
— 1 laag à 150 µm Chemicote T zwart

Bodembescherming

Tussen de combiwand en de bestaande kaaimuur wordt een bodembescherming uit steenasfaltmatten aangebracht.

De open gevezelde steenasfalt is een warm bereid mengsel van kalksteenslag 20/40 mm met asfaltmastiek waarbij de verdeling van de bestanddelen in de orde van grootte van 80/20 ligt (in massadelen).

De asfaltmastiek van de gevezelde steenasfalt heeft de volgende samenstelling (uitgedrukt in gewichtsprocenten):

— 45 à 70 % droog zand
— 13 à 30 % zwakke vulstof

— 12 à 25% bitumen 80/100
— 0,1 à 0,7% cellulosevezels

4.3.9. *Aansluitmoten*

De aansluitingen van de nieuwe kaaimuur met de bestaande kaaimuren in het Amerikadok en het Albertdok dienden in de basisoplossing, langsheen de onpare oever, als volgt te worden verwezenlijkt: over een beperkte lengte (2 × 30 m) zou een combiwand voor de bestaande kaaimuur worden geheid. Deze combiwand zou in hoofdzaak dienen om het niveauverschil tussen het te verwezenlijken dokbodempeil TAW − 10,50 (doorvaartgeul) en het bestaande dokbodempeil TAW − 5,00 (Amerika- en Albertdok) op te vangen.

Deze oplossing heeft evenwel als nadeel dat aldus op deze plaatsen de meergelegenheid verloren gaat (ca. 220 m).

Als verplichte variante diende de aannemer eveneens prijs te geven voor de renovatie van deze aansluitingsmoten waarbij de bestaande kaaimuur zou verdiept worden d.m.v. palen gerealiseerd met jet-grouting of de VHP (very high pressure) – grouting techniek. De beslissing de wand alzo uit te voeren werd niet genomen na de aanbesteding, daar nog geen informatie van het proefproject met deze techniek op kleine schaal beschikbaar was. In het voorjaar 1992 bleek het mogelijk met deze techniek een kaaimuur te verdiepen en te versterken en werd uiteindelijk beslist omwille van de hoger aangehaalde reden deze oplossing uit te voeren.

De technische uitvoering van dit onderdeel wordt verder besproken.

4.3.10. *Grond en baggerwerken voor de realisatie van de doorvaartgeul.*

Met inbegrip van het nieuw te bouwen wachtdok voor lichters waarvan de realisatie in 1993 voorzien is en de nog weg te graven specie van het Amerikadok nabij de Noordkasteelbruggen dient in totaal ca. 2.400.000 m³ specie weggegraven en geborgen te worden.

Deze specie zal in hoofdzaak aangewend worden om:

— het 1ste Havendok en het bestaand wachtdok voor lichters te dempen en alzo nieuwe haventerreinen te creeren waarop moderne terminals kunnen uitgebouwd worden;
— rechtstreeks in het dijklichaam (opwaarts Kruisschans) gestort te worden ter versterking en verzwaring van de Sigmadijk langs de Zeeschelde;
— zandstocks aan te leggen voor in de toekomst in het kader van het Sigmaplan aan te leggen dijken nabij Lillo-Fort;
— aanleg van industriegronden nabij de Tijsmanstunnel.

Eind december 1992 werd bij het vrijgraven van de af te breken kaaimuur reeds ca 300.000 m³ afgegraven en geborgen in:

— 1ste Havendok;
— en werden ca. 100.000 m³ specie met een beperkte geotechnische waarde gedumpt in een gebaggerde put in het Industriedok achteraan het 5de Havendok. De uit deze put voortkomende goede specie werd eerst rechtstreeks met een cutterzuiger in het dijklichaam gespoten nabij Fort Filip.

4.4. Verdiepingsbaggerwerken Amerikadok, 5e Havendok, Albertdok en 3e Havendok en het aanleggen van zandstocks voor het uitvoeren van dijkwerken op de Rechter Schelde-oever en diverse andere projecten

Aannemer: Tijdelijke Vereniging Verdieping havendokken – N.V. Dredging International – N.V. Ondernemingen Jan De Nul.

Voorafgaand of gelijktijdig met de verbreding en verdiepingswerken van de doorvaartgeul tussen het Amerika- en het Albertdok werd de vaargeul langsheen de Zuidelijke doorvaartroute verdiept.

4.4.1. *Verdiepingsbaggerwerken 5e Havendok – Amerikadok*

Baggerwerken

Deze werken bestonden uit:

— het baggeren van een geul tot een diepte van T.A.W. − 10,50 m in het 5e Havendok.
— het vrijbaggeren van de nieuwe kaaimuren aan de zuidkant van het Amerikadok tot het peil T.A.W. − 10,50 m en aan de noordkant van het Amerikadok tot het peil T.A.W. − 5.00 m.
— het wegnemen van een ondiepte in het hansadok nabij de doorvaartgeul naar het 5e Havendok tot T.A.W. − 10,50 m.
— het verdiepen van de doorvaartgeul tussen het Amerikadok en 5e Havendok t.p.v. de Noordkasteelbruggen tot het peil T.A.W. − 9,50 m.

De verdiepingsbaggerwerken in de vaargeulen en de doorvaartgeulen werden uitgevoerd met sleephopperzuigers uitgerust met een installatie om hun beuninhoud op te spuiten, en een sleepkop om harde en dichtgepakte zandlagen los te woelen.

Fig. 66. — Sleephopperzuiger Krankeloon.

De Tijdelijke Vereniging Verdieping havendokken, bestaande uit N.V. Dredging International en N.V. Ondernemingen Jan De Nul zette hiervoor volgende sleephopperzuigers in:

Naam	Lengte	Breedte	Diepgang	Beuninhoud	Vermogen
Krankeloon	94,5 m	17,4 m	6,5 m	2.700 m^3	6.045 KW
James Ensor	105,2 m	18,2 m	6, m	3.600 m^3	7.350 KW
Khersones	105,8 m	18,2 m	6,5 m	4.800 m^3	6.433 KW

In de periode van Februari 1991 tot Juni 1991 werd door deze tuigen een totaal van 745.000 m^3 opgebaggerd uit het 5e Havendok en Amerikadok, getransporteerd naar verschillende lokaties in de haven en door middel van wallosinstallaties aan de kades nr 373 en 497 verperst door buizen naar de verschillende ophogingen van de dijkvakken langs de Scheldeoever.

Teneinde de stabiliteit van de bestaande kaaimuren te vrijwaren werd centraal in de dokken gebaggerd en langsheen de kades een banket over een breedte van 40 meter op oorspronkelijke dokdiepte

Fig. 67. — Sleephopperzuiger James Ensor.

behouden. Om de hopperzuigers in het centraal afgebakende baggergebied van de dokken te laten werken werd gebruik gemaakt van het Falconplaatsbepalingssysteem, computergestuurd vanuit vier gestandaardiseerde zendposten.

Voor de baggerwerken in het 3e Havendok en het Albertdok zijn de hopperzuigers daarenboven uitgerust met de registratieapparatuur die de juiste plaats en diepte van de baggerkop registreert.

Op deze wijze konden de verdiepingswerken op accurate wijze aan boord van de baggertuigen worden opgevolgd en uitgewerkt, rekening houdend met de toegestane toleranties.

Het vrijbaggeren van de kaaimuren in het Amerikadok en het op diepte brengen van de doorvaart-

Fig. 68. — Sleephopperzuiger Khersones.

geulen in het Hansadok en ter plaatse van de Noordkasteelbruggen werd uitgevoerd door de dipper-dregger Zenne uitgerust met een hydraulische dieplepel met een laadcapaciteit van 8 m^3. Deze combinatie van ponton met lengte 50 m en breedte 11,40, uitgerust met 3 spudpalen en hydraulische kraan laadde de opgebaggerde specie in elevatorbakken DI 66 en D67. Deze pramen werden gelost door een bakkenzuiger met een geïnstalleerd vermogen van 2.265 KW.

Deze bakkenzuiger WARCHE II, afgemeerd aan kaai nr 373 in het Industriedok perste de specie door een leiding van 2300 m, met vele kaai- en wegoverbruggingen in de aan te leggen dijklichamen langs de Scheldeoever ten zuiden van de Van Cauwelaertssluis.

In totaal werd met deze tuigen 270.000 m^3 specie ontgraven in de dokken en verwerkt in de dijkophogingen in de periode maart 1991 tot december 1991.

— *Dijkwerken en het aanleggen van zandstocks*

Het opgebaggerde zand werd door de sleepzuigers en de bakkenzuiger opgespoten in twee dijkvakken op- en afwaarts van de Kruisschans langsheen de Scheldeoever. Voor de losplaats opwaarts het sluizencomplex bedroeg de vaarafstand van de sleepzuigers vanuit de baggerzones 5 km en voor de afwaartse zijde 2,5 km.

Dijkvak afwaarts van het sluizencomplex

Alvorens met de ophogingswerken van dit dijklichaam te beginnen, diende een grondverbetering onder de zate van de te maken dijk te worden uitgevoerd. Uit het voorland en deels uit de schorre werd vette grond ontgraven en gestockeerd onder de vorm van perskaden, deels op de bestaande dijk en deels op de rand van het voorland.

Deze stocks werden later aangewend als afdeklaag van de geprojekteerde dijk.

Fig. 69. — Dipperdregger Zenne bij het vrijgraven van de gerenoveerde kaaimuur (op achtergrond site voor nieuw te bouwen wachtdok voor lichters).

Met de dieplepel op ponton Zenne werden 76.000 m^3 in cunet gebaggerd en verwerkt in langslopende perskaden, waartussen het zand uit de verdiepingswerken in de dokken werd opgespoten, dienende als grondverbetering.

Hiertoe werd aan kaai 497, ten noorden van de ingang van de Boudewijnsluis, een walpersinstallatie op ponton voor de sleephoppers opgesteld welke werd aangesloten op een walleiding waardoor 490.000 m^3 zand over een afstand van 2.100 m werd opgespoten in het op te hogen dijklichaam over een lengte van 920 m.

Dijkvak opwaarts van het sluizencomplex

In de zate van de geprojekteerde nieuwe dijk werd in den droge eerst vette grond afgegraven om te dienen als perskaden voor de opspuitingswerken en

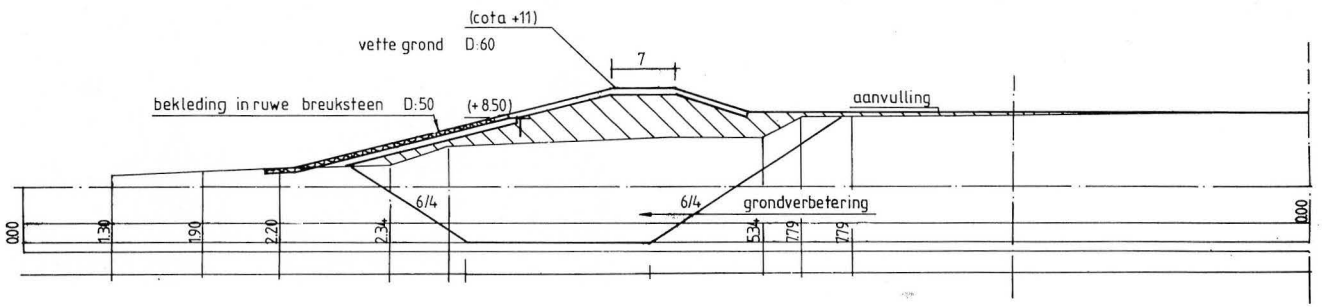


Fig. 70. — Profiel dijklichaam.

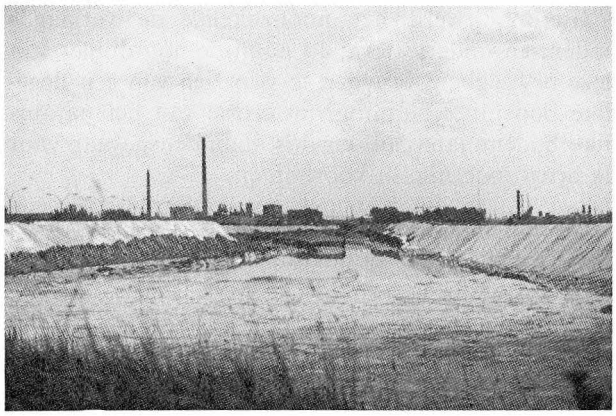


Fig. 71A. — Dijk Zeeschelde. Perskade cunet.

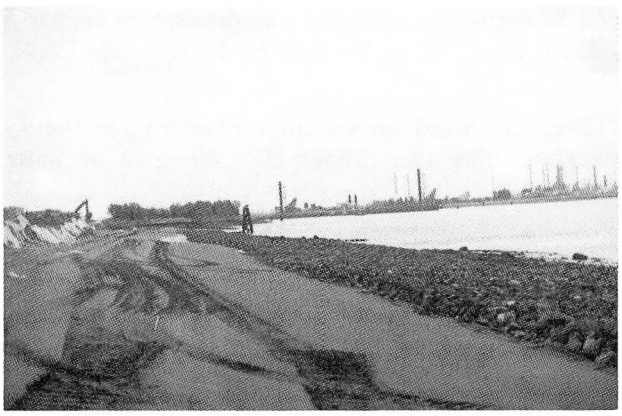


Fig. 71B. — Dijk Zeeschelde. Bestorting Talud.

latere afwerking van het dijklichaam. Met deze uitgraving in den droge werd eveneens een grondverbetering gerealiseerd in de zate van de te maken dijk, zij het dan niet op zo noodzakelijke diepte als in het opwaartse dijkvak.

Vanuit kaai 373 werden door de sleephoppers en bakkenzuiger 525.000 m^3 zand verwerkt in het dijklichaam over een lengte van ca. 900 m.

Taludbescherming van het afwaarts dijkvak Kruisschans

Om uitschuring door de Schelde van de afwaartse dijkverhoging te voorkomen werd een voorlopige oeverbescherming aangebracht langs het in uitvoering zijnde dijklichaam.

Deze taludbescherming bestond uit een geotextiel, volgens de specificaties van de Dienst der Tijgebon-

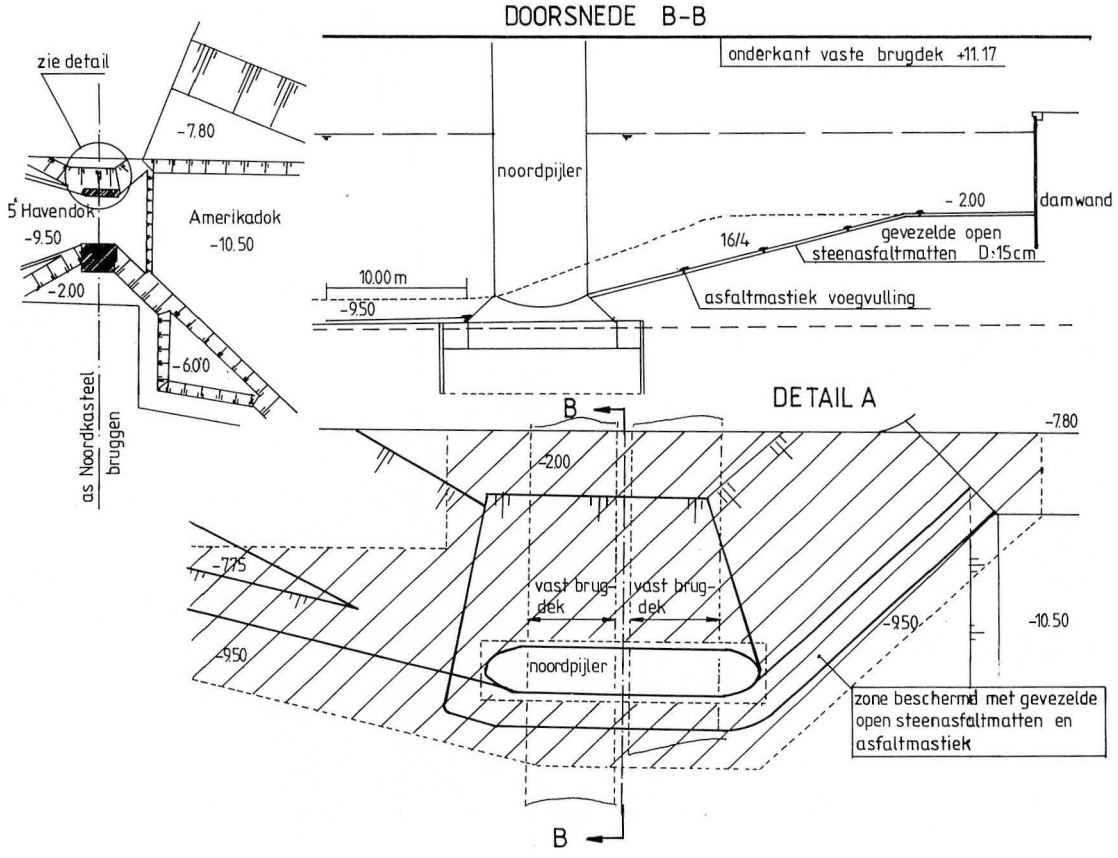


Fig. 72. — Situering van de bodemverdedigingswerken nabij de Noordzijde van de Noordkasteelbruggen.

den Waterwegen, afgestort met breuksteen caliber 5 - 25 kg tussen de peilen 0.00 en TAW+8,50 TAW.

