

Inleiding

Bij het civieltechnische ontwerp van de rwzi Kralingseveer is een aantal bijzondere factoren mede van invloed geweest op het uiteindelijke ontwerp, nl.:

1. De opbouw van de ondergrond, met name de ophoging met havenslib met daarop een zandlaag.
2. Het bouwrijp maken van het terrein in twee fasen ten gevolge van een verschuiving van de installatie tijdens de voorontwerpfase.
3. De invloed van de toekomstige uitbreiding van de Van Brienenoordbrug.
4. De kruisingen van de effluentleiding met de deltawaterkering en de Schaardijk.



ING. L. BOLDING
DHV Raadgevend Ingenieurs-
bureau BV
afd. civiele techniek



ING. A. VAN MALENSTEIN
DHV Raadgevend Ingenieurs-
bureau BV
afd. civiele techniek

Ter aanduiding van de grootte van de civieltechnische werken de volgende gegevens: verwerkte betonhoeveelheid: 24.375 m³; verwerkte hoeveelheid wapeningsstaal: 2.524 ton; aantal heipalen: ca. 3.600 stuks (totale lengte 76 km).

De opbouw van de ondergrond

De installatie is gelegen op een terrein ten oosten van de Van Brienenoordbrug. Dit terrein met een oorspronkelijke maaiveldhoogte op 1,50 m + NAP, is in de jaren voor 1977 opgehoogd met havenslib. Van dit met havenslib opgehoogde terrein is in eerste instantie het noord-oostelijke deel voorzien van een 1,5 m dikke zandlaag en tevens van zandpalen in een stramien van 2,5 m hart op hart teneinde het zettingsproces te versnellen. Het lag oorspronkelijk in de bedoeling om de installatie op dit deel van het terrein te situeren.

De uiteindelijke bouwplaats van de rwzi kwam echter te liggen op het zuid-westelijk deel van het terrein tegen de hoofdwaterkering en zo dicht mogelijk tegen de toekomstige uitbreiding van de Van Brienenoordbrug.

De uiteindelijke bouwplaats was voor ongeveer een derde deel bouwrijp gemaakt en het restant moest in korte tijd worden opgehoogd. Om bij aanvang van de bouwwerkzaamheden over een terrein te beschikken, waarvan de beide delen in de toekomst nog een ongeveer evengrote zetting

zouden ondergaan is het nog op te hogen terreindeel voorzien van een extra overhoogte van 1,00 m en eveneens van zandpalen in een stramien van 2,5 m hart op hart. De maaiveldhoogte van het in de eerste fase opgehoogde terrein was bij de aanvang van de bouw van de rwzi ongeveer 2,50 m + NAP en van het later opgehoogde terrein ongeveer 4,50 m + NAP à 5,00 m + NAP, zodat het totale voor de installatie benodigde terrein kon worden geëgaliseerd op 3,50 m + NAP, tevens de definitieve maaiveldhoogte.

De aanwezige terreingesteldheid is van grote invloed geweest op de vaststelling van de aanlegniveau's van de verschillende onderdelen van de installatie.

Door de aanwezigheid van de laag havenslib onder het zandpakket werden grote problemen verwacht bij het maken van diepe ontgravingen.

De aanlegniveau's zijn daarom zodanig gekozen dat alleen de slibkegels van de nabezinktanks en de ontluuchtingsput bij de dijkskruising in het havenslib staken.

Deze onderdelen zijn in afgeheide damwandkuipen gemaakt.

De opbouw van de ondergrond is ook een maatgevende randvoorwaarde geweest bij het bepalen van de afstand van de installatie tot de toekomstige uitbreiding van de Van Brienenoordbrug.

Bij deze uitbreiding zal een ophoging voor de aanvoerwegen tot 9,50 m + NAP worden gerealiseerd.

Deze ophoging zal horizontale grondverplaatsingen in de slappe grondlagen tot gevolg hebben.

Om te voorkomen dat deze horizontale grondverplaatsingen de fundatie van de diverse onderdelen van de installatie nadelig zouden beïnvloeden is een zodanige veilige afstand tot deze ophoging gekozen dat geen rekening meer behoeft te worden gehouden met het effect van horizontale grondverplaatsingen op de paalfundering.

De fundering

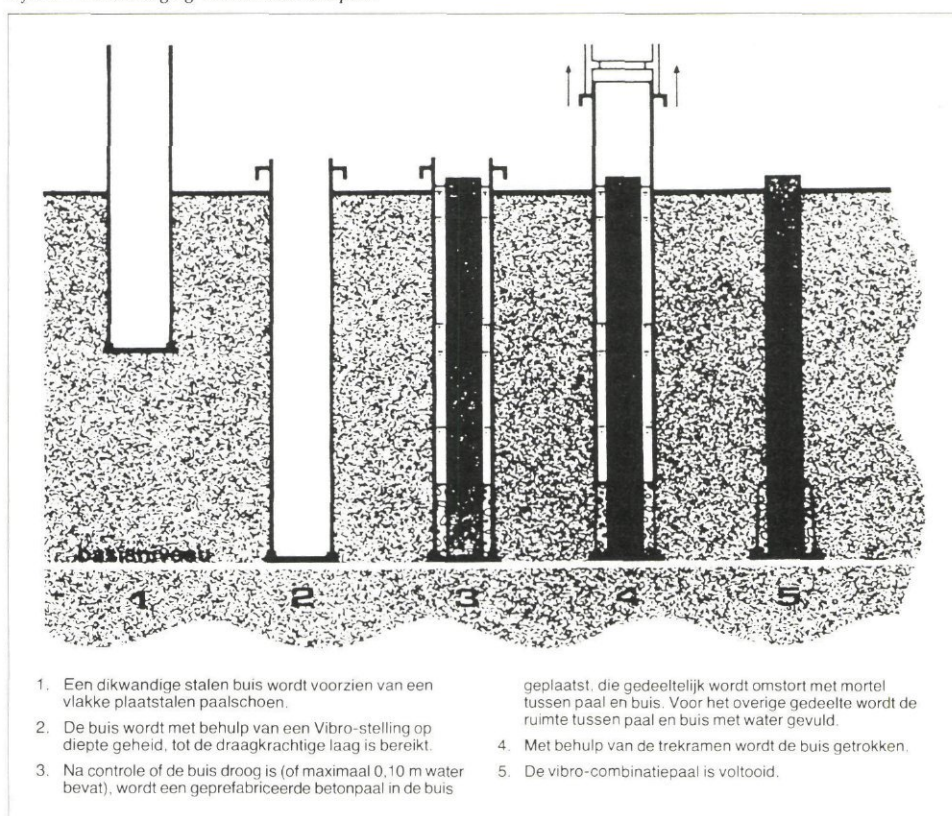
In verband met de toelaatbare gronddruk en de nog te verwachten zettingen zijn alle onderdelen van de rwzi op palen gefundeerd, behoudens de leidingen kleiner dan Ø 500 mm. Het aantal heipalen bedraagt in totaal ongeveer 3.600.

Aangezien er een samendrukbaar pakket van aanzienlijke dikte aanwezig is zal er ten gevolge van de optredende zetting een grote negatieve kleefbelasting op de betonpalen ontstaan.

Berekeningen wezen uit dat de negatieve kleef bij benadering gelijk was aan het nuttige paal draagvermogen van 700 à 800 kN uitgaande van palen van 400 x 400 mm. Om de negatieve kleef te reduceren is gekozen voor het aanbrengen van een bitumenglijlaag op de palen, met een dikte van 10 mm.

De palen zijn behoudens het paalgedeelte dat

Afb. 1 - Vervaardiging Vibro-combinatiepaal.



een bijdrage levert aan de positieve kleeft voorzien van deze glijlaag.