Eveneens werd op sommige plaatsen een breuksteenbekleding van caliber 20 - 80 kg in de natte uitgevoerd.

4.4.2. *Bodembescherming doorgang Noordkasteelbruggen met gevezelde open steenasfaltmatten*

Tijdens de verdiepingsbaggerwerken in het 5de Havendok en het Amerikadok werd ook de doorvaargeul ter plaatse van de Noordkasteelbruggen verdiept en wel van TAW−7.85 naar TAW−9.50.

Hierdoor werd het noodzakelijk de verlaagde bodem en onderwatertalud nabij de noordpijler van deze beweegbare bruggen te voorzien van een degelijke bodembescherming om erosie van het natuurlijke bodemmateriaal, en dus stabiliteitsgevaar voor de brugfundering, te voorkomen.

De bodemverdediging is uitgevoerd met 15 cm dikke geprefabriceerde matten, opgebouwd uit gevezelde open steenasfalt op een onderliggend geotextiel.

Na plaatsing van deze prefabelementen rond de brugpijler en tegen de damwand van het landhoofd werden alle voegen tussen de matten onderling en de

Fig. 73. — Prefabricatie en plaatsing van de steenasfaltmatten onder water.

openingen tussen de matten en de pijlerwand en het damwandscherm, volledig gronddicht afgegoten met onder water gestorte asfaltmastiek.

Gevezelde open steenasfalt wordt reeds jaren toegepast in situ of als prefabstruktuur onder water, als duurzame, waterdoorlatende en flexibele bodembescherming.

In de haven van Antwerpen en op de Zeeschelde werden reeds meerdere bodems resp. oevers voorzien van dergelijke beschermingskonstruktie tegen erosie, veroorzaakt door de natuurlijke waterbewegingen en de hydraulische belastingen, opgewekt door het scheepvaartverkeer.

Gevezelde open steenasfalt is, zowel wat betreft produktie als plaatsing onder water, een ontwikkeling en een patent van Bitumar N.V., die de werken in onderaanneming uitvoerde.

Het steenasfalt is een mengsel van gevezelde asfaltmastiek met steenslag 16/22 mm of 20/32 mm in een massaverhouding van 20/80 %. Het wordt vervaardigd in een 3-fasen mengproces. Door het zeer open karakter van het produkt (holle-ruimte percentage ca. 30 %) dient het steeds in combinatie met een onderliggend filtermateriaal (natuurlijk filter, geotextiel of zandasfalt) te worden toegepast.

Als voornaamste eigenschappen kunnen worden vermeld:

— relatief dunne plaatvormige bekleding (10 à 15 cm);
— hoge weerstand tegen waterstroming (minstens 6 m/s) en golfwerking;

Fig. 74. — Plaatsing van de gevezelde open steenasfaltmatten onder het vaste brugdek gedeelte.

— duurzaam materiaal;
— zeer flexibel (volgt de golving en zetting van de ondergrond zonder problemen);
— snelle en soepele uitvoering (weinig hinder voor de scheepvaart en het wegverkeer);
— de afmetingen en dikte van de matten kunnen worden gekozen i.f.v. de plaatselijke omstandigheden;
— onderhoudsvrije bekleding

Het gevezelde open steenasfalt kan enkel „in den droge" rechtstreeks worden verwerkt. Voor toepassingen onder de waterlijn wordt gebruik gemaakt van prefabricatie: de asfaltmatten worden op elkaar gebouwd volgens de vereiste afmetingen op een vlakke ondergrond of ponton.

Ze worden stuk voor stuk opgenomen d.m.v. recupereerbare hijsbanden, opgehangen aan een speciaal legframe, voorzien van een pneumatisch bediend ontkoppelingssysteem voor de hijsbanden.

De matten worden naast elkaar gelegd met een overlap van geotextiel onder de matten.

Bijkomende moeilijkheid bij de plaatsing van de gevezelde open steenasfaltmatten nabij en onder de Noordkasteelbruggen was de beperkte vrije hoogte van 7 m onder het vaste brugdekgedeelte gelegen, tussen de noordpijler en het noordelijk landhoofd.

Deze asfaltmatten werden onder de brug één voor één opgenomen van een ponton d.m.v. het legframe, opgehangen aan 2 onafhankelijke kabels, aangebracht doorheen de openingen in de brugdekken, via 2 zware telescoopkranen, opgesteld naast de brug.

De overige matten, gelegen naast het vaste brugdek, werden geplaatst met de vlotkranen Portunus en Titan en de hijsbok Brabo van het havenbedrijf van de stad Antwerpen.

Verdiepingswerken Albertdok – 3e havendok

In het Albertdok werd een verdieping voorzien van TAW − 6,50 naar TAW − 10,50 TAW, dit over een lengte van 1700 m en een breedte van 170 m, zodat langs de bestaande kaaimuur een banket van 40 m op peil − 6,50 TAW om reden van stabiliteit behouden bleef.

Om te kunnen voldoen aan de dringende vraag voor zandleveringen ten behoeve van de havenweg A12 te Zandvliet en het projekt Renaval naast de Tijsmanstunnel werd begin 1992 aangevangen met de verdiepingswerken in het Albertdok.

Voor deze werken werd de sleephopperzuiger Antigoon ingezet om met zijn geïnstalleerd pompvermogen van 6.500 KW de persafstanden van losplaats naar zandleveringsgebied te kunnen overbruggen, vooral omdat de op te spuiten specie bestond uit grof zand en veel schelpen.

Naam	Lengte	Breedte	Diepgang	Beuninhoud	Vermogen
Antigoon	115 m	22,5 m	8,7 m	8400 m^3	9735 KW

Fig. 75. — Sleephopperzuiger Antigoon.

Het baggeren met dergelijke sleephopper in het 250 meter brede dok was geen eenvoudige opgave vooral bij het keren na elke baggersnede, waarbij tevens de zuigpijp van de bodem moest worden gelicht.

Zandopspuitingen voor havenweg A12

In februari 1992 werd 500.000 m^3 zand uit het Albertdok geborgen in een zandstock ten oosten van de Noordlandbrug over de Schelde-Rijnverbinding voor de aanleg van de havenweg A12.

De opgelegde uitvoeringstermijn van 10 kalenderweken kon worden gerespekteerd door de inzet van dit zware baggermaterieel. De vaarafstand vanuit het Albertdok naar de losplaats in het kanaaldok B2, voor de ingang van de Schelde-Rijnverbinding

bedroeg 16 km, en één enkele reis, met inbegrip van aan- of afmeren duurde ongeveer 1,5 uur. Eens ten anker aan de losplaats werd via de boegkoppeling de Antigoon aangesloten op de persleidingen aan de wal, en het zand naargelang de spuitzones tot 4,5 km ver opgeperst in de zandstocks.

Het zand werd met 5 à 6 meter opgehoogd en het perswater van de sleephopper werd via een aparte leiding teruggeloosd in het Schelde-Rijnkanaal door middel van 2 waterpompen vanuit de stocks.

— *Terreinophogingen voor het Renaval-projekt (Distributiezone Berendrecht)*

In het kader van het Renaval projekt ten noorden van de toegangswegen naar de Tijsmanstunnel diende in eerste faze 500.000 m^3 zand te worden geleverd, nog voorradig in de verdieping van het Albertdok. De vaarafstand vanuit het Albertdok naar de losplaats bedroeg 11 km en het zand werd tot 3,2 km ver opgespoten in een laagdikte van gemiddeld 2 meter.

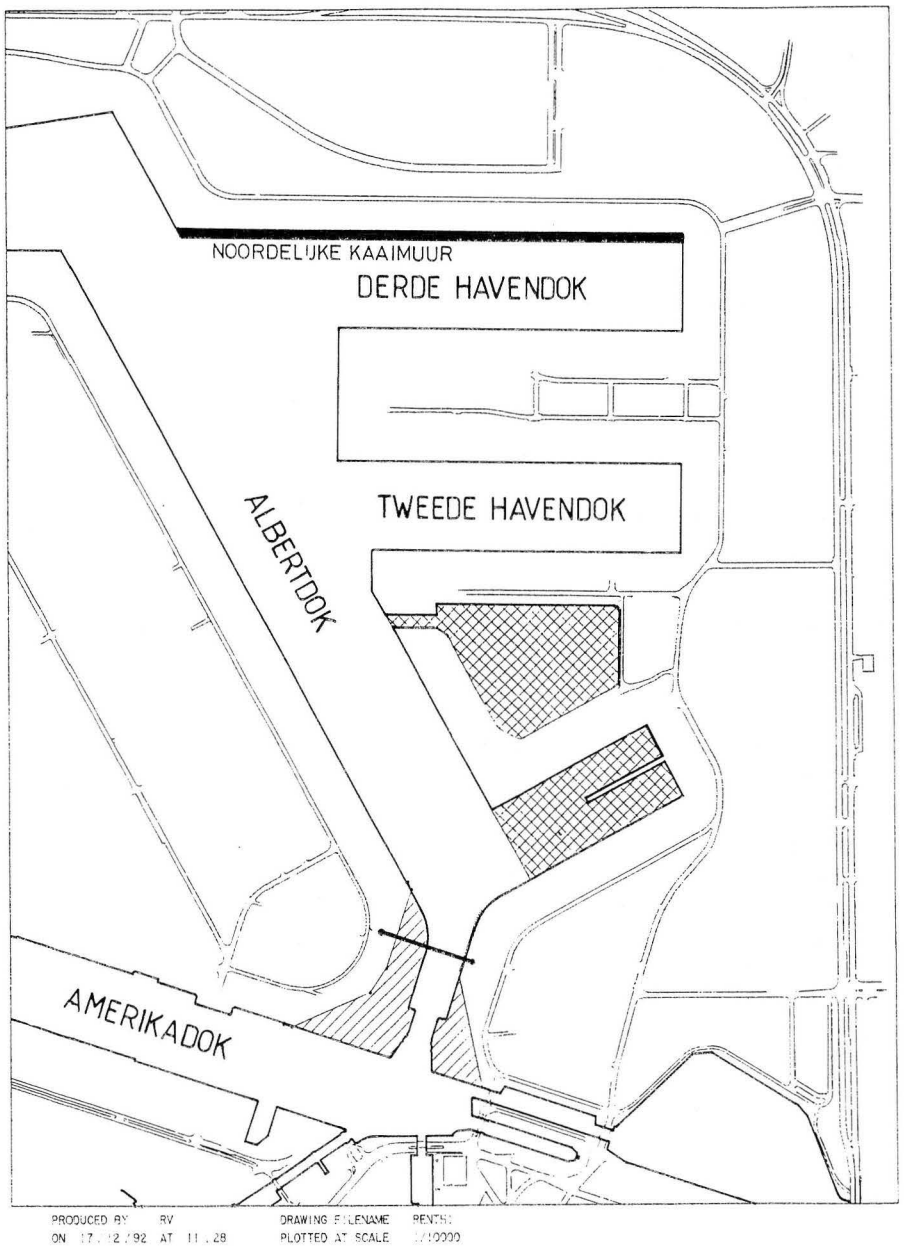


Fig. 76. — Situering Noordkaai 3de Havendok.

Alhoewel de vaarafstand kleiner was dan voor de havenweg A12 was er slechts een klein verschil in vaartijd omdat voor het Renavalprojekt het aanmeren nabij de Lillobrug moeilijker was dan bij het A12 projekt. Wegens het ankerverbod bij de brug en de soms sterke winden welke op het schip Antigoon inwerkten, werd afgemeerd langs een ponton aan de kade en zorgde een krachtige vlet voor assistentie bij het aan- of afmeren.

Het perswater van de opspuitingen Renaval werd verzameld in een bekken waar de bezinking van het eventuele meegevoerde zand mogelijk was en nadien werd het water overgepompt naar natuurlijke waterafvloeiingen.

Een tweede fase van deze ophogingswerken wordt begin 1993 aangevat. In deze fase zullen ca. 300.000 m^3 specie opgebaggerd worden uit het 3e Havendok en het Albertdok en opgespoten worden op dit terrein. Einde 1993 wordt het saldo opgespoten met specie uit de doorvaartgeul.

4.5. Renovatie van de Noordkaaien van het Derde havendok

Aannemer: Tijdelijke Vereniging:
- NV Herbosch-Kiere
- Antwerpse Bouwwerken Verbeeck

4.5.1. *Financiering – Subsidieregeling – Opdrachtgever*

Ingevolge de in voege zijnde Kabinetsbeslissing van 30 oktober 1986 is de bouwheer van de renovatiewerken van de kaaimuren in het 3e Havendok het havenbedrijf van de stad Antwerpen, en worden de werken voor 80 % gesubsidieerd door het Vlaams gewest. De constructies betreffen immers basisinfrastructuur waar het havenbedrijf inkomsten uit verkrijgt, en die tevens een renovatie van een bestaande structuur is. Het ontwerp van de renovatie werd bijgevolg door het havenbedrijf van Antwerpen opgemaakt en aanbesteed en dit in tegenstelling met de vorige vermelde aannemingen die basisinfrastructuur betreft waaruit het havenbedrijf geen inkomsten ontvangt. Voor deze werken is het Gewest bouwheer.

De vorige aannemingen en werken, die besproken werden, werden derhalve ontworpen en uitgevoerd onder toezicht van het Gewest.

4.5.2. *Bestaande kaaimuur – Ontwerpvereisten – Basisconcept*

De bestaande kaaimuren werden kort voor de 1ste wereldoorlog gebouwd. Het zijn gewichtsmuren, tot halver hoogte van ongewapend beton opgetrokken, en daarboven van metselwerk. Deze muren zijn nog in de behoorlijke staat en kunnen nog een grondkerende functie vervullen.

De ca. 1140 m lange noordkaai van het Derde Havendok is vergund aan twee havenbedrijven: de N.V. „Manuport" en de N.V. „Belgian New Fruit Wharf". De N.V. „Manuport", die de oostelijke 800 m in vergunning heeft, voerde een grote investering uit tot realisatie van een moderne meststoffenterminal. De renovatie van de kaaimuur moest zoveel mogelijk hiermee gelijklopen. De coördinatie van de bouwwerken aan de kaaimuur met die van het overslagbedrijf, en de exploitatievereisten van deze laatste heeft overigens nogal wat moeite gekost en problemen veroorzaakt.

Verder moest de exploitatie van de kaai enigszins behouden worden.