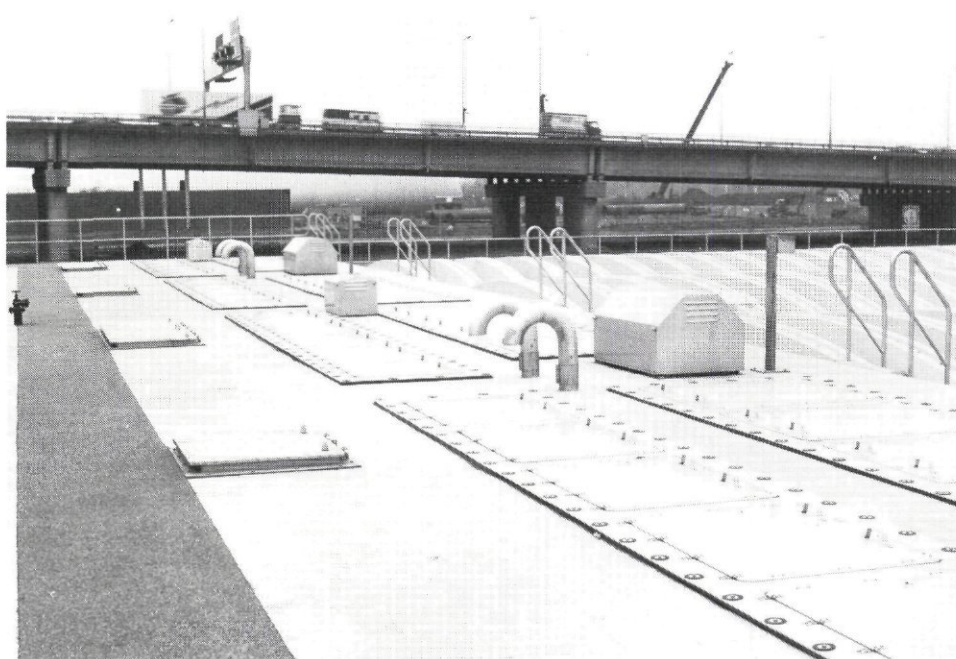
De negatieve kleeft wordt op deze manier sterk gereduceerd en bedraagt nog ongeveer 50 kN, een gering gedeelte ten opzichte van de oorspronkelijke negatieve kleeft.

Na de aanbesteding kwam de aannemer met een voorstel om in plaats van de geheide prefabbetonpalen van 400 x 400 mm, Vibrocombinatiepalen met een schachtafmeting van 290 x 290 mm te gebruiken.

Financieel gezien was dit alternatief aantrekkelijk, omdat een aanzienlijke besparing op de kosten voor de fundatie kon worden gerealiseerd. Funderingstechnisch gezien rezen echter een aantal vragen, die samenhangen met de wijze van uitvoering van de Vibrocombinatiepaal.

De Vibrocombinatiepaal is een combinatie van een in de grond gemaakte paalpunt en een prefabbetonpaal.

De fabricage van genoemde paal is aangegeven in afb. 1.



Afb. 2 - Afdekking indikers.

De belangrijkste vragen die beantwoord moesten worden voordat met de toepassing van de Vibrocombinatiepaal accoord kon worden gegaan waren de volgende:

- Hoe is het vervormingsgedrag van de Vibrocombinatiepalen en wat zijn de verschillen met prefabbetonpalen?
 - Hoe wordt de stabiliteit van de prefabbetonpaal van 290 x 290 mm gewaarborgd uitgaande van een te trekken stalen buis Ø 508 mm, waarbij een holle ruimte rondom de buis aanwezig is bij het aanbrengen?
- Om een gedegen antwoord op bovengenoemde vragen te verkrijgen is door het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft een theoretische beschouwing op-

gesteld waarin de verschillende parameters nader zijn uitgewerkt. Ter verificatie van de uitkomsten van de berekeningen en om de praktische uitvoerbaarheid van de Vibrocombinatiepaal te toetsen zijn een tweetal proefpalen geplaatst.

De uitkomsten van de proefbelasting op deze palen gaven een goede correlatie met de theoretische berekende waarden.

De paalkopzakking bij een nuttige paallast van 500 kN is globaal 50% meer dan bij een normale prefabbetonpaal van 400 x 400 mm. Tijdens de proefbelasting is geen horizontale uitwijking van de paalschacht geconstateerd, ook niet in het bezwijkstadium, zodat voor

uitknikken van de palen onder gebruiksbelasting niet gevreesd behoeft te worden. Voorzien van deze kennis is bekeken welke constructies gefundeerd zouden kunnen worden op Vibrocombinatiepalen.

Voor de gebouwen en de zwaarst belaste constructies zoals de slibgistingstanks is de oorspronkelijke paalkeuze gehandhaafd. De constructies die minder gevoelig zijn voor kleine zettingsverschillen – zoals bijvoorbeeld voorbezinktanks, beluchtingstanks en nabezinktanks die hoofdzakelijk uit plaatvloerconstructies bestaan – zijn gefundeerd op combinatiepalen. De palenrijen aan de buitenzijde van de tanks, die een horizontale grondbelasting moeten opnemen, zijn hiervan uitgezonderd.

Uiteindelijk zijn ongeveer 2.700 van de 3.600 palen uitgevoerd als combinatiepaal.

Afb. 3 - Afdekking voorbezinktanks.