Het meest voor de hand liggend concept voor de nieuwe kaaimuur bestaat er in voor de bestaande muur een damwand te heien, en de ruimte tussen deze damwand en de bestaande muur te overbruggen met een betonplaat. Gezien de omstandigheden — de massieve muur bezit een teen die in de dokbodem vooruitspringt — zou de kruin van de gerenoveerde muur ten opzichte van de bestaande muur minimum 6 à 7 m vooruitspringen in het dok.

Mits deze maat op 10,50 m te brengen is het mogelijk de betonplaat aan de andere zijde op de bestaande massieve muur te laten steunen wat een paalfundering uitspaart. De damwand kan ook iets lichter worden. In bijkomende orde werd de terreinwinst van 10,50 m dankbaar aanvaard door de havenbedrijven die alle twee slechts over beperkte ruimte beschikken.

Andere ontwerpvereisten

De voornaamste verdere vereiste bestaat er in dat moderne havenkranen moeten kunnen worden opgesteld op de vernieuwde kaai. In acht genomen de huidige en de te verwachten tendenzen, moet dit een kraan zijn met reikwijdte van minstens 50 m, spoorbreedte 11 m, en pootbelasting van 240 ton verdeeld over 4 wielen van 60 ton. De kraanbaan zelf is aan te leggen door het vergunninghoudend havenbedrijf. De mobiele overlast op het kaaiplateau bedraagt 6 ton/m^2 en één treinspoor moet kunnen worden aangelegd tussen de kraanrails.

Basisconcept

Rekening houdend met alle hiervoor opgesomde vereisten werd door het havenbedrijf een ontwerp opgemaakt bestaande uit een damwand, uitgevoerd

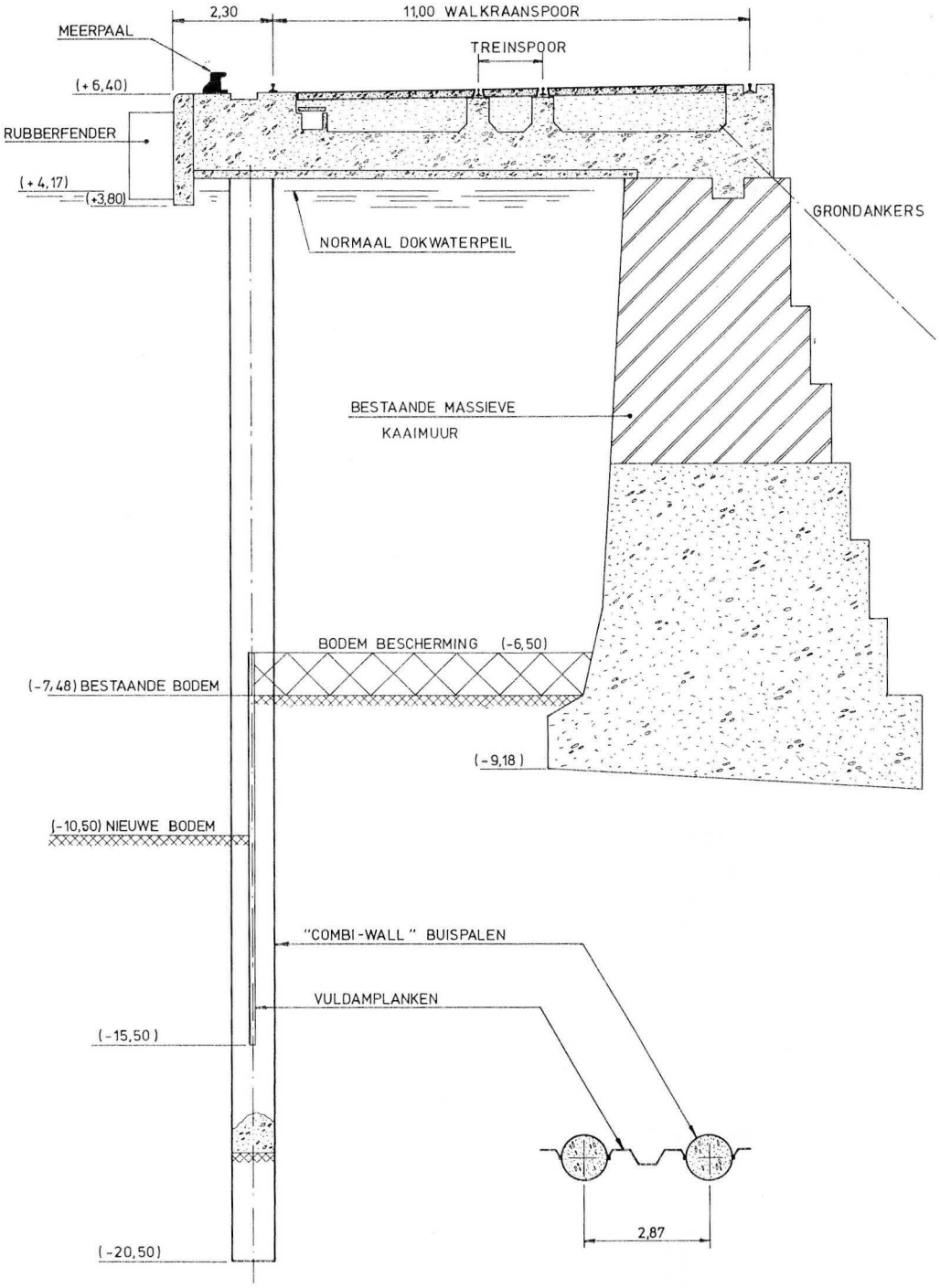


Fig. 77. — Type-dwarsdoorsnede van de kaaimuurrenovatie.

als combi-wall, geheid voor de bestaande kaaimuur in de dokbodem, en een gewapend betonplaat steunend op deze combi-wall en op de bestaande massieve muur waarvan de kop vooraf was af te breken. Deze betonplaat is verzonken, en bedekt met een laag zand waarop een kaaiverharding. De toename van de gronddruk, en de bolderkrachten worden opgenomen door grondankers. Verder is het normaal kaaimeubilair voorzien: meerpalen, ladders, een drain, riooluitlaten, haalkommen, hydrant-uitsparingen, kabelgleuf en — gezien het een licht type kaaimuur betreft — rubberen fenders. De nieuwe kaaimuur springt 10,50 m vooruit in het dok ten opzichte van de oude.

De ruimte tussen de damwand en de oude kaaimuur blijft open; de bodem wordt voorzien van een bodembescherming.

Het geheel van de noordkaai werd om budgetaire redenen opgesplitst in 3 fasen. Voor de 1ste fase (waarin herhaling van gunning was voorzien) werd een openbare offerteaanvraag uitgeschreven. De gunstigste en tevens laagste inschrijving ging uit van de T.V. „Herbosch-Kiere - Antwerpse Bouwwerken Verbeeck" met het hierboven beschreven basisontwerp.

Bestaande toestand

De bestaande kaaimuur is een gewichtsmuur. De bovenste 8,70 m is gebouwd van baksteen, de onderste 7,6 m van ongewapend beton. De stabiliteit van deze muur wordt verzekerd door zijn eigen gewicht, dat zowel kantelen als verschuiven verhindert. De gronddruk op de achterzijde van deze muur en het gewicht ervan, resulteren in een vertikale trapezoïdaal verdeelde korreldruk en in een horizontale kracht in het aanzetvlak van de muur.

Er werden voorafgaandelijk door het Bestuur voor Geotechniek sonderingen en boringen met ontname van monsters uitgevoerd. Triaxiaal proeven toonden een ϕ'-waarde van 30° of meer. Figuur 78 toont een typisch diepsondeerresultaat.

4.5.3. *Damwand: „combi-wall"*

De damwand moet weerstand bieden aan de vertikale reacties veroorzaakt door de bovenbouw, evenals aan de gronddruk. Voor deze damwand is een „combi-wall" oplossing gekozen: stalen buispalen waartussen vul-damplanken worden geheid. De buispalen, bijna volledig gevuld met beton, hebben zowel een groot vertikaal draagvermogen als een groot horizontaal draagvermogen. De vul-damplanken hebben alleen als functie de opening tussen de buispalen te vullen; hun vertikaal en horizontaal draagvermogen is verwaarloosbaar. Zoals reeds ver-

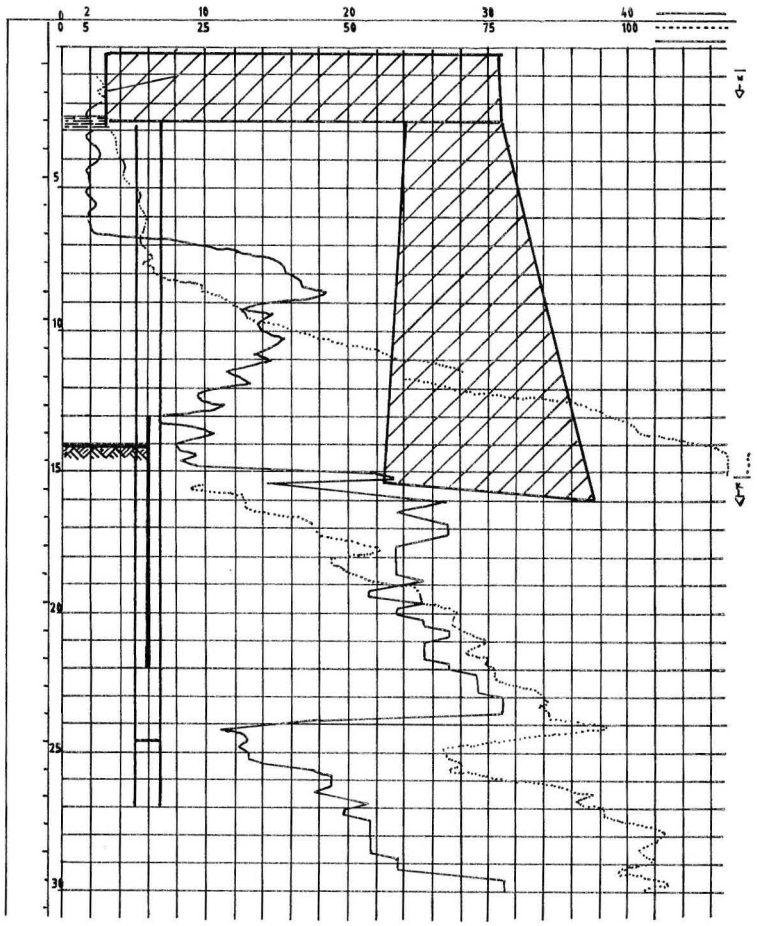


Fig. 78. — Diepsonderingsresultaat t.p.v. te bouwen kaaimuur.

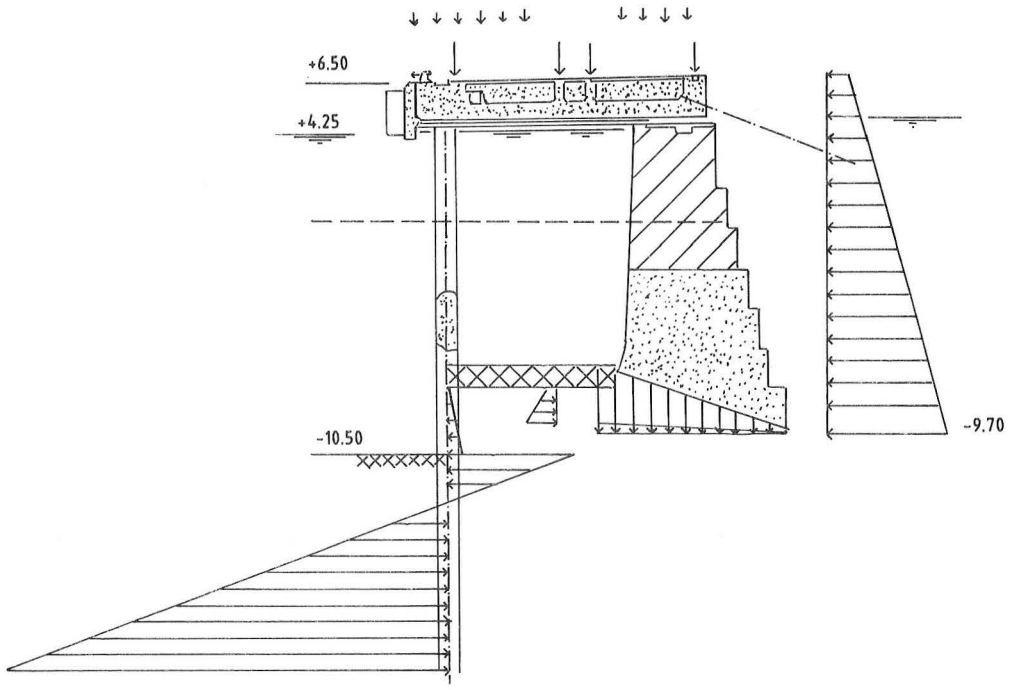


Fig. 79. — Overzicht van alle belastingen.

meld wordt de ruimte tussen de combi-wall en de oude kaaimuur niet opgevuld; de vul-damplanken kunnen daarom veel korter zijn dan de buispalen.

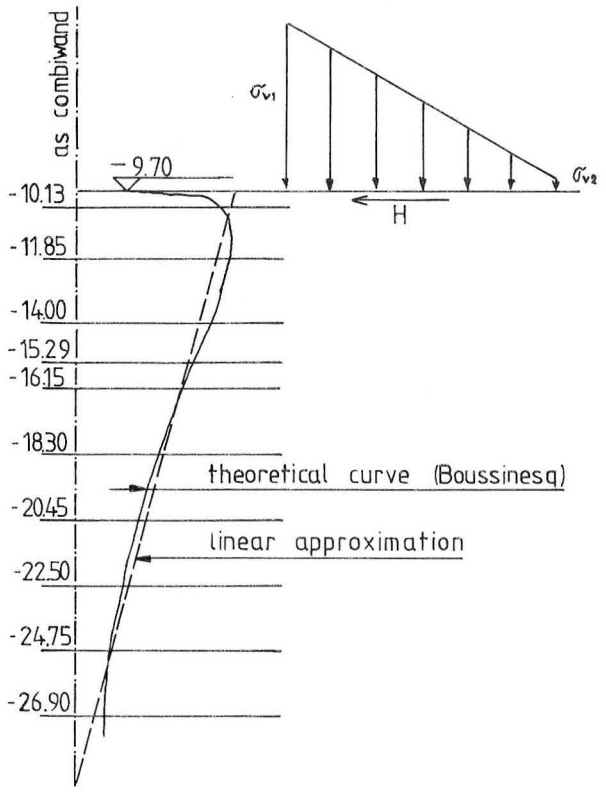


Fig. 80. — Gronddrukken volgens de theorie van Boussinesq.

Voor de combi-wall kunnen drie belastingen worden onderscheiden:

1) de gronddruk op en het eigen gewicht van de massieve muur resulteren zoals gezegd in een trapezoïdaal verdeelde vertikale korreldruk in het aanzetvlak van de massieve kaaimuur.
   Deze vertikale korreldruk belast de damwand;

2) de horizontale kracht in het aanzetvlak van de massieve muur.
   Voor de overdracht van deze belasting naar de combi-wall werd een gelineariseerde vorm van de theorie van Boussinesq gebruikt;

3) tenslotte is er de actieve en passieve gronddruk voortkomend van het gewicht van de grond voor en achter de damwand.
   De damwand werd met deze belastingen berekend volgens de klassieke methode van Blum.
   De horizontale krachten aan de kop van de damwand worden, tesamen met de trekkrachten op de meerpalen, opgenomen door gelijkmatig verspreide grondankers achteraan de betonplaat. Om de landwaarts gerichte horizontale reacties van de fenders op te nemen, is de plaat via onder 45° ingeboorde ankerstaven in de massieve muur verankerd.