Krimp- en temperatuureffecten

Bij het constructief ontwerp van waterhoudende reservoirs is de beperking van de nadelige invloed van krimp- en temperatuurverschillen een belangrijke randvoorwaarde. De constructies worden daarom een zodanige vorm gegeven, dat de aanwezigheid van doorgaande en dus lekkende scheuren onder de waterspiegel wordt voorkomen. Belangrijke parameters bij het vaststellen van de constructieve oplossing zijn:

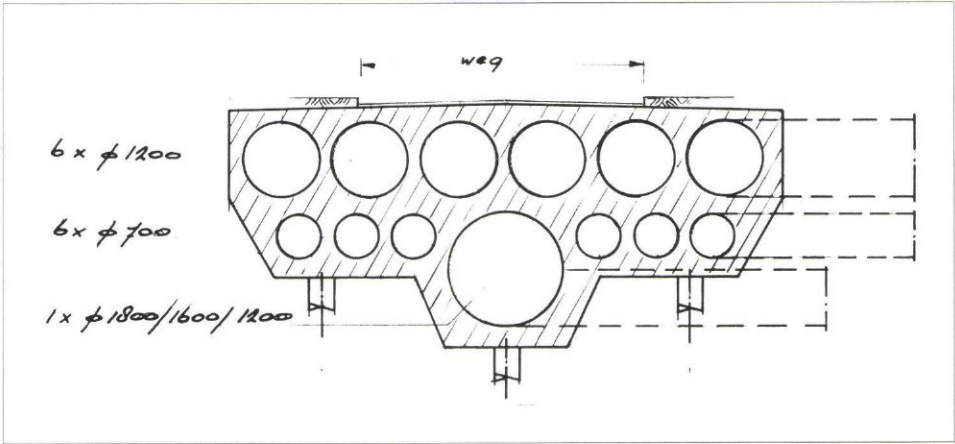
- de watertemperatuur
- de omgevingscondities.

Onderscheid kan daarbij worden gemaakt tussen onderdelen die afvalwater met een 'normale' temperatuur te verwerken krijgen zoals de voorbezinktanks, beluchtingstanks en nabezinktanks en onderdelen die om procestechnische redenen op een hogere temperatuur bedreven worden, bijvoorbeeld

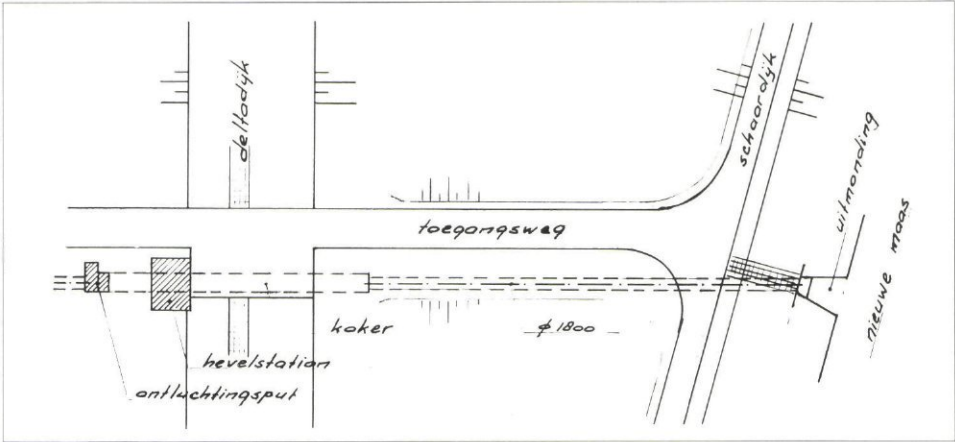
de slibgistingstanks en de na-indikkers. De constructieve oplossingen die bij de rwzi Kralingseveer gekozen zijn, kunnen ruwweg verdeeld worden in twee categorieën. De tankconstructies met een geringe kantdiepte en een 'normale' watertemperatuur zijn ontworpen met een monoliete vloerconstructie en met een wandconstructie die om de 12 à 14 m voorzien is van een verticale dilatatievoeg. Op de plaatsen in de constructie waar ondanks deze vormgeving nog krimp- en temperatuurspanningen te verwachten zijn, is een zodanige wapening toegepast dat de scheurwijdtes beperkt blijven, indien het beton onverhoopt mocht scheuren. Daarnaast zijn de wanden van een aanaarding voorzien voor zover dit praktisch mogelijk was, om zodoende een thermische isolatie te realiseren. De ronde tankconstructies met een grote kantdiepte en/of afwijkende watertemperaturen, zijn uitgevoerd met een losse ringwand, die horizontaal is voorgespannen. Dit betreft de na-indikkers en de slibgistingstanks. Daarnaast geldt bij de slibgistingstanks nog een gunstige bijkomstigheid welke het temperatuurverschil sterk vermindert, namelijk een wandisolatielaag en een bekleding met stalen wandplaten.