4.5.4. *Betonnen superstructuur*

De betonplaat steunt op de massieve kaaimuur en op de buispalen 8,70 m daarvoor, en kraagt nog 1,80 m uit. De betonplaat wordt gestort op geprefabriceerde betonplaten met een dikte van slechts 20 cm om hun gewicht te beperken. De totale dikte van 1,10 m (inclusief de prefabplaat) voor de betonplaat werd in twee storten verwezenljkt: op de prefabplaat werd een eerste laag beton gestort met een dikte van 15 cm, en na uitharden een tweede laag van 75 cm. De eerste laag was nodig om de belasting van de volgende laag te kunnen dragen en de doorbuiging te beperken en om de verbinding te verwezenlijken met het frontvlak van de betonplaat dat eveneens bestond uit een prefabbetonstuk.

Gezien de agressiviteit van de produkten die zullen behandeld worden (meststoffen) was een betondekking van 7,5 cm opgelegd en de toelaatbare scheurwijdte beperkt. De onderwapening in de prefabplaat is daarom niet meegerekend, en wordt geacht alleen tijdens de bouwfase een functie te hebben. De bovenwapening van de prefabplaat — noodzakelijk gezien de grote slankheid — tesamen met extra wapening ingestort in de eerste in-situ betonlaag, vormt de onderwapening van de plaat. Deze heeft bijgevolg een dekking van 17 cm, en kan toch aan 300 N/mm^2 werken ondanks de scheurwijdtebeperking.

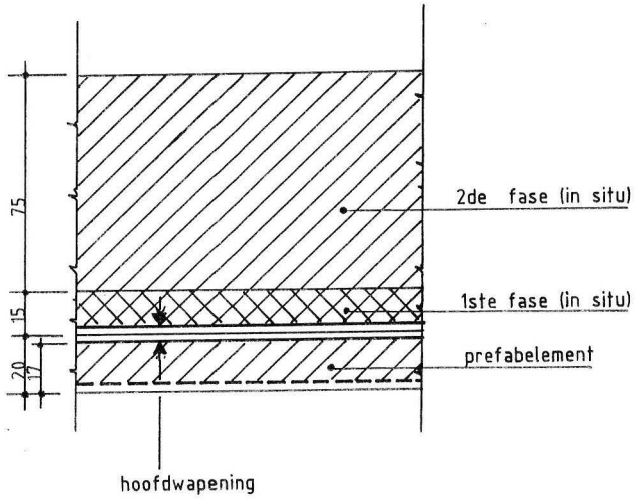


Fig. 81. — Betonnen bovenbouw. Opbouw hoofdwapening.

4.5.5. *Uitvoering*

De gehele Noordkaai van het 3de havendok is uit te voeren in 3 fasen. De eerste fase beslaat een lengte van 370 m vanaf het oostelijk uiteinde van het dok, en is intussen afgewerkt.

De eerste fase werd gelijktijdig uitgevoerd met het investeringsplan van Manuport. Er was zeer veel coördinatie nodig met dit bedrijf. Het is toch nog noodzakelijk geweest een deel van de werken vanaf het water uit te voeren met drijvend materieel. Bovendien werd om exploitatieredenen een deel van de kaaimuur in gebruik genomen lang voor hij afgewerkt was ...

De bouw van de kaaimuur is een opeenvolging van logische stappen, die „als een trein" voortgingen:

— Voorafgaande werken.
Installatie van de werf.
Opbreken van allerhande leidingen en kabels, waarvan sommige voorlopig waren om te leggen.
Opbreken van de kaaiverharding.
Verwijderen en verschroten van oude walkranen.

— Damwand en bodembescherming.
De buispalen van de damwand hebben een diameter van 1016 mm, een lengte van 24,1 m, een wanddikte van 14 mm en zijn van staal AE355.
In de dikte is 3 mm overdikte ten opzichte van de statisch nodige dikte inbegrepen. Er is geen verf of andere corrosiebescherming voorzien. De buispalen werden met een zware trilhamer (excentrisch moment 1100 Nm) geplant en grotendeels op diepte gebracht; een deel der buispalen diende tot het definitief peil verdiept met een dieselhamer (type D62).
Na het heien werden de buispalen leeggemaakt en onmiddellijk gevuld met beton.
Na de buispalen werden de tussenplanken ingetrild: drie planken van 0,60 m × 9 m per opening.
Daarna werd de bodembescherming aangebracht bestaande uit een geotextiel met wiepen en geballast met gekalibreerd betonpuin afkomstig van de afbraak van de kaaimuurkop. De aansluiting tussen de bodembescherming en de oude muur en de damwand werd penetreerd met hydro-beton.
In het bovenvlak van de ondertussen onthoofde massieve kaaimuur werden de gaten geboord (diepte 3,5 m) voor de verankering met de later uit te voeren betonplaat. Deze gaten werden alternerend onder 40° en 45° helling geboord om een preferentieel schuifvlakte vermijden.

— Bovenstructuur.
Er werd zo veel mogelijk gebruik gemaakt van prefabbeton. De bekisting voor de betonplaat bestond uit prefab betonplaten met afmetingen 10,63 × 2,86 × 0,20 m en een massa van 15 ton.
Het voorvlak van de nieuwe kaaimuur was eveneens prefab, met afmetingen 2,60 × 2,80 × 0,50 m en massa 9,5 ton. In deze prefabschorten waren

alle bevestigingen ingestort voor het kaaimeubilair. Behalve een klassieke wapening, is er ook 35 kg/m^3 staalvezels toegevoegd om de schokvastheid te verhogen.
De prefabschorten werden op de prefabplaten gesteld met regelbouten om een perfecte uitlijning van het kaaimuurfrontvlak te kunnen verwezenlijken.
Na het plaatsen van de prefabstukken werd de wapening aangebracht en werd de betonplaat gestort in 2 lagen.
Hierna werden de opstanden op de plaat gemaakt: 2 voor de kraanrails en 2 voor de spoorrails.
Daarna werden de 4 grondankers per moot van 22,96 m geplaatst.
Elk grondanker heeft een dienstlast van 575 kN en is onder 35° geheld. Na het aanbrengen van de waterdichte rok tenslotte werd de zandlaag aangebracht, en de kaaiverharding bestaande uit 20 cm ongewapend beton.

2de en 3de fase

De twee fase heeft een lengte van 459 m en is overigens identiek aan de eerste fase. Deze tweede fase wordt uitgevoerd in twee deelfasen die elkaar slechts weinig overlappen, opdat niet de volle lengte tegelijk buiten dienst zou zijn voor exploitatie.

De derde fase zal 314 s.m. beslaan.

Ze zal eveneens om exploitatieredenen in twee deelfasen moeten worden uitgevoerd.

4.6. Renovatie van de kaaien ter plaatse van de installaties van Northern Shipping (zone tussen het 3e Havendok, Albert- en 2e Havendok): Verdieping van kaaimuren met de VHP-techniek

Aannemer: – NV Hydro Soil Services
– NV Van Laere
– NV Smet Boring

Ter plaatse van de installaties van Northern Shipping wordt een nieuw beschikbaar gekomen methode van verdiepen van een massieve kaaimuur met de behulp van de VHP-techniek toegepast. Eerst wordt het principe voorgesteld; vervolgens wordt de uitvoering meer gedetailleerd beschreven aan de hand van het in Antwerpen uitgevoerde proefproject en worden de specifieke voordelen van de techniek aangehaald. Tenslotte wordt beschreven voor welke kaaien en waarom deze techniek zal worden toegepast in het kader van het renovatieplan voor de haven van Antwerpen.

4.6.1. *Principe van de methode*

Een gat wordt geboord van boven tot onder doorheen de massieve kaaimuur. Doorheen dit gat wordt een boorbuis gevoerd, en geboord in de grond onder de kaaimuur. De boorbuis is onderaan voorzien van twee spuitmonden waar doorheen onder zeer hoge druk een cement/watermengsel wordt geïnjecteerd. Door de zeer hoge druk wordt het zand ter plaatse versneden en intens gemengd met het grout. Tegelijk wordt de buis rondgedraaid en langzaam opgetrokken. Door deze helicoïdale beweging ontstaat een cylindrisch volume van zand - cement - watermengsel waardoor na verharding van het cement, een paal ontstaat.

Deze zogenaamde VHP grouting (Very High Pressure grouting) of jet-grouting techniek wordt als volgt toegepast voor het verdiepen van een kaaimuur: onder het voorvlak van de muur wordt een gronddicht scherm gerealiseerd door het maken van VHP-palen, de ene tegen de andere. In feite wordt een dubbel scherm gerealiseerd omwille van de zekerheid. Bijkomende palen worden gerealiseerd onder het midden en onder de achterzijde van de muur. De kaaimuur wordt dus op palen gezet, en onderaan verlengd. Omdat de kaaimuur hoger geworden is, neemt de gronddruk toe. Deze toename wordt opgevangen door grondankers of door een superstructuur in gewapend beton op een reeks trek- en drukpalen. De meeste massieve kaaimuren in Antwerpen hebben een teen die onder de dokbodem in het dok uitsteekt. Deze teen dient afgebroken te worden.

4.6.2. *Proefproject 3e havendok*

Aannemer Tijdelijke Vereniging:
– Hydro Soil Services (H.S.S.)
– Van Laere.

— *Situering*

De VHP-techniek is vrij nieuw, deze techniek toegepast voor de verdieping van kaaimuren is echter helemaal nieuw. Er is geen voorgaande waarbij de VHP-palen vrij komen en deel uitmaken van het voorvlak van de kaaimuur. Daarom is beslist een proefproject op ware grootte maar over beperkte lengte uit te voeren vooraleer deze techniek — bij succes van de proef — grootschalig toe te passen.

Dit proefproject is uitgevoerd aan de dwarskaai van het Derde Havendok (kaai nr. 170).

De te verwezenlijken verdieping bedraagt 3 m, de lengte van het proefproject 40 m zodat in acht

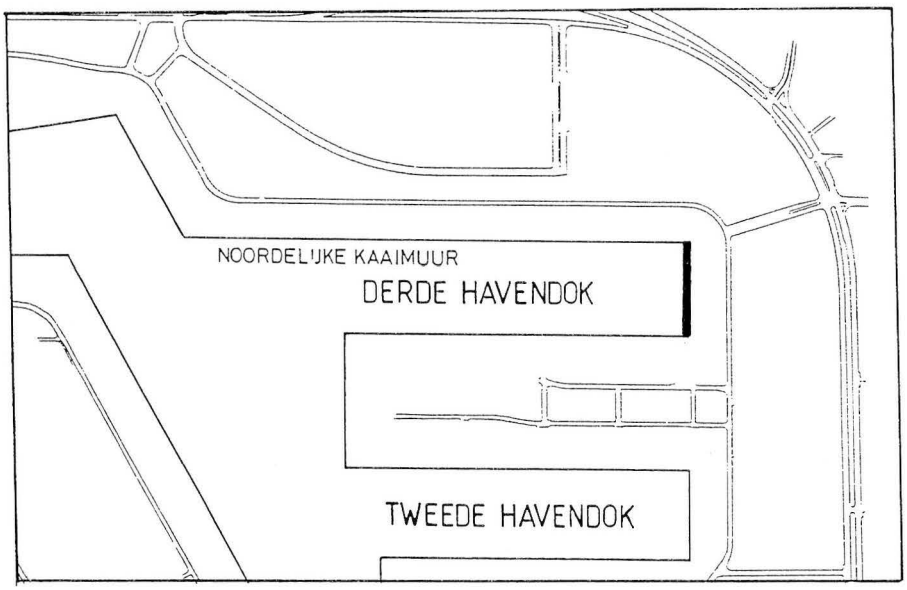


Fig. 82. — Situering Proefproject.

genomen de nodige onderwater taluds, 20 m op de volle 3 m kon vrijgebaggerd worden.

De bestaande waterdiepte bedraagt 11,70 m, te brengen op 14,70 m. Het grondkerend scherm is dubbel en bestaat uit VHP palen op 0,80 m as op as (naderhand is gebleken dat de palen een diameter hadden van 1,05 m) en onder een helling van 4 graden. De andere VHP palen zijn gegroepeerd in dwarsschermen, op 6 m as op as. De grondankers zijn uitgevoerd 3 m as op as en symmetrisch ten opzichte van de dwarsschermen.

Figuur 83 laat zien hoe bescheiden de gerenoveerde kaaimuur is ten opzichte van een Panamax-type schip.

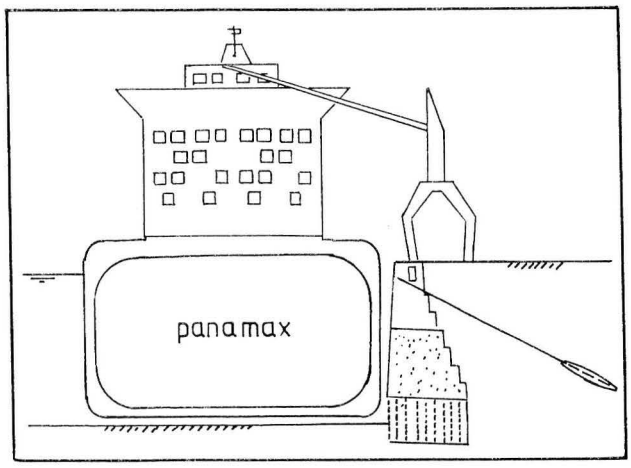


Fig. 83. — Kaaimuur t.o.v. Panamaxschip.

Figuur 84 en 85 geven de schematische doorsnede van de kaaimuur voor verdieping en erna.

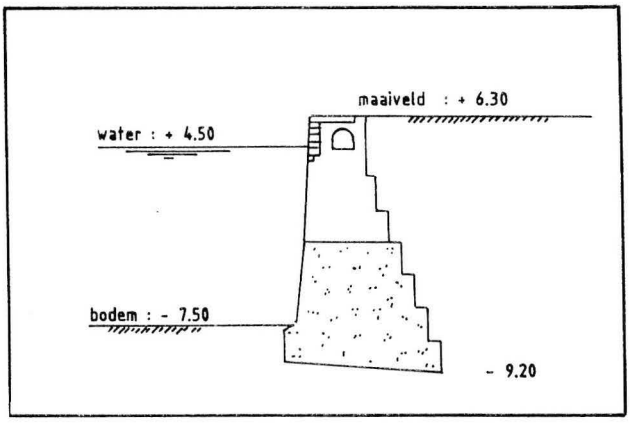


Fig. 84. — Dwarsdoorsnede kaaimuur voor renovatie.

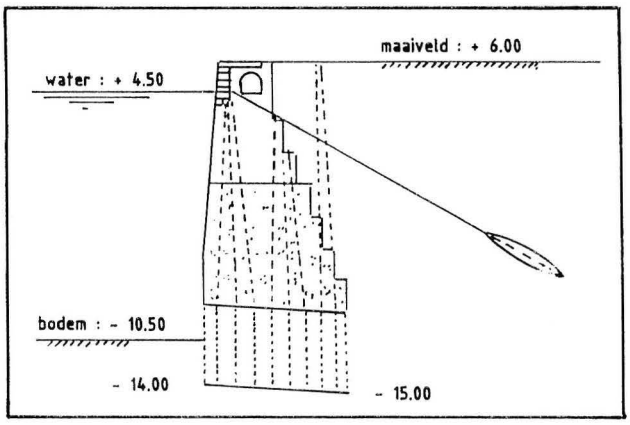


Fig. 85. — Dwarsdoorsnede kaaimuur na renovatie.

Uitvoeringsfasen

1. Voorboren doorheen de kaaimuur (fig. 86).

   Als gevolg van obstakels nabij het oppervlak en de aanwezigheid van een kabeltunnel, is het boorpatroon voor de dwarsscherm-palen vrij complex. Op kaainiveau zijn de gaten gegroepeerd, maar waaieren uit naar de diepte toe. De gaten voor de grondkerende voorschermen hebben een helling van 4° om het schuine voorvlak van de kaaimuur te volgen.