Afdekkingen (zie afb. 2 en 3)
Ten gevolge van de hoge eisen die worden gesteld aan het voorkomen van stankoverlast zijn diverse onderdelen afgedekt. Dit betreft onder andere:
1. de voorbezinktanks en de indikkers;
2. de beluchtingstanks met contacttanks en compostfilters.
Bij de onder 1. genoemde onderdelen had deze afdekking tot gevolg, dat de betonoppervlakken boven de waterspiegel moesten worden voorzien van een bescherming in de vorm van een PVC-lining in verband met de mogelijke betonaantasting door H₂S en dat tevens een H₂SO₄-bestendig materiaal voor de afdekking moest worden gekozen. Hier-voor is glasvezelversterkt polyester gekozen.

De afdekking van de voorbezinktanks is uitgevoerd met rechthoekige elementen, terwijl de ronde indikkers zijn voorzien van taartpuntvormige elementen, welke aan één zijde op de rand van de tank liggen en aan de punt zijn opgelegd op een cilindervormige roestvaststalen steunpunt dat onder aan de loopbrug is bevestigd. Dit had als voordeel dat de afdekking op een laag niveau kon worden aangebracht vlak boven het water-niveau (gering luchtvolume) en dat de onderzijde van de brug niet behoefde te worden voorzien van PVC-lining. Bij de onder 2. genoemde onderdelen is geen kans op H₂S-ontwikkeling onder de afdek-



Afb. 5 - De dijkkruisingen.



Afb. 4 - Leidingstraat.

kingen, zodat hier geen betonbescherming behoefde te worden toegepast. Deze onderdelen zijn gedeeltelijk voorzien van een betonafdekking en gedeeltelijk van een glasvezelversterkte polyester afdekking.

De leidingenstraat (zie afb. 4)
De aanvoerleidingen, slibretourleidingen en effluentleidingen van de zes nabezinktanks zijn samengevoegd tot één grote leidingstraat waarin de effluentleiding varieert in diameter naarmate er meer nabezinktanks op zijn aangesloten en waarin de aanvoerleidingen naar de nabezinktanks en de slibretourleidingen van de tanks paarsgewijs zijdelings uit- c.q. invoegen. Deze oplossing had naast economische voordelen en ruimtebesparing ook als praktisch voordeel dat het bovendeck, dat in de eindfase als weg dienst doet in de bouwphase reeds als bouwweg voor zwaar verkeer kon worden benut.

De dijkkruisingen (zie afb. 5)
De effluentleiding van de installatie bestaat uit een op kessen gefundeerde plaatstalen kernbuis Ø 1.800 mm. Deze leiding mondt uit in de Nieuwe Maas. Hiervoor moeten twee dijken worden gekruist

namelijk de Deltadijk en de Schaardijk. Bij de Schaardijk kon de leiding door de dijk worden gevoerd, hetgeen niet mogelijk was bij de Deltadijk omdat dit een hoofdwaterring betrof. Hier moet worden voldaan aan de Pijpleidingcode. Dit hield onder andere in dat ter plaatse van de waterkering de onderzijde van de leiding moest kruisen 10 cm boven de dijktafelhoogte (zijnde 4,80 m + NAP) en dat ter plaatse van de waterkering en de veiligheidszones geen voegen in de leiding mochten voorkomen. Bovendien moet ermee rekening worden gehouden dat naast het bestaande fietspad zwaar verkeer op de Deltadijk kan voorkomen. De kruising met de hoofdwaterring is als hevelconstructie uitgevoerd teneinde het effluent onder vrij verval over de dijk te laten stromen. Als gevolg van de randvoorwaarden en om hoogte te winnen voor de toevoerwegen over en naast de leiding is ter plaatse van de waterkering en de veiligheidszones gekozen voor een onderheide betonkoker met een doorsnede van 1 x 3 m² in plaats van een leiding Ø 1.800 mm. Op deze koker is tevens het hevelstation gebouwd.