   De precisie van het boren is zeer belangrijk met het oog op de gronddichtheid. Het traject van elk gat werd gecontroleerd met een inclinometer verbonden met een computer.

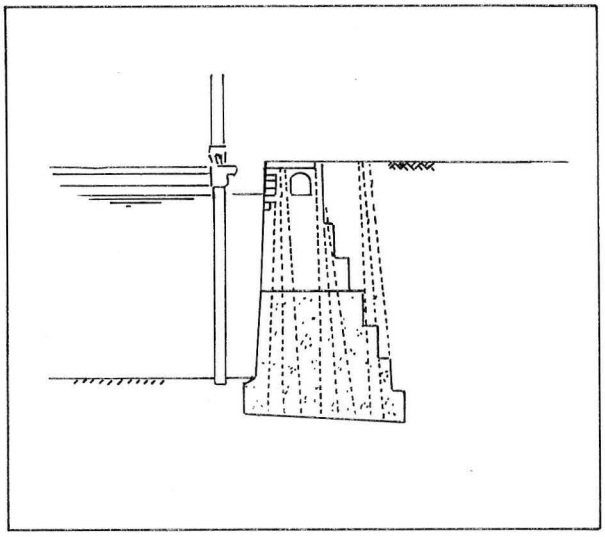


Fig. 86

2. Voorboren voor de grondankers (fig. 87).

   Behalve het gat voor het grondanker zelf, is voor de verzonken kop van het grondanker een kernboring ⌀ 0,50 m uitgevoerd. Deze diameter wordt bepaald door de grootte van de verdeelplaat, zelf bepaald door de drukweerstand van het metselwerk.

   Naderhand werd de geboorde kern teruggeplaatst zodat het uitzicht van de muur nauwelijks veranderd is.

3. Uitvoeren van de grondankers.
   - Inbrengen van het grondanker in het onder 35° voorgeboorde gat.
   - Grouten van de verankeringswortel.
   - Aanspannen van het anker na uitharding er van (28 dagen).
   - Aanbrengen van een corrosiebescherming van de ankerkop en restauratie van het frontvlak van de kaaimuur.

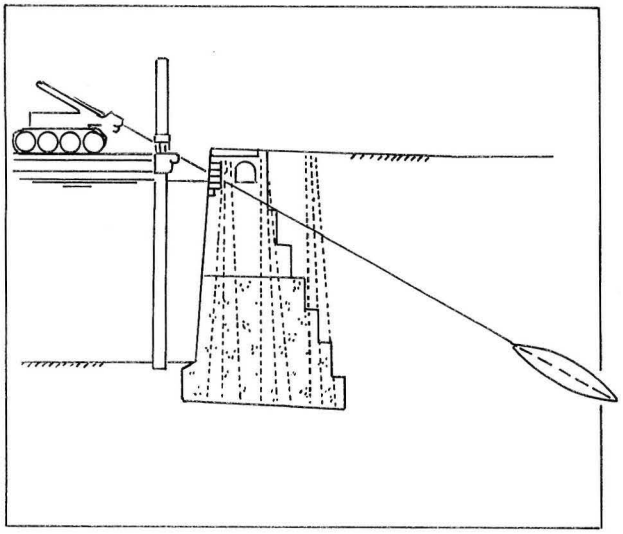


Fig. 87

De werken van punt 2 en 3 geschieden vanaf het water, er mag dus geen schip liggen. De uitvoering van deze werken staat wel functioneel los van de andere werken en kan dus gepland worden louter in functie van de aankomst van schepen.

4. Uitvoeren van het dubbel grondkerend scherm (fig. 88).
   - Eerst worden de palen van het eerste grondscherm uitgevoerd.

     Hiervoor wordt de mono-jet techniek gebruikt. Hierbij is het cementverbruik groter, maar de bekomen weerstand van het verharde grout is eveneens groter. Deze grotere weerstand werd nodig geacht omdat dit eerste grondscherm later in direct contact staat met

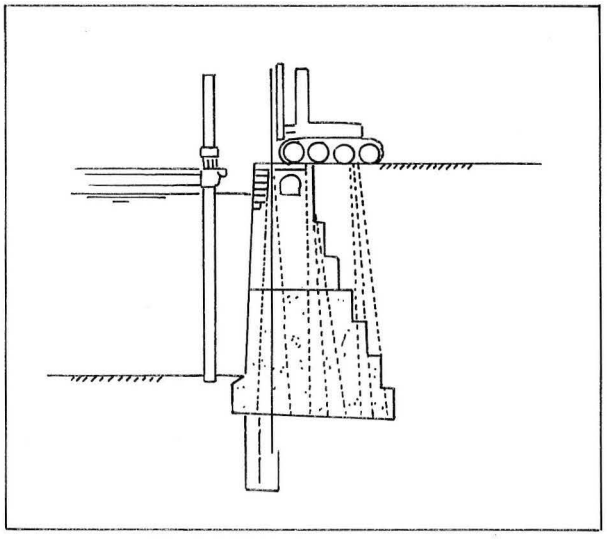


Fig. 88

het dokwater, en ondermeer onderhevig is aan met zand beladen schroefstralen van schepen. Dit eerste voorscherm moet erosiebestendig zijn. Een drukweerstand van 10 tot 15 N/mm^2 werd gegarandeerd. Proeven naderhand toonden een drukweerstand van 50 N/mm^2.

- Het tweede voorscherm is nodig om de gronddichtheid van het geheel te garanderen. Dit tweede voorscherm is uitgevoerd met de bijet techniek. Hierbij wordt benevens grout ook lucht geïnjecteerd, waardoor het cementverbruik lager is — en de uitvoering dus goedkoper — terwijl de bekomen paaldiameter niet daalt. De drukweerstand van dit tweede voorscherm is lager, maar nog steeds ruimschoots voldoende om te weerstaan aan de belastingen.
- Het voorafgaand kaaimuuronderzoek had uitgewezen dat de onderste meter beton van slechte kwaliteit was. Daarom is het VHP-grouten voortgezet tot ruim *in* het beton van de kaaimuur.
- Een stalen wapeningsstaaf, diameter 40 mm, wordt ingebracht in de vers gegroute VHP-paal, bij wijze van verbindingswapening tussen het metselwerk, het beton en de VHP-paal.

5. Na uitvoeren van de gronddichte langsschermen, werden dwarsschermen uitgevoerd. Oorspronkelijk was voorgesteld geïsoleerde palen uit te voeren onder het midden en de achterkant van de kaaimuur, maar de studie heeft uitgewezen dat het nodig is deze te groeperen in dwarsschermen. De tussenafstand van deze schermen is 6 m. Figuur 89 toont de onderlinge positie van grondankers en dwarsschermen.

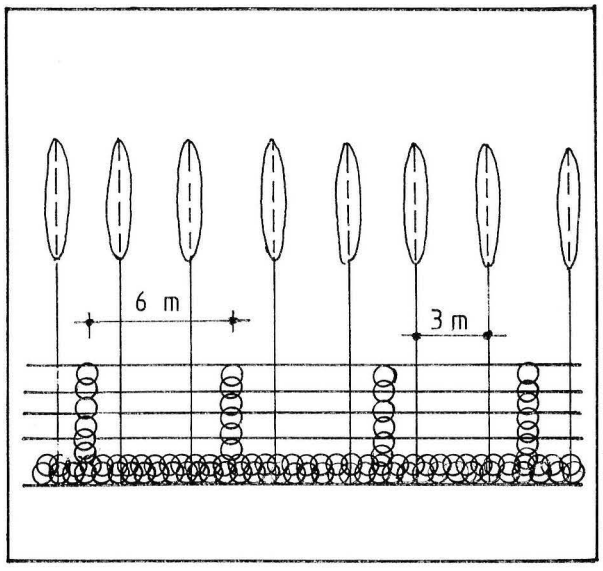


Fig. 89. — Onderlinge positie grondankers.

6. Afbreken van de teen van de kaaimuur (fig. 90).

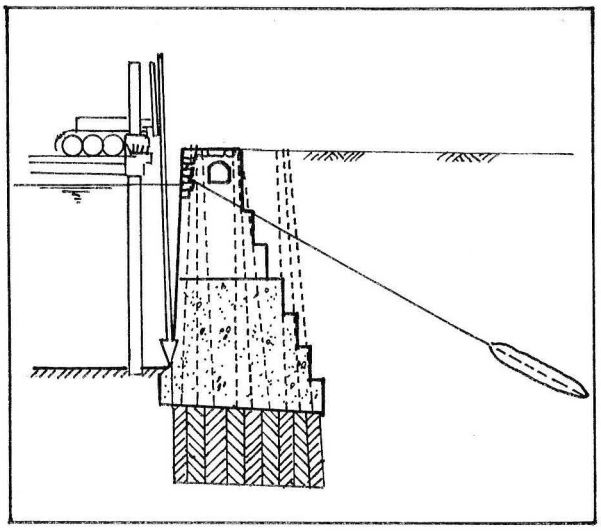


Fig. 90

De teen van de kaaimuur is afgebroken met de presplitting methode. Met behulp van een gabariet worden vertikale gaten geboord in de teen. Het gabariet is nodig om voldoende nauwkeurigheid te bekomen.

7. Dynamiteren van de teen (fig. 91).

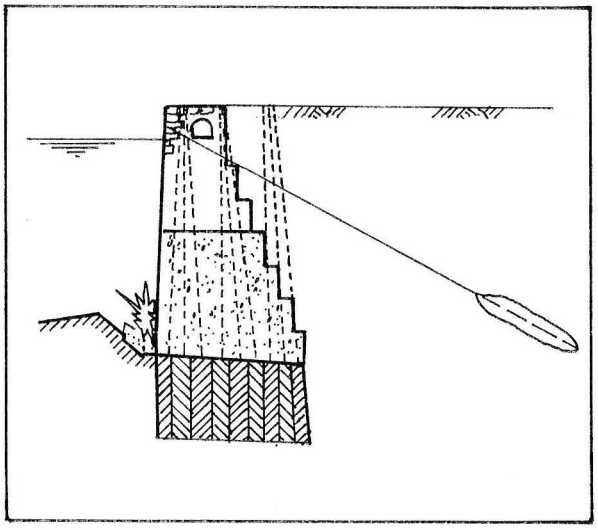


Fig. 91

Bij wijze van proef werden twee soorten springstof gebruikt: een klassiek soort dynamiet, (fabrikaat Nobel) en een springstof met zeer lage verbrandingssnelheid (fabrikaat Sumitomo).

Het eerste type is goedkoper en gemakkelijker te gebruiken. Het geeft wel hogere trillingen, maar die nog aanvaardbaar bleven.

8. Na beëindiging van deze werken werden de baggerwerken uitgevoerd.

Berekening – dimensionering – ontwerp

In de uiteindelijke toestand wordt de globale stabiliteit van de kaaimuur verzekerd door zijn gewicht en door de grondankers. De toelaatbare korreldruk, het kantelevenwicht, de veiligheid tegen verschuiven, tegen grondbreuk in de fundering, en tegen algemene glijding werd nagezien onder invloed van grond- en waterdrukken, eigen gewichten, dienstlast en voorspankrachten in de grondankers. De korreldruk op de funderingsaanzet is aanvaardbaar mits de gehele breedte van de fundering draagt.

Voor de dimensionering van de ankers werd een eenparige kaaibelasting van 60 kN/m^2 aangenomen, zoals overal in de haven van Antwerpen - rechteroever.

De hieruit voortvloeiende belasting bedraagt 650 kN per anker, een waarde die aanvaardbaar is voor verankering in een dichtgepakte zandlaag. Om nochtans de permanente voorspanning van de grond niet te groot te maken, worden de ankers vastgezet bij 520 kN. Elk anker werd getest onder $1{,}5 \times 650$ kN. Eén anker werd getest tot 1300 kN om de veiligheid tegen bezwijken van de verankering te controleren. Verder werd de vrije ankerlengte gecontroleerd.

De wapening van de grondankers bestaat uit staven Macalloy 835/1030. Onder dienstlast zijn de spanningen lager dan 60% van de 0,1% proefspanning. Eventueel verlies aan voorspanning in de loop der tijden zal worden gecontroleerd. Gezien de grondankers permanent zijn werd veel aandacht besteed aan de corrosiebescherming. Een dubbele corrosiebescherming werd voorzien zowel over de vrije lengte, als over de actieve en de passieve zones van de verankering.

Proeven

Er werden veel proeven en nazichten uitgevoerd voor dit proefproject. Ze worden hier kort opgesomd:

1. diepsonderingen te water en te land, dichtbij de kaaimuur en verderaf in de zone van de verankering van de grondankers;
2. boringen te water en te land, met grondmechanische proeven op ongeroerde monsters;
3. vertikale en schuine kernboringen over de volle hoogte en breedte van de kaaimuur, met proeven op bekomen kernen. Ook diagrafie-boringen die kwalitatieve gegevens leveren welke echter kunnen gerelateerd worden aan de kwantitatieve resultaten van de proeven op kernen;
4. de precisie van de boringen in de kaaimuur werd gecontroleerd met een mobiele inclinometer, gekoppeld aan een computer;
5. betreffende de grondankers: geschiktheidsproef, aanspannings- en ontspanningsproef, meting van de verlenging van elk anker;
6. uit VHP palen werden kernen geboord voor controle van de druksterkte van het grout;
7. tijdens het grouten werden alle parameters continu geregistreerd, zoals draaisnelheid, injectiedruk, snelheid van optrekken van de injectiebuis, cementverbruik;
8. de weerstand tegen erosie van de VHP-palen werd onderzocht in het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout, waarbij de snelheid van met zand beladen water onder invloed van schroefstralen werd gesimuleerd;
9. tijdens het dynamiteren van de teen van de kaaimuur werden trillingsmetingen uitgevoerd;
10. de bewegingen van de kaaimuur werden gevolgd (en zullen worden gevolgd) door topografische inmeting van verkenmerken;
11. in twee ankerkoppen werden ankerkrachtmeters ingebouwd zodat de evolutie in de tijd van de achterkracht kan worden nagegaan;
12. na het vrijbaggeren van het verdiept gedeelte van de kaaimuur werd een volledig duikonderzoek uitgevoerd, met een onderwater videoopname van het afbreekvlak van de kaaimuurteen en van het vrijgekomen gedeelte van de VHP-palen.

Voordelen van de methode

Een belangrijk voordeel van de beschreven uitvoering is dat het voorvlak van de kaaimuur ongewijzigd ter plaatse blijft. Dit voordeel speelt wanneer een kaaimuur slechts gedeeltelijk moet verdiept worden, bijvoorbeeld voor een onderwater talud als overgang tussen een verdiept en een nietverdiept gedeelte van een dok. Indien de renovatietechniek met voorzetdamwand zou toegepast worden zou er een verspringing in de kaaimuurlijn ontstaan waardoor er geen schip meer zou kunnen gemeerd worden.

Een tweede belangrijk voordeel bestaat er in dat de kaaioppervlakte vrijwel niet beïnvloed wordt. De kaaiinstallaties — kraanrails, sporen, drain, transportbanden, leidingen, kabels, enz. — blijven onaangeroerd. De werkzone is zeer beperkt en kranen

kunnen ze passeren. Te samen met het terplaatse blijven van het voorvlak houdt dit in dat schepen kunnen blijven aanmeren, en kunnen blijven behandeld worden. De werken die te water vanaf een hefeiland uit te voeren zijn, zijn het boren en plaatsen van de grondankers, en de boringen voor het afbreken van de teen van de muur. Deze werken staan functioneel los van de andere werken en kunnen bijgevolg gepland worden uitsluitend in functie van de aankomst van schepen.

Dit tweede voordeel houdt dus in dat de kaai niet buiten dienst moet genomen, maar in exploitatie kan blijven mits een beperkte hinder. Dit voordeel is zeer belangrijk voor een renovatie, die per definitie aan een bestaande kaai uitgevoerd wordt.

4.6.3. *Toepassing van de VHP-techniek in het renovatieplan*

Aannemer: NV. Hydro Soil Services (H.S.S.)

Nadat het proefproject had geleid tot de conclusie dat de verdieping met de VHP-methode technisch uitvoerbaar is en voldoende veiligheid biedt, heeft het havenbedrijf besloten deze techniek aan te nemen voor de renovatie van verschillende kaaimuren (fig. 92).

Ter hoogte van kaai nr. 188, en tussen kaai nr. 152 en 130 van het Tweede Havendok, dient een onderwatertalud te worden verwezenlijkt als overgang tussen het te verdiepen Albertdok, en delen die niet verdiept worden. Deze kaaimuren dienen bijgevolg over een zekere overgangslengte verdiept te worden. Toepassing van de VHP-techniek laat toe dat deze overgangsdelen kunnen gebruikt worden voor aanmeren van schepen omdat het voorvlak ongewijzigd blijft. Bij gebruik van een voorzetdamwand gaat de kaaimuur als aanmeerplaats verloren. In het geval van kaai nr. 188 zouden de 2 ligplaatsen van kaai nr. 188-190 gehalveerd worden tot één enkele. Dat kan de bedoeling niet zijn van renovatie.

De dwarskaai van het Derde Havendok wordt eveneens voorzien te worden verdiept met de VHP-methode. Aldus kan het proefproject nuttig geïntegreerd, gaat geen deel van het Derde Havendok verloren, en hoeft niet de ganse dwarskaai te worden verdiept.

Aan de zuidkaai van het Derde Havendok en de dwarse kaai tussen het tweede en het Derde Havendok is het overslagbedrijf Northern Shipping gevestigd dat meststoffen en ook andere bulkgoederen behandelt.

Het verdiepen met de VHP techniek laat toe dat dit bedrijf goederen kan blijven behandelen tijdens de verdiepingswerken. Het bedrijf heeft een uitgebreide infrastructuur van gespecialiseerde silo's verbonden met transportbanden. Het kan niet tijdelijk verhuizen naar een andere kaai - zo er al een beschikbaar was. Indien hier verdiept zou worden met een voorzetdamwand zou het exploitatieverlies, door buitendienst zijn van aanlegplaatsen, zeer groot zijn.

Dezelfde techniek wordt toegepast als overgangsconstructie langs de onpare oever tussen bestaande kaaien, en de in opdracht van het Vlaams gewest

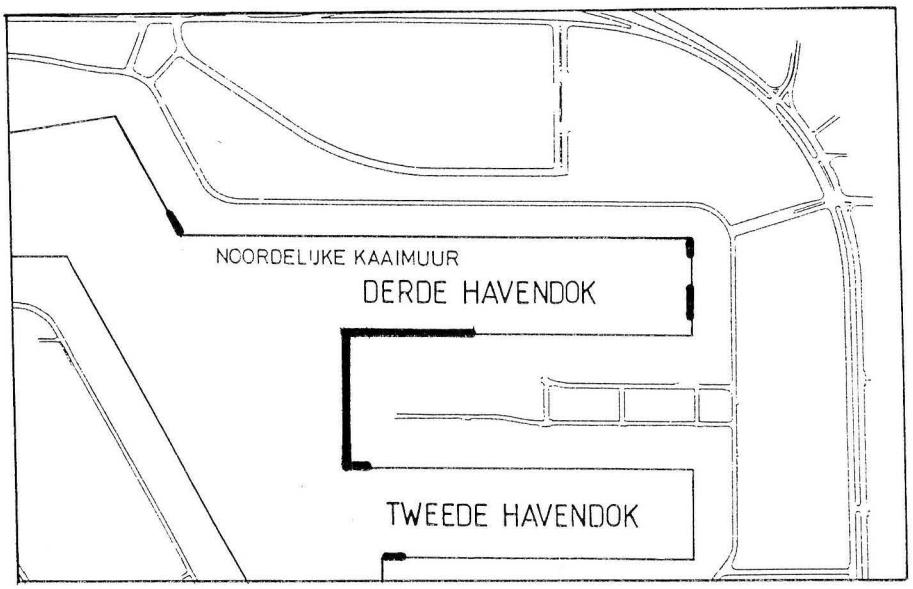


Fig. 92. — Situering VHP techniek in renovatieplan 2e en 3e Havendok-Albertdok.

gebouwde nieuwe kaaimuur van de verbrede doorvaargeul tussen het Albertdok en het Amerikadok.

Het uitvoeren van deze aansluitingsmoten is ingewikkelder en complexer dan de reeds voordien uitgevoerde gelijkaardige projecten, voornamelijk omdat de bodemverdieping in dit geval 5 à 7 m bedraagt, waarbij de VHP palen zelf meer dan 5 m moeten vrijgegraven worden.

Indien we voor deze verdieping gebruik maken van VHP-groutpalen in combinatie met grondankers zijn de optredende momenten en spanningen, zowel in de VHP-groutpalen als de kaaimuur zelf, vrij hoog. Door het aanwenden van de VHP-groutpalen met een ontlastingsplaat en trek- en drukpalen is er in dit geval een betere overdracht van de belastingen waardoor er gevoelig kleinere momenten (ongeveer de helft in vergelijking met de oplossing met ankers) en spanningen in het onderste deel van de kaaimuur optreden.

Het gebruik van een dubbele rij palen als voorscherm met een achterscherm en dwarsschermen, biedt in dit geval meer voordelen dan het realiseren van de zogenaamde kamvorm (zonder achterscherm).

De twee voorste palenrijen vormen opnieuw een dubbel gronddicht scherm waarbij het achterscherm een maximale garantie van de gronddichtheid verzekert. Door de VHP-palen in deze vorm te realiseren worden de trek- en drukspanningen minimaal en krijgen we een gelijkmatige verdeling van de spanningen. Het gebruik van een gesloten vorm benadert het dichtst deze van een gewichtsmuur en geeft daarbij nog het voordeel dat dit de grond binnen deze vorm maximaal doet meewerken.

Rekening houdend met de moeilijkheid van uitvoering van deze aansluitmoten, en steunend op de stabiliteitsberekeningen en de ervaring van reeds uitgevoerde renovatiewerken met behulp van de VHP-grouttechniek is voor het uitvoeren van deze aansluitings- en verdiepingswerken de gesloten VHP-vorm gecombineerd met een ontlastingsplaat en trek- en drukpalen de meest aangewezen oplossing.

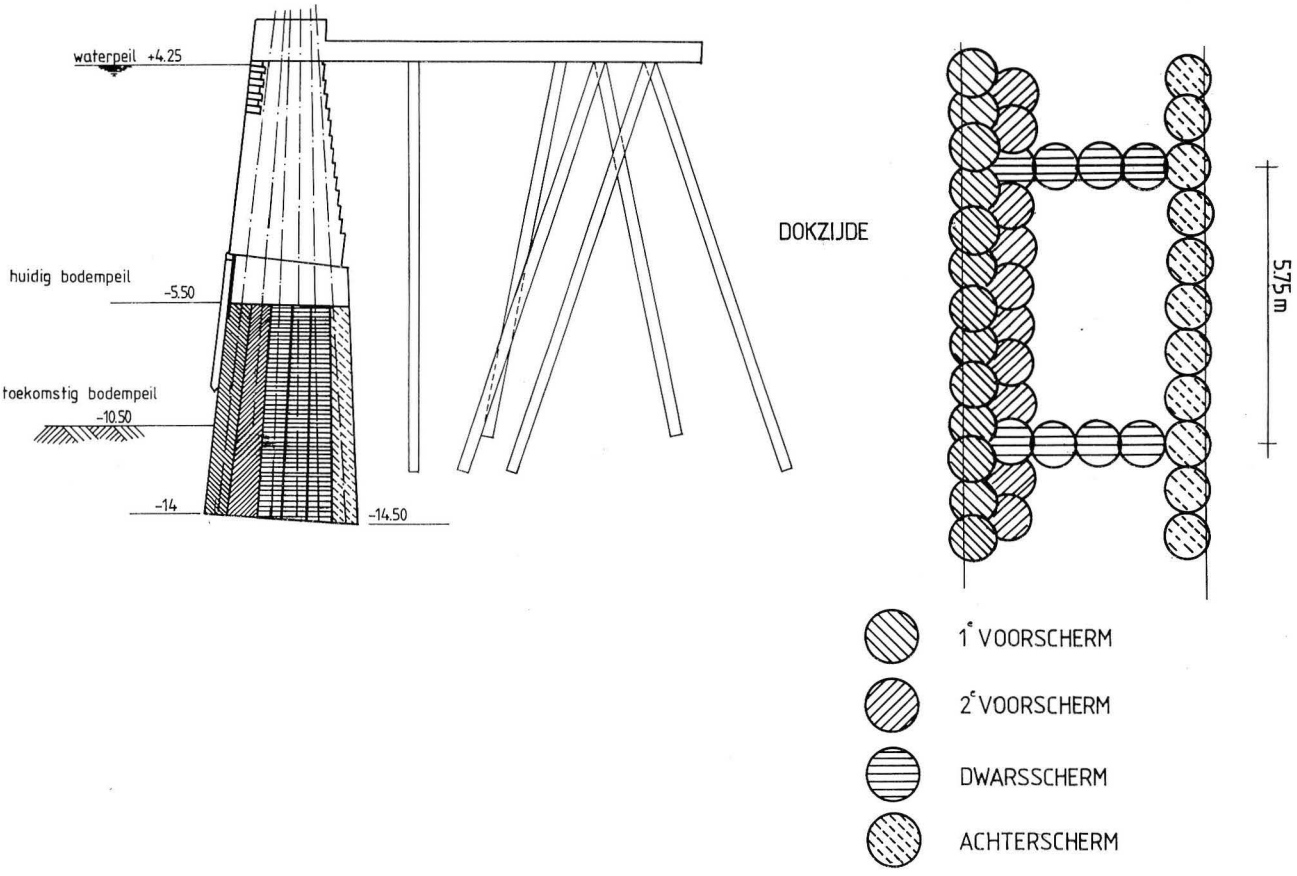


Fig. 93. — Doorvaartgeul Amerika- en Albertdok. Uitvoering aansluitingsmoten.

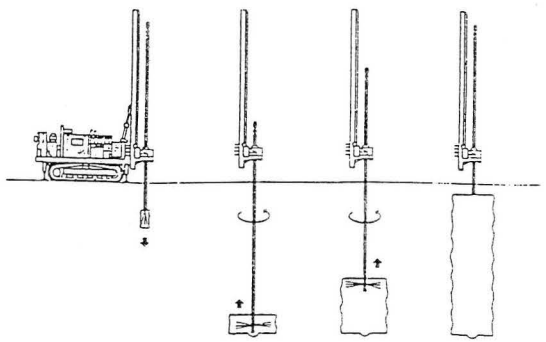


Fig. 1

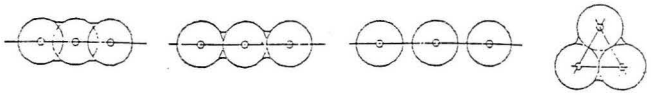


Fig. 2

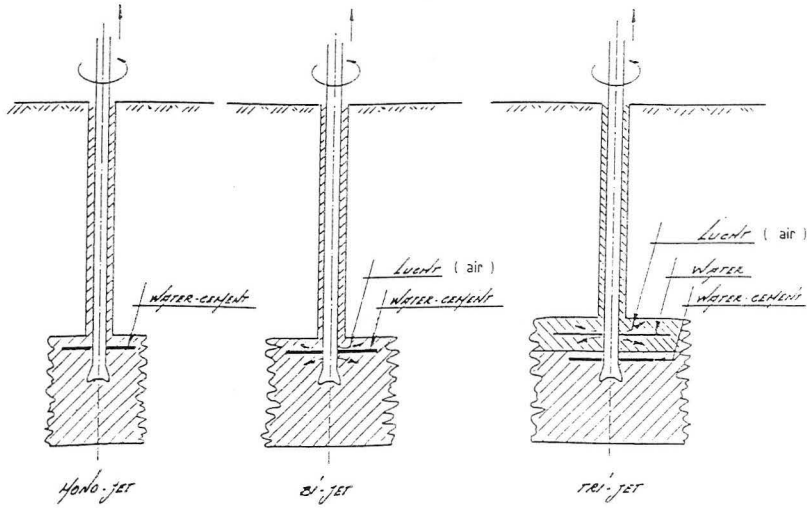


Fig. 3

Fig. 94. — Very High Pressure Grouting. Principe.

Very High Pressure Grouting

De VHP grouting wordt als volgt uitgevoerd (fig. 1)

- In een eerste fase wordt een boorbuis tot op de gewenste iepte gebracht.

- Zodra de diepte is bereikt wordt een cement-water-mengsel (grout) in de grond geinjecteerd onder zeer hoge druk (200 tot 800 bar) door twee tegenover elkaar gelegen spuitmonden. De kracht van de stralen is zo groot dat de grond totaal versneden wordt en de grondpartikels intens vermengd met het grout.

- De injectiebuis wordt rondgedraaid en tegelijk langzaam opgetrokken. Nadat het grond-groutmengsel verhard is, onstaat een homogene groutkolom.

- Voor het grout verhardt is het mogelijk er een stalen wapeningsstaaf in te brengen als de ondergrond geen stene of harde uitsluitsels bevat.

De groutkolommen kunnen in een willekeurig patroon worden uitgevoerd, naar gelang het doel van de werken (figuur 2)

Bij MONO-JET bestaat de geinjecteerde stof alleen uit grout (figuur 3).

Bij BI-JET wordt de groutstraal bedekt met een luchtlaag. Aldus kan de radius van de kolom worden vergroot. Bi-jet : grout + lucht.

Bij TRI-JET wordt de grond versneden door een waterstraal bedekt met een luchtlaag. Aldus wordt een holte gecreeerd in de grond. Op enige afstand (ca. 30 cm) onder de water + luchtstraal, wordt het watercementmengsel, het grout, geinjecteerd in de holte. De injectie gebeurt gewoonlijk onder lage druk, ca. 30 bar. Tri-jet : water + lucht + grout.

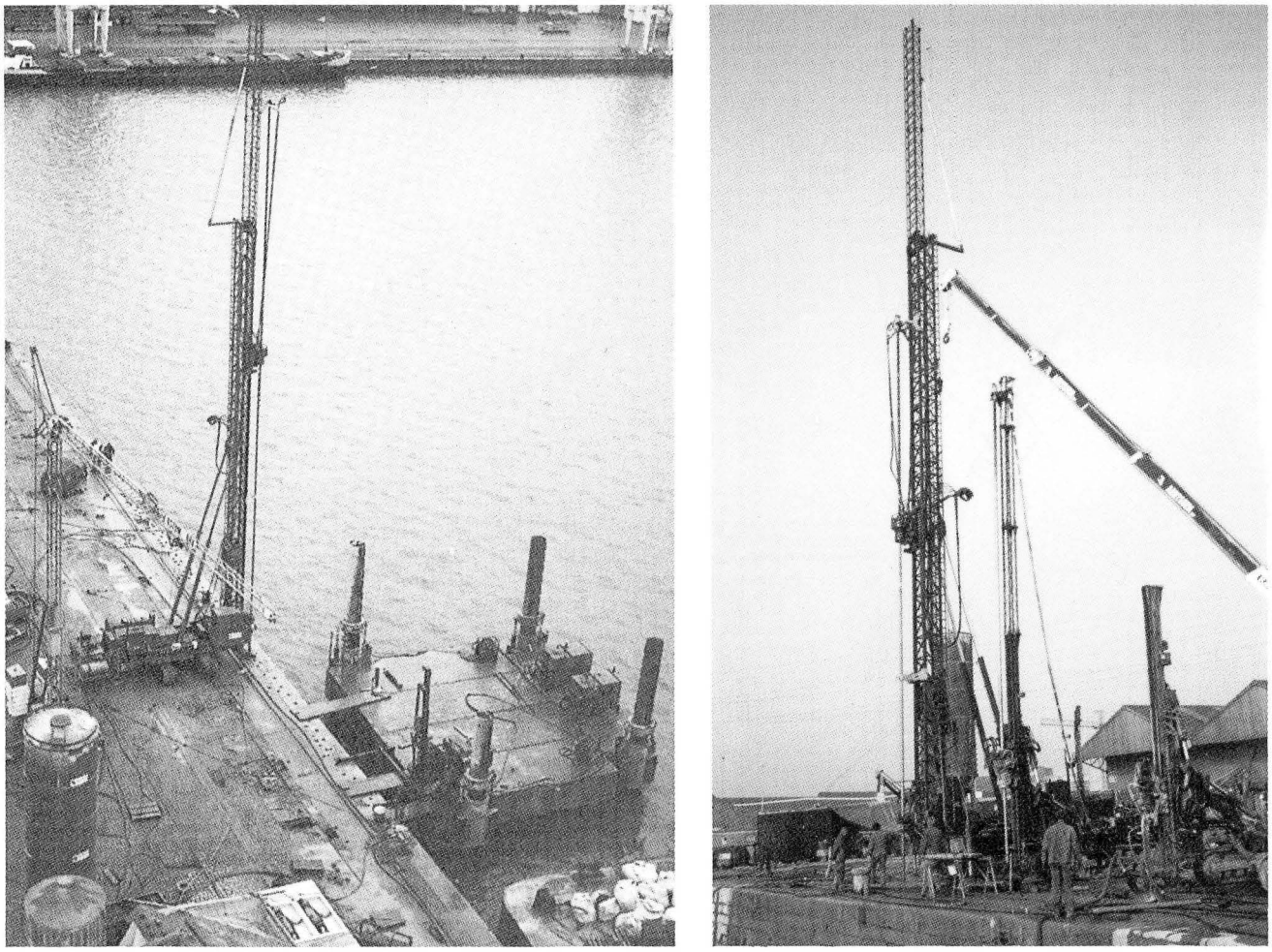


Fig. 95. — Very High Pressive Grouting. Uitvoering.

4.7. Het wachtdok voor lichters aan de noordzijde van het Amerikadok

Aannemer: Tijdelijke Vereniging N.V. AMAL (Van Laere-Algemene Ondernemingen Jan De Nul – SBBM-Besix)

Noodzaak

De bouw van het wachtdok voor lichters ten noorden van het Amerikadok is een essentieel onderdeel van het besliste renovatieprogramma.

In de haven van Antwerpen bestaat sinds jaren de behoefte aan een degelijk wachtdok voor de binnenscheepvaart.

Lichters en duwkonvooien, die tussen laad- en losoperaties noodgedwongen enige tijd in de haven moeten verblijven, vinden geen voor de binnenvaart, gereserveerde meergelegenheid. Het bestaande schuildok voor lichters tussen het Eerste en Tweede Havendok is veel te klein; het zal bovendien binnenkort gedempt worden in het kader van het renovatieplan voor de haven van Antwerpen.

In de haven dient de binnenscheepvaart, wat betreft meergelegenheid, permanent te wijken voor de zeescheepvaart.

De bestaande dokken, ten zuiden van de as Albertkanaal-Royerssluis, zijn volledig verouderd en onaangepast aan de moderne duwkonvooien. Zij bieden in hoofdzaak meergelegenheid voor schepen die niet meer in aktieve vaart zijn.

Het dok heeft een totale oppervlakte van 65.000 m^2, wordt afgewerkt met enerzijds een hoge gefundeerde kaaimuur met kaaiplateau op cota TAW + 8,50 m, en een kaaimuur met een laag kaaiplateau op cota TAW + 5,50 m.

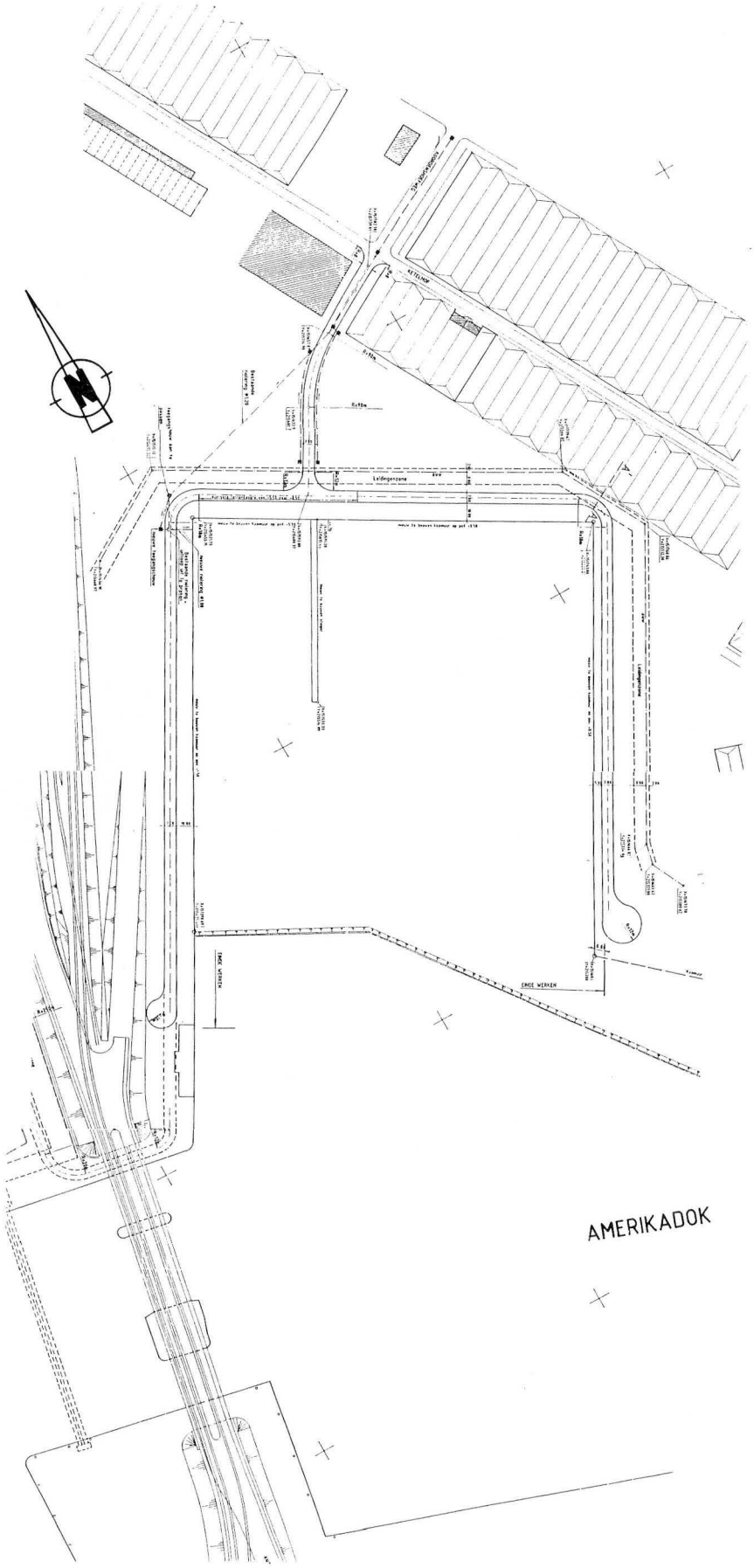


Fig. 96. — Wachtdok voor lichters ten Noorden van het Amerikadok – grondplan.

De hoge kaaimuur is van het „Deense type" gebouwd op metalen damplanken verankerd met trek- en drukpalen.

De lage kaaimuur is verankerd met boorankers.

De zone met het hoge kaaiplateau is gereserveerd voor de duwvaart, de andere voor de klassieke binnenvaart.

Beide meerzones worden gescheiden door een aanlegsteiger. De steiger heeft overspanningen met een lengte van ca. 30 m bestaande uit 2 doorlopende metalen liggers en een vloer in metalen roosters.

Het geheel wordt geplaatst op metalen buispalen met een uitwendige diameter van 1480 mm.

De voorbereidende werken voor de uitvoering van het wachtdok zijn gestart en zullen in de loop van januari 1993 effektief aanvatten. De werken moeten samen met de hoofdaanneming van de verbreding van de doorvaartgeul tussen het Amerika- en Albertdok in januari 1994 voltooid zijn.

4.7.1. *De vervuiling van de bodem*

In het kader van de bouw van een nieuwe kaaimuur ter plaatse van kaai 57 voor de verrruiming van de toegang naar de Noordkasteelbruggen, werd vastgesteld dat de grond en het grondwater in de omgeving van het wachtdok voor lichters verontreinigd is.

Daarop werden het VITO (Vlaamse Instituut voor technologsich Onderzoek) en het studiebureau BETECH belast met het uitvoeren van een doorgedreven onderzoek op grond- en grondwatermonsters in deze Noordkasteelgronden. Dit onderzoek bevestigde de visuele vastgestelde verontreiniging.

Deze vervuiling is waarschijnlijk veroorzaakt door de installaties van de vroegere Petroleumhaven die tussen 1870 en de Eerste Wereldoorlog op deze plaats gevestigd waren.

Op basis van het studierapport van Betech en in overleg met OVAM (Bestuur Realisatie en Sanering) werd een oplossing uitgewerkt om de specie te saneren en op milieuvriendelijke manier te bergen binnen de beschikbare bergingsruimte van het gehele renovatieproject.

Een uitbreiding van dit onderzoek heeft ook aan het licht gebracht dat de te ontgraven specie binnen de omschrijving van het wachtdok eveneens, zij het in mindere mate, verontreinigd is.

Op basis van de resultaten en de aanbevelingen van hetzelfde rapport en besprekingen met OVAM is het eveneens mogelijk, om binnen de lopende renovatie projecten ook voor deze gronden, mits het nemen van een aantal maatregelen en voorzorgen een sanering en dus een berging door te voeren. Verschillende alternatieven werden onderzocht en met OVAM besproken.

Uiteindelijk werd de volgende werkmethode met instemming van OVAM gekozen:

1) uitvoering van een grondwatersanering in de af te graven gronden, na de voltooiing van de nieuwe kaaimuur.

   Hiervoor dient eerst het door een bronbemaling opgepompte grondwater afgeleid te worden naar een mobiel en ter plaatse te bouwen zuiveringsinstallatie met verluchtings- en bezinkingsbekkens.

   Het residu van de zuivering wordt afgevoerd naar een gespecialiseerd verwerkingsbedrijf.

2) In de bovenlagen waar de grondverontreiniging het grootst is, wordt een selektieve sanering en berging van de specie doorgevoerd, afhankelijk van de vervuilingsgraad.

   Een kleine hoeveelheid van de specie zou mogelijk dienen behandeld te worden met aktieve kalk en dienen afgevoerd te worden naar een gespecialiseerd stort.

3) Zodra het opgepompte grondwater van dezelfde kwaliteit is als het dokwater, wordt de specie afgegraven en geborgen in het Eerste Havendok en het Oude Schuildok voor Lichters.

   Door de aanwezigheid van een praktisch ondoordringbare sliblaag op de bodem van beide dokken, wordt de licht gecontamineerde specie geheel ingepakt tussen de bestaande kaaimuren en de nieuw te bouwen afsluiting.

   Na het aanbrengen van de vervuilde specie wordt het dok afgedekt met ca. 4,00 m zuiver zand, voortkomende van de baggerwerken van de verdieping en verbreding van de doorvaartgeul.

In overleg met OVAM zal de ganse werkmethode bestendig opgevolgd worden door een milieudeskundige van een gespecialiseerd bureau, zodat tijdens de uitvoering de nodige controleproeven en metingen worden verricht en milieutechnische richtlijnen kunnen verschaft worden om zonodig de uitvoering bij te sturen. Het wachtdok zelf zal een veilige aanlegplaats creëren voor de moderne duwvaartbakken en de klassieke binnenvaart.

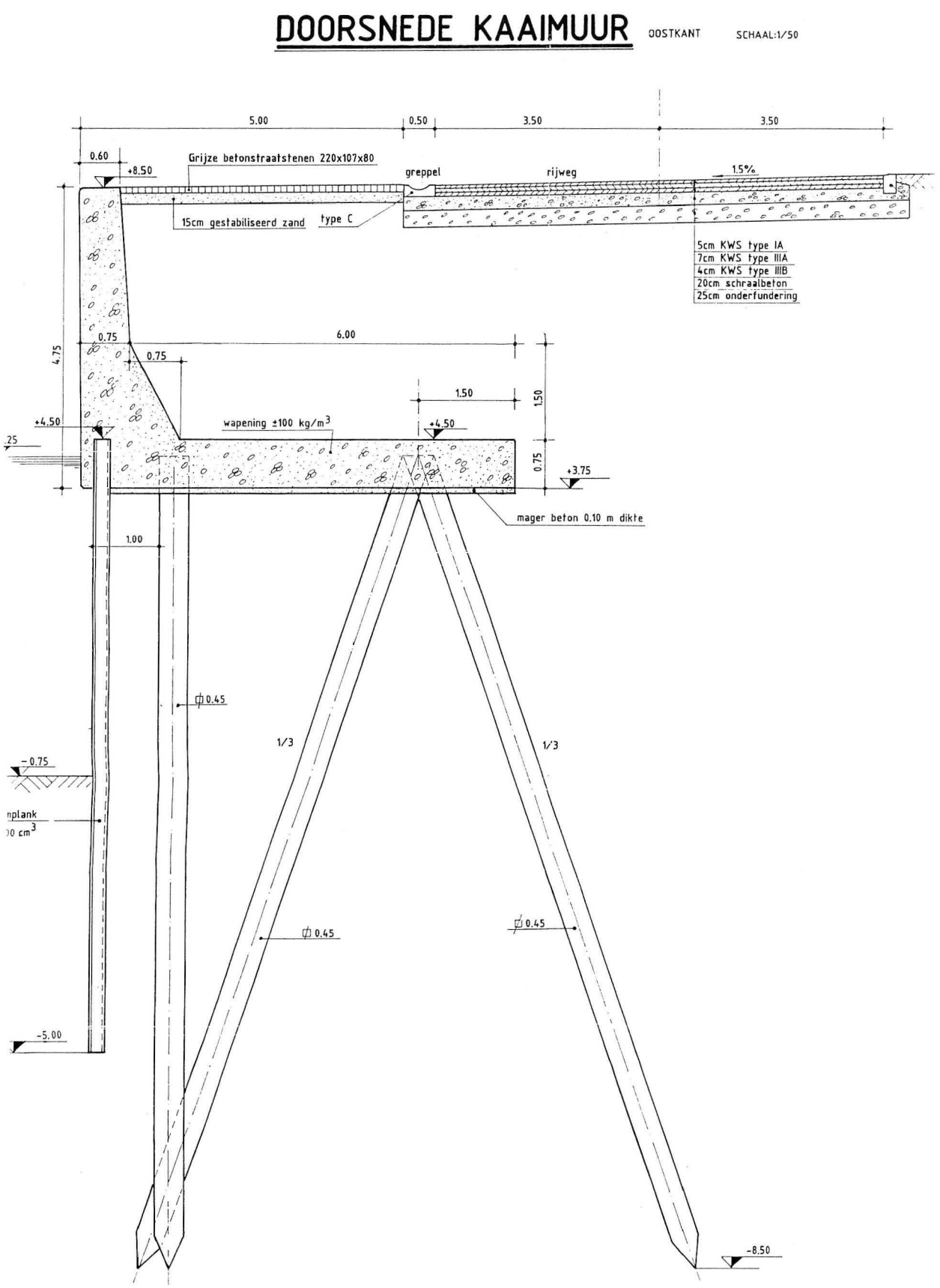


Fig. 97. — Doorsnede hooggefundeerde kaaimuur.

5. UITBREIDING VAN HET RENOVATIE-PROGRAMMA

Met de voltooiing van het voorliggende en in uitvoering zijnde renovatieprogramma is de renovatie van het middengedeelte van de haven niet voltooid.

Tengevolge van herschikkingen en overnamen binnen een aantal havenbedrijven,en het aflopen van bestaande consessies, zijn herschikkingen van bestaande terminals gepland en worden nieuwe functies en toewijzingen voorzien in het Leopolddok en het Amerikadok.

Kandidaatoperators zijn evenwel bereid tot grote investeringen over te gaan, indien de dokken met de aanlegplaatsen over de nodige diepte beschikken, teneinde moderne schepen met grotere diepgang tot ca. 40 voet te ontvangen.

Rekening houdend met deze vraag mag men aannemen dat in de eerstvolgende jaren (1994-2000) het huidige renovatieprogramma zal voortgezet worden met de renovatie van enkele honderden meter kaaimuur in het Amerika- en Leopolddok.

Het belangrijkste en het meest dringende werk dat evenwel dient aangevat te worden is de renovatie van de Royerssluis.

De sluis gebouwd in 1907 en gelegen afwaarts de rede van Antwerpen geeft ondermeer onmiddellijke aansluiting op het gerenoveerde havengebied rond het Amerika- en Albertdok en in het bijzonder het Albertkanaal.

De afmetingen van de sluis (180.00 × 22.00 × 6,40) laten toe kustvaart en binnenvaartschepen te versassen. De beperkte lengte en breedte van de kolk verhinderen evenwel het schutten van moderne duwvaartkonvooien.

Tengevolge van zijn ligging binnen het havenareaal worden door deze sluis samen met de nog oudere Kattendijksluis (gebouwd in 1870) het grootste deel van de binnenvaart van en naar de haven versast.

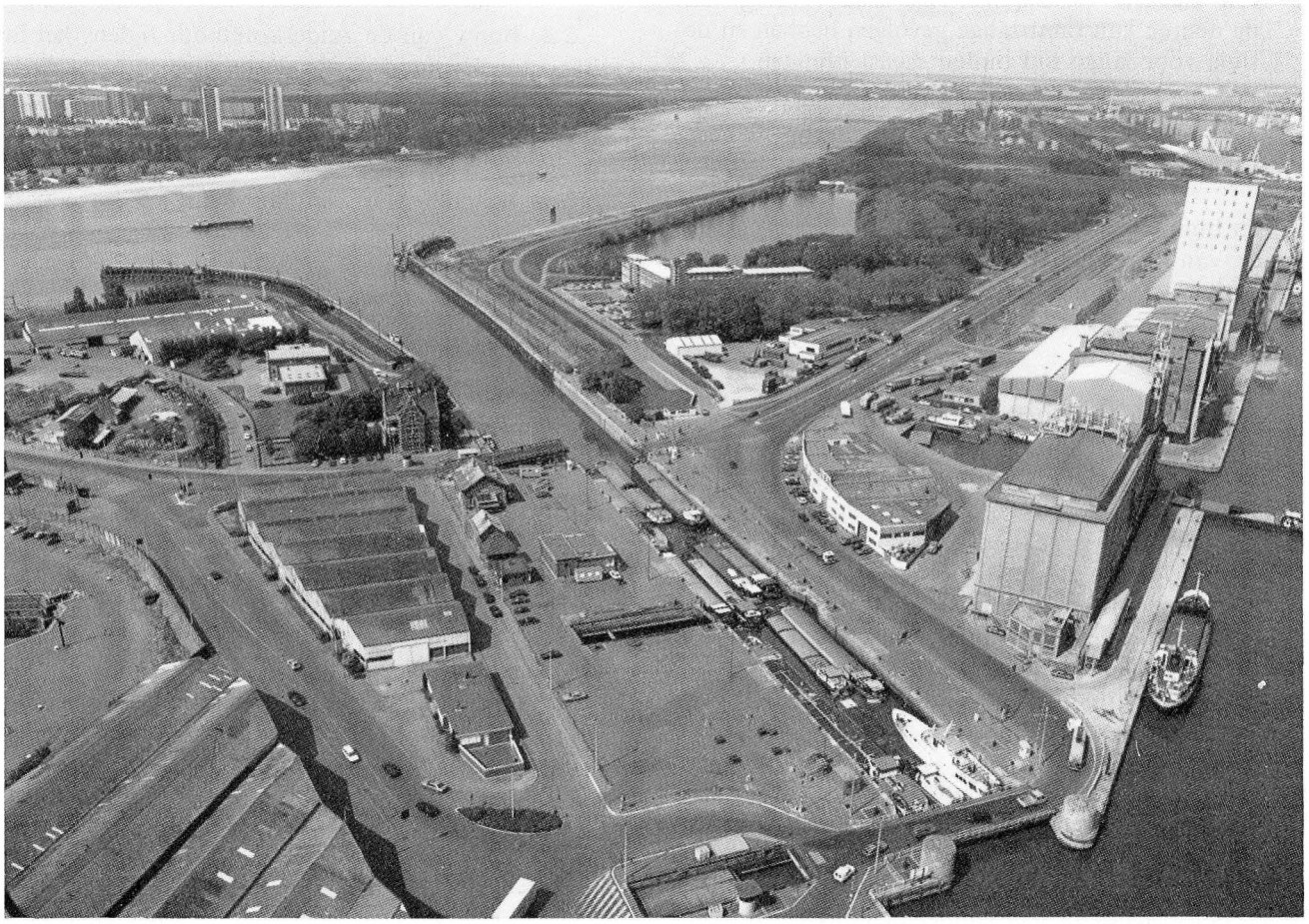


Fig. 98. — Royerssluis.

Het volgende staatje geeft het aantal scheepvaartbewegingen in beide sluizen tijdens 1991.

	IN		UIT	
Zeevaart	*Aantal*	*BT*	*Aantal*	*BT*
Royerssluis	545	681.178	516	690.103
Kattendijksluis	—	—	—	—
Binnenvaart	*Aantal*	*m^3*	*Aantal*	*m^3*
Royerssluis	11.134	9.248.592	13.504	10.672.530
Kattendijksluis	4.730	3.437.247	3.324	2.042.709
Schuttingen	*Aantal*			
Royerssluis	8.151			
Kattendijksluis	1.738			

Deze intensief gebruikte sluis is aan vervanging toe omwille van de volgende redenen:

1. Zowel de civieltechnische konstruktie (kolken, deuren, schuiven, enz.) als de elektro-mechanische uitrusting van de sluis is totaal versleten en aan vervanging toe.
   Reservedeuren en onderdelen zijn niet meer beschikbaar daar sinds jaren gerekend wordt op een algehele vervanging. Een schadevaring aan de deuren kan rampzalige gevolgen hebben en de sluis voor lange tijd buiten dienst brengen.
2. De huidige afmetingen van de sluis voldoen niet aan de eisen gesteld door de moderne binnenvaart, i.e. de duwvaart.

Het buiten dienst stellen van de huidige sluis en de bouw van een nieuwe wordt tengevolge van de te verwerken trafiek en een aantal uiterst strenge randvoorwaarden een moeilijke en delicate onderneming.

Uit een nautisch vooronderzoek blijkt dat de inplanting van de sluis zowel voor de toegankelijkheid vanuit de rivier als de verkeersafwikkeling in de dokken, best gebeurd ter plaatse van de huidige sluis.

De nieuwbouw op deze plaats stelt gedurende een belangrijke tijd de sluis buiten dienst. De versassingen zullen derhalve door andere sluizen dienen overgenomen te worden hetgeen aanleiding zal geven tot grotere vaarafstanden door de haven en congestie aan de andere sluizen.

Een verbreding en verlenging van de sluis wordt beperkt door de beschikbare landruimte, maar vooral door de aanwezigheid van belangrijke industriële constructies die niet kunnen afgebroken worden en in dienst moeten blijven, n.l. langs de Noorderoever: de graansilo's van S.A.M.G.A. en langs de Zuideroever het gemaal van de Vosseschijn.

Het wegvervoer naar en van het havengebied dient in belangrijke mate gebruik te maken van de wegenis over en rond het sluisplateau.

De inplanting van de sluis tussen industriële gebouwen laat geen vlotte verkeersafwikkeling toe zodat sinds jaren met verkeerscongestie in de omgeving van de sluis dient rekening gehouden te worden.

Een vervanging van de sluis dient derhalve een oplossing te bieden aan dit congestieverschijnsel.

Rekening houdend met het voorgaande worden voor de bouw speciale technieken onderzocht en bestudeerd om:

1. de bouwtijd van de sluis tot het minimum te beperken;
2. de huidige sluis maximaal in dienst te houden tijdens de voorbereidende werken en een belangrijk deel van de constructietijd;
   2.1. Behoud en versterking van de noorderkolkmuur,
   2.2. Bouw van de zuiderkolkmuur tijdens het in dienst houden van de huidige sluis,
   2.3. Bouw van de hoofden gedurende een beperkte periode met een mogelijke ondertunneling;
3. het behoud van de bestaande constructies: gemaal en silo's;
4. de studie voor het behoud van de wegverkeersafwikkeling gedurende de ganse duur van de werken.

Uitgaande van deze randcriteria kan deze sluis moeilijk opgevat worden als een klassieke zeevaartsluis.

Op basis van voorbereidend studiewerk, werd een projectgroep opgericht die nu de renovatie van de Royerssluis daadwerkelijk bestudeert. De werken zouden ten laatste in 1995 moeten kunnen aanvangen.

Een voor de duwvaart aangepaste sluis zal de beste ontwikkelingskansen geven voor het zuidelijk havengebied en is nodig om de investeringen, ter ontsluiting van het Albertkanaal voor de grote duwvaart, te valoriseren.

De nieuwe sluis zal een ontlasting betekenen voor de grote sluizen en aansluitende dokken en tevens bijdragen tot een veiliger en snellere scheepvaartaf-

wikkeling, doordat een aantal scheepstypen, in het bijzonder de grote binnenvaart, via deze weg de haven beter kunnen bereiken of verlaten.

Tenslotte dient vermeld dat op middellange termijn, en in het bijzonder na een renovatie van het Leopolddok, ook de realisatie van de korte en directe route via de noordzijde van het eiland een noodzaak zal worden.

Deze route wordt gerealiseerd door het verruimen en verdiepen van de enge doorvaartgeul tussen het Leopolddok en het Albertdok.

Twee bruggen, namelijk de Wilmarsdonkbrug en de Oosterweelbrug, overspannen deze vaargeul en vormen de verbinding, voor zowel het weg- en spoorverkeer, tussen het eiland en het hinterland.

Het masterplan dat op dit ogenblik wordt opgemaakt voorziet de vervanging van beide bruggen door een enkele brug ter plaatse van de huidige Wilmarsdonkbrug met een overspanning van ca. 65 m.

Deze brug dient hoofdzakelijk voor het treinverkeeer van en naar het vormingsstation en ook voor het lokale haven- en wegverkeer.

Voor het snellere en doorgaande wegverkeer wordt onder de verbrede en uitgediepte vaargeul tussen beide dokken een voertuigentunnel voorzien.

Het wegnemen van dit knelpunt vergt evenwel grote investeringen, te ramen op 5 tot 7 miljard frank.

* * *

Deze nota kwam tot stand door een samenwerking van:

— irs. G. Thues en W. Thibaut van de Technische Dienst van het Havenbedrijf van de Stad Antwerpen.

— irs. P. De Schrijver, R. Charlier, E. Laforce, L. Meyvis en L. Corluy van het Departement Leefmilieu en Infrastructuur van het Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap.

— irs. P. Boucquet, Sol, Dupont, J. Himpe, F. Elskens, L. Ponnet, Augusteyns van de aannemingsmaatschappijen N.V. Van Laere, Bencor, Fundex, Herbosch Kiere, Bitumar, H.S.S. en Dredging International

— ir. R. Dedeyne van het controlebureau Seco

— Prof. ir. Bourgeois van de Leerstoel Bouwkunde van de Koninklijke Militaire School.

Foto's:

— G. Coolens

— Toezichtspersoneel Antwerpse Zeehavendienst

— Dienst Topografie en Fotogrammetrie van het Departement Leefmilieu en Infrastructuur

Tekeningen:

— De tekenburelen van de Antwerpse Zeehavendienst en diverse aannemers.

Algemene coördinatie:

— Antwerpse Zeehavendienst van het Departement Leefmilieu en Infrastruktuur.

RÉSUMÉ :

Le Port d'Anvers
Projet de rénovation

Le déclin des vieux secteurs des ports peut être observé partout en Europe.

Plusieurs bassins, quais et emplacements, où à l'époque battait le cœur du transport mondial, tombent en ruine. Ils sont désertés ou dégradés à un rôle marginal dans l'actualité portuaire.

Il ya deux facteurs qui rendent les anciens bassins insuffisants : leur profondeur insuffisante et la superficie limitée des quais. Le manque de profondeur ne permet pas l'arrivée des navires de grand tonnage. Les restrictions de la surface de quai affectent l'efficience et la capacité de stockage et de manutention.

Ce développement peut être renversé par des constructions nouvelles ou par la rénovation et l'adaptation des équipements des terrains d'exploitation.

Sur la rive droite, les derniers terrains disponibles sont occupés. Abstraction faite de la rive gauche, la surface portuaire anversoise ne peut être développée que par la modernisation d'anciennes installations. Pour plusieurs chargeurs cette adaptation est vitale, sinon certains trafics quitteront le port d'Anvers en faveur de ports étrangers.

Tenant compte des possibilités et de la demande, le secteur central du port, c'est-à-dire les Bassins d'Amérique et Albert et surtout le 3e Bassin, se prête bien à une telle rénovation.

Le Service Technique du Port d'Anvers a dressé un plan directeur pour la rénovation de ce secteur, y compris la création d'une voie navigable pour des navires type « Panamax » tirant 40 à 42 pieds.

Après la confrontation des alternatives à des critères différents, comme coût, durée, accessibilité etc., la route du Sud a été sélectée.

La réalisation de cette route implique l'approfondissement consécutif des bassins et l'enlèvement des goulots.

Les différents travaux et les techniques qui sont appliqués en vue de la réalisation de ce projet, font l'objet de cet article.

SUMMARY :

Port of Antwerp
Renovation project

Obsolation of older port areas can be observed al over Europe.

Many a dock, quay and berth where the heart of the world transport used to beat is in decline. They are deserted or degraded to only a minor role in port activity.

The usefulness of the older docks is affected by two factors: insufficient draft and limited handling surface. Restricted draft impedes the reception of modern large vessels. Small handling area results in poor efficiency and low storage and handling capacity.

These developments can be reversed either by the construction of new facilities or by renovation and adaptation of the existing superstructure and equipment.

On the right river bank the last available areas have recently been occupied. Leaving apart the left bank, the Antwerp port infrastructure can only be further extended by rebuilding the existing facilities. For several shippers this adaptation is vital; otherwise certain trades will leave the port and turn to ports in other countries.

Taking into account feasibility and demand aspects the middle sector of the port around the America Dock, the Albert Dock and the 3rd Harbour Dock in particular proved to be most suitable for such renovation scheme.

In this light a master plan was elaborated by the Technical Service of the Municipal Port Authority to renovate this sector along with the creation of a fairway for Panamax type vessels with a draught of 40' to 42'.

After examination of the alternatives against different criteria such as cost, building time, accessibility etc., the southern route was selected.

The implementation of the southern route requires the deepening of the docks to be passed one at a time and the clearing of the bottlenecks.

The present article will deseribes the different works and techniques which are applied to implement this project